

**E45 - SISTEMAZIONE STRADALE DEL NODO DI PERUGIA
Tratto Madonna del Piano - Collestrada**

PROGETTO DEFINITIVO

PG 372

ANAS - DIREZIONE TECNICA

<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Marco Leonardi</i> Ordine Geologi Regione Lazio n. 1541</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111</p> <p><i>Ing. Moreno Panfilì</i> Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657</p> <p><i>Ing. Giovanni e Alfredo Dalenz</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14069</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria)</p> <p>GP INGENGNERIA <i>GESTIONE PROGETTI INGENGNERIA srl</i></p> <p>(Mandante)</p> <p>(Mandante)</p> <p>(Mandante)</p> <p>IL PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12):</p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035</p>
<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Arch. Santo Salvatore Vermiglio</i> Ordine Architetti Provincia di Reggio Calabria n. 1270</p>	<p>INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI PERUGIA SEZIONE A N° A2657 MORENO PANFILI SETTORE CIVILE E AMBIENTALE SETTORE INDUSTRIALE SETTORE DELL'INFORMAZIONE</p>	<p>(Mandante)</p> <p>(Mandante)</p> <p>(Mandante)</p> <p>cooprogetti</p> <p>engeko</p> <p>AIM <i>Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</i></p>
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Alessandro Micheli</i></p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>		

OPERE D'ARTE MINORI – OPERE DI SOSTEGNO
Muri in c.a.
Parte generale
Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO			NOME FILE				REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV.PROG.	ANNO	T00OS00STRRE02_B					
DTPG372	D	22	T00OS00STRRE02				B	-
D								
C								
B	Rev. a seguito istruttorie Prot. U.0834569 e U.0862037	Gennaio '23	Cecchetti	Panfilì	Guiducci			
A	Emissione	Ottobre '22	Cecchetti	Panfilì	Guiducci			
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO			

INDICE

1. <u>PREMESSA</u>	4
2. <u>DESCRIZIONE DELLE OPERE</u>	5
2.1. PA.01 - PARATIA USCITA SUD-EST COLLESTRADA	6
2.1. PA.02 - PARATIA AP IN DX	8
2.1. PA.03 - PARATIA DEVIAZIONE COLLESTRADA	9
2.1. PA.04 - PARATIA DEVIAZIONE COLLESTRADA	11
3. <u>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</u>	14
4. <u>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</u>	15
4.1. CALCESTRUZZO.....	15
4.2. ACCIAIO	16
5. <u>CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE E GEOTECNICHE</u>	17
5.1. STRATIGRAFIA DI PROGETTO	17
5.2. LIVELLO DI FALDA.....	19
6. <u>VALUTAZIONE SISMICA</u>	20
6.1. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	20
6.2. PERICOLOSITÀ SISMICA	21
6.3. CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE	22
6.4. VALUTAZIONE DELL'AZIONE PSEUDOSTATICA	24
6.4.1. Azione pseudostatica per le paratie.....	24
7. <u>CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO</u>	25
7.1. PREMESSE	25
7.2. COMBINAZIONI DELLE AZIONI	25
7.3. COEFFICIENTI DELLE AZIONI AGLI STATI LIMITE	26
7.4. CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.	27
7.4.1. Verifiche a flessione e pressoflessione.....	27
7.4.2. Verifiche a taglio.....	28
7.4.3. Criteri di verifica delle sezioni in acciaio	28
7.5. VERIFICA AGLI STATI LIMITE DELLE PARATIE	29
7.5.1. SLU.....	29
7.5.2. SLV.....	30
7.5.3. SLE.....	31
7.6. VERIFICA DEI TIRANTI DI ANCORAGGIO.....	31

PROGETTAZIONE ATI:

7.7.	VERIFICA DEI PUNTONI PROVVISORIALI	32
7.7.1.	<i>Verifica di stabilità</i>	32
7.8.	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE.....	35
7.8.1.	SLU.....	35
7.8.2.	SLV.....	36
8.	<u>SOFTWARE DI CALCOLO.....</u>	37
8.1.	CALCOLO DELLE PARATIE	37
8.1.1.	<i>Origine e caratteristiche dei codici di calcolo</i>	37
8.1.2.	<i>Ipotesi generali di calcolo</i>	37
8.1.3.	<i>Affidabilità dei codici di calcolo</i>	37
8.1.4.	<i>Giudizio motivato di accettabilità dei risultati</i>	37
8.2.	ALTRI SOFTWARE.....	38
9.	<u>ANALISI DEI CARICHI.....</u>	39
9.1.	CARICHI PERMANENTI	39
9.2.	CARICHI VARIABILI.....	39
9.3.	AZIONI ECCEZIONALI	39
9.4.	AZIONE SISMICA.....	40
10.	<u>DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....</u>	42
10.1.	PA.01 - PARATIA USCITA SUD-EST COLLESTRADA	42
10.1.1.	<i>Geometria</i>	42
10.1.2.	<i>Fasi costruttive</i>	42
10.1.3.	<i>Risultati dell'analisi</i>	45
10.1.4.	<i>Verifiche strutturali</i>	49
10.1.5.	<i>Verifica di stabilità globale</i>	56
10.2.	PA.02 - PARATIA AP IN DX	58
10.2.1.	<i>Geometria</i>	58
10.2.2.	<i>Fasi costruttive</i>	58
10.2.3.	<i>Risultati dell'analisi</i>	62
10.2.4.	<i>Verifiche strutturali</i>	66
10.2.5.	<i>Verifica di stabilità globale</i>	71
10.3.	PA.03 - PARATIA DEVIAZIONE COLLESTRADA	73
10.3.1.	<i>Geometria</i>	73
10.3.2.	<i>Fasi costruttive</i>	73

PROGETTAZIONE ATI:

10.3.3.	<i>Risultati dell'analisi</i>	76
10.3.4.	<i>Verifiche strutturali</i>	80
10.3.5.	<i>Verifica di stabilità globale</i>	86
10.4.	PA.04 - PARATIA DEVIAZIONE COLLESTRADA	88
10.4.1.	<i>Geometria</i>	88
10.4.2.	<i>Fasi costruttive</i>	88
10.4.3.	<i>Risultati dell'analisi</i>	90
10.4.4.	<i>Verifiche strutturali</i>	94
10.4.5.	<i>Verifica di stabilità globale</i>	98
11.	<u>INCIDENZE</u>	101
12.	<u>REPORT DI CALCOLO</u>	102
12.1.	PA.01 - PARATIA USCITA SUD-EST COLLESTRADA	102
12.1.	PA.02 - PARATIA AP IN DX	113
12.1.	PA.03 - PARATIA DEVIAZIONE COLLESTRADA	126
12.1.	PA.04 - PARATIA DEVIAZIONE COLLESTRADA	138

PROGETTAZIONE ATI:

1. PREMESSA

La presente relazione illustra l'analisi e le verifiche geotecniche e strutturali effettuate per la progettazione definitiva delle opere minori relative al progetto "E E45 – SISTEMAZIONE STRADALE DEL NODO DI PERUGIA".

L'intervento prevede una serie di viadotti e svincoli che hanno lo scopo di migliorare la viabilità della zona Est della città di Perugia, in località Collestrada, fino a raggiungere la Strada Statale 3bis nei pressi dello svincolo di Montebello (PG).

In questo documento si tratta la progettazione delle paratie di sostegno (PA.01, PA.02, PA.03 e PA.04) che si sviluppano in corrispondenza di vari punti di raccordo tra svincoli e viabilità principali.



Figura 1-1: Ubicazione delle opere

PROGETTAZIONE ATI:

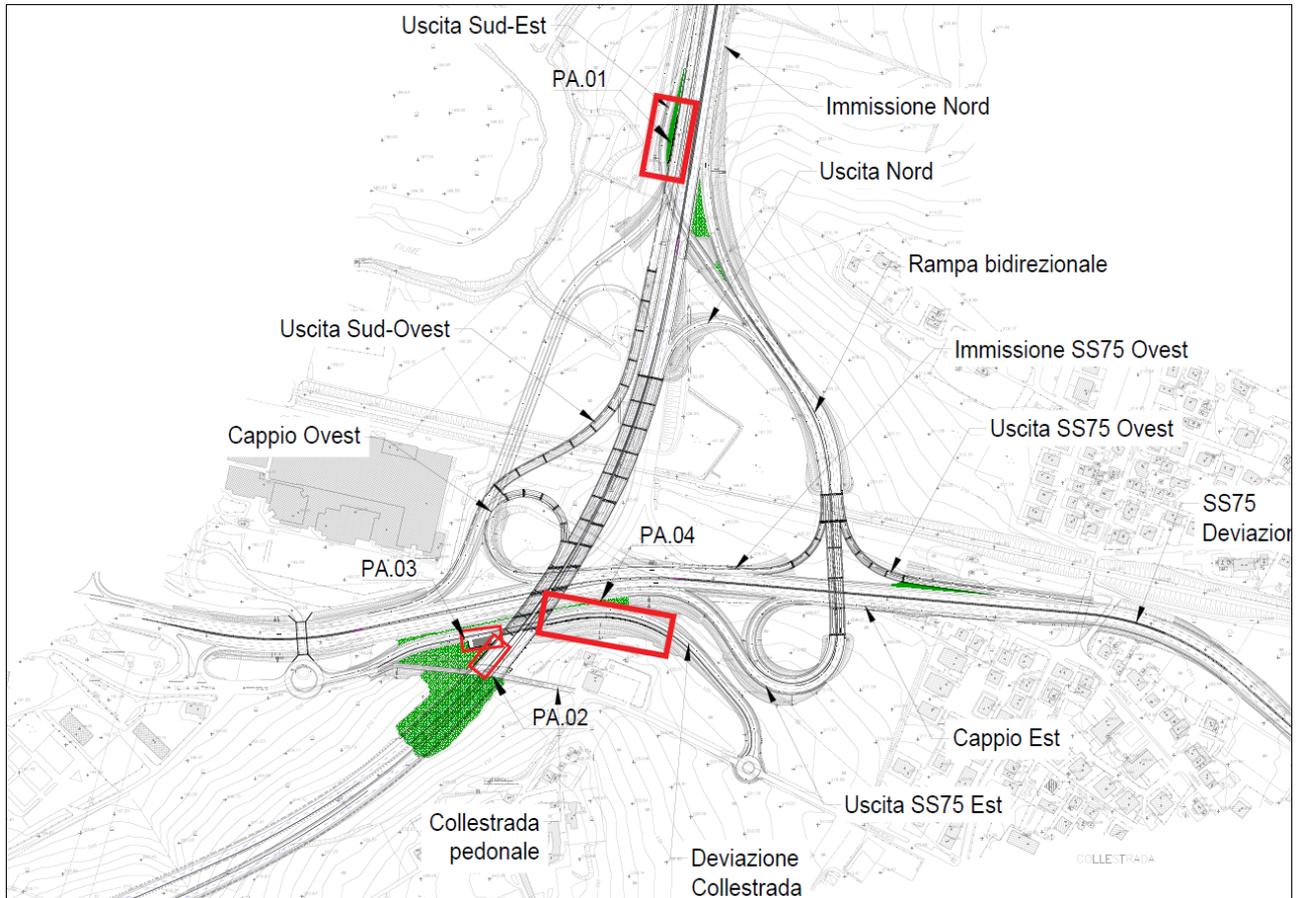


Figura 1-2: Stralcio planimetrico dello svincolo di Collestrada

Il documento è così articolato:

- Nel Capitolo 2 si descrivono le opere in esame;
- Nel Capitolo 3 si riportano i documenti di riferimento e la bibliografia citata nel testo.
- Nel Capitolo 4 si riportano le caratteristiche dei materiali strutturali;
- Nel Capitolo 5 è definita le condizioni idreologiche e getotecniche per le opere in esame;
- Nel Capitolo 6 è indicata la classificazione sismica del sito di costruzione;
- Nel Capitolo 7 si descrivono i criteri generali di progettazione;
- Nel Capitolo 8 si descrive l'impostazione del software di calcolo;
- Nel Capitolo 9 si riporta l'analisi dei carichi;
- Nel Capitolo 10 si descrive l'impostazione del modello di calcolo, dove sono presenti i risultati delle analisi, delle verifiche strutturali, degli spostamenti della stabilità globale delle paratie;
- Nel Capitolo 11 si riportano le incidenze delle opere in esame;
- Nel Capitolo 12 sono allegati i report delle analisi Paratie Plus.

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE

PROGETTAZIONE ATI:

Le opere in oggetto tratta di 4 paratie di sostegno (PA.01, PA.02, PA.03 e PA.04) realizzate mediante berlinesi in micropali e pali.

I micropali vengono eseguiti realizzando la perforazione con diametro 0.30 m e con interasse di 0.50m, all'interno della quale viene inserita l'armatura metallica con profilo CHS 219.1 sp.10mm. Già i pali hanno diametro di perforazione pari a 0.80m e interasse di 1.0m.

L'altezza di scavo è variabile lungo lo sviluppo delle opere, avendo la necessità di ancorare le paratie con tiranti nei casi in cui le altezze delle berlinesi sono significative. I tiranti vengono eseguiti realizzando una perforazione con diametro di 0.20 m, all'interno della quale viene inserita l'armatura.

L'opera di sostegno e il sistema di ancoraggio sono resi solidali mediante delle travi di ripartizione costituite da profili metallici tipo HEA220, HEA240 e HEB300.

Le travi di coronamento dei micropali sono rigorosamente realizzate in c.a., avendo dimensioni pari a 0.75x0.80 (PA.01, PA.02 e PA.04) e 1.20x0.80 (PA.03).

Nei sotto capitoli di seguito sono mostrate le caratteristiche geometriche e meccaniche delle paratie in studio e del sistema di ancoraggio.

2.1. PA.01 - PARATIA USCITA SUD-EST COLLESTRADA

È sviluppata al lungo dell'uscita Sud-Est Collestrada, dalla progressiva 0+239.98 alla 0+295.697. L'altezza di scavo è variabile, raggiungendo il massimo valore di 6.70 m. Nelle seguenti tabelle sono riportate le grandezze geometriche della paratia e degli ancoraggi.

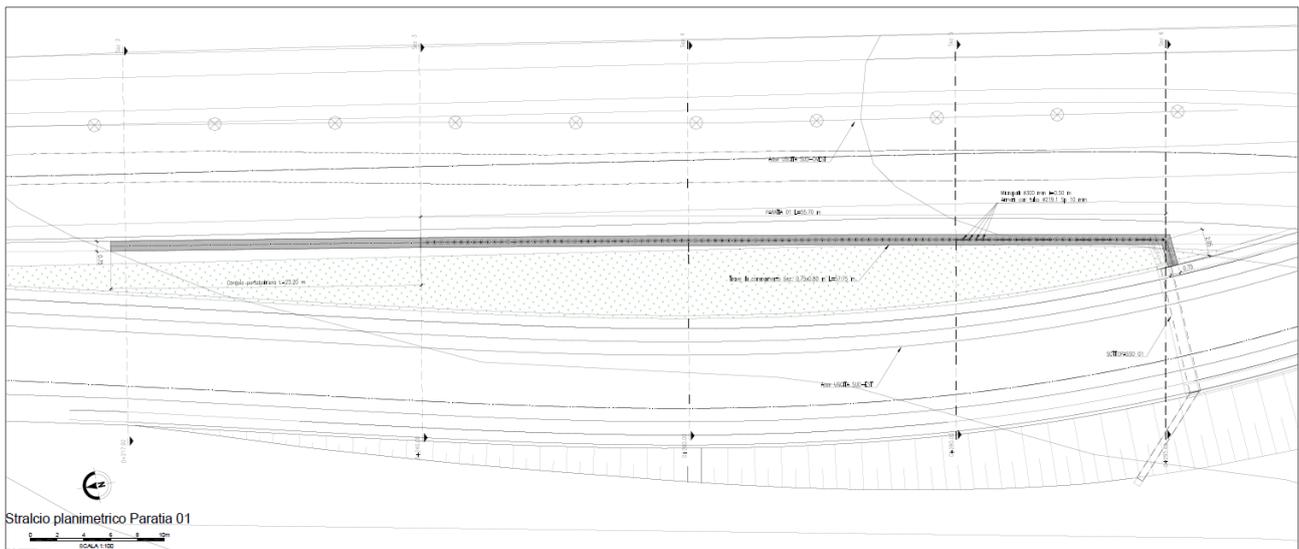


Figura 2-1: PA.01 - Planimetria

PROGETTAZIONE ATI:

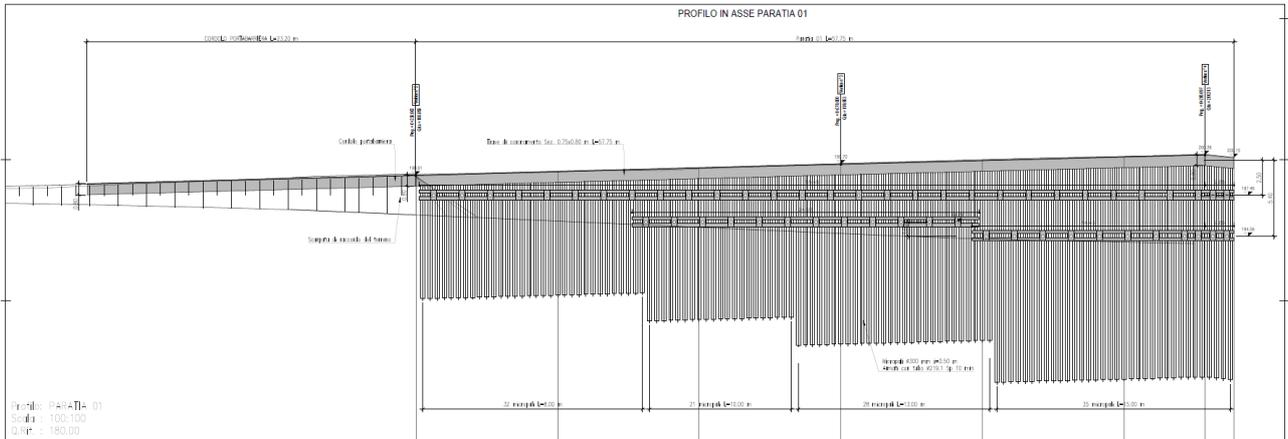


Figura 2-2: PA.01 – Profilo in asse paratia

Tabella 2-1: PA.01 - Geometria dei micropali

Diametro di perforazione [m]	0.30
Profilo tubolare	Ø219.1 mm sp. 10 mm
Lunghezza [m]	15
Interasse [m]	0.50

Tabella 2-2: PA.01 - Geometria degli ancoraggi

Tipo	Tirante a 5-7 trefoli
Acciaio	Y1770
Diametro perforazione [mm]	20
Ordini	Var. 1-2
Posizione da testa trave di coronamento [m da testa paratia]	1° ordine: Circa 2.5 2° ordine: Circa 5.4
Lunghezza libera [m]	1° ordine: 13.5 2° ordine: 13.5
Bulbo d'ancoraggio [m]	1° ordine: 12 2° ordine: 12
Interasse [m]	2.0
Pretiro [kN]	1° ordine: 300 2° ordine: 300
Inclinazione	10°

Le travi di ripartizione (una per ciascun ordine di tiranti) sono composte da 2 profili HEA220, e la trave di coronamento è realizzata in c.a. gettato in opera con dimensioni pari a 0.75x0.80m.

PROGETTAZIONE ATI:

2.1. PA.02 - PARATIA AP IN DX

È sviluppata al lungo della viabilità principale, tra le progressive 6+815.6 e 6+847.2. L'altezza di scavo è variabile, raggiungendo il massimo valore di 13 m. Nelle seguenti tabelle sono riportate le grandezze geometriche della paratia e degli ancoraggi.

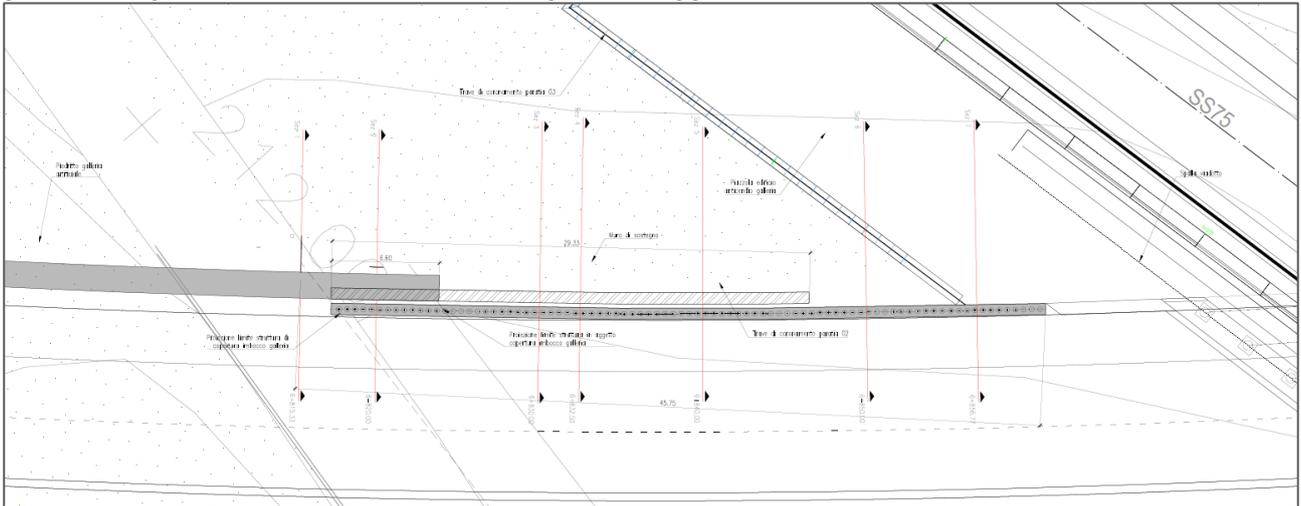


Figura 2-3: PA.02 – Planimetria

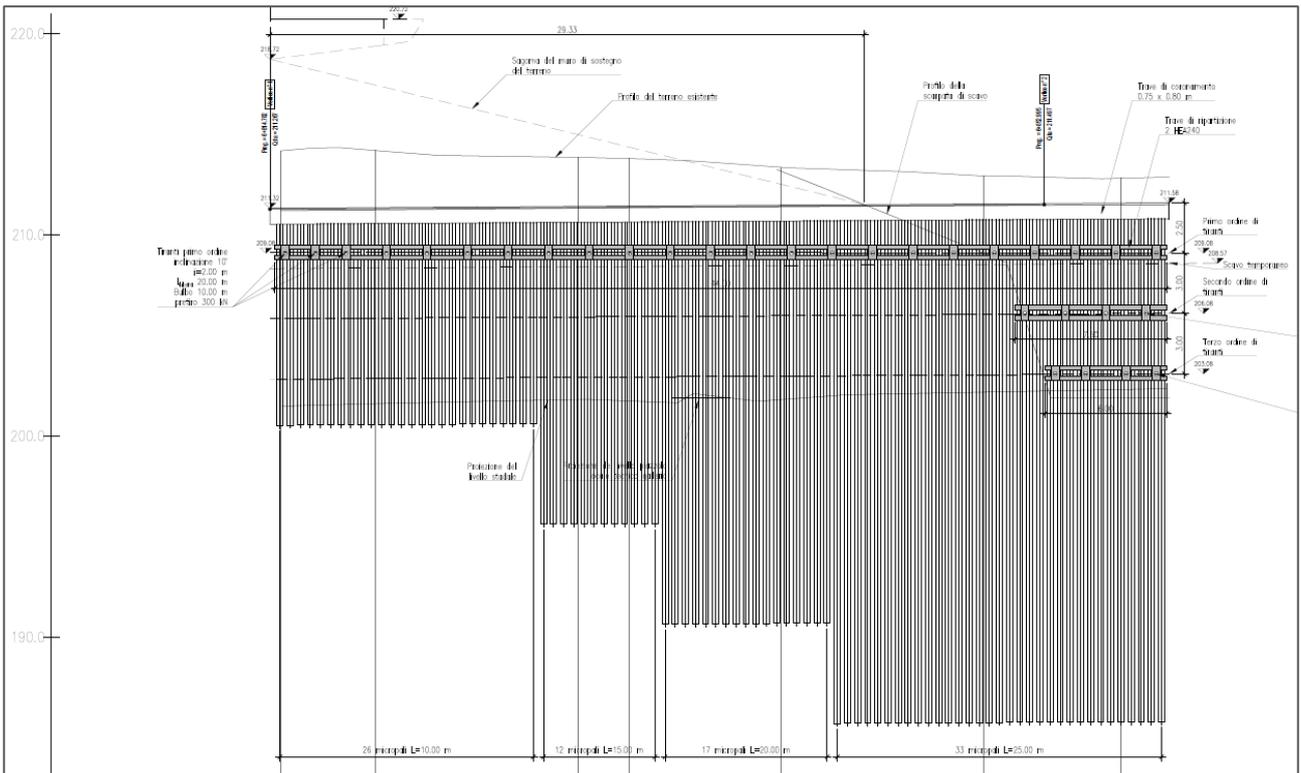


Figura 2-4: PA.02 – Profilo in asse paratia

PROGETTAZIONE ATI:

Tabella 2-3: PA.02 - Geometria dei micropali

Diametro di perforazione [m]	0.30
Profilo tubolare	∅244.5 mm sp. 20 mm
Lunghezza [m]	25
Interasse [m]	0.50

Tabella 2-4: PA.02 - Geometria degli ancoraggi

Tipo	Tirante a 3-5-7 trefoli
Acciaio	Y1770
Diametro perforazione [mm]	20
Ordini	Var. 1-2-3
Posizione da testa trave di coronamento [m da testa paratia]	1° ordine: Circa 2.5 2° ordine: Circa 5.5 3° ordine: Circa 8.5
Lunghezza libera [m]	1° ordine: 20 2° ordine: 18 3° ordine: 18
Bulbo d'ancoraggio [m]	1° ordine: 10 2° ordine: 12 3° ordine: 16
Interasse [m]	2
Pre tiro [kN]	1° ordine: 300 2° ordine: 350 3° ordine: 350
Inclinazione	10°

Le travi di ripartizione (una per ciascun ordine di tiranti) sono composte da 2 profili HEA240, e la trave di coronamento è realizzata in c.a. gettato in opera con dimensioni pari a 0.75x0.80 m.

2.1. PA.03 - PARATIA DEVIAZIONE COLLESTRADA

È sviluppata al lungo della Deviazione Collestrada, tra le progressive 0+165.8 e 0+192.3. L'altezza di scavo è variabile, raggiungendo il massimo valore di 9.00 m.

PROGETTAZIONE ATI:

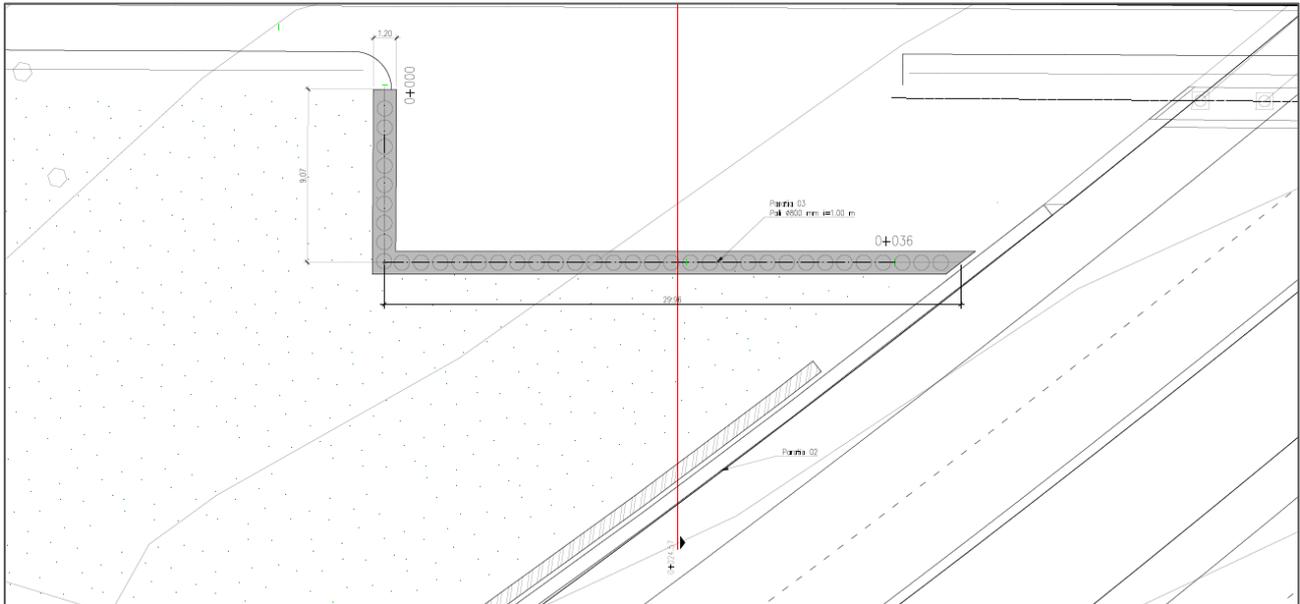


Figura 2-5: PA.03 – Planimetria

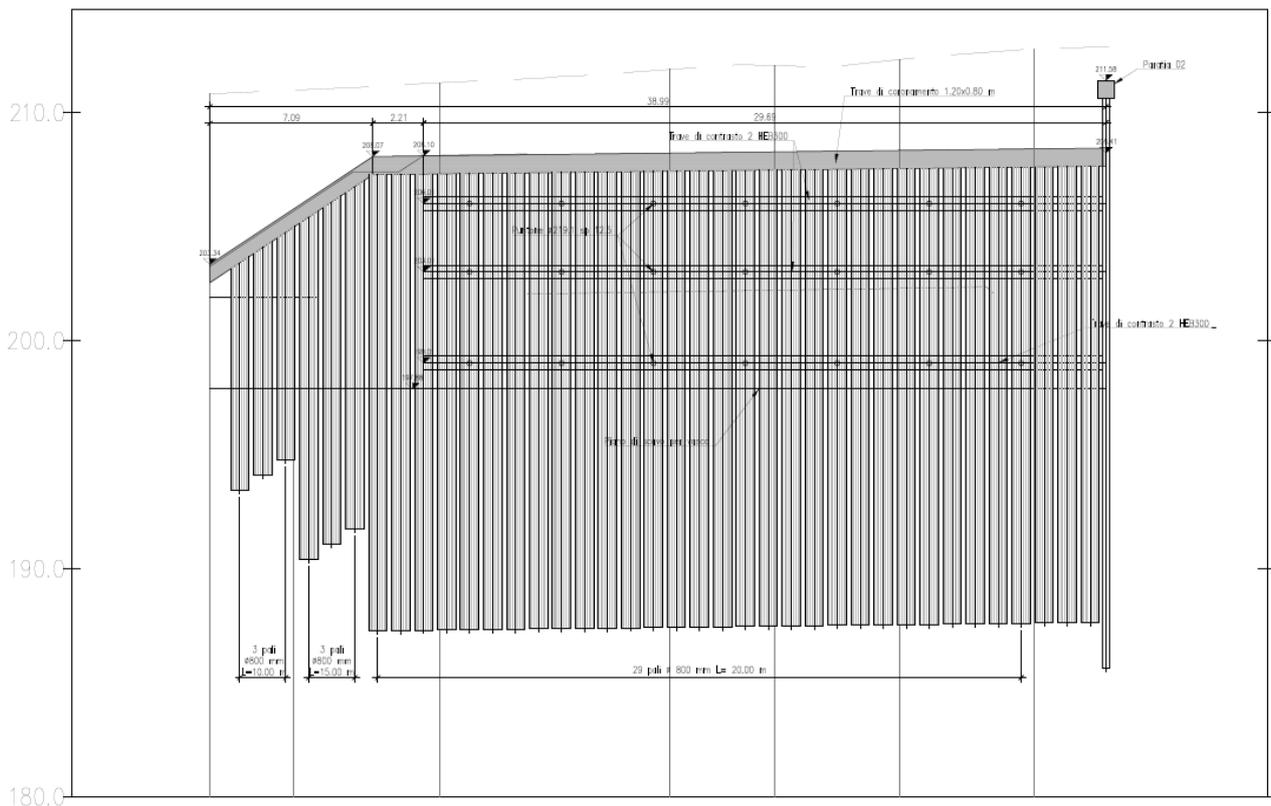


Figura 2-6: PA.04 – Profilo in asse paratia

Per la realizzazione del presente manufatto si prevede l'esecuzione di un sistema di contrasto provvisorio composto da una paratia e dei puntoni d'ancoraggio (Figura 2-7).

PROGETTAZIONE ATI:

Nelle seguenti tabelle sono riportate le grandezze geometriche della paratia e degli ancoraggi.

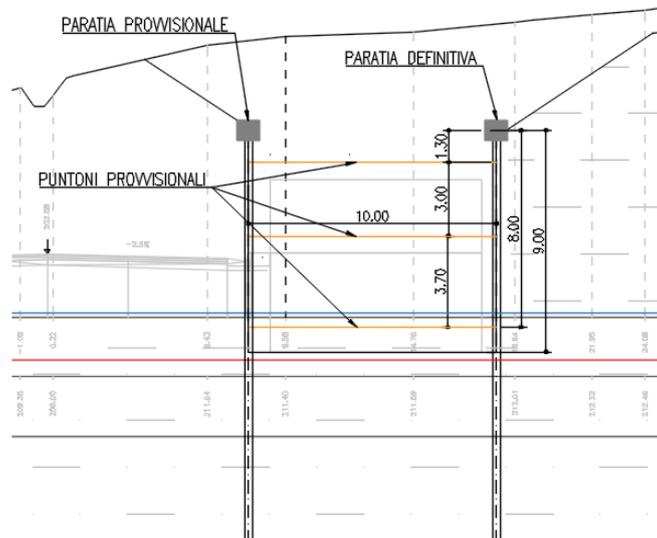


Figura 2-7: Schema Paratia 03 e opere provvisoriale

Tabella 2-5: PA.03 - Geometria dei micropali

Diametro di perforazione [m]	0.80
Lunghezza [m]	20
Interasse [m]	1.0

Tabella 2-6: PA.03 - Geometria degli ancoraggi

Tipo	Puntoni
Acciaio	S355
Diametro profilo [mm]	Ø219.1 sp 12.5 mm
Ordini	3
Posizione da testa paratia [m]	Circa 1.3m Circa 4.3m Circa 8m
Interasse [m]	4.0m

Le travi di ripartizione (una per ciascun ordine di tiranti) sono composte da 2 profili HEB300, e la trave di coronamento è realizzata in c.a. gettato in opera con dimensioni pari a 1.20x0.80 m.

2.1. PA.04 - PARATIA DEVIAZIONE COLLESTRADA

È sviluppata al lungo della Deviazione Collestrada, dalla progressiva 0+252.72 alla 0+406.39. L'altezza di scavo è variabile, raggiungendo il massimo valore di 4.70 m.

PROGETTAZIONE ATI:

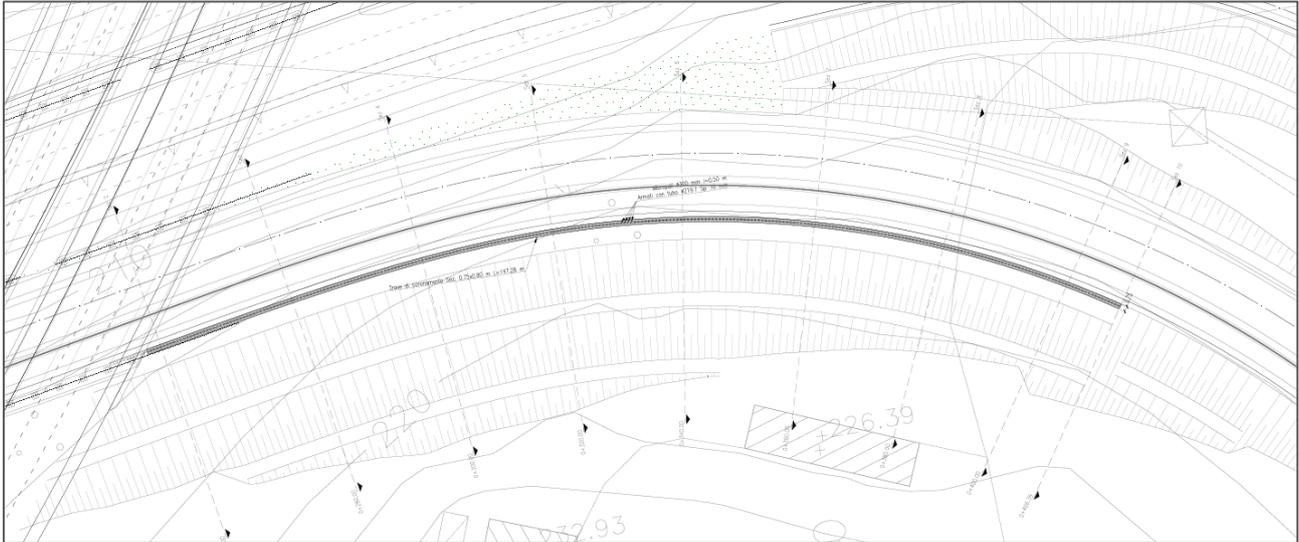


Figura 2-8: PA.04 - Planimetria

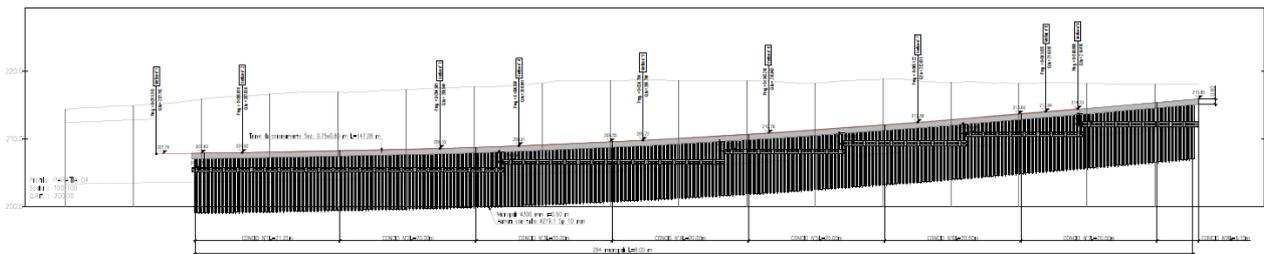


Figura 2-9: PA.04 – Profilo in asse paratia

Tabella 2-7: PA.04 - Geometria dei micropali

Diametro di perforazione [m]	0.30
Profilo tubolare	Ø219.1 mm sp. 10 mm
Lunghezza [m]	8
Interasse [m]	0.50

Tabella 2-8: PA.04 - Geometria degli ancoraggi

Tipo	Tirante a 3 trefoli
Acciaio	Y1770
Diametro perforazione [mm]	20
Ordini	1
Posizione da testa trave di coronamento [m da testa paratia]	1.5
Lunghezza libera [m]	7
Bulbo d'ancoraggio [m]	6
Interasse [m]	2
Pretiro [kN]	150
Inclinazione	10°

PROGETTAZIONE ATI:

Le travi di ripartizione (una per ciascun ordine di tiranti) sono composte da 2 profili HEA220, e la trave di coronamento è realizzata in c.a. gettato in opera con dimensioni pari a 0,75x0,80 m.

PROGETTAZIONE ATI:

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si riporta nel seguito l'elenco delle leggi e dei decreti di carattere generale, assunti come riferimento.

- Legge 5-1-1971 n.1086 – Norme per la disciplina delle opere di 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;
- Decreto Ministero dei Lavori Pubblici del 16 gennaio 1996 "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
- D.M. 17 Gennaio 2018 – “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)”;
- Circolare 21 Gennaio 2019, n.7 – Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- UNI EN 206-1-2016 – Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità;
- UNI EN 14199:2015 - Esecuzione di lavori geotecnici speciali - Micropali
- UNI EN 1993-1-1 EUROCODICE 3- Progettazione delle strutture in acciaio -Parte 1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1997-1: EUROCODICE 7 – Progettazione Geotecnica – Parte 1: Regole Generali
- UNI EN 1998-5 EUROCODICE 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5 - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- Regolamento UE N.1299/2014 della commissione del 18 Novembre 2014 e successivo Regolamento di esecuzione (UE) 2019/776 della commissione del 16 Maggio 2019.

PROGETTAZIONE ATI:

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1. CALCESTRUZZO

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo e per la definizione della classe di resistenza di queste ultime in funzione delle condizioni ambientali, si farà riferimento alle indicazioni contenute nelle norme UNI EN 206-1 ed UNI 11104. Dato il contatto con acque di prima pioggia, generalmente acide, si considerano i seguenti materiali:

- Calcestruzzo per cordolo

Conforme alla norma UNI EN 206-1/UNI11104		
Classe di resistenza minima:	C_{min}	C32/40
Classe di esposizione:		Xf2
Classe di consistenza:	<i>S</i>	S4
Copriferro minimo [mm]	<i>c</i>	40

- Malta di iniezione per micropali/pali

Conforme alla norma UNI EN 206-1/UNI11104		
Classe di resistenza minima:	C_{min}	C30/37
Classe di esposizione:		XC4
Classe di consistenza:	<i>S</i>	S5
Copriferro minimo [mm]	<i>c</i>	40

- Malta di iniezione per tiranti

Conforme alla norma UNI EN 206-1/UNI11104		
Classe di resistenza minima:	C_{min}	C25/30
Classe di esposizione:		XC2
Classe di consistenza:	<i>S</i>	S5
Copriferro minimo [mm]	<i>c</i>	40

4.2. ACCIAIO

- Acciaio per carpenteria metallica e profili dei micropali

Acciaio tipo S355H controllato in stabilimento		
Tensione caratteristica di snervamento	di	$f_{yk} \geq 355N/mm^2$
Tensione caratteristica di rottura		$f_{tk} \geq 510N/mm^2$

- Acciaio per trefoli di ancoraggio

Acciaio tipo Y1770 standard controllato in stabilimento		
Tensione caratteristica di snervamento	di	$f_{yk} \geq 1560N/mm^2$
Tensione caratteristica di rottura		$f_{tk} \geq 1770N/mm^2$

PROGETTAZIONE ATI:

5. CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE E GEOTECNICHE

5.1. STRATIGRAFIA DI PROGETTO

Per la definizione della stratigrafia di progetto e delle caratteristiche dei materiali si è fatto riferimento al profilo geotecnico (GET_profilo_00).

Nel modello e nei relativi calcoli si assumono le quote e gli spessori degli strati in corrispondenza delle progressive studiate.

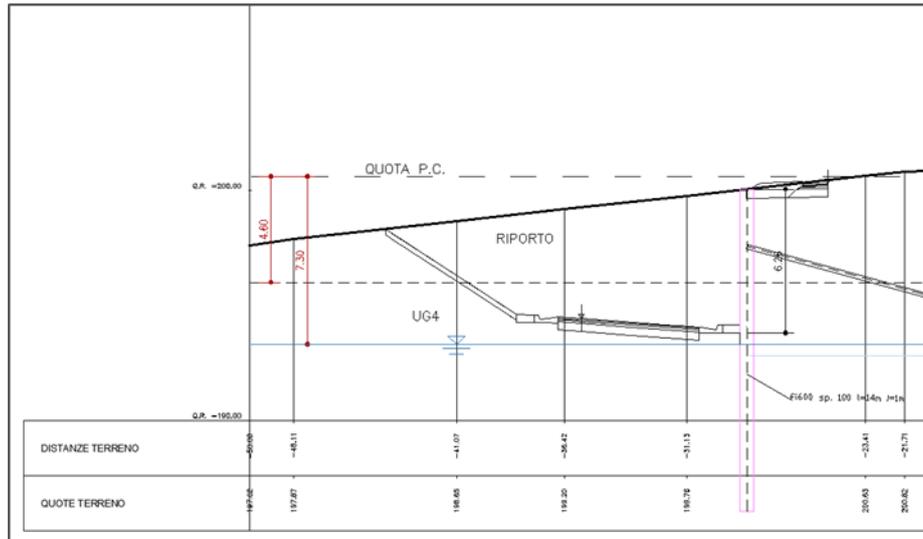


Figura 5-1: Sezione stratigrafica di progetto – PA.01 - PR 7+460 (asse principale)

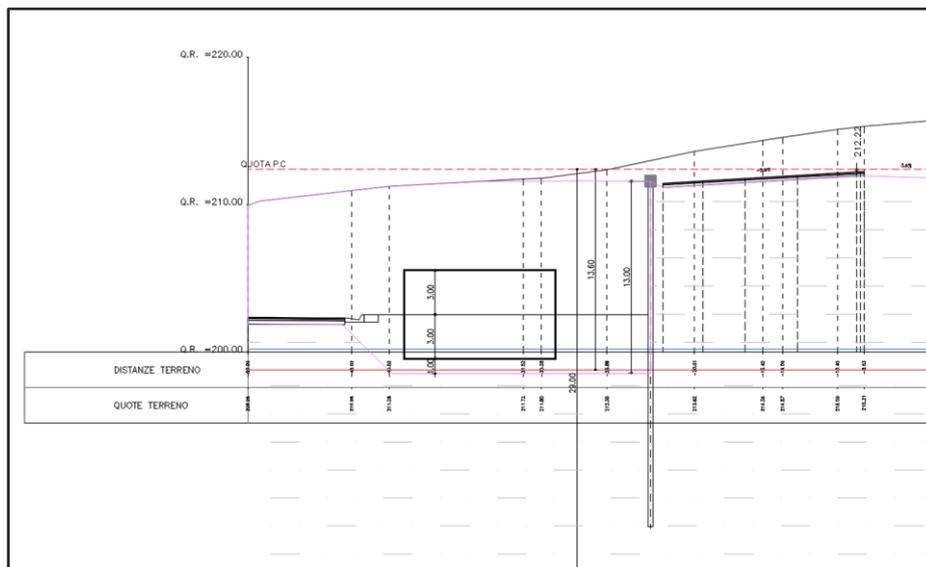


Figura 5-2: Sezione stratigrafica di progetto – PA.02 - PR 6+840 (asse principale)

PROGETTAZIONE ATI:

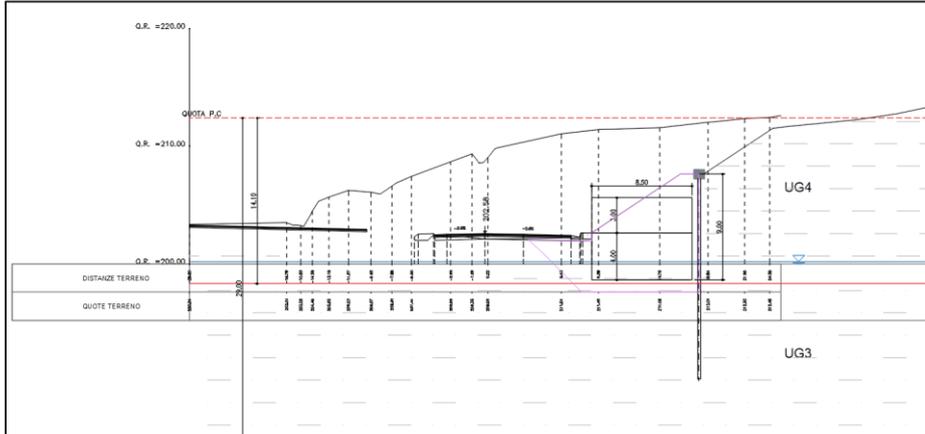


Figura 5-3: Sezione stratigrafica di progetto – PA.03 - PR 0+180 (deviazione collestrada)

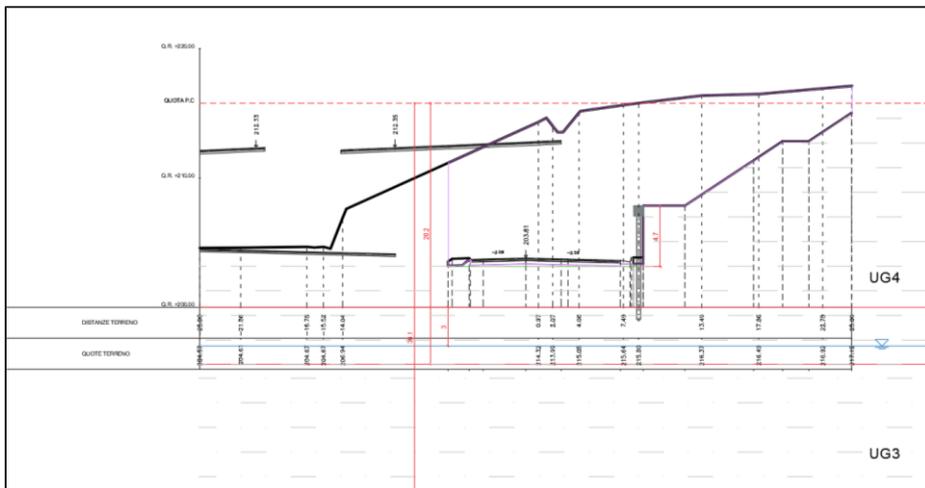


Figura 5-4: Sezione stratigrafica di progetto – PA.04 - PR 0+260 (deviazione collestrada)

Di seguito si riportano i valori di riferimento per l'opera in esame.

Tabella 5-1: Profilo geotecnico – PA.01 - PR 7+460

Sigla	Quota testa strato [mslm]	Quota da piano campagna Da [m]	A [m]	γ' [$\frac{kN}{m^3}$]	ϕ' [°]	c' [kPa]	E [MPa]
Riporto	206.6	0	4.6	19	30	0	20
UG4	196.4	4.6	20	18	25	5	25

Tabella 5-2: Profilo geotecnico – PA.02 - PR 6+840

Sigla	Quota testa strato [mslm]	Quota da piano campagna Da [m]	A [m]	γ' [$\frac{kN}{m^3}$]	ϕ' [°]	c' [kPa]	E [MPa]
UG4	212.4	0	13.6	19	27	5	35
UG3	198.8	13.6	29	20	27	10	50

PROGETTAZIONE ATI:

Tabella 5-3: Profilo geotecnico – PA.03

Sigla	Quota testa strato [mslm]	Quota da piano campagna		γ' [$\frac{kN}{m^3}$]	ϕ' [°]	c' [kPa]	E [MPa]
		Da [m]	A [m]				
UG4	212.4	0	14.10	19	27	5	35
UG3	198.8	14.10	29	20	27	10	50

Tabella 5-4: Profilo geotecnico – PA.04

Sigla	Quota testa strato [mslm]	Quota da piano campagna		γ' [$\frac{kN}{m^3}$]	ϕ' [°]	c' [kPa]	E [MPa]
		Da [m]	A [m]				
UG4	195.5	0	20.2	18	25	5	25
UG3	179.7	20.2	36.1	19	24	5	45

5.2. LIVELLO DI FALDA

Il livello di falda è ricavato anch'esso dal profilo stratigrafico. Di seguito si riportano i valori di riferimento per l'opera in esame.

Tabella 5-5: Livello di falda

Paratie	Viabilità	Progressiva	Quota testa strato [mslm]
Paratia 01	Principale	7+460	193.3
Paratia 02	Principale	6+840	200.2
Paratia 03	Deviazione Collestrada	0+180	200.2
Paratia 04	Deviazione Collestrada	0+260	177.0

PROGETTAZIONE ATI:

6. VALUTAZIONE SISMICA

6.1. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R . Ai fini della normativa vigente le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Ai fini delle verifiche strutturali, si considera lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Per la valutazione degli spostamenti si considera lo Stato Limite di Danno (SLD).

Per la definizione delle azioni sismiche di progetto si sono adottati i seguenti parametri:

- Vita nominale $V_N = 50$ anni
- Classe d'uso: IV
- Coefficiente d'uso $C_U = 2,0$
- Vita di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \cdot C_U = 100$ anni.

La strategia di progettazione per i differenti stati limite di cui al punto 3.2.1 delle NTC 2018 è quindi ricavata dalla seguente formula (formula 3.2.0 delle NTC 2018), in funzione delle probabilità di superamento P_{VR} indicate in tabella 3.2.I nel periodo di riferimento V_R (si veda anche la tabella seguente):

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

Tabella 6-1: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R per differenti stati limite (NTC-2018)

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato

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

PROGETTAZIONE ATI:

6.2. PERICOLOSITÀ SISMICA

Nelle norme tecniche NTC 2018 (Allegato B) sono forniti, secondo un reticolo di riferimento e per differenti intervalli di riferimento, i parametri sismici a_g , F_0 e T_c^* per un sito rigido orizzontale (come definiti al paragrafo 3.2 delle NTC 2018) necessari per la determinazione delle azioni sismiche. Qualora l'area in esame non ricada in corrispondenza dei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri di interesse possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento, mediante la seguente espressione:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

in cui:

p è il valore del parametro di interesse nel punto in esame;

p_i è il valore del parametro di interesse nell' i -esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame;

d_i è la distanza del punto in esame dall' i -esimo punto della maglia suddetta.

Inoltre, qualora le tabelle di pericolosità sismica su reticolo di riferimento non contemplino il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e P_{VR} prefissati, il valore del generico parametro p (a_g , F_0 , T_c^*) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione a partire dai dati relativi di T_R previsti nella pericolosità sismica, utilizzando la seguente espressione, in allegato A alle NTC 2018:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

in cui:

- p è il valore del parametro di interesse al T_R desiderato;
- T_{R1}, T_{R2} sono i periodi di ritorno più prossimi a T_R per i quali si dispone dei valori di p_1 e p_2 del generico parametro p .

Di seguito si riportano i valori dei parametri sismici a_g , F_0 , T_c^* riferiti alle coordinate geografiche dell'opera oggetto di verifica.

Tabella 6-2: Tempo di ritorno sismico

	T_R (anni)	a_g [g]	F_0	T_c^* (s)
SLD	101	0.1094	2.3974	0.2856
SLV	949	0.2436	2.4436	0.3165

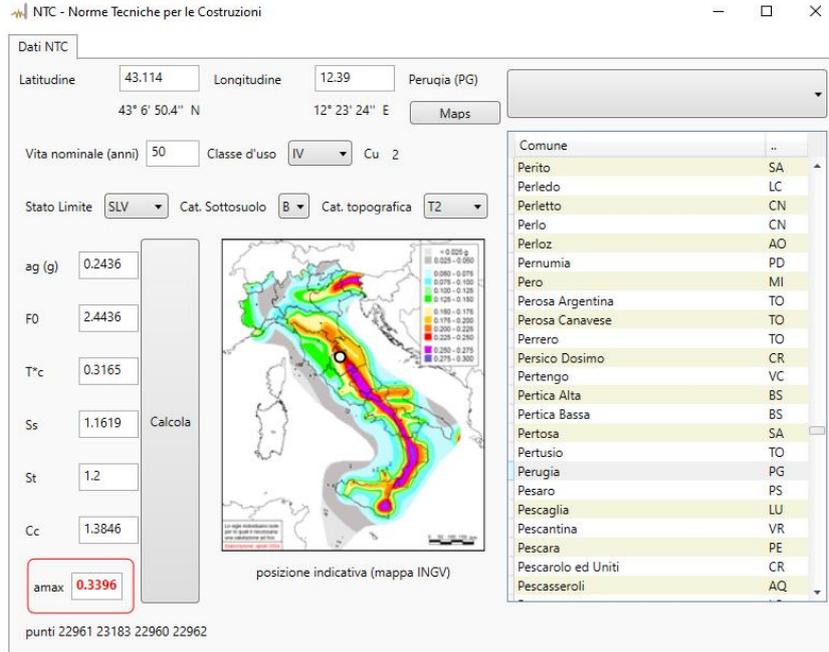


Figura 6-1: Parametri sismici SLV – ParatiaPlus22.0

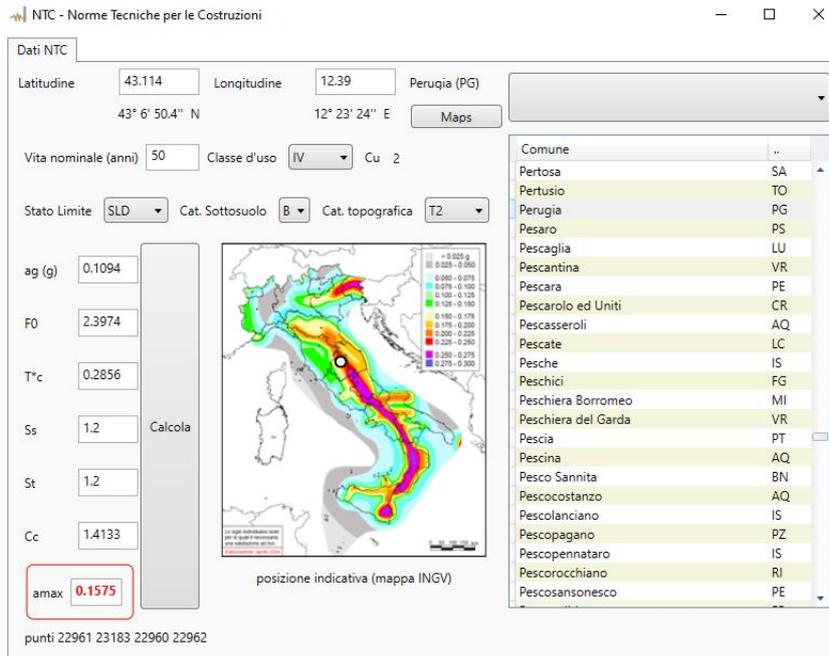


Figura 6-2: Parametri sismici SLD – ParatiaPlus22.0

6.3. CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

In accordo alle Norme Tecniche, le categorie di sottosuolo vengono distinte principalmente in funzione dei valori di V_s che caratterizzano il volume significativo del terreno con cui l'opera

PROGETTAZIONE ATI:

interagisce. La scelta deriva dal fatto che l'amplificazione sismica di un deposito è dipendente dal modulo di taglio a piccole deformazioni (G_0), a sua volta legato alla velocità di propagazione delle onde di taglio a piccole deformazioni mediante la ben nota relazione:

$$G_0 = \rho \cdot V_S^2$$

essendo ρ la densità del materiale che costituisce il deposito.

Per un dato sito, le Norme definiscono la velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio ($V_{S,eq}$) mediante la formula:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

essendo H lo spessore complessivo del deposito sopra al substrato, h_i =spessore (in metri) dell' i -esimo strato compreso e $V_{S,i}$ =velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato.

Per i siti nei quali la profondità del substrato è maggiore di 30 m (condizione sempre riscontrata lungo il tracciato), si pone $H = 30$ m e nella formula si considereranno gli strati fino a 30 m. La velocità equivalente viene indicata come $V_{S,30}$.

In accordo alle NTC2018, l'effetto della risposta sismica locale sulla pericolosità di base si valuta mediante il coefficiente di sito (S), funzione sia della categoria di sottosuolo sopra determinata (S_S) sia dell'andamento piano altimetrico della superficie topografica (S_T):

$$S = S_S \cdot S_T.$$

Il coefficiente S_S per ciascuna categoria di sottosuolo si ricava dalle espressioni fornite in Tabella 3.2.IV al par. 3.2.3 delle Norme Tecniche.

Tabella 6-3: Tab. 3.2.IV delle Norme Tecniche (espressioni di S_S e di C_C)

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Per quanto riguarda l'eventuale amplificazione topografica, al coefficiente S_T possono essere assegnati i valori seguenti in funzione della categoria topografica corrispondente.

Tabella 6-4: Tab. 3.2.III delle Norme Tecniche (categorie topografiche)

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

PROGETTAZIONE ATI:

Data la presenza di roccia, ci si pone in una condizione di **classe B**.

Per quanto attiene infine al coefficiente di amplificazione topografica, ai sensi del punto 3.2.2 delle NTC 2018 si assume che le aree in esame siano sempre riferibili alla categoria T2, ovvero quali “superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \geq 15^\circ$ ” con $h/H=0.5$. I coefficienti assunti per la valutazione della massima accelerazione attesa in sito sono quindi i seguenti:

Tabella 6-5: Parametri sismici

	T_R (anni)	a_g [g]	S	a_{max} [g]
SLD	101	0.1094	1.44	0.1575
SLV	949	0.2436	1.39	0.3396

Azioni delle accelerazioni massime attese in sito

6.4. VALUTAZIONE DELL’AZIONE PSEUDOSTATICA

Secondo quanto prescritto al Par. 7.11.6.2.3 delle NTC2018, l’analisi delle opere di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudo-statici e i metodi degli spostamenti.

Se la struttura può spostarsi, l’analisi pseudo-statica si esegue mediante i metodi dell’equilibrio limite.

6.4.1. AZIONE PSEUDOSTATICA PER LE PARATIE

Seguendo l’approccio pseudo-statico, l’azione sismica è rappresentata tramite una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

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:

k_h = coefficiente sismico orizzontale;

$\alpha \leq 1$ = coefficiente riduttivo dipendente dalla deformabilità dei terreni interagenti con l’opera;

$\beta \leq 1$ = coefficiente riduttivo dipendente dalla capacità dell’opera di subire spostamenti senza significative cadute di resistenza;

g = accelerazione di gravità

Tali coefficienti possono essere dedotti a partire dalle Figure 7.11.2 e 7.11.3 presenti nelle NTC2018 e di seguito riportate.

- In ogni caso è necessario che $u_s \leq 0,005 \cdot H$
- Se $\alpha \cdot \beta < 0,2$ sarà da assumere $k_h = 0,2 \cdot \frac{a_{max}}{g}$

PROGETTAZIONE ATI:

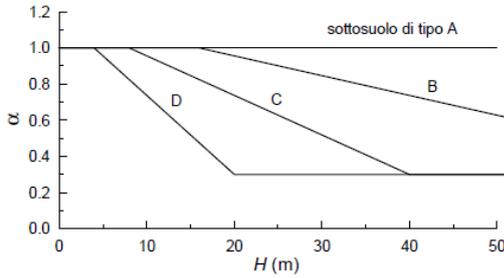


Figura 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

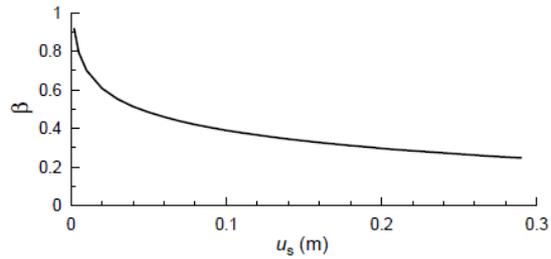


Figura 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento k_h

I valori dei coefficienti sismici k_h sono quindi definiti di seguito:

Tabella 6-6: Coefficienti sismici k_h

Paratie	SLV k_h	SLD k_h
PA.01	0.226	0.105
PA.02	0.196	0.091
PA.03	0.213	0.099
PA.04	0.242	0.112

7. CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO

7.1. PREMESSE

Le verifiche contenute nel presente documento fanno riferimento a quanto prescritto nelle NTC 2018 e successiva circolare esplicativa e negli Eurocodici.

Le verifiche strutturali sono eseguite nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU) e degli Stati Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Gli stati limite di esercizio esaminati per il soddisfacimento delle prestazioni richieste ai manufatti sono: danneggiamenti locali che possono ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto (controllo delle tensioni massime e della fessurazione del calcestruzzo con verifiche sezionali); eccessive deformazioni che possono limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto (verifica dei rapporti limite deformazione massima o spessore/luce di calcolo).

Per ogni stato limite deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad (\text{eq. 6.2.1 delle NTC 2018})$$

dove

E_d valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

7.2. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche agli stati limite, la combinazione delle azioni è effettuata secondo quanto disposto dalle NTC 2018. In particolare, si fa riferimento alle seguenti combinazioni:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i>1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

PROGETTAZIONE ATI:

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Per la determinazione degli effetti complessivamente indotti dal sisma, si è proceduto ad una combinazione direzionale considerando le necessarie permutazioni del segno:

$$\pm 1,00 E_1 \pm 0,30 E_2 \pm 0,30 E_3$$

7.3. COEFFICIENTI DELLE AZIONI AGLI STATI LIMITE

Per la definizione dei coefficienti di combinazione si fa riferimento alla tab. 2.5.I riportate nelle NTC 2018.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Mentre la definizione dei coefficienti parziali di sicurezza si fa riferimento alla tab. 2.6.I delle NTC 2018:

PROGETTAZIONE ATI:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

7.4. CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

7.4.1. VERIFICHE A FLESSIONE E PRESSOFLESSIONE

La verifica alla sollecitazione che provocano tensioni normali (sforzo normale, flessione semplice e flessione composta) è stata fatta con uno specifico programma in cui, inserendo le caratteristiche geometriche della sezione, delle armature e delle sollecitazioni desunte dai precitati tabulati di calcolo, si ottiene, per i materiali ipotizzati, il momento resistente che dovrà risultare maggiore del momento agente.

Con riferimento alla sezione pressoinflessa retta, la capacità, in termini di resistenza e duttilità, si determina in base alle ipotesi di calcolo e ai modelli $\sigma - \varepsilon$:

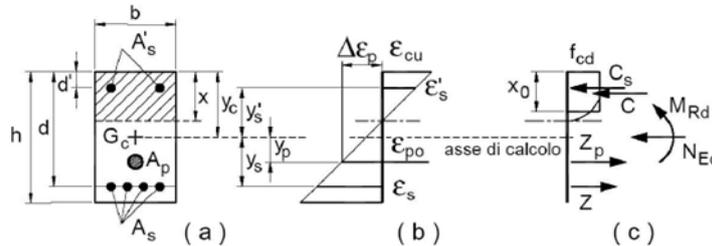


Figura 7-1: Schema verifica a pressoflessione

Le verifiche a pressoflessione vengono condotte confrontando le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando il corrispondente fattore di sicurezza (FS) come rapporto tra la sollecitazione resistente e quella massima agente.

$$FS = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \geq 1$$

Le verifiche flessionali agli SLU sono eseguite adottando le seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

7.4.2. VERIFICHE A TAGLIO

Per la verifica di resistenza agli SLU, con riferimento alle sollecitazioni taglianti, deve risultare:

$$FS = \frac{V_{Rd}}{V_{Ed}} \geq 1$$

Si fa riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- $V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$, resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio;
- $V_{Rd,s} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}(\alpha) + \text{ctg}(\theta)) \cdot \sin \alpha$, valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento;
- $V_{Rd,max} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot f'_{cd} \cdot \frac{\text{ctg}(\alpha) + \text{ctg}(\theta)}{1 + \text{ctg}^2(\theta)}$, valore di progetto del massimo di sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$, con d espresso in mm;
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale;
- A_{sl} è l'area dell'armatura tesa;
- b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa;
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd}$ è la tensione media di compressione della sezione;
- A_c è l'area della sezione in calcestruzzo;
- $v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;
- s è il passo delle staffe;
- f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio
- α è l'inclinazione dell'armatura resistente a taglio rispetto all'asse dell'elemento;
- θ è l'inclinazione della biella di calcestruzzo compressa e deve essere $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$

7.4.3. CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN ACCIAIO

D.M. 17/01/2018 e al par. 6.2.9 del EN 1993-1-1:

- Flessione:

$$M_{Rd} = \frac{W f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

- Taglio:

$$V_{Rd} = \frac{A_s \frac{f_{yk}}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}}$$

- Flessione biassiale:

PROGETTAZIONE ATI:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \sqrt{\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}}\right)^2} \leq 1.0$$

Dove:

- W modulo di resistenza
- A_s area di taglio
- f_{yd} tensione di snervamento dell'acciaio
- γ_{M0} coefficiente parziale dei materiali pari a 1.05 (vedi Tabella 4.2.VII del D.M. 20/02/2018)

Secondo il paragrafo 6.2.5 dell'Eurocodice 3 – parte 1, il modulo di resistenza da utilizzare – elastico o plastico – dipende dalla classe della sezione trasversale dell'elemento.

7.5. VERIFICA AGLI STATI LIMITE DELLE PARATIE

7.5.1. SLU

Nel rispetto delle norme vigenti (NTC 2018, par. 6.5.3.1.2), per le paratie devono essere prese in considerazione almeno le verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) di seguito indicate.

- SLU di tipo Geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)
 - collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
 - collasso per carico limite verticale;
 - sfilamento di uno o più ancoraggi;
 - instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
 - instabilità del fondo scavo per sollevamento;
 - sifonamento del fondo scavo;
 - instabilità globale del complesso opera di sostegno- terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
 - Raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
 - Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia;

La verifica di stabilità globale dell'insieme opera si sostegno-terreno deve essere svolta secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali sulle resistenze riportate nelle tabelle 6.2.I, 6.2. II e 6.8.I delle NTC 2018.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1, considerando le due combinazioni di coefficienti

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);
- Combinazione 2: (A2+M2+R1);

tenendo conto dei valori dei coefficienti riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II delle NTC 2018, con i coefficienti γ_R del gruppo R1 pari all'unità.

PROGETTAZIONE ATI:

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_G .

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
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}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

7.5.2. SLV

Come prescritto dalle NTC2018 Al Par. 7.11.1, le verifiche si eseguono con coefficienti parziali unitari sulle azioni e impiegando i parametri e le resistenze di progetto.

In accordo con il Capitolo 7.11.6.3.1 delle NTC2018, l'analisi della spinta delle terre in condizioni sismiche può essere effettuata seguendo un metodo pseudo-statico.

Questa tipologia di analisi consente di considerare l'azione dinamica indotta dal sisma attraverso una statica equivalente: essa è pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLV) l'accelerazione laterale di progetto può essere calcolata mediante la seguente espressione:

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

Dove il coefficiente α è funzione della deformabilità dei terreni interagenti con la struttura e dell'altezza dell'opera, mentre β dipende dalla capacità della struttura di subire spostamenti. Tali coefficienti possono essere dedotti a partire dalle Figure 7.11.2 e 7.11.3 presenti nelle NTC2018 e di seguito riportate.

In ogni caso è necessario che $u_s \leq 0,005 \cdot H$

Se $\alpha \cdot \beta < 0,2$ sarà da assumere $k_h = 0,2 \cdot \frac{a_{max}}{g}$

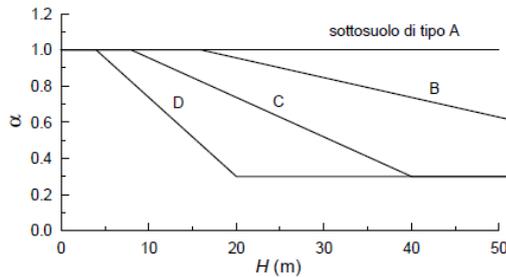


Figura 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

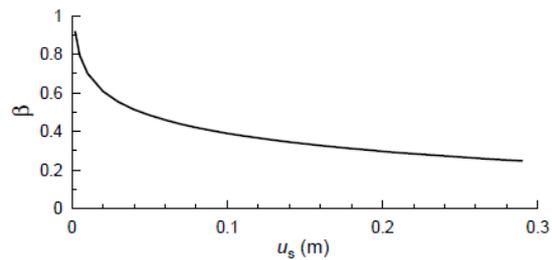


Figura 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento δ

7.5.3. SLE

Per quanto riguarda le verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE), è necessario verificare che gli spostamenti dell'opera siano compatibili con la corretta operabilità della struttura con la sicurezza e funzionalità del contesto circostante. Al fine di garantire quanto detto sopra, nel seguito si assume il seguente criterio:

$$\delta \leq 0.005 H$$

Dove:

- δ = spostamento laterale massimo della parata;
- H = altezza di scavo.

7.6. VERIFICA DEI TIRANTI DI ANCORAGGIO

Le verifiche di sicurezza agli SLU si riferiscono essenzialmente a due meccanismi di rottura:

- Collasso causato dalla mobilitazione della resistenza del terreno;
- Rottura degli elementi strutturali

Le verifiche sono condotte seguendo la combinazione A1+M1+R3, ove i coefficienti delle azioni e dei materiali sono riportati nelle precedenti tabelle, mentre per i coefficienti delle resistenze si fa riferimento alla Tab. 6.6.I delle NTC 2018.

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

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

Il valore caratteristico della resistenza a sfilamento dell'ancoraggio può essere determinato tramite:

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

Nel caso (a), il valore della resistenza caratteristica R_{ak} è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a1} e ξ_{a2} riportati nella Tabella 6.6. Il rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze $R_{a,m}$ misurate nel corso delle prove:

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,m})_{\text{medio}}}{\xi_{a1}}, \frac{(R_{a,m})_{\text{min}}}{\xi_{a2}} \right\}$$

Nel caso (b), il valore della resistenza caratteristica R_{ak} è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} riportati nella Tabella 6.6.III rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze $R_{a,c}$ ottenute dal calcolo.

Tab. 6.6.II - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica da prove di progetto, in funzione del numero degli ancoraggi di prova

Numero degli ancoraggi di prova	1	2	> 2
ξ_{a1}	1,5	1,4	1,3
ξ_{a2}	1,5	1,3	1,2

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
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Inoltre, si prescrive che nei tiranti di prova, l'armatura a trefoli dell'acciaio armonico del tratto libero deve essere dimensionata in modo che la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero sia sempre maggiore del tiro massimo di prova.

Come ultima prescrizione infine, al Cap. C6.6.2 della Circolare applicativa delle NTC2018 si prescrive che, nel caso in cui gli ancoraggi siano realizzati con elementi caratterizzati da rottura fragile (i.e. trefoli in acciaio armonico), per il rispetto della gerarchia delle resistenze a resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio deve risultare minore della resistenza a snervamento dell'armatura.

7.7. VERIFICA DEI PUNTONI PROVVISORIALI

Le verifiche di elementi metallici resistenti ad azioni assiali (puntoni) sono condotte in accordo con il Cap. 4.2.4 delle NTC2018 e con l'Eurocodice 3.

Le verifiche da condurre riguardano la resistenza delle membrature a compressione (Par 4.2.4.1.2.2 delle NTC2018) e la verifica di stabilità delle aste compresse (Par. 4.2.4.1.3.1 delle NTC2018).

7.7.1. VERIFICA DI STABILITÀ

La sezione, assunta uniformemente compressa, deve soddisfare la seguente condizione:

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

Dove:

- N_{Ed} : azione di progetto
- $N_{b,Rd}$: resistenza di progetto all'instabilità

Tale resistenza è funzione della classe di sezione, del materiale, della snellezza dell'asta.

La classe della sezione può essere definita in accordo con quanto prescritto al Cap. 5.6 dell'Eurocodice 3. Come mostrato nella tabella sottostante (Tabella 5.2 dell'Eurocodice 3), per

PROGETTAZIONE ATI:

profili circolari la classe della sezione è determinata dal rapporto tra diametro e spessore del profilo e dalla resistenza caratteristica del materiale.

La resistenza all'instabilità può essere valutata secondo le seguenti formule:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{per sezioni di classe 1, 2 e 3}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{per sezioni di classe 4}$$

I coefficienti χ sono desunti in funzione del valore della snellezza normalizzata $\bar{\lambda}$:

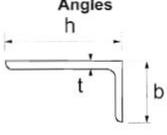
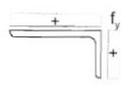
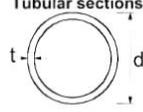
$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

Dove

- $\phi = 0,5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$
- $\bar{\lambda} = \begin{cases} \sqrt{\frac{A f_{yk}}{N_{cr}}} & \text{per sezioni di classe 1, 2 e 3} \\ \sqrt{\frac{A_{eff} f_{yk}}{N_{cr}}} & \text{per sezioni di classe 4} \end{cases}$
- α : fattore di imperfezione, ricavabile dalla Tab. 4.2.VIII delle NTC2018
- $N_{cr} = \pi^2 \frac{EI}{l_0^2}$: carico critico elastico basato sulle proprietà della sezione lorda e sulla lunghezza di libera inflessione l_0 dell'asta, calcolato per la modalità di collasso per instabilità appropriata

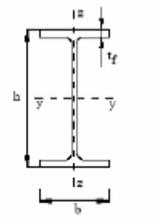
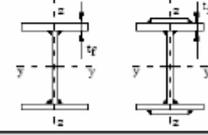
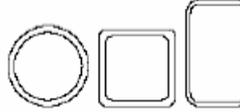
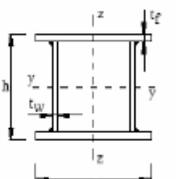
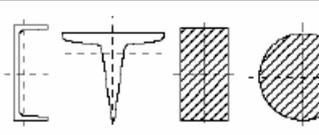
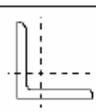
PROGETTAZIONE ATI:

Table 5.2 (sheet 3 of 3): Maximum width-to-thickness ratios for compression parts

<p>Refer also to "Outstand flanges" (see sheet 2 of 3)</p>  <p>Angles h t b</p> <p>Does not apply to angles in continuous contact with other components</p>						
Class	Section in compression					
Stress distribution across section (compression positive)						
3	$\epsilon \leq h/t \leq 15\epsilon$ and $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$ ($\epsilon \leq 3$)					
<p>Tubular sections</p> 						
Class	Section in bending and/or compression					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
NOTE For $d/t > 90\epsilon^2$ see EN 1993-1-6.						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

PROGETTAZIONE ATI:

Tab. 4.2.VIII - Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi

Sezione trasversale		Limiti	Inflexione intorno all'asse	Curva di instabilità		
				S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminato 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a b	a ₀ a ₀	
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a	
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d d	c c
Sezioni ad I saldate 		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	b c	
		$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	c d	
Sezioni cave 		Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	a ₀	
		Sezione formata "a freddo"	qualunque	c	c	
Sezioni scatolari saldate 		In generale	qualunque	b	b	
		saldature "spesse": $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$, $h/t_w < 30$	qualunque	c	c	
Sezioni piene, ad U e T 			qualunque	c	c	
Sezioni ad L 			qualunque	b	b	
Curva di instabilità		a ₀	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α		0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

7.8. VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

7.8.1. SLU

Le verifiche di stabilità globale sono condotte secondo quanto specificato al Par. 6.8 delle NTC 2018 (Opere di materiali sciolti e fronti di scavo). Secondo quanto prescritto al Par. 6.8.2, le verifiche di stabilità globale sono condotte seguendo le seguenti combinazioni

- Combinazione 2 dell'Approccio 1 (A2 + M2 + R2)

PROGETTAZIONE ATI:

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

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

7.8.2. SLV

Secondo quanto riportato al Cap. 7.11.4 delle NTC 2018, le verifiche in condizioni sismiche per i pendii ed i fronti di scavo riguardano la stabilità dei pendii, e possono essere utilizzati come metodi di verifica sia i metodi pseudostatici, sia metodi agli spostamenti. Per quanto riguarda la prima metodologia, l'azione sismica è rappresentata mediante un'azione statica equivalente proporzionale al peso del terreno. Le componenti verticale ed orizzontale di tale forza possono essere espresse come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

Dove i coefficienti k_h e k_v sono rispettivamente:

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

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

β_s è un coefficiente riduttivo dell'accelerazione massima, che tiene conto delle deformazioni attese dal sistema, e quindi dipende in generale dalla categoria di sottosuolo e dall'accelerazione attesa. Per quanto riguarda i fronti di scavo ed i rilevati, la normativa suggerisce i seguenti valori del coefficiente:

Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni 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 $\gamma_R = 1.2$. Infine, si nota che le verifiche dell'opera sono condotte considerando l'opera isolata, ovvero non interagente con altri manufatti esistenti.

8. SOFTWARE DI CALCOLO

8.1. CALCOLO DELLE PARATIE

8.1.1. ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

Titolo ParatiePlus
Versione 22.0
Produttore Harpaceas

8.1.2. IPOTESI GENERALI DI CALCOLO

ParatiePlus è un codice alle differenze finite che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura e del tipo a "trave su suolo elastico", in cui le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale, mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elasto-plastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie laddove c'è la presenza di terreno. Per ogni approfondimento circa il software di calcolo, sui relativi algoritmi e sulle ipotesi di comportamento elasto-plastico del terreno si rimanda al manuale tecnico del software.

Le analisi sono state svolte considerando le seguenti ipotesi di tipo "generale".

Stato piano nelle deformazioni (paratia di lunghezza infinita);

Terreno modellato come un letto di molle con legame costitutivo elastoplastico incrudente con criterio di rottura di Mohr-Coulomb (terreni granulari in condizioni drenate);

Struttura discretizzata in elementi perfettamente elastici;

Tiranti modellati per mezzo di molle di opportuna rigidità;

Sovraccarichi a monte ed a valle della paratia trasformati in spinte sul paramento in accordo a quanto previsto dalla teoria elastica;

Mobilizzazione della spinta della terra funzione del livello di deformazione partendo da una condizione iniziale di spinta a riposo (K_0). I valori massimi e minimi della spinta vengono definiti in funzione dei coefficienti di spinta passiva (K_P) e attiva (K_A) rispettivamente.

8.1.3. AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego.

La società produttrice ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

8.1.4. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali.

Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. In base a quanto sopra, si asserisce che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

PROGETTAZIONE ATI:

8.2. ALTRI SOFTWARE

Per l'elaborazione dei dati di input/output e la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici [Microsoft]^® Office Excel e Visual Basic for Application (VBA).

Per la verifica della trave di ripartizione è stato utilizzato il freeware Profili_V6, messo a disposizione dal prof. Gelfi.

PROGETTAZIONE ATI:

9. ANALISI DEI CARICHI

Si considerano i seguenti carichi nel calcolo delle sollecitazioni agenti sulle paratie:

- Carichi permanenti G1:
 - Peso proprio del terreno;
 - Peso proprio delle strutture. Per il calcestruzzo armato e la malta si è assunto un valore di 25 kN/m³;
 - Spinta dell'acqua (peso specifico = 9,81 kN/m³);
 - Spinta delle terre.
- Carichi variabili Q:
 - Sovraccarico dovuto alla presenza di veicoli pari a 20 kPa
- Azione del sisma:
 - Spinta delle terre

Poiché il modello di calcolo utilizzato per l'analisi schematizza una striscia di paratia profonda 1.0 m (sviluppo in direzione longitudinale) nel seguito i carichi e le sollecitazioni si intendono riferiti a detta striscia unitaria.

9.1. CARICHI PERMANENTI

Le pressioni nel terreno sono determinate sulla base dei pesi specifici delle stratigrafie relative al manufatto (Cap. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** del presente documento). Nella presente analisi (terreno a monte e a valle inclinato) si è deciso di utilizzare la formulazione di Muller – Breslau per la definizione dei coefficienti di spinta attiva e passiva:

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

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

9.2. CARICHI VARIABILI

Si considera la presenza di mezzi di cantiere in corrispondenza della strada. Tali mezzi esercitano una pressione di 20 kPa.

9.3. AZIONI ECCEZIONALI

Per le paratie di sostegno alla viabilità principale (PA01 e PA02) viene considerato l'effetto dall'urto veicolare dovuto alla presenza della barriera di svio posto in testa alle paratie.

PROGETTAZIONE ATI:

Con riferimento alla Norma (Par. 3.6.3.3.1 - N.T.C. 2018) si considera una forza orizzontale equivalente di collisione pari a 100kN applicata a 1.0m dalla sede viaria.

Per le verifiche di tipo strutturale si assume che il carico si diffonde con inclinazione di 45°. Poiché il punto di applicazione della forza è posto a 1 m dal piano stradale (la cui quota può essere assunta anche per la testa della paratia di sostegno), si applicherà sul muro la seguente forza:

$$f_{str} = \frac{100}{1.0 + 2 \cdot 1 \cdot \tan 45^\circ} = 33.34 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

9.4. AZIONE SISMICA

La spinta delle terre è calcolata attraverso il metodo di Mononobe-Okabe.

Tale metodo si rifà all'analisi dell'equilibrio limite di un cuneo di terreno instabile a contatto con l'opera di sostegno, con superficie di scorrimento piana (metodo di Coulomb); in più, però, il metodo tiene conto della forza d'inerzia della massa del cuneo instabile, considerata applicata nel baricentro del cuneo stesso, derivante dall'accelerazione sismica.

A tale scopo, nella definizione del coefficiente di spinta attiva, il metodo considera un angolo di rotazione addizionale:

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \mp k_v}\right)$$

dove k_h e k_v sono i coefficienti sismici, rispettivamente orizzontale e verticale definiti all'inizio del presente paragrafo.

L'espressione del coefficiente di spinta attiva si modifica, pertanto, come segue:

- per $\beta \leq \varphi - \theta$:

$$K_{a,s} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[\left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}} \right) \right]^2}$$

- per $\beta > \varphi - \theta$:

$$K_{a,s} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

La spinta del terreno a tergo del muro in condizioni sismiche, pertanto, si valuta semplicemente sostituendo al coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche k_a il coefficiente $k_{a,s}$ sopra definito:

$$P_A = 0,5 \cdot \gamma' \cdot k_{a,s} \cdot H.$$

Secondo quanto riportato al capitolo precedente nei metodi pseudostatici l'accelerazione orizzontale equivalente agente su una paratia può essere calcolata mediante la seguente formula (Eq. 7.11.9 delle NTC 2018):

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

Dove α tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti, mentre β dipende dalla capacità dell'opera di subire spostamenti senza perdite di resistenza.

Vista la natura dei terreni presenti, e in via cautelativa, si assumono entrambi i coefficienti pari all'unità.

Nei calcoli si è trascurata la componente idrodinamica durante il sisma.

Nel software di calcolo utilizzato questo corrisponde ad un rilevato dinamicamente impervio (ipotesi generalmente valida per permeabilità inferiori a $5 \cdot 10^{-4}$ m/s. In tali condizioni l'acqua, rimanendo

PROGETTAZIONE ATI:

intrappolata all'interno degli interstizi, si muove solidalmente al terreno. Sulla paratia agirà quindi un'azione dovuta ad una massa complessiva acqua + terreno, definita quindi dal peso specifico γ_{Sat} . Trascurando la variazione delle pressioni interstiziali ed essendo la traslazione differenziale tra acqua e terreno impedita, il contributo dell'acqua sarà legato unicamente alla componente idrostatica.

PROGETTAZIONE ATI:

10. DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

10.1. PA.01 - PARATIA USCITA SUD-EST COLLESTRADA

10.1.1. GEOMETRIA

Nella Tabelle 2-1 e 2-2 della presente relazione sono riportate le grandezze geometriche della paratia e degli ancoraggi.

Essendo questa una paratia di sostegno alla viabilità principale, vengono considerati gli effetti non concomitanti dal sisma e dall'urto veicolare, questo ultimo dovuto alla presenza della barriera di svio posto in testa alle paratie.

10.1.2. FASI COSTRUTTIVE

Per la modellazione della costruzione dell'opera, si sono considerate le seguenti fasi per :

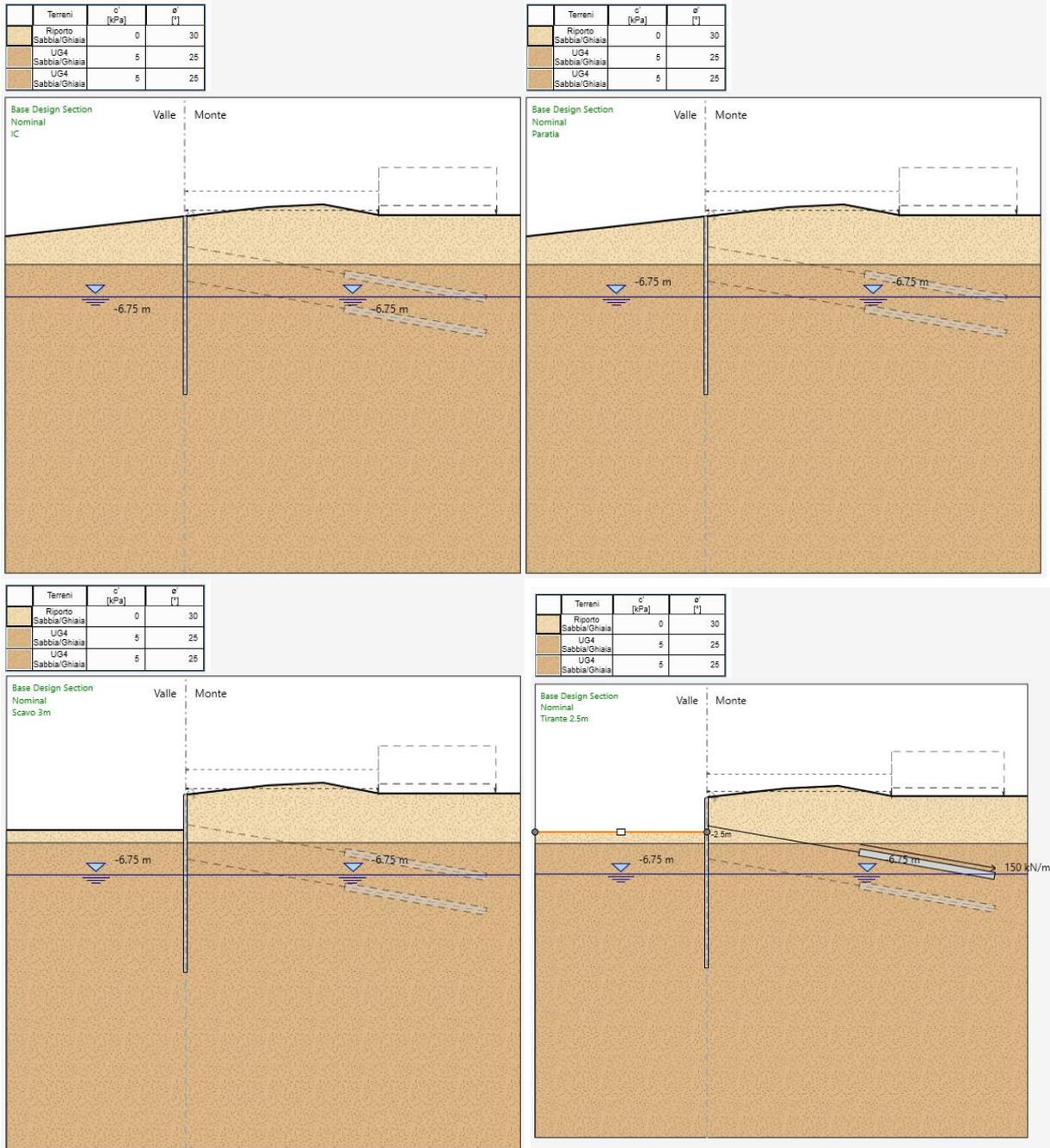
- Modello sisma:

1. Definizione delle tensioni litostatiche iniziali;
2. Realizzazione della paratia;
3. Scavo a 3.0 m dalla quota d'infissione;
4. Installazione dei tiranti a 2.5 m dalla quota d'infissione;
5. Scavo fino alla quota di progetto (-6.7m);
6. Installazione dei tiranti a 5.4 m dalla quota d'infissione;
7. Applicazione del carico da traffico
8. Applicazione del sisma

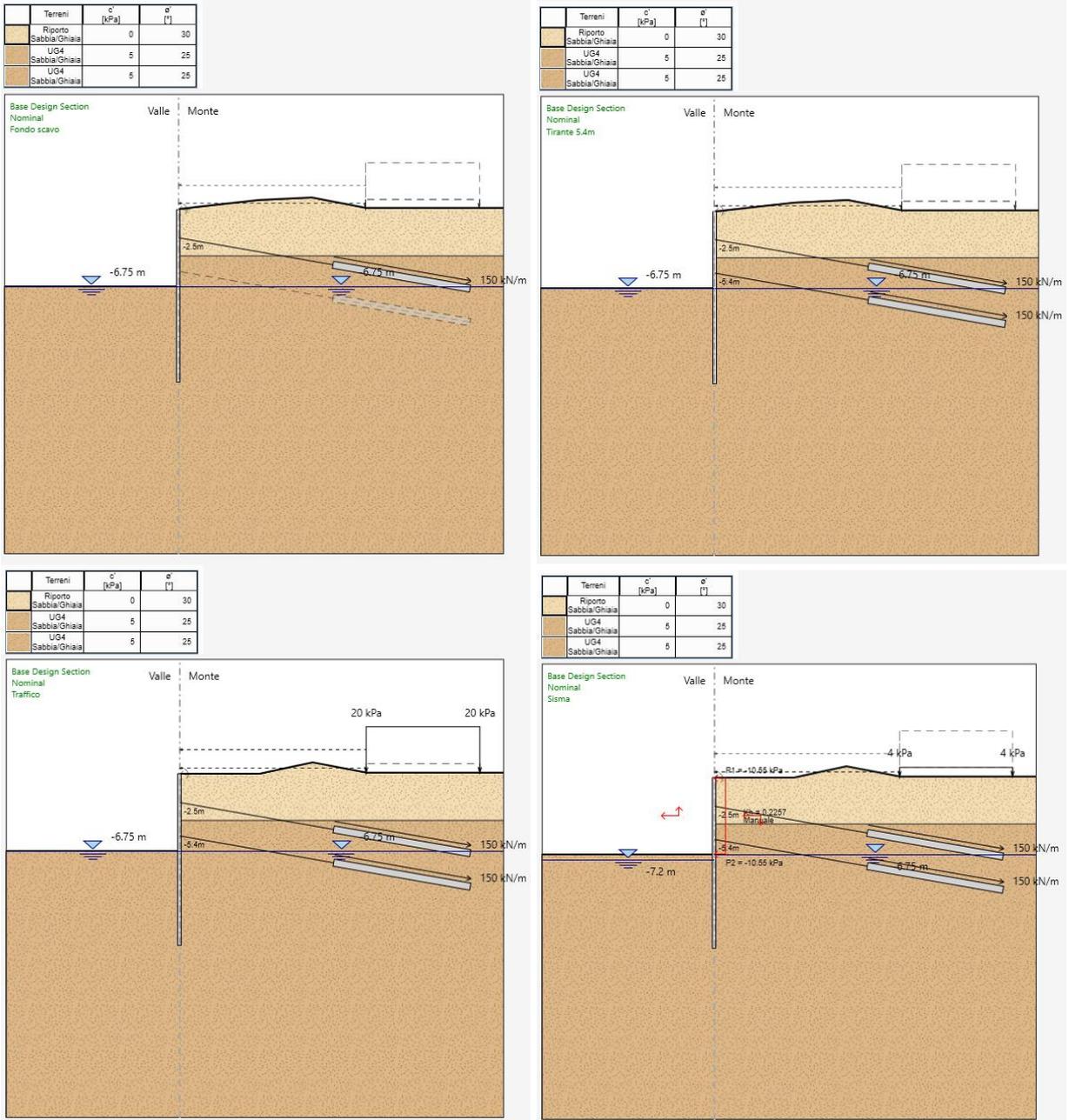
- Modello urto:

1. Definizione delle tensioni litostatiche iniziali;
2. Realizzazione della paratia;
3. Scavo a 3.0 m dalla quota d'infissione;
4. Installazione dei tiranti a 2.5 m dalla quota d'infissione;
5. Scavo fino alla quota di progetto (-6.7m);
6. Installazione dei tiranti a 5.4 m dalla quota d'infissione;
7. Applicazione del carico da traffico
8. Applicazione dell'urto

PROGETTAZIONE ATI:



PROGETTAZIONE ATI:



PROGETTAZIONE ATI:

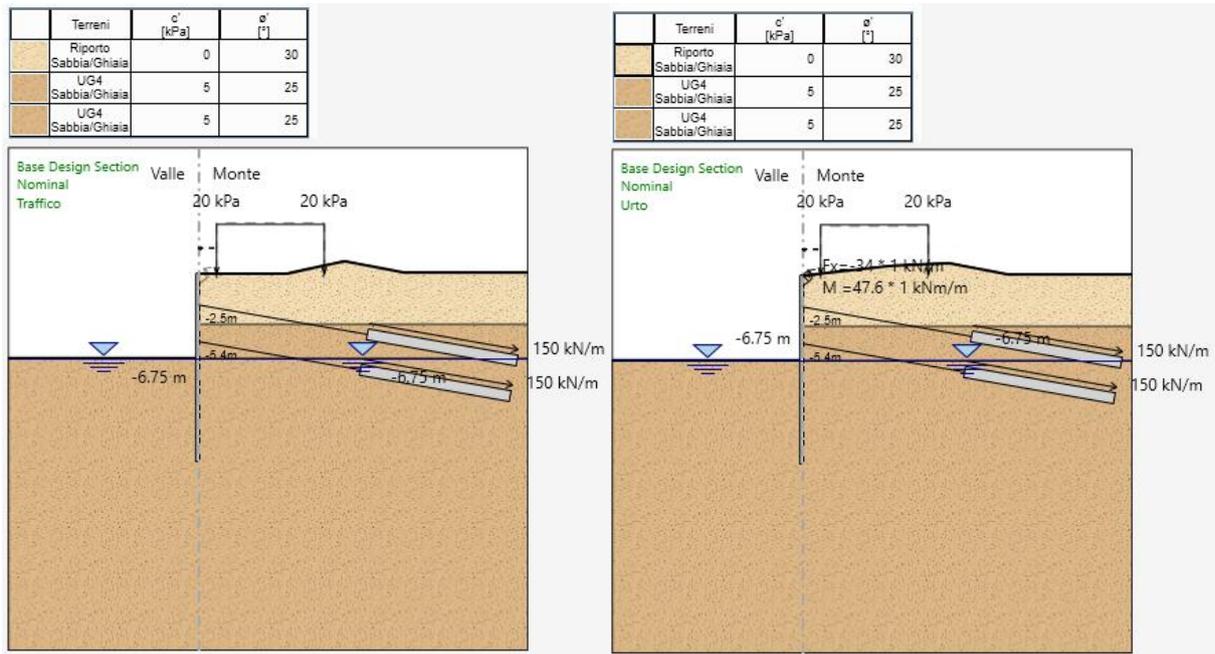


Figura 10-1: PA.01 – Fasi costruttive

10.1.3. RISULTATI DELL'ANALISI

10.1.3.1. Micropali

Nel presente capitolo sono riportati i massimi valori delle azioni interne ai micropali ai vari Stati Limite (SLU/SLV, SLE-rara, SLE-frequente, ECC).

Tabella 10-1: PA.01 - Azioni e spostamenti massimi ai diversi Stati Limiti

SLU/SLV				SLE-rara				SLE-freq			
MAX T	152	kN	prof. -2.7 m	MAX T	144	kN	prof. -2.7 m	MAX T	144	kN	prof. -2.7 m
MAX M ⁺	128	kNm	prof. -2.5 m	MAX M ⁺	98	kNm	prof. -2.5 m	MAX M ⁺	98	kNm	prof. -2.5 m
MAX M ⁻	252	kNm	prof. -6.4 m	MAX M ⁻	245	kNm	prof. -7.2 m	MAX M ⁻	245	kNm	prof. -7.2 m
				δ ⁺	5.7	mm	prof. -15 m	δ ⁺	6	mm	prof. -15 m
				δ ⁻	-82.9	mm	prof. -7 m	δ ⁻	-83	mm	prof. -7 m
ECC											
MAX T	164	kN	prof. -2.7 m								
MAX M ⁺	197	kNm	prof. -2.5 m								
MAX M ⁻	252	kNm	prof. -6.4 m								

Di seguito sono riportati i diagrammi degli involuipi delle azioni interne:

PROGETTAZIONE ATI:

• SLU/SLV – Momento flettente

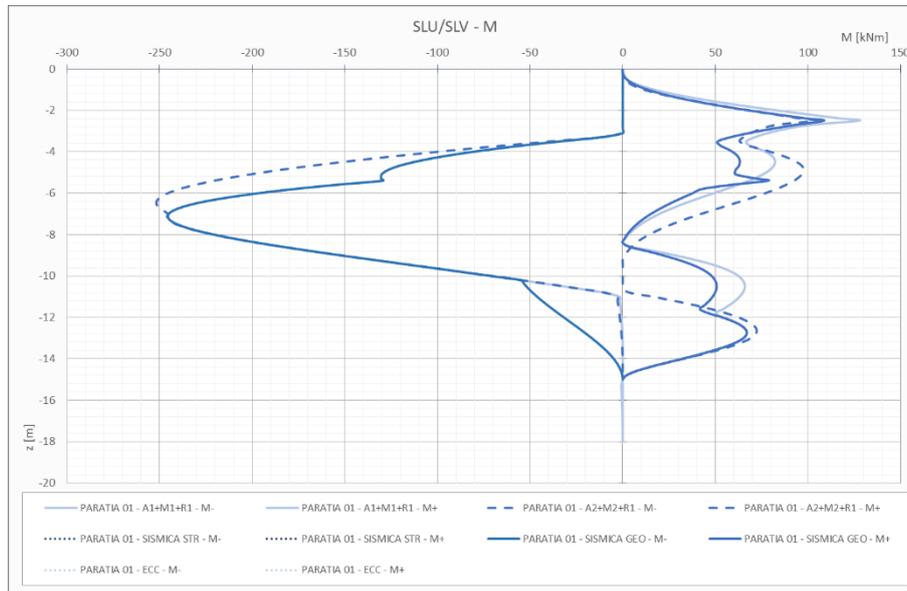


Figura 10-2: PA.01 - SLU/SLV - Involuppo dei momenti flettenti

• SLU/SLV – Taglio

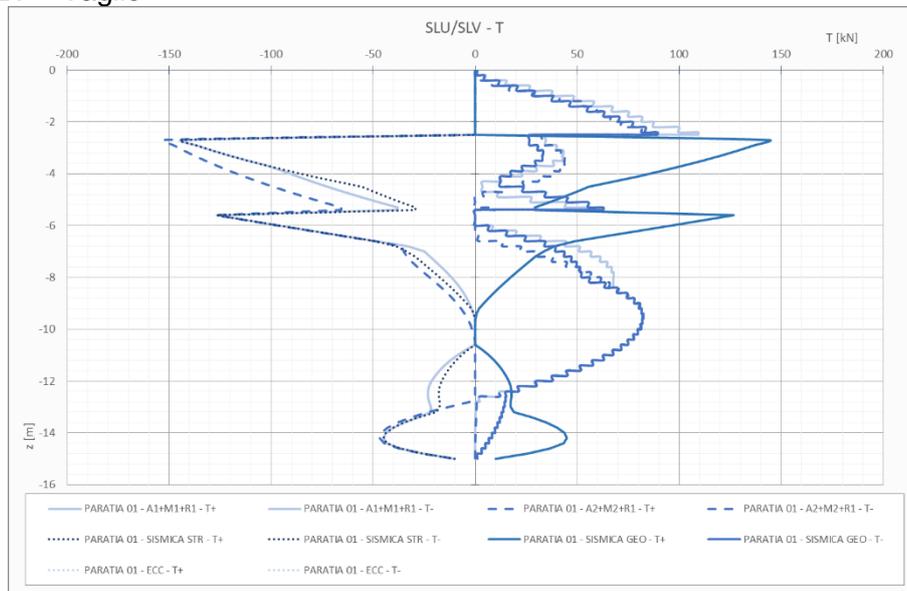


Figura 10-3: PA.01 - SLU/SLV - Involuppo dei tagli

PROGETTAZIONE ATI:

- SLE-rara – Momento flettente

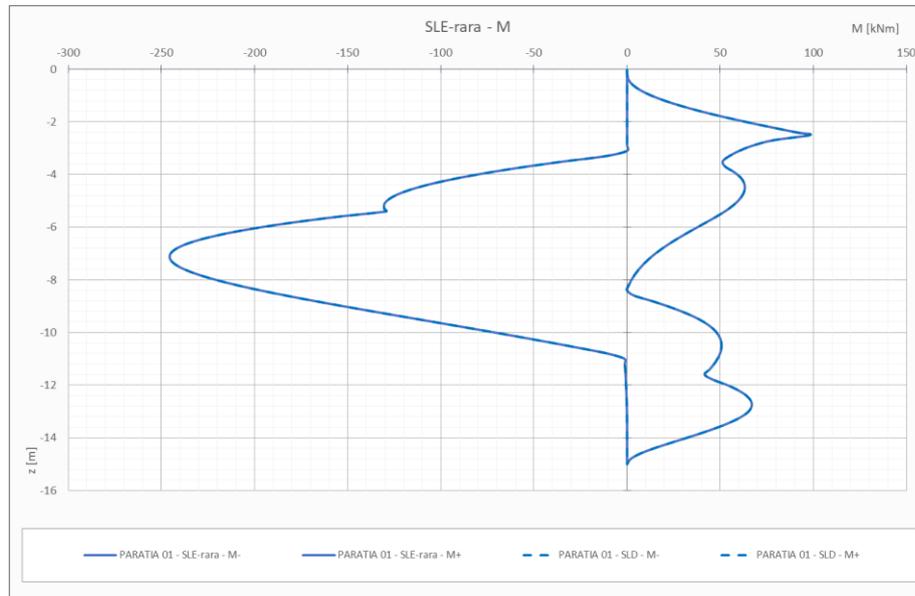


Figura 10-4: PA.01 - SLE-rara/SLD - Involuppo dei momenti flettenti

- SLE-rara – Spostamento laterale

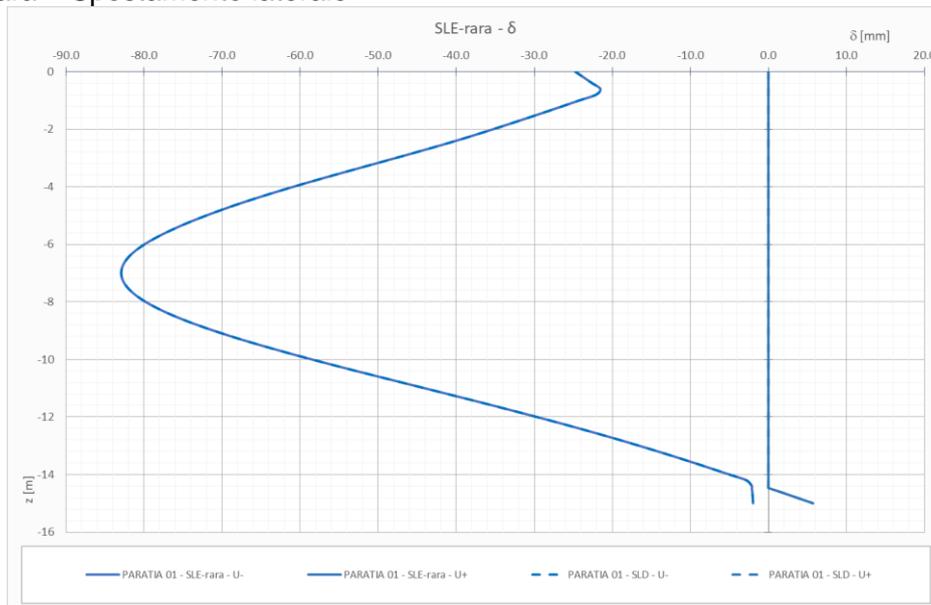


Figura 10-5: PA.01 - SLE-rara/SLD - Involuppo degli spostamenti laterali

PROGETTAZIONE ATI:

- SLE-frequente – Momento flettente

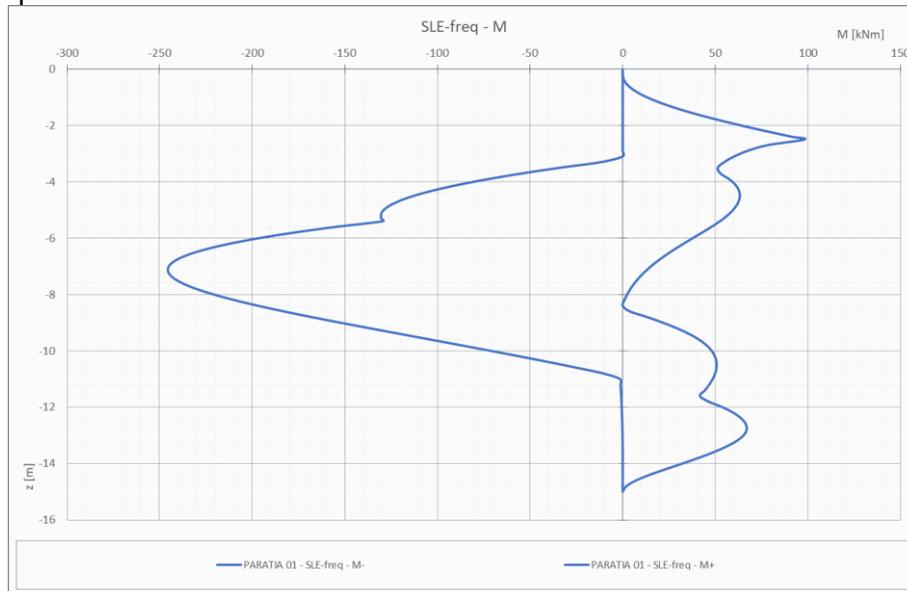


Figura 10-6: PA.01 - SLE-frequente - Involuppo dei momenti flettenti

- SLE-frequente – Spostamento laterale

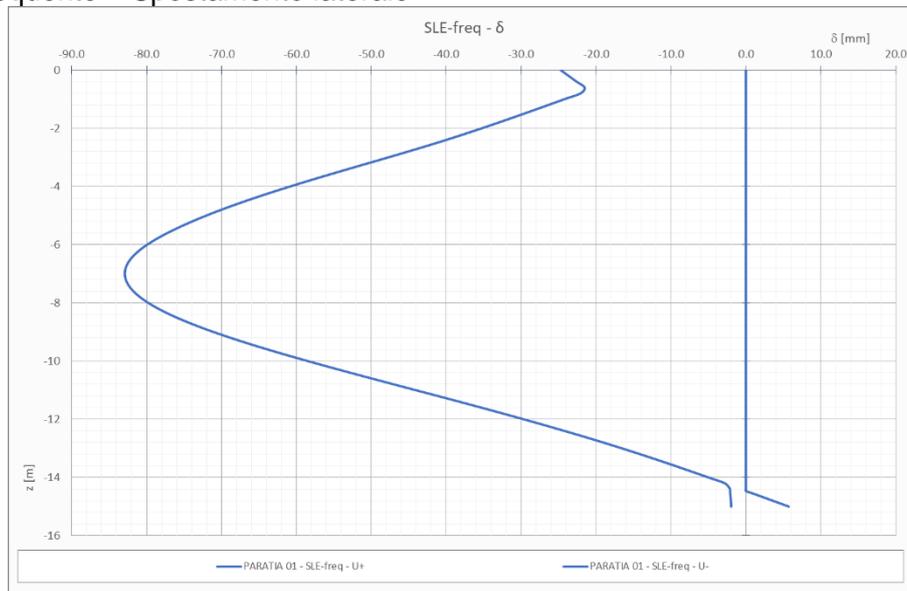


Figura 10-7: PA.01 - SLE-frequente - Involuppo degli spostamenti laterali

PROGETTAZIONE ATI:

10.1.3.2. Sistema d'ancoraggio

Di seguito si riportano le massime azioni sugli ancoraggi:

Tabella 10-2: PA.01 - Massime azioni sui sistemi di ancoraggio

AZIONI TIRANTI				
Tirante	SL	N	F _s GEO	F _s STR
Tirante 2.5m	SLU	457	1.09	2.21
Tirante 2.5m	SLE-rara	352	1.42	2.87
Tirante 2.5m	SLE-freq	352	3.07	2.87
Tirante 5.4m	SLU	390	1.28	3.62
Tirante 5.4m	SLE-rara	304	1.64	4.65
Tirante 5.4m	SLE-freq	300	3.60	4.72

10.1.4. VERIFICHE STRUTTURALI

10.1.4.1. Verifica del profilo in acciaio dei micropali

Il momento ed il taglio resistente segue quanto prescritto al Par. 4.2.4.1.2 del D.M. 17/01/2018 e Par. 6.2.9 del EN 1993-1-1.

Nel caso in esame si verifica la struttura considerando un comportamento non dissipativo ($\alpha=\beta=1$, vedasi Cap. 7)

Le azioni massime sulla paratia sono le seguenti:

- $V_{max} = 152$ kN
- $M_{max} = 252$ kNm/m

A cui corrispondono delle azioni sul singolo micropalo (passo 0,50 m)

- $V_{max} = 76$ kN
- $M_{max} = 126 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$

Utilizzando un profilo tubolare metallico $\varnothing 219.1$ mm sp. 10 mm si ottengono le seguenti resistenze:

Tabella 10-3: PA.01 - Resistenza e fattori di sicurezza dei profili metallici

Tipo comb	Tipo profilo	W _{PI} [mm ³]	A [mm ²]	M _{Ed} [kNm]	M _{Rd} [kNm]	f _{yk} [MPa]	f _{yd} [MPa]	F _{s,M}
SLU	D 219,1 s 10	437561	6569	126,0	141	355,00	338,10	1,12
			A _v [mm ²]	V _{Ed} [kN]	V _{Rd} [kN]			F _{s,V}
			4182	76,0	777			10,23

Le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

PROGETTAZIONE ATI:

10.1.4.2. Verifica del sistema di ancoraggio

Resistenza allo sfilamento del bulbo d'ancoraggio

La resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio è valutata seguendo l'approccio proposto da Bustamante e Doix (1985):

$$Q_{lim} = \frac{\pi d_s L_s q_{s,k}}{\gamma_R}$$

Dove:

- d_s Diametro del bulbo d'ancoraggio
- L_s Lunghezza dell'ancoraggio
- $q_{s,k}$ Massimo sforzo di taglio all'interfaccia palo/terreno

Mentre L_s è un parametro arbitrario, i parametri d_s e $q_{s,k}$ dipendono da diversi fattori, principalmente la tecnologia utilizzata ed il tipo di terreno.

I metodi di realizzazione dei tiranti possono essere suddivisi in tre principali tipologie:

- Iniezione a gravità: la malta cementizia è inserita nel foro senza l'applicazione di pressioni;
- Pali IGU (Injection Global Unique) o pali Radice: il getto del palo è realizzato mediante un'unica iniezione ad una pressione inferiore rispetto a quella utilizzata nei pali IRS;
- Pali IRS (Injection Répétitive et Sélective) o tipo Tubfix: mediante l'uso di tubi a Manchette è possibile iniettare la malta a pressioni maggiori e controllare e ripetere le iniezioni.

I pali tipo IRS in generale garantiscono il raggiungimento di diametri maggiori ed una tensione tangenziale massima maggiore rispetto ai pali IGU.

Il diametro del palo d_s può essere calcolato come:

$$d_s = \alpha \cdot d$$

Dove:

- d Diametro del foro
- $\alpha \geq 1$ Coefficiente maggiorativo, funzione della tecnologia e del terreno

Nella tabella seguente sono mostrati i valori che assume il coefficiente α in funzione delle variabili sopra citate.

PROGETTAZIONE ATI:

Tabella 10-4: Valori di α secondo quanto proposto da Bustamante & Doix

Type of soil	Values of α		Minimum suggested grout volume*
	IRS	IGU	
Gravel	1.8	1.3 – 1.4	1.5 V_S
Sandy gravel	1.6 – 1.8	1.2 – 1.4	1.5 V_S
Gravelly sand	1.5 – 1.6	1.2 – 1.3	1.5 V_S
Coarse sand	1.4 – 1.5	1.1 – 1.2	1.5 V_S
Medium sand	1.4 – 1.5	1.1 – 1.2	1.5 V_S
Fine sand	1.4 – 1.5	1.1 – 1.2	1.5 V_S
Silty sand	1.4 – 1.5	1.1 – 1.2	IRS: (1.5 - 2) V_S ; IGU: 1.5 V_S
Silt	1.4 – 1.6	1.1 – 1.2	IRS: 2 V_S ; IGU: 1.5 V_S
Clay	1.8 – 2.0	1.2	IRS: (2.5 - 3) V_S ; IGU: (1.5 – 2) V_S
Marl	1.8	1.1 – 1.2	(1.5 – 2) V_S for stiff layers
Marly limestone	1.8	1.1 – 1.2	(2 – 6) V_S or more for fractured layers
Weathered or fractured limestone			
Weathered and/or fractured rock	1.2	1.1	(1.1 – 1.5) V_S for slightly fractured layers 2 V_S or more for fractured layers

Il valore di q_s è invece dedotto da prove sperimentali, ed è espresso in funzione dei risultati ottenuti mediante prove pressiometriche o SPT. Gli autori hanno fornito utili grafici per la determinazione di q_s : per diverse tipologie di terreno esistono due curve, dipendenti dalla tecnologia utilizzata (IGU o IRS). Di seguito sono mostrate le curve da utilizzare in funzione dei parametri sopra citati.

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R1$	$\geq R2$

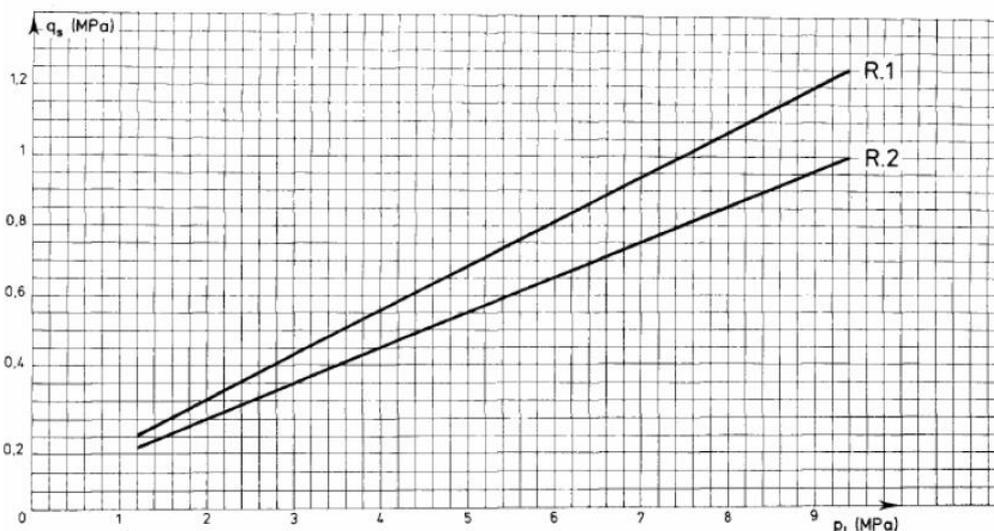


Figura 10-8: Massimo sforzo laterale di un micropalo in roccia fratturata (Bustamante & Doix)

PROGETTAZIONE ATI:

Sulla base di tali osservazioni, sono stati definiti cautelativamente i seguenti parametri:

- Tipologia di terreno: strato 1 e 2 (Sabbia limosa);
- Tecnologia costruttiva: IGU
- Diametro del foro = 0,20 m;
- $\alpha = 1$;
- $q_s = 0,13 \text{ MPa} = 130 \text{ kPa}$

È da notare che il valore del massimo sforzo di taglio è frutto di un'assunzione, basata sulla letteratura disponibile, poiché in assenza di informazioni dettagliate per il caso in esame. In fase costruttiva sarà da confermare o eventualmente correggere l'ipotesi fatta nel presente documento riguardo allo sforzo massimo. A tal riguardo, si demanderà l'esecuzione un numero di prove su tiranti di prova conforme a quanto prescritto al Par. 6.6.4 delle NTC2018.

Come riportato al Par. 7.6, il valore caratteristico della resistenza è ottenuto dividendo il valore calcolato per un coefficiente ξ_a , assunto cautelativamente pari a 1,8, cosicché la resistenza di progetto può essere calcolata come segue:

$$Q_{lim} = \frac{\sum \pi d_s L_s q_{s,k}}{\gamma_R} = \frac{1}{\gamma_R} \cdot \pi \cdot (\alpha \cdot D) \cdot L_s \cdot \left(\frac{q_s}{\xi_a} \right) = \frac{1}{1,1} \cdot \pi \cdot (1 \cdot 0,20 \text{ m}) \cdot 12 \text{ m} \cdot \frac{130 \text{ kPa}}{1,8} = 495 \text{ kN}$$

Il fattore di sicurezza, inteso come rapporto tra resistenza ed azione massima nel tirante, vale:

$$F_S = \frac{R_d}{E_d}$$

$$F_S (\text{Tirante } 2.5\text{m}) = \frac{495 \text{ kN}}{457 \text{ kN}} = 1.1 \geq 1$$

$$F_S (\text{Tirante } 5.4\text{m}) = \frac{495 \text{ kN}}{390 \text{ kN}} = 1.3 \geq 1$$

La verifica è quindi soddisfatta.

Resistenza strutturale della barra d'ancoraggio

La resistenza strutturale è ricavata dal catalogo del produttore:

$$N_{Rd}(\text{Tirante } 2.5\text{m}) = 1092 \text{ kN}$$

$$N_{Rd}(\text{Tirante } 5.4\text{m}) = 1529 \text{ kN}$$

PROGETTAZIONE ATI:

Numero	Sezione trasversale A [mm ²]	Peso [kg/m]	Y1770 Standard			Y1860 High Grade		
			Snervamento F _{p0,1k} [kN]	Ultimo F _{pk} [kN]	Omolog.	Snervamento F _{p0,1k} [kN]	Ultimo F _{pk} [kN]	Omolog.
1	140	1.09	218	248	○	○	△	△
2	280	2.19	437	496	○	○	△	△
3	420	3.28	655	743	○	○	△	△
4	560	4.37	874	991	○	○	△	△
5	700	5.47	1.092	1.239	○	○	△	△
6	840	6.56	1.310	1.487	○	○	△	△
7	980	7.65	1.529	1.735	○	○	△	△
8	1,120	8.74	1,747	1,982	○	○	△	△
9	1,260	9.84	1,966	2,230	○	○	△	△
10	1,400	10.93	2,184	2,478	○	○	△	△
11	1,540	12.02	2,402	2,726	○	○	△	△
12	1,680	13.12	2,621	2,974	○	○	△	△
13	1,820	14.21	2,839	3,221	○	○	△	△
14	1,960	15.30	3,058	3,469	○	○	△	△
15	2,100	16.40	3,276	3,717	○	○	△	△
16	2,240	17.49	3,494	3,965	○	○	△	△
17	2,380	18.58	3,713	4,213	○	○	△	△
18	2,520	19.67	3,931	4,460	○	○	△	△
19	2,660	20.77	4,150	4,708	○	○	△	△
20	2,800	21.86	4,368	4,956	○	○	△	△
21	2,940	22.95	4,586	5,204	○	○	△	△
22	3,080	24.05	4,805	5,452	○	○	△	△

Resistenza dell'aderenza tra bulbo e barra

Si può assumere che all'interfaccia tra la barra ed il bulbo si possa generare uno sforzo massimo di taglio pari a:

$$\tau_2 = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{cls}} = \frac{1,8}{1,5} = 1,2 \text{ Mpa}$$

La massima azione assiale sopportabile è dunque ottenuta moltiplicando tale valore per la superficie di contatto, assunta pari alla superficie laterale della barra. Si ottiene pertanto:

$$N_{2,k} = \tau_2 \cdot \pi \cdot D \cdot L_{bulbo}$$

$$N_{2,d} = \frac{N_{2,k}}{\gamma_f}$$

$$N_{2,k}(\text{Tirante 2.5m}) = 1,2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \pi \cdot 76,5 \text{ mm} \cdot 12 \text{ m} = 3461 \text{ kN}$$

$$N_{2,k}(\text{Tirante 5.4m}) = 1,2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \pi \cdot 107,1 \text{ mm} \cdot 12 \text{ m} = 4845 \text{ kN}$$

$$N_{2,d}(\text{Tirante 2.5m}) = \frac{3461}{1,3} = 2662 \text{ kN}$$

$$N_{2,d}(\text{Tirante 5.4m}) = \frac{4545}{1,3} = 3727 \text{ kN}$$

Entrambe le resistenze sono maggiori rispetto a quelle sollecitanti.

10.1.4.3. Verifica della lunghezza libera degli ancoraggi

La verifica della lunghezza libera consiste nell'accertare che il bulbo di ancoraggio dei tiranti sia interamente esterno alla regione di terreno soggetta a rottura, ossia, secondo la teoria di Coulomb,

PROGETTAZIONE ATI:

quel volume di terreno compreso entro una regione delimitata dalla paratia e da una retta inclinata di $\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}$ rispetto alla verticale.

Inoltre, al Cap. 7.11.6.4 della normativa cogente si prevede che, per tenere conto del fatto che la superficie di scorrimento in condizioni sismiche è meno inclinata rispetto all'orizzontale rispetto alle condizioni statiche, la lunghezza libera sia maggiorata tramite un coefficiente legato alla massima accelerazione in sito:

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

Considerando un'accelerazione massima pari a 0,339 g, si ottiene un fattore maggiorativo pari a 1.51.

La superficie di scorrimento del cuneo di rottura attraversa due strati. In tali regioni, la superficie di rottura è inclinata rispetto all'orizzontale di un angolo uguale a:

- Strato 1: $\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} = 45^\circ + \frac{30^\circ}{2} = 60^\circ$
- Strato 2: $\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} = 45^\circ + \frac{25^\circ}{2} = 57^\circ$

Nella tabella sottostante sono riassunti i risultati derivanti dalla geometria dell'opera e dalle considerazioni precedentemente esposte.

Tabella 10-5: PA.01 - Verifica della lunghezza libera dei tiranti

Ordine di tiranti	Lunghezza nel cuneo di rottura statico	Lunghezza nel cuneo di rottura sismico	Lunghezza libera
	[m]	[m]	[m]
Tirante 2.5m	7.4	11.1	13.5
Tirante 5.4m	5.7	8.5	13.5

Essendo le lunghezze libere dei tiranti maggiori delle dimensioni del cuneo di rottura alle rispettive altezze, la verifica risulta soddisfatta.

10.1.4.4. Verifica della gerarchia delle resistenze

Secondo quanto riportato 6.6.2 delle NTC2018, la gerarchia delle resistenze per i sistemi di ancoraggio è da garantire qualora l'ancoraggio sia realizzato mediante trefoli in acciaio armonico. Nel caso in esame, si hanno le seguenti resistenze:

- Sfilamento del bulbo

Tirante 2.5m: 457 kN

Tirante 5,4m: 390 kN

- Resistenza del trefolo

$N_{Rd}(Tirante\ 2.5m) = 1092\ kN$

$N_{Rd}(Tirante\ 5.4m) = 1529\ kN$

PROGETTAZIONE ATI:

Essendo la resistenza del trefolo maggiore di quella del bulbo, si garantisce un comportamento duttile della struttura.

10.1.4.5. Verifica della trave di ripartizione

La verifica della trave di ripartizione è condotta utilizzando il freeware Profili_v6, messo a disposizione gratuitamente dal prof. Pietro Gelfi. La procedura seguita fa riferimento a quanto riportato al Cap. 6.3.3 dell'Eurocodice 3-1 per le verifiche a instabilità flessionale (svergolamento).

Il dimensionamento è svolto considerando l'ordine di tiranti più sollecitato. Nella figura sotto, che riporta l'involuppo delle azioni sui tiranti (per unità di lunghezza), si evince che il carico massimo è pari a 457 kN/m.

Poiché la sezione in esame è posta all'incirca in mezzeria rispetto allo sviluppo totale, il massimo momento agente può essere calcolato con buona approssimazione come quello generato da un carico uniformemente distribuito su una trave su più appoggi:

$$M = \frac{pl^2}{10}$$

L'azione dei tiranti è inoltre inclinata, pertanto si sono calcolati i momenti flettenti generati da ciascuna delle due componenti della forza:

$$p_x = 457 \frac{kN}{m} \cdot \cos(10^\circ) = 450 \frac{kN}{m}$$
$$p_y = 457 \frac{kN}{m} \cdot \sin(10^\circ) = 79 \frac{kN}{m}$$

I momenti flettenti generati su ciascun profilo resistente saranno la metà di quelli derivanti dai carichi:

$$M_y = \frac{pl^2}{10} = 90 \text{ kNm}$$
$$M_z = \frac{pl^2}{10} = 16 \text{ kNm}$$

Dove $l = 2m$.

I profili adottati sono 2 HEA220 in acciaio S355. Utilizzando il programma Profili_v6 precedentemente citato, si ottiene un fattore di sicurezza uguale a 0.82, pertanto la verifica è soddisfatta.

Resistenza della membratura all'instabilità flessio-torsionale - EC3 (edizione 1992) #5.5.2.

HE 220 A

Acciaio S355 (Fe510)

f_y (N/mm²) 355

z_a [mm] 100 L [m] 2 = l_{0z} [m]

Coefficienti C

Momenti all'estremità Carichi trasversali

C_1 1.132 C_2 0.459 C_3 0.525

Coefficienti di lunghezza efficace

k 1 k_w 1.0

Momento resistente di progetto all'instabilità flessio-torsionale (solo My) - EC3 #5.5.2.

M_{cr} [kNm] = 843.2 $M_{e,Rd}$ [kNm] = 174.2

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{e,Rd} \gamma_{M0}}{M_{cr}}} = 0.466$ $\chi_{LT} = 0.935$ $M_{b,Rd}$ [kNm] = 162.8

Resistenza all'instabilità flessio torsionale (flessione e compressione)- Classe 3 - EC3 #5.5.4. (4)

N_{Sd} [kN] 0.0 $M_{y,Sd}$ [kNm] 90 $M_{z,Sd}$ [kNm] 16

$$\frac{N_{Sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = \frac{0}{2175} + \frac{1 \times 90}{162.8} + \frac{1 \times 16}{60.08}$$

= 0 + 0.553 + 0.266 = 0.819

OK

Figura 10-9: PA.01 - Verifica a svergolamento della trave di ripartizione

10.1.5. VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

Le verifiche di stabilità globale sono state condotte sia in condizioni statiche che in condizioni simiche.

Il metodo utilizzato nelle analisi è il metodo di Bishop (metodo dei conci), con passo dei conci pari a 0.50 m.

Nel modello, il contributo delle paratie all'analisi di stabilità globale considera la paratia solo come vincolo geometrico.

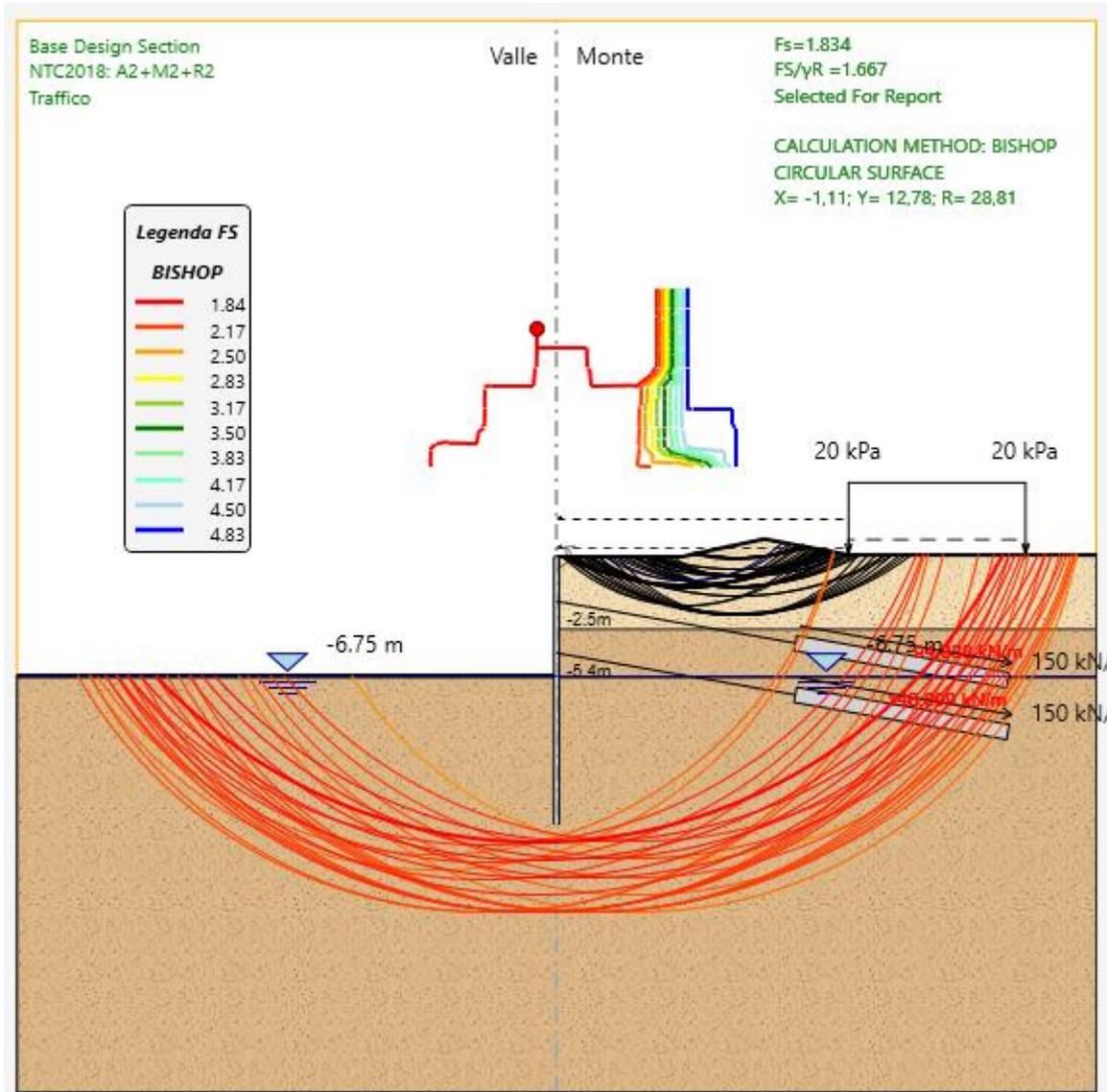


Figura 10-10: PA01 – Valutazione della stabilità globale (A2+M2+R2)

PROGETTAZIONE ATI:

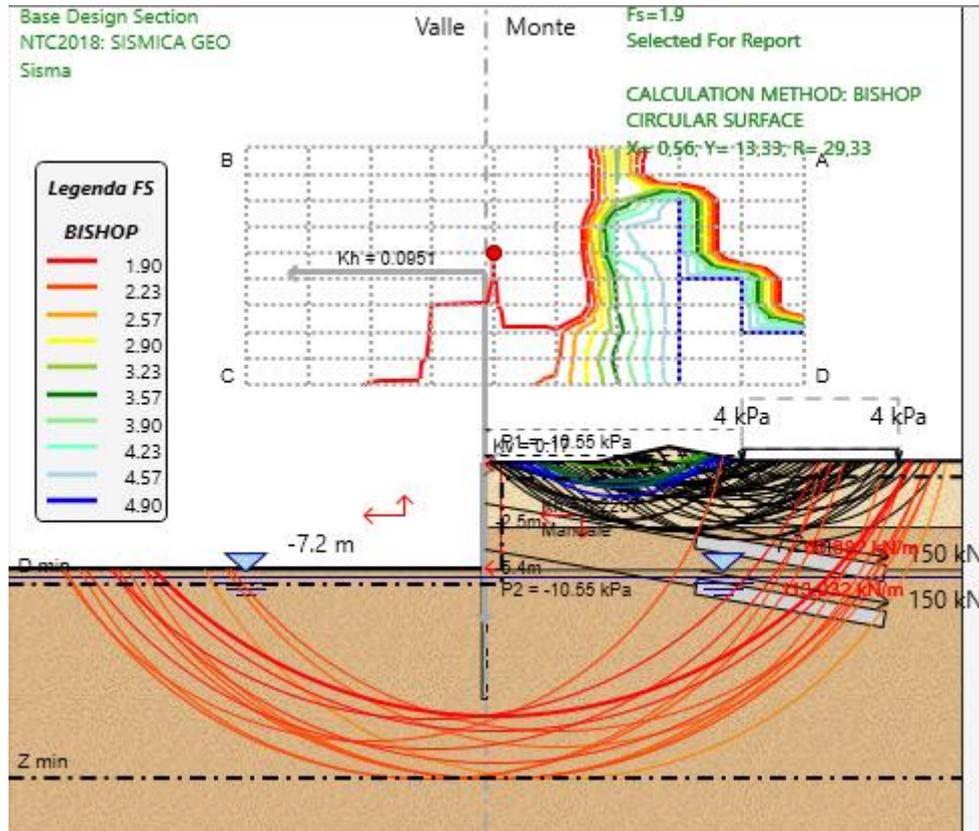


Figura 10-11: PA01 – Valutazione della stabilità globale (SLV GEO)

10.2. PA.02 - PARATIA AP IN DX

10.2.1. GEOMETRIA

Nella Tabelle 2-3 e 2-4 della presente relazione sono riportate le grandezze geometriche della paratia e degli ancoraggi.

Essendo questa una paratia di sostegno alla viabilità principale, vengono considerati gli effetti non concomitanti dal sisma e dall'urto veicolare, questo ultimo dovuto alla presenza della barriera di svio posto in testa alle paratie.

10.2.2. FASI COSTRUTTIVE

Per la modellazione della costruzione dell'opera, si sono considerate le seguenti fasi:

- Modello sisma:

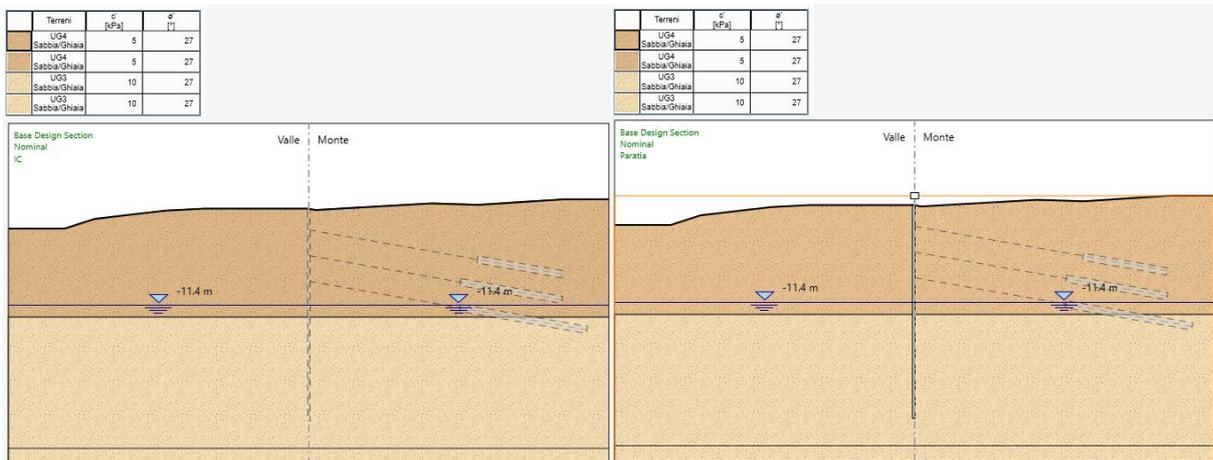
1. Definizione delle tensioni litostatiche iniziali;
2. Realizzazione della paratia;
3. Scavo a 3.0 m dalla quota d'infissione;

PROGETTAZIONE ATI:

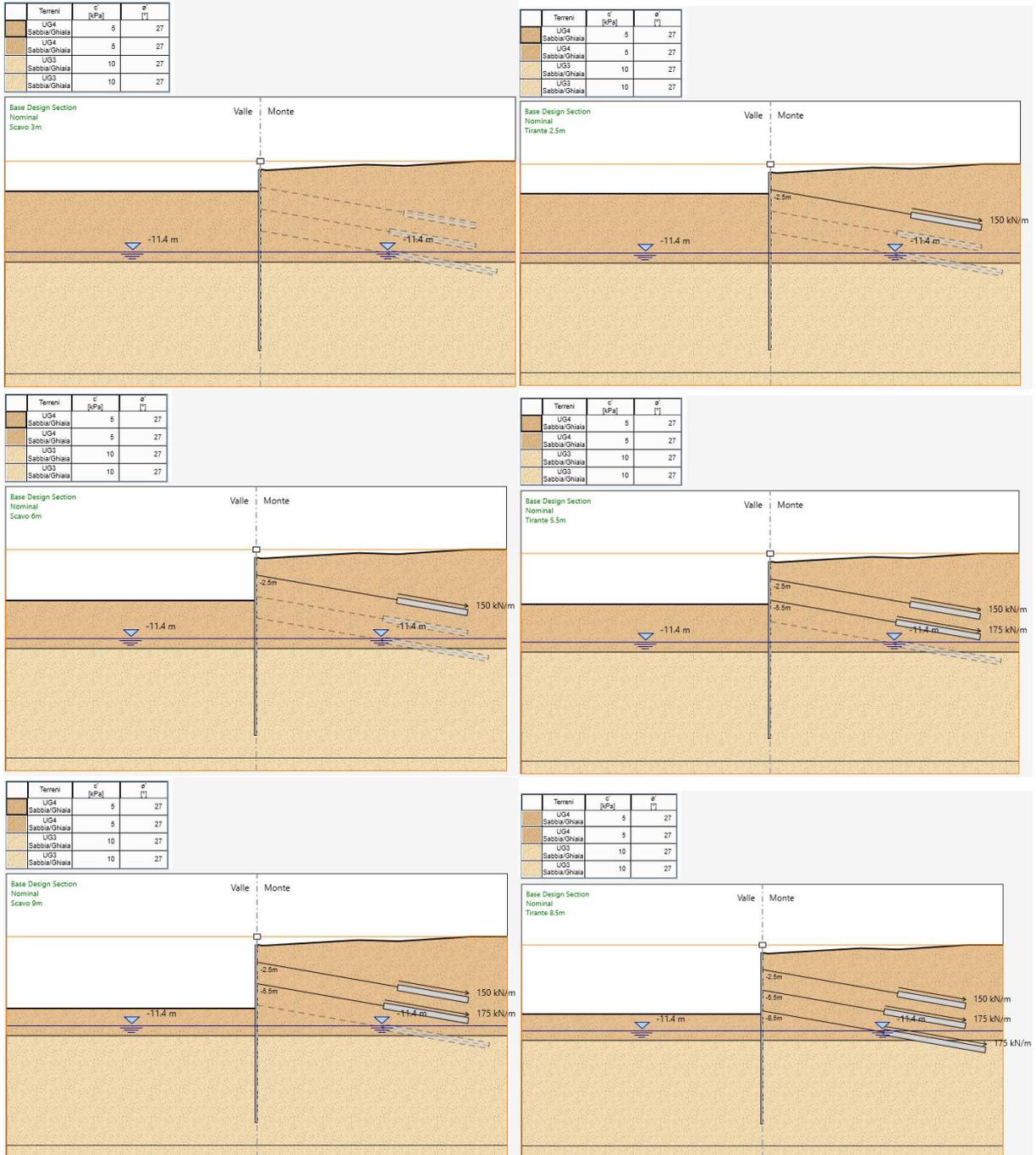
4. Installazione dei tiranti a 2.5 m dalla quota d'infissione;
5. Scavo a 6.0 m dalla quota d'infissione;
6. Installazione dei tiranti a 5.5 m dalla quota d'infissione;
7. Scavo a 9.0 m dalla quota d'infissione;
8. Installazione dei tiranti a 8.5 m dalla quota d'infissione;
9. Scavo fino alla quota di progetto (-13m);
10. Traffico
11. Applicazione del sisma

- Modello urto:

1. Definizione delle tensioni litostatiche iniziali;
2. Realizzazione della paratia;
3. Scavo a 3.0 m dalla quota d'infissione;
4. Installazione dei tiranti a 2.5 m dalla quota d'infissione;
5. Scavo a 6.0 m dalla quota d'infissione;
6. Installazione dei tiranti a 5.5 m dalla quota d'infissione;
7. Scavo a 9.0 m dalla quota d'infissione;
8. Installazione dei tiranti a 8.5 m dalla quota d'infissione;
9. Scavo fino alla quota di progetto (-13m);
10. Traffico
11. Applicazione dell'urto



PROGETTAZIONE ATI:



PROGETTAZIONE ATI:

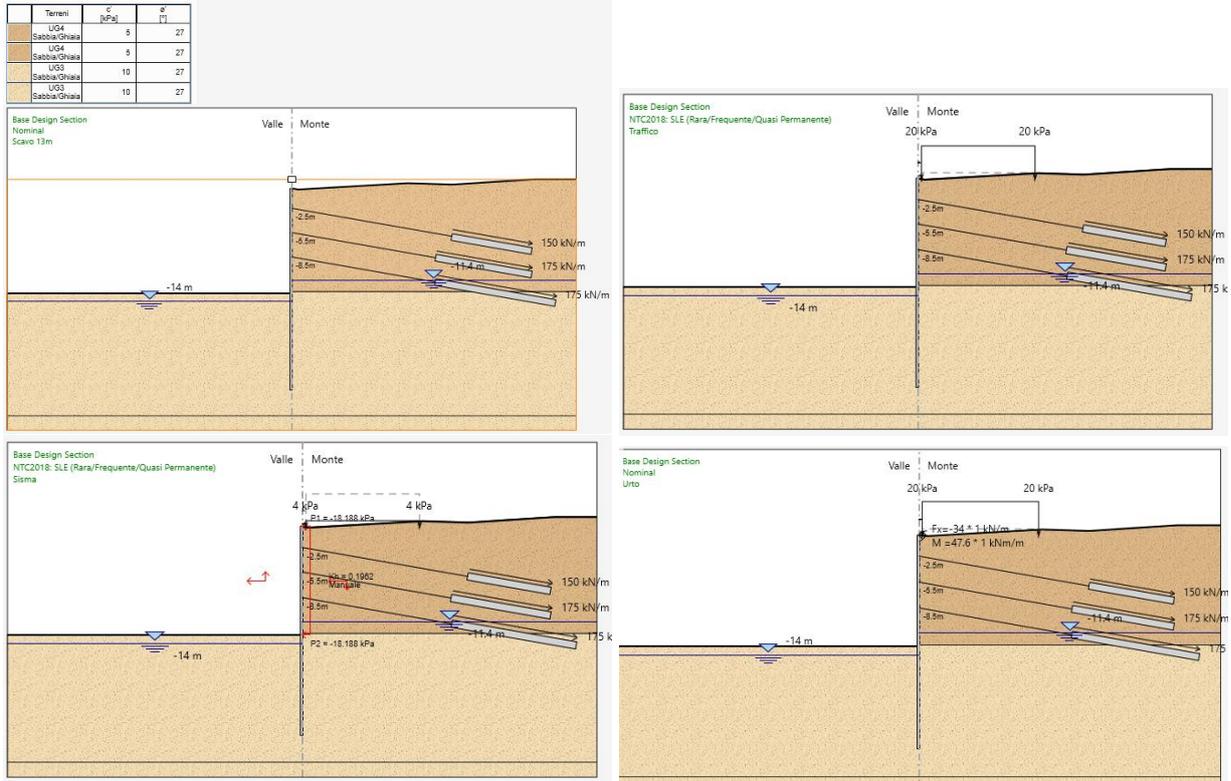
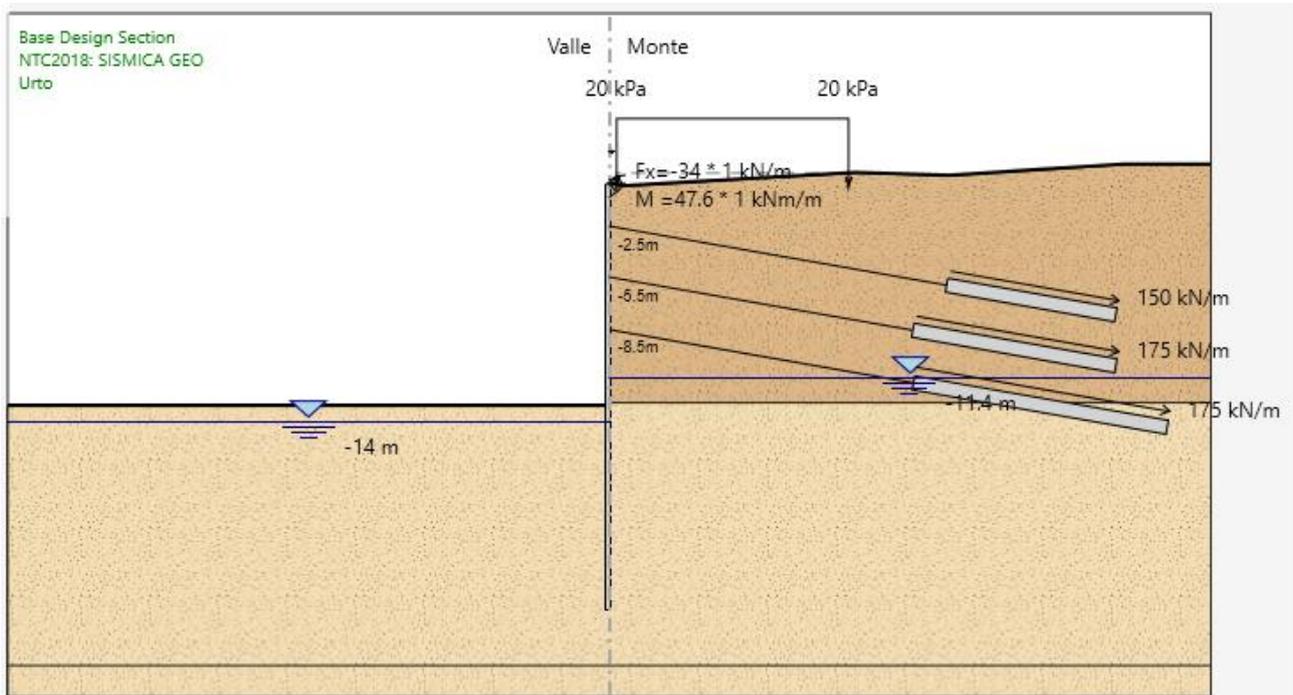


Figura 10-12: PA.02 – Fasi costruttive



PROGETTAZIONE ATI:

10.2.3. RISULTATI DELL'ANALISI

10.2.3.1. Micropali

Nel presente capitolo sono riportati i massimi valori delle azioni interne ai micropali ai vari Stati Limite (SLU/SLV, SLE-rara, SLE-frequente).

Tabella 10-6: PA. 02 - Azioni e spostamenti massimi ai diversi Stati Limite

SLU/SLV				SLE-rara				SLE-freq			
MAX T	375	kN	prof. -8,7 m	MAX T	115	kN	prof. -5,7 m	MAX T	115	kN	prof. -5,7 m
MAX M	317	kNm	prof. -5,5 m	MAX M	177	kNm	prof. -5,5 m	MAX M	177	kNm	prof. -5,5 m
MAX M	575	kNm	prof. -12,7 m	MAX M	315	kNm	prof. -11,9 m	MAX M	315	kNm	prof. -11,9 m
				δ^+	1,8	mm	prof. -3,1 m	δ^+	2	mm	prof. -3,1 m
				δ^-	-76,1	mm	prof. -11,9 m	δ^-	-76	mm	prof. -11,9 m
				δ_{diff}	77,9	mm		δ_{diff}	77,9		
ECC											
MAX T	304	kN	prof. -8.7 m								
MAX M ⁺	323	kNm	prof. -5.5 m								
MAX M ⁻	576	kNm	prof. -12.7 m								

Di seguito sono riportati i diagrammi degli involuipi delle azioni interne:

- SLU/SLV – Momento flettente

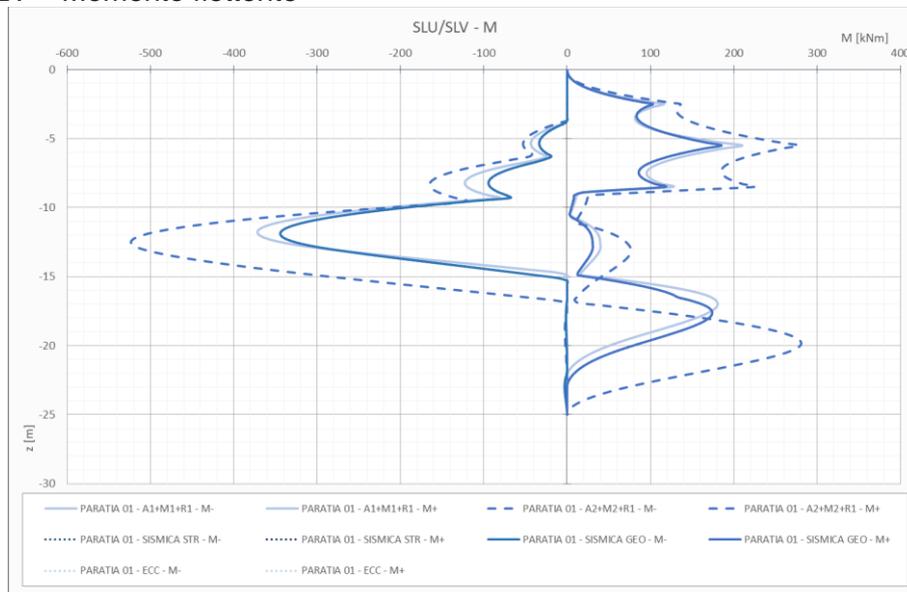


Figura 10-13: PA.02 - SLU/SLV - Involuppo dei momenti flettenti

- SLU/SLV – Taglio

PROGETTAZIONE ATI:

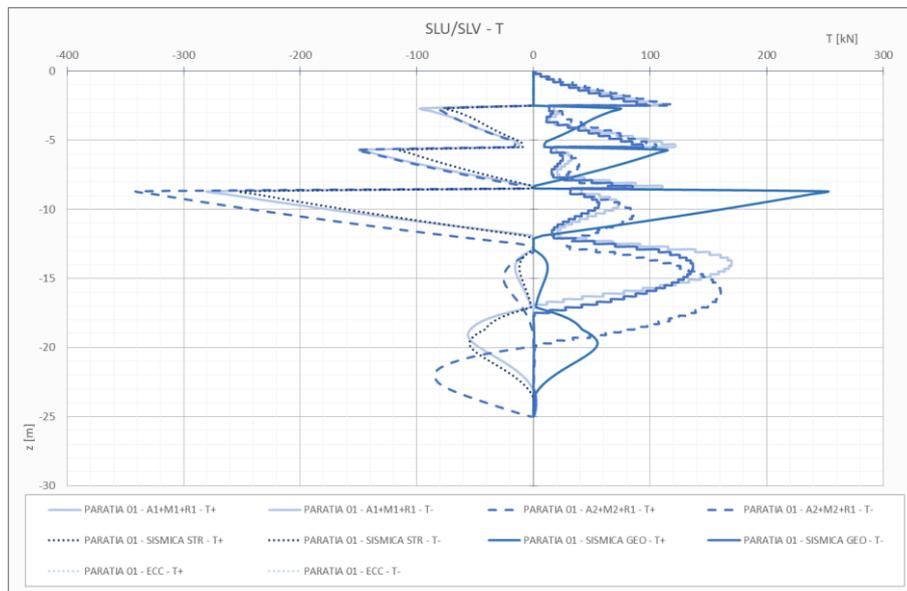


Figura 10-14: PA.02 - SLU/SLV - Involuppo dei tagli

PROGETTAZIONE ATI:

- SLE-rara – Momento flettente

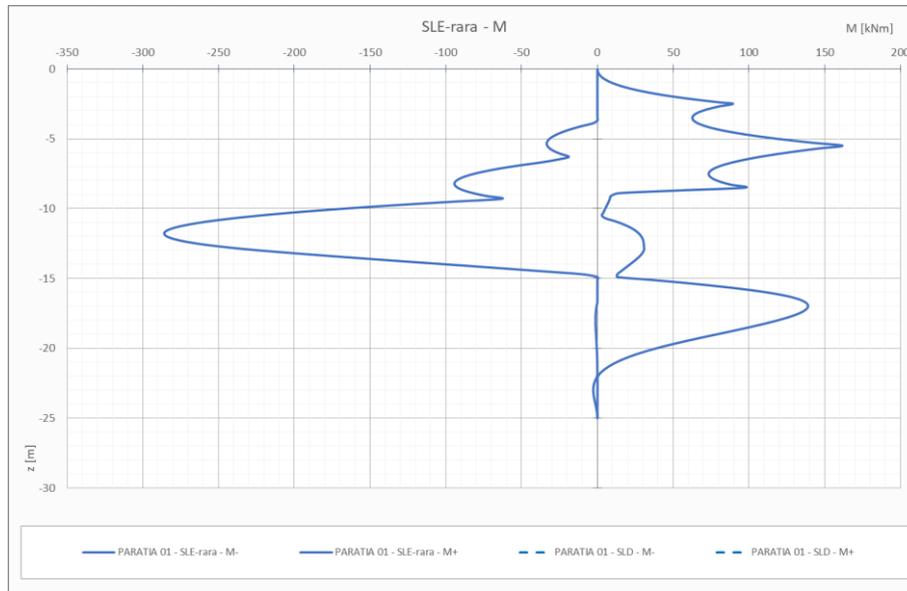


Figura 10-15: PA.02 - SLE-rara/SLD - Involuppo dei momenti flettenti

- SLE-rara – Spostamento laterale

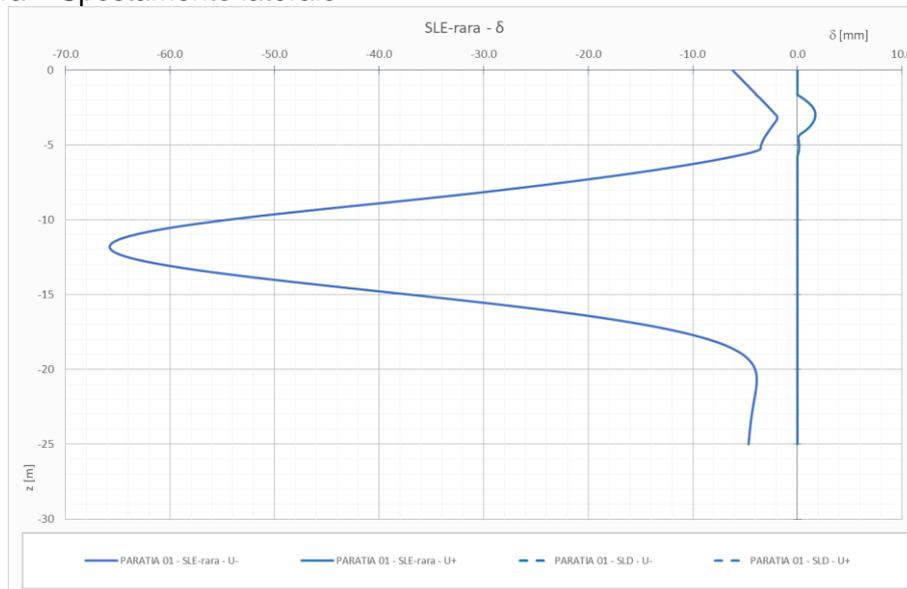


Figura 10-16: PA.02 - SLE-rara/SLD - Involuppo degli spostamenti laterali

PROGETTAZIONE ATI:

- SLE-frequente – Momento flettente

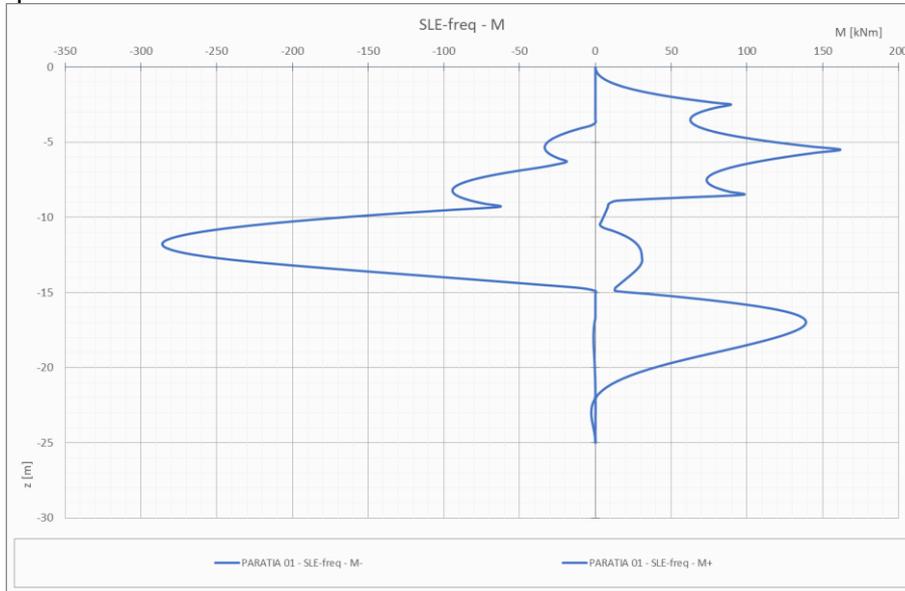


Figura 10-17: PA. 02 - SLE-frequente - Involuppo dei momenti flettenti

- SLE-frequente – Spostamento laterale

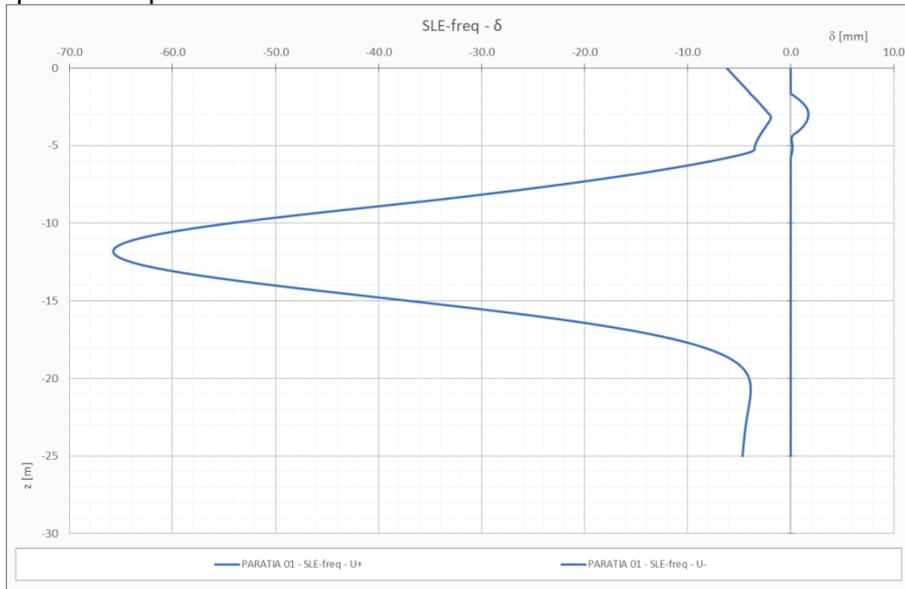


Figura 10-18: PA.02 - SLE-frequente - Involuppo degli spostamenti laterali

PROGETTAZIONE ATI:

10.2.3.2. Sistema d'ancoraggio

Tabella 10-7: PA.02 - Massime azioni sui sistemi di ancoraggio

AZIONI TIRANTI				
Tirante	SL	N	F _s GEO	F _s STR
Tirante 2.5m	SLU	394	1.22	1.54
Tirante 2.5m	SLE-rara	303	3.41	2.00
Tirante 2.5m	SLE-freq	303	3.41	2.00
Tirante 5.5m	SLU	475	1.21	1.28
Tirante 5.5m	SLE-rara	365	3.40	1.66
Tirante 5.5m	SLE-freq	365	3.40	1.66
Tirante 8.5m	SLU	714	1.49	1.98
Tirante 8.5m	SLE-rara	549	4.18	2.57
Tirante 8.5m	SLE-freq	549	4.18	2.57

10.2.4. VERIFICHE STRUTTURALI

10.2.4.1. Verifica del profilo in acciaio dei micropali

Il momento ed il taglio resistente segue quanto prescritto al Par. 4.2.4.1.2 del D.M. 17/01/2018 e Par. 6.2.9 del EN 1993-1-1.

Nel caso in esame si verifica la struttura considerando un comportamento non dissipativo ($\alpha=\beta=1$, vedasi Cap. 7)

Le azioni massime sulla paratia sono le seguenti:

- $V_{max} = 375$ kN
- $M_{max} = 575$ kNm/m

A cui corrispondono delle azioni sul singolo micropalo (passo 0,50 m)

- $V_{max} = 187.5$ kN
- $M_{max} = 287.5 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$

Utilizzando un profilo tubolare metallico $\varnothing 244,5$ mm sp. 20 mm si ottengono le seguenti resistenze:

Tabella 10-8: PA.02 - Resistenza e fattori di sicurezza dei profili metallici

Tipo comb	Tipo profilo	W _{Pl} [mm ³]	A [mm ²]	M _{Ed} [kNm]	M _{Rd} [kNm]	f _{yk} [MPa]	f _{yd} [MPa]	F _{s,M}
SLU	D 244,5 s 20	1010672	14106	287,5	325	355,00	338,10	1,13
			A _v [mm ²]	V _{Ed} [kN]	V _{Rd} [kN]			F _{s,v}
			8980	187,5	1669			8,90

Le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

PROGETTAZIONE ATI:

10.2.4.2. Verifica del sistema di ancoraggio

Resistenza allo sfilamento del bulbo d'ancoraggio

Sono stati definiti cautelativamente i seguenti parametri:

- Tipologia di terreno: strato 1 e 2 (Sabbia limosa).
- Tecnologia costruttiva: IGU
- Diametro del foro = 0.20 m;
- $\alpha = 1$;
- $q_s = 0.15 \text{ MPa} = 150 \text{ kPa}$

È da notare che il valore del massimo sforzo di taglio è frutto di un'assunzione, basata sulla letteratura disponibile, poiché in assenza di informazioni dettagliate per il caso in esame. In fase costruttiva sarà da confermare o eventualmente correggere l'ipotesi fatta nel presente documento riguardo allo sforzo massimo. A tal riguardo, si demanderà l'esecuzione un numero di prove su tiranti di prova conforme a quanto prescritto al Par. 6.6.4 delle NTC2018.

Come riportato al Par. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, il valore caratteristico della resistenza è ottenuto dividendo il valore calcolato per un coefficiente ξ_a , assunto cautelativamente pari a 1,8, cosicché la resistenza di progetto può essere calcolata come segue:

$$Q_{lim} = \frac{\sum \pi d_s L_s q_{s,k}}{\gamma_R} = \frac{1}{\gamma_R} \cdot \pi \cdot (\alpha \cdot D) \cdot L_s \cdot \left(\frac{q_s}{\xi_a} \right)$$

$$Q_{lim}(\text{Tirante } 2,5\text{m}) = \frac{1}{1,1} \cdot \pi \cdot (1 \cdot 0,20 \text{ m}) \cdot 10 \text{ m} \cdot \frac{150 \text{ kPa}}{1,8} = 476 \text{ kN}$$

$$Q_{lim}(\text{Tirante } 5,5\text{m}) = \frac{1}{1,1} \cdot \pi \cdot (1 \cdot 0,20 \text{ m}) \cdot 12 \text{ m} \cdot \frac{150 \text{ kPa}}{1,8} = 571 \text{ kN}$$

$$Q_{lim}(\text{Tirante } 8,5\text{m}) = \frac{1}{1,1} \cdot \pi \cdot (1 \cdot 0,20 \text{ m}) \cdot 16 \text{ m} \cdot \frac{150 \text{ kPa}}{1,8} = 762 \text{ kN}$$

Il fattore di sicurezza, inteso come rapporto tra resistenza ed azione massima nel tirante, vale:

$$F_S = \frac{R_d}{E_d}$$

$$F_S(\text{Tirante } 2,5\text{m}) = \frac{476 \text{ kN}}{394 \text{ kN}} = 1.2 \geq 1$$

$$F_S(\text{Tirante } 5,5\text{m}) = \frac{571 \text{ kN}}{475 \text{ kN}} = 1.2 \geq 1$$

$$F_S(\text{Tirante } 8,5\text{m}) = \frac{762 \text{ kN}}{714 \text{ kN}} = 1.1 \geq 1$$

La verifica è quindi soddisfatta

PROGETTAZIONE ATI:

Resistenza strutturale della barra d'ancoraggio

La resistenza strutturale è ricavata dal catalogo del produttore:

$$N_{Rd}(\text{Tirante } 2,5\text{m}) = 655 \text{ kN}$$

$$N_{Rd}(\text{Tirante } 5,5\text{m}) = 1092 \text{ kN}$$

$$N_{Rd}(\text{Tirante } 8,5\text{m}) = 1529 \text{ kN}$$

Numero	Sezione trasversale A [mm ²]	Peso [kg/m]	Y1770 Standard			Y1860 High Grade		
			Snervamento F _{pd,1k} [kN]	Ultimo F _{pk} [kN]	Omolog.	Snervamento F _{pd,1k} [kN]	Ultimo F _{pk} [kN]	Omolog.
1	140	1.09	218	248	○ × △	230	260	△
2	280	2.19	437	496	○ × △	459	521	△
3	420	3.28	655	743	○ × △	689	781	△
4	560	4.37	874	991	○ × △	918	1,042	△
5	700	5.47	1,092	1,239	○ × △	1,148	1,302	△
6	840	6.56	1,310	1,487	○ × △	1,378	1,562	△
7	980	7.65	1,529	1,735	○ × △	1,607	1,823	△
8	1,120	8.74	1,747	1,982	○ × △	1,837	2,083	△
9	1,260	9.84	1,966	2,230	○ × △	2,066	2,344	△
10	1,400	10.93	2,184	2,478	○ × △	2,296	2,604	△
11	1,540	12.02	2,402	2,726	○ × △	2,526	2,864	△
12	1,680	13.12	2,621	2,974	○ × △	2,755	3,125	△
13	1,820	14.21	2,839	3,221	○ × △	2,985	3,385	△
14	1,960	15.30	3,058	3,469	○ × △	3,214	3,646	△
15	2,100	16.40	3,276	3,717	○ × △	3,444	3,906	△
16	2,240	17.49	3,494	3,965	○ × △	3,674	4,166	△
17	2,380	18.58	3,713	4,213	○ × △	3,903	4,427	△
18	2,520	19.67	3,931	4,460	○ × △	4,133	4,687	△
19	2,660	20.77	4,150	4,708	○ × △	4,362	4,948	△
20	2,800	21.86	4,368	4,956	○ × △	4,592	5,208	△
21	2,940	22.95	4,586	5,204	○ × △	4,822	5,468	△
22	3,080	24.05	4,805	5,452	○ × △	5,051	5,729	△

Resistenza dell'aderenza tra bulbo e barra

Si può assumere che all'interfaccia tra la barra ed il bulbo si possa generare uno sforzo massimo di taglio pari a:

$$\tau_2 = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{cls}} = \frac{1,8}{1,5} = 1,2 \text{ Mpa}$$

La massima azione assiale sopportabile è dunque ottenuta moltiplicando tale valore per la superficie di contatto, assunta pari alla superficie laterale della barra. Si ottiene pertanto:

$$N_{2,k} = \tau_2 \cdot \pi \cdot D \cdot L_{bulbo}$$

$$N_{2,d} = \frac{N_{2,k}}{\gamma_f}$$

$$N_{2,k}(\text{Tirante } 2.5\text{m}) = 1,2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \pi \cdot 45.9 \text{ mm} \cdot 10 \text{ m} = 1730 \text{ kN}$$

$$N_{2,k}(\text{Tirante } 5.5\text{m}) = 1,2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \pi \cdot 76.5 \text{ mm} \cdot 12 \text{ m} = 3461 \text{ kN}$$

$$N_{2,k}(\text{Tirante } 8.5\text{m}) = 1,2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \pi \cdot 107.1 \text{ mm} \cdot 16 \text{ m} = 6460 \text{ kN}$$

PROGETTAZIONE ATI:

$$N_{2,d}(\text{Tirante } 2.5\text{m}) = \frac{1730}{1,3} = 1331\text{kN}$$

$$N_{2,d}(\text{Tirante } 5.5\text{m}) = \frac{3461}{1,3} = 2662 \text{ kN}$$

$$N_{2,d}(\text{Tirante } 8.5\text{m}) = \frac{6460}{1,3} = 4969 \text{ kN}$$

Entrambe le resistenze sono maggiori rispetto a quelle sollecitanti.

10.2.4.3. Verifica della lunghezza libera degli ancoraggi

La superficie di scorrimento del cuneo di rottura attraversa due strati. In tali regioni, la superficie di rottura è inclinata rispetto all'orizzontale di un angolo uguale a:

- Strato 1: $\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} = 45^\circ + \frac{27^\circ}{2} = 58.7^\circ$
- Strato 2: $\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} = 45^\circ + \frac{27^\circ}{2} = 58.7^\circ$

Nella tabella sottostante sono riassunti i risultati derivanti dalla geometria dell'opera e dalle considerazioni precedentemente esposte.

Essendo le lunghezze libere dei tiranti maggiori delle dimensioni del cuneo di rottura alle rispettive altezze, la verifica risulta soddisfatta.

Tabella 10-9: PA.02 - Verifica della lunghezza libera dei tiranti

Ordine di tiranti	Lunghezza nel cuneo di rottura statico	Lunghezza nel cuneo di rottura sismico	Lunghezza libera
	[m]	[m]	[m]
Tirante 2.5m	13.0	19.6	20
Tirante 5.5m	11.3	17.0	18
Tirante 8.5m	10.0	15.1	18

10.2.4.4. Verifica della gerarchia delle resistenze

Secondo quanto riportato 6.6.2 delle NTC2018, la gerarchia delle resistenze per i sistemi di ancoraggio è da garantire qualora l'ancoraggio sia realizzato mediante trefoli in acciaio armonico. Nel caso in esame, si hanno le seguenti resistenze:

- Sfilamento del bulbo

Tirante 2,5m: 394 kN

Tirante 5,5m: 475 kN

Tirante 8,5m: 714 kN

- Resistenza del trefolo

$N_{Rd}(\text{Tirante } 2,5\text{m}) = 1331 \text{ kN}$

$N_{Rd}(\text{Tirante } 5,5\text{m}) = 2662 \text{ kN}$

$N_{Rd}(\text{Tirante } 8,5\text{m}) = 4969 \text{ kN}$

Essendo la resistenza del trefolo maggiore di quella del bulbo, si garantisce un comportamento duttile della struttura.

10.2.4.5. Verifica della trave di ripartizione

La verifica della trave di ripartizione è condotta utilizzando il freeware Profili_v6, messo a disposizione gratuitamente dal prof. Pietro Gelfi. La procedura seguita fa riferimento a quanto riportato al Cap. 6.3.3 dell'Eurocodice 3-1 per le verifiche a instabilità flessionale (svergolamento).

Il dimensionamento è svolto considerando l'ordine di tiranti più sollecitato. Nella figura sotto, che riporta l'involuppo delle azioni sui tiranti (per unità di lunghezza), si evince che il carico massimo è pari a 714 kN/m.

Poiché la sezione in esame è posta all'incirca in mezzeria rispetto allo sviluppo totale, il massimo momento agente può essere calcolato con buona approssimazione come quello generato da un carico uniformemente distribuito su una trave su più appoggi:

$$M = \frac{pl^2}{10}$$

L'azione dei tiranti è inoltre inclinata, pertanto si sono calcolati i momenti flettenti generati da ciascuna delle due componenti della forza:

$$p_x = 714 \frac{kN}{m} \cdot \cos(10^\circ) = 703 \frac{kN}{m}$$
$$p_y = 714 \frac{kN}{m} \cdot \sin(10^\circ) = 124 \frac{kN}{m}$$

I momenti flettenti generati su ciascun profilo resistente saranno la metà di quelli derivanti dai carichi:

$$M_y = \frac{pl^2}{10} = 141 \text{ kNm}$$
$$M_z = \frac{pl^2}{10} = 25 \text{ kNm}$$

Dove $l=2m$.

I profili adottati sono 2 HEA240 in acciaio S355. Utilizzando il programma Profili_v6 precedentemente citato, si ottiene un fattore di sicurezza uguale a 0.97, pertanto la verifica è soddisfatta.

Resistenza della membratura all'instabilità flessio-torsionale - EC3 (edizione 1992) #5.5.2.

HE 240 A

Acciaio S355 (Fe510)

fy (N/mm²) 355

z_a [mm] 110 L [m] 2 = l_{0z} [m]

Coefficienti C

Momenti all'estremità Carichi trasversali

C₁ 1.132 C₂ 0.459 C₃ 0.525

Coefficienti di lunghezza efficace

k 1 k_v 1.0

Momento resistente di progetto all'instabilità flessio-torsionale (solo My) - EC3 #5.5.2.

M_{cr} [kNm] = 13282 M_{e,Rd} [kNm] = 228.2

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{e,Rd} \gamma_{M0}}{M_{cr}}} = 0.432$ $\chi_{LT} = 0.944$ M_{b,Rd} [kNm] = 215.5

Resistenza all'instabilità flessio torsionale (flessione e compressione)- Classe 3 - EC3 #5.5.4. (4)

N_{Sd} [kN] 0.0 M_{y,Sd} [kNm] 141 M_{z,Sd} [kNm] 25

$$\frac{N_{Sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = \frac{0}{2598} + \frac{1 \times 141}{215.5} + \frac{1 \times 25}{78.00}$$

= 0 + 0.654 + 0.321 = 0.975

OK

Figura 10-19: PA.02 - Verifica a svergolamento della trave di ripartizione

10.2.5. VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

Le verifiche di stabilità globale sono state condotte sia in condizioni statiche che in condizioni simiche.

Il metodo utilizzato nelle analisi è il metodo di Bishop (metodo dei conci), con passo dei conci pari a 0.50 m.

Nel modello, il contributo delle paratie all'analisi di stabilità globale considera la paratia solo come vincolo geometrico.

PROGETTAZIONE ATI:

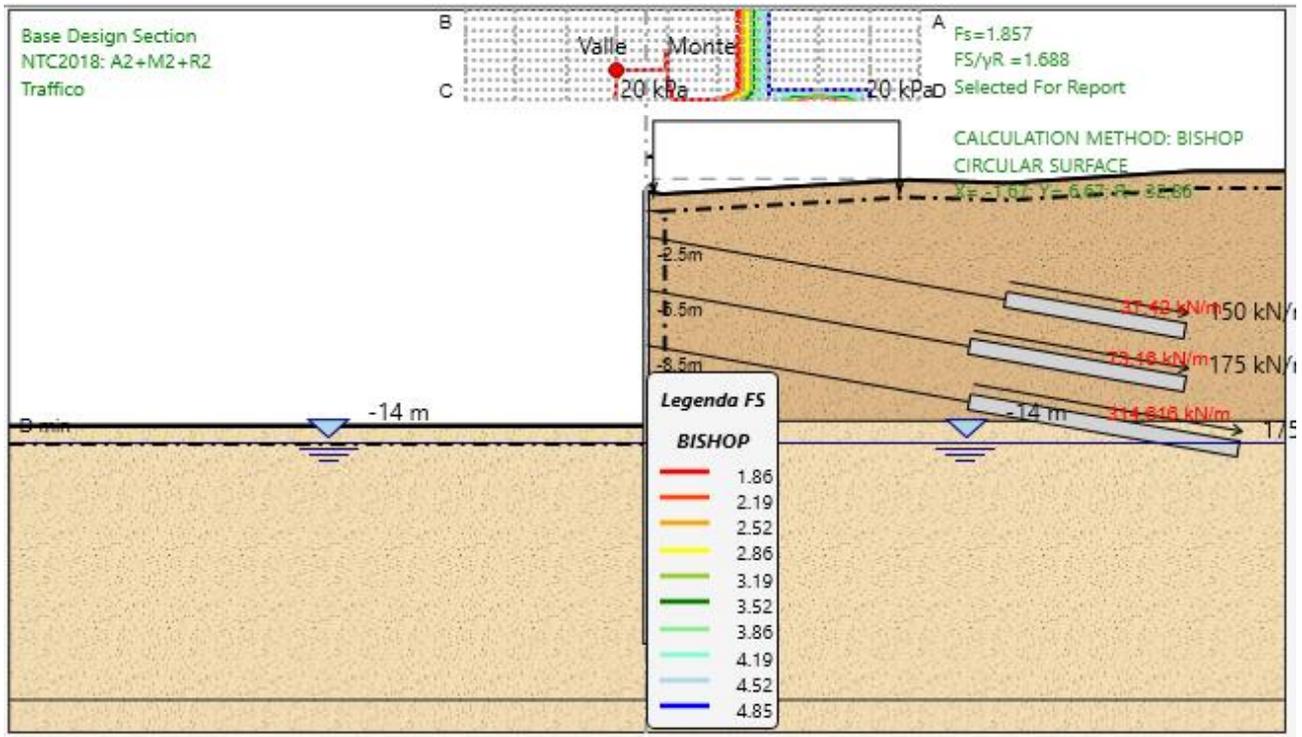


Figura 10-20: PA02 – Valutazione della stabilità globale (A2+M2+R2)

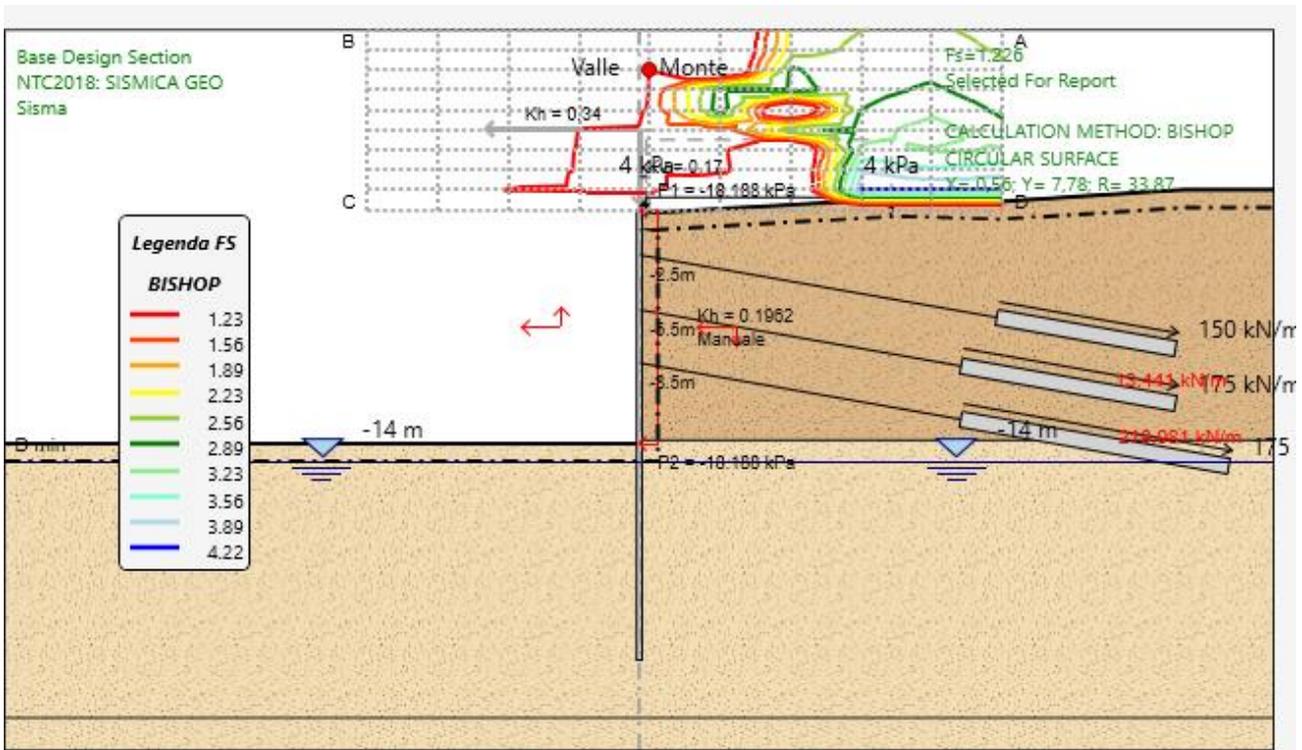


Figura 10-21: PA02 – Valutazione della stabilità globale (SLV GEO)

PROGETTAZIONE ATI:

10.3. PA.03 - PARATIA DEVIAZIONE COLLESTRADA

10.3.1. GEOMETRIA

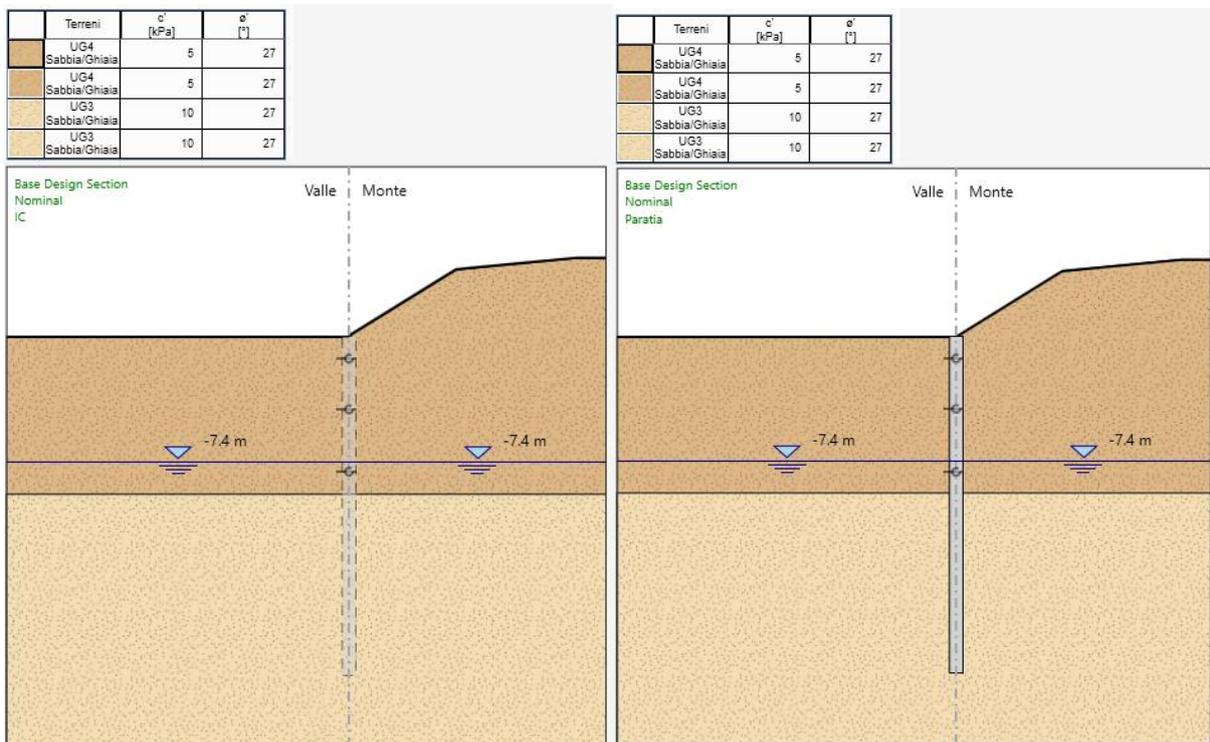
Nella Tabelle 2-5 e 2-6 della presente relazione sono riportate le grandezze geometriche della paratia e degli ancoraggi.

10.3.2. FASI COSTRUTTIVE

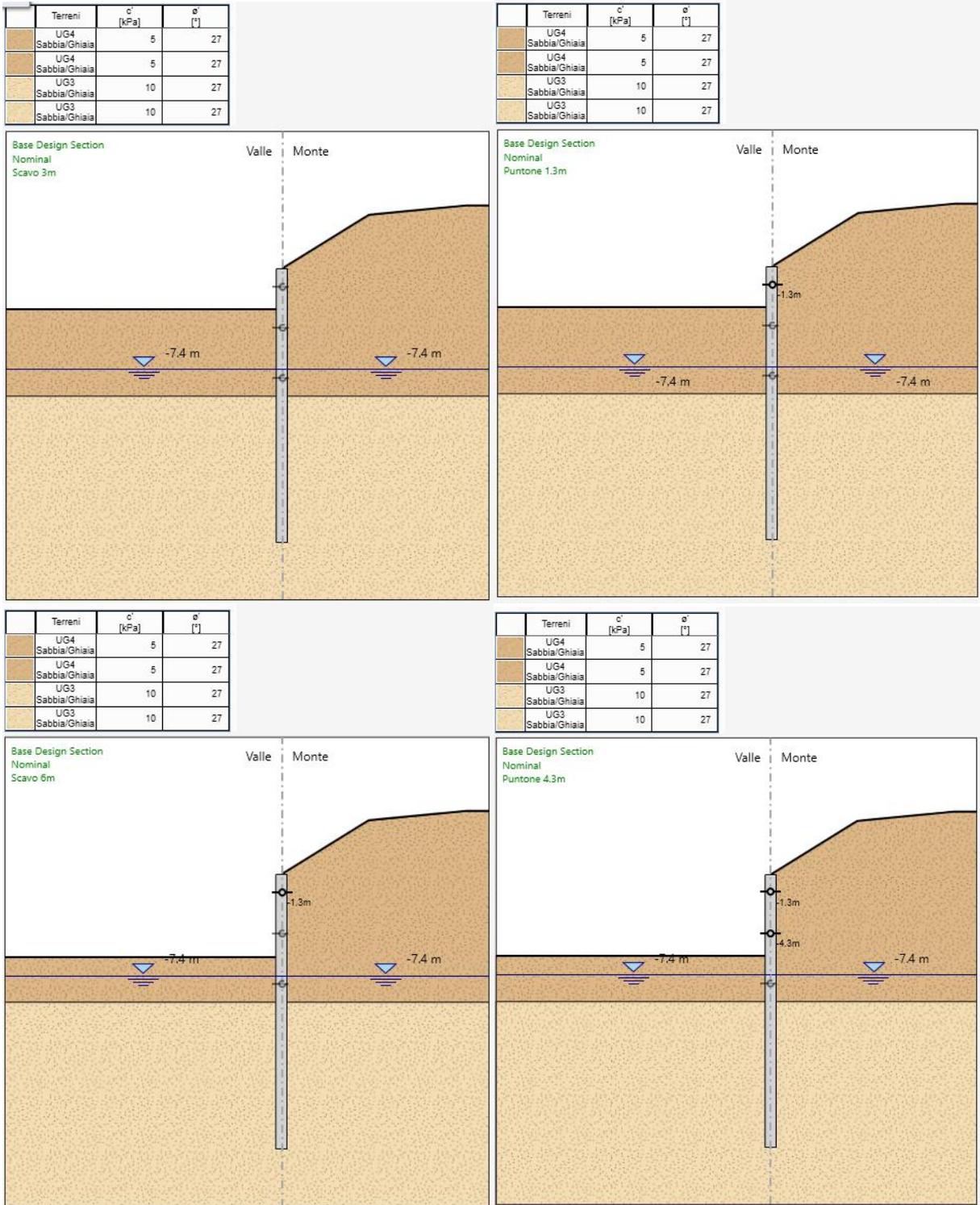
Per la modellazione della costruzione dell'opera, si sono considerate le seguenti fasi:

1. Definizione delle tensioni litostatiche iniziali;
2. Realizzazione della paratia;
3. Scavo a 3.0 m dalla quota di perforazione;
4. Installazione dei puntoni a 1.3 m dalla quota di perforazione;
5. Scavo a 6.0 m dalla quota di perforazione;
6. Installazione dei puntoni a 4.3 m dalla quota di perforazione;
7. Scavo fino alla quota di progetto (-9 m);
8. Installazione dei puntoni a 8 m dalla quota di perforazione;
9. Applicazione del sisma

I contrasti provvisionali (puntoni) sono stati assunti come vincoli fissi.



PROGETTAZIONE ATI:



PROGETTAZIONE ATI:

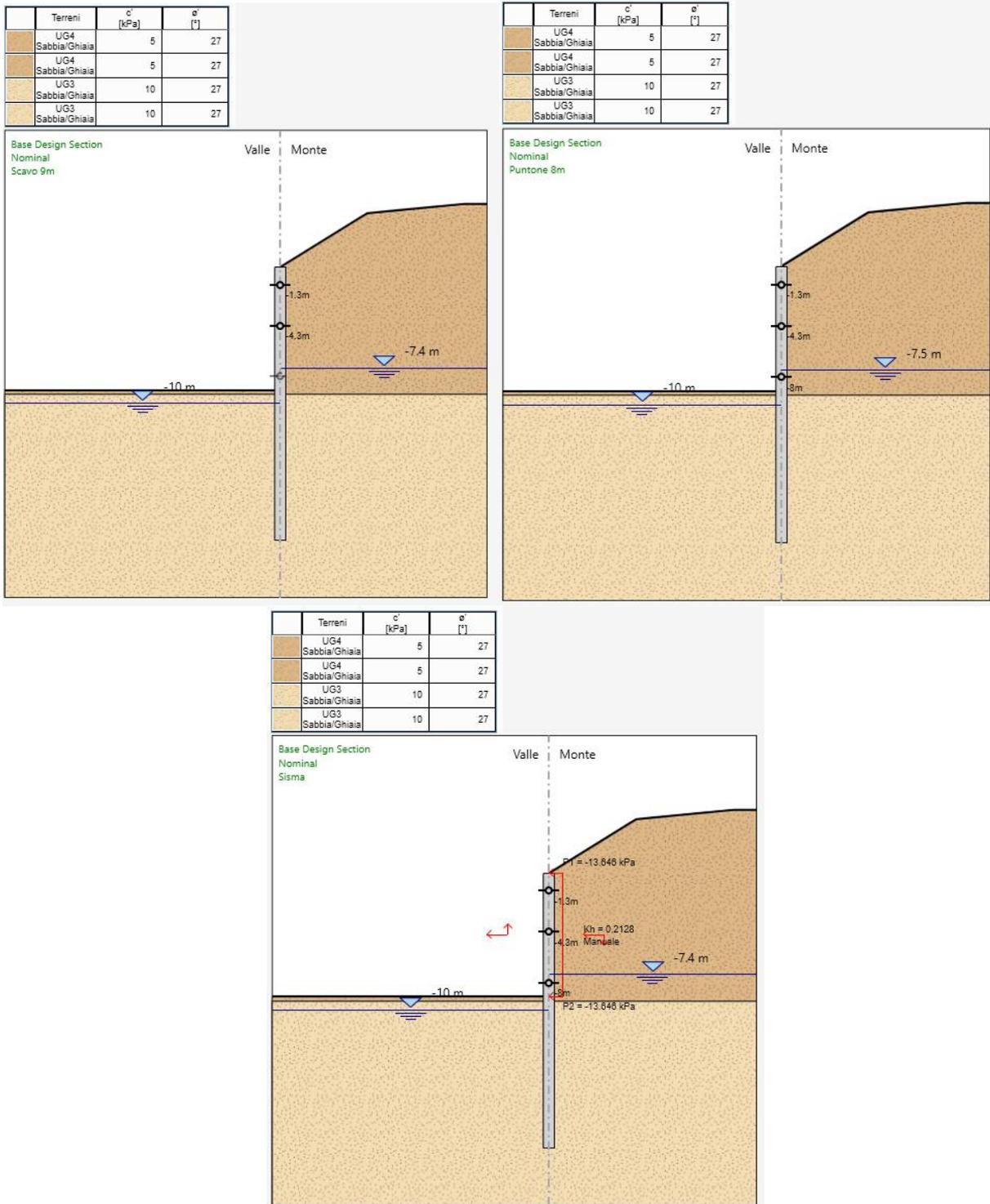


Figura 10-22: PA.03 – Fasi costruttive

PROGETTAZIONE ATI:

10.3.3. RISULTATI DELL'ANALISI

10.3.3.1. Pali

Nel presente capitolo sono riportati i massimi valori delle azioni interne ai pali ai vari Stati Limite (SLU/SLV, SLE-rara, SLE-frequente).

Tabella 10-10: PA.03 - Azioni e spostamenti massimi ai diversi Stati Limite

SLU/SLV				SLE-rara				SLE-freq			
MAX T	568	kN	prof. -4.5 m	MAX T	338	kN	prof. -4.5 m	MAX T	338	kN	prof. -4.5 m
MAX M ⁺	960	kNm	prof. -4.3 m	MAX M ⁺	334	kNm	prof. -4.3 m	MAX M ⁺	334	kNm	prof. -4.3 m
MAX M ⁻	805	kNm	prof. -10 m	MAX M ⁻	433	kNm	prof. -8.2 m	MAX M ⁻	433	kNm	prof. -8.2 m
				δ^+	0.1	mm	prof. 0 m	δ^+	0	mm	prof. 0 m
				δ^-	-15.7	mm	prof. -8.6 m	δ^-	-16	mm	prof. -8.6 m

Di seguito sono riportati i diagrammi degli involuipi delle azioni interne:

- SLU/SLV – Momento flettente

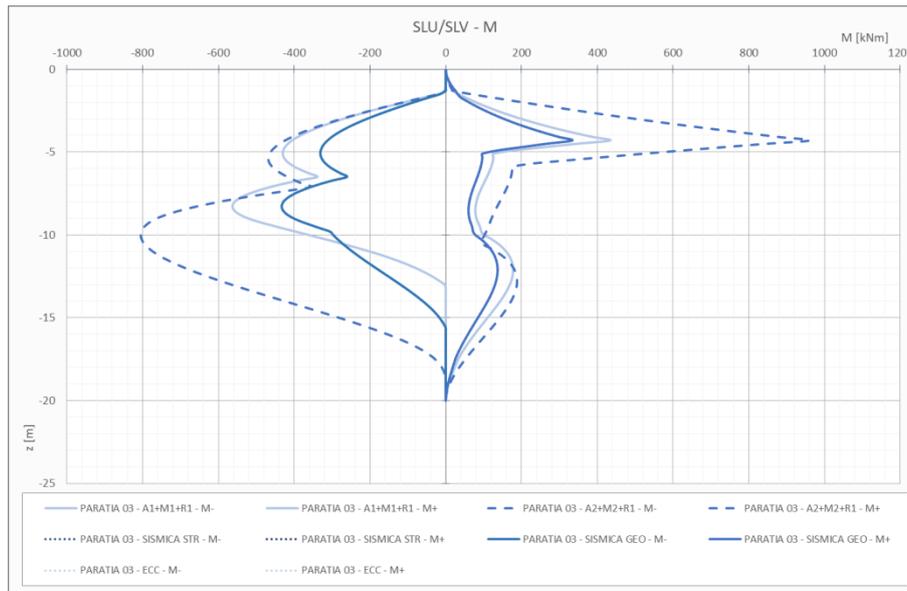


Figura 10-23: PA.03 - SLU/SLV - Involuppo dei momenti flettenti

- SLU/SLV – Taglio

PROGETTAZIONE ATI:

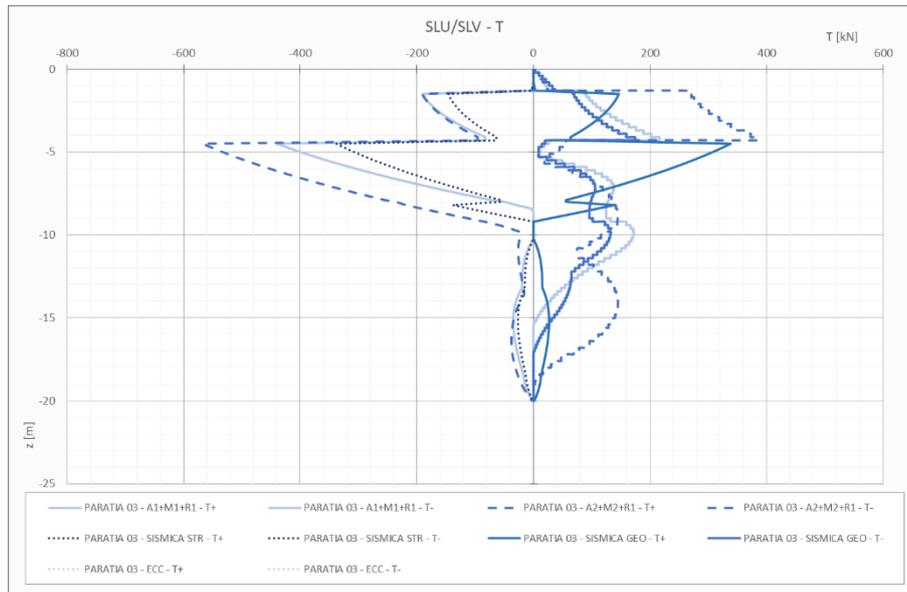


Figura 10-24: PA.03 - SLU/SLV - Inviluppo dei tagli

- SLE-rara – Momento flettente

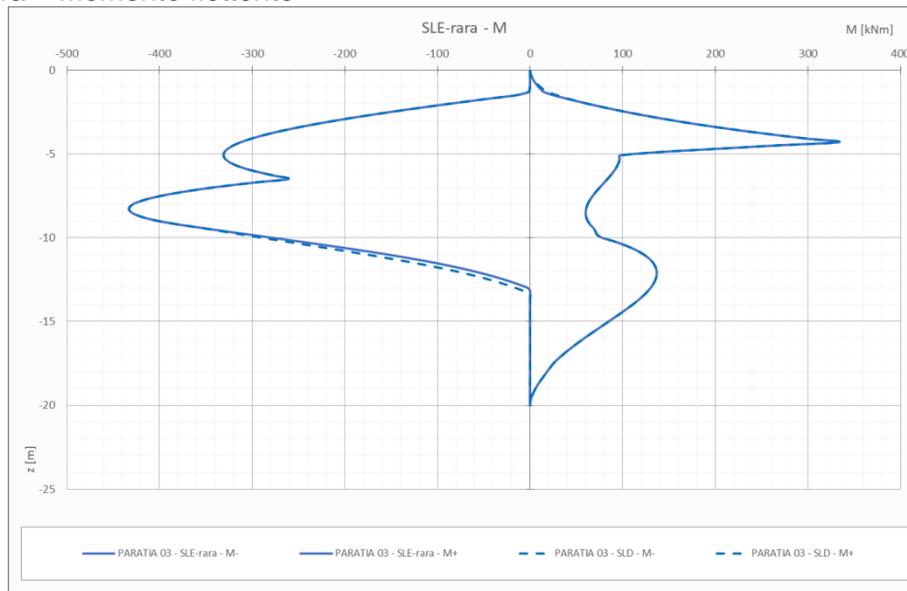


Figura 10-25: PA.03 - SLE-rara/SLD - Inviluppo dei momenti flettenti

- SLE-rara – Spostamento laterale

PROGETTAZIONE ATI:

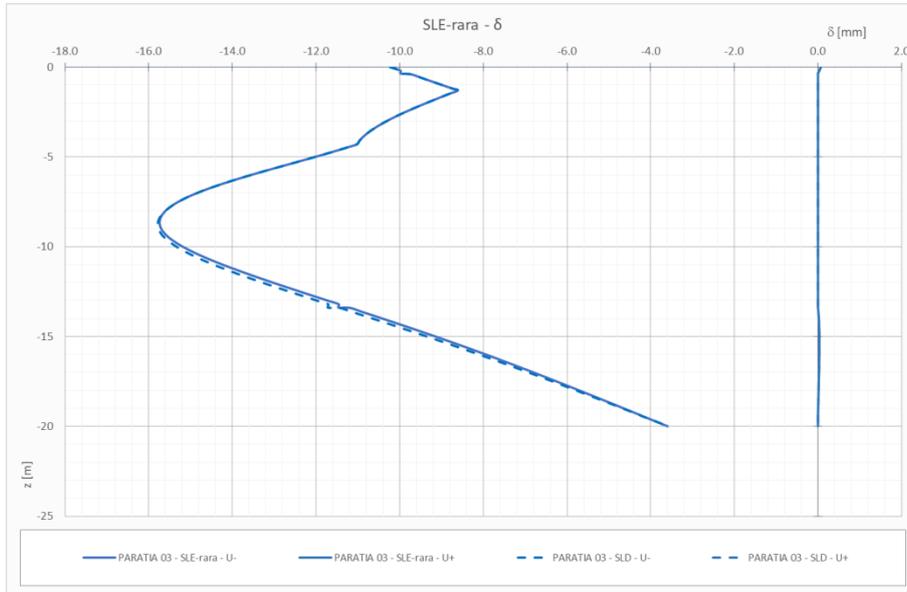


Figura 10-26: PA.03 - SLE-rara/SLD - Involuppo degli spostamenti laterali

- SLE-frequente – Momento flettente

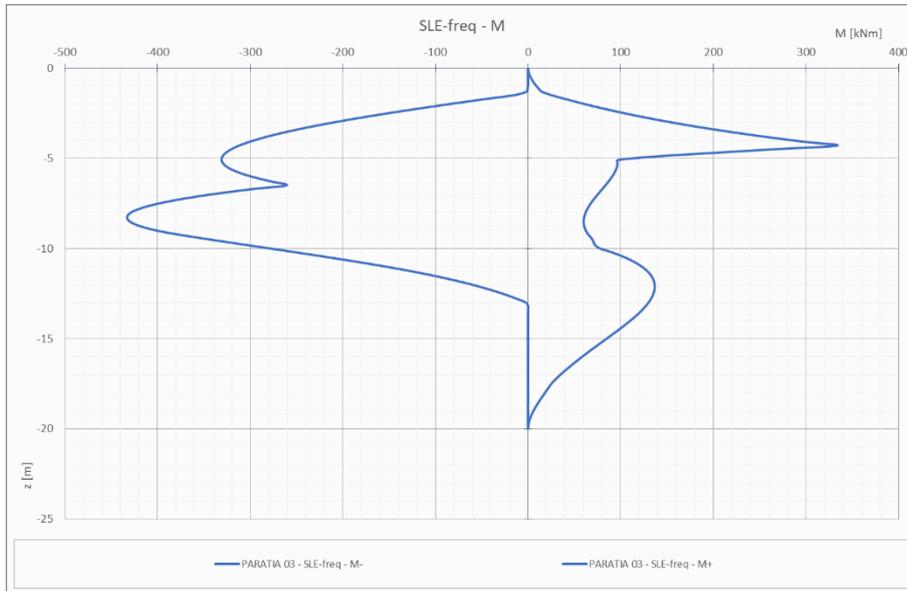


Figura 10-27: PA.03 - SLE-frequente - Involuppo dei momenti flettenti

- SLE-frequente – Spostamento laterale

PROGETTAZIONE ATI:

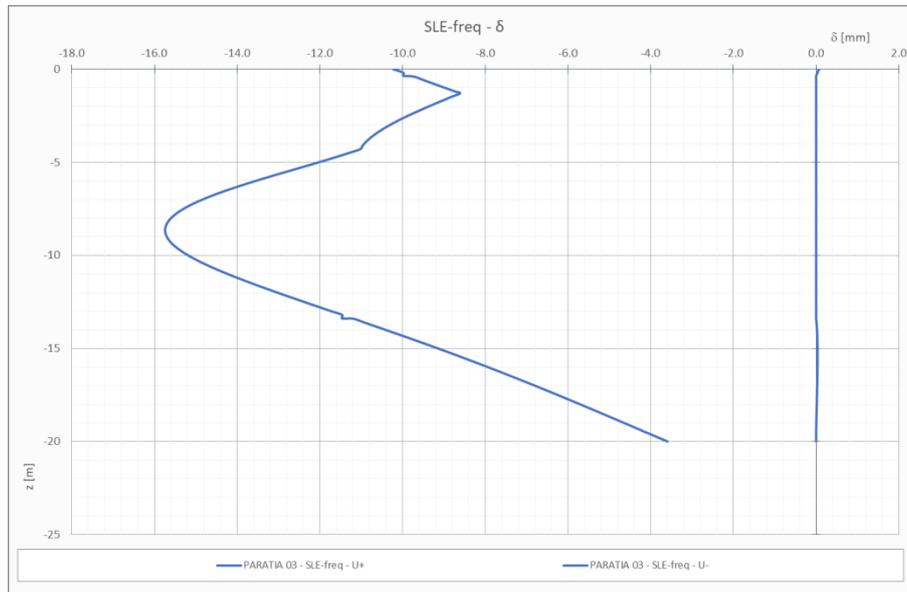


Figura 10-28: PA.03 - SLE-frequente - Inviluppo degli spostamenti laterali

10.3.3.2. Puntoni

Di seguito si riportano le massime azioni sugli ancoraggi.

Tabella 10-11: Paratia 03 - Massime azioni sui puntoni

Nome puntone	S.L.	N [kN/m]
Puntone 1.3m	SLU/SLV	167
Puntone 4.3m	SLU/SLV	515
Puntone 8m	SLU/SLV	209

PROGETTAZIONE ATI:

10.3.4. VERIFICHE STRUTTURALI

10.3.4.1. Verifica dei pali

Verifica a flessione

$$\begin{aligned} \varnothing &= 800 \text{ mm} \\ A_S &= 28\varnothing 24 = 12656 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= 960 \text{ kNm} \\ M_{Rd} &= 1367 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 40 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N* barre uguali: 24
- Diametro barre: 2.8 [cm]
- Copriferro (baric.): 10 [cm]

Materiali

B450C		C25/30	
E_{su}	67.5 ‰	E_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	E_{cu}	3.5 ‰
E_s	200'000 N/mm ²	f_{cd}	14.17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
E_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

Calcoli e Parametri:

- M_{xRd} : 1'367 kN m
- σ_c : -14.17 N/mm²
- σ_s : 391.3 N/mm²
- ϵ_c : 3.5 ‰
- ϵ_s : 5.313 ‰
- d : 70 cm
- x : 27.8
- x/d : 0.3971
- δ : 0.9364

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**

L₀: 0 cm **Col. modello**

Precompresso

Figura 10-29: PA.03 - Verifica a flessione dei pali

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

Verifica a taglio

La verifica viene eseguita con il metodo del taglio equivalente, facendo corrispondere la sezione circolare a una parallelepipedica.

PROGETTAZIONE ATI:

Tabella 10-12: PA.03 - Verifica a taglio

Dati di input					
Rck			30	N/mm ²	
fck			25	N/mm ²	
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$		2.6	N/mm ²	= 0.3 x fck ^(2/3)
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$		1.5		
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$		0.85		
fcd=resistenza di calcolo del cls	fcd =		14.11	N/mm ²	= $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} =$		450	N/mm ²	
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$		1.15		
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} =$		391	N/mm ²	= f_{yk} / γ_s
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} =$		568	kN	121.2
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} =$		0	kN	
Larghezza sezione	$b_w =$		67.36	cm	= 673.61 mm
altezza della sezione	$H =$		59.10	cm	= 590.99 mm
Copriferro	$c =$		10.00	cm	
Diametro barre superiori	$\phi_2 =$		24	mm	(armatura compressa)
Diametro barre inferiori	$\phi_1 =$		24	mm	(armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} =$		12	mm	
Numero di barre superiori	$N_2 =$		28		
Numero di barre inferiori	$N_1 =$		28		
altezza utile della sezione	$d =$		46.70	cm	= 466.99 mm
Verifica delle bielle compresse: Vr _{cd}					
$V_{rcd} = [0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot\alpha + \cot\theta)] / [1 + (\cot\theta)^2]$					
Definizione del coefficiente maggiorativo α_c		$\sigma_{cp} <$	0.00	=>	$\alpha_c =$ 1 membratur
	0.00	$= < \sigma_{cp} <$	3.53	=>	$\alpha_c =$ 1.00
	3.53	$= < \sigma_{cp} <=$	7.06	=>	$\alpha_c =$ 1.25
	7.06	$< \sigma_{cp} <$	14.11	=>	$\alpha_c =$ 2.50 membratur
Essendo	$\sigma_{cp} =$		0.00	N/mm ²	si assume quindi $\alpha_c =$ 1
Resistenza a compressione ridotta	$f_{cd} =$		7.06	N/mm ²	= 0.5 x fcd
Angolo di inclinazione dell'armatura a taglio	$\alpha =$		90	°	(45° per ferri piegati e 90° per staffe)
	$\alpha =$		1.57	rad	
Angolo di inclinazione dei puntoni compressi	$\theta =$		45	°	(compreso tra 21.8° e 45°)
	$\theta =$		0.79	rad	
		Vr_{cd} =	998.67	kN	OK - VERIFICA SODDISFATTA
Verifica dell'armatura a taglio: Vr _{sd}					
$V_{rds} = 0.9 \times d \times (A_{sw} / s) \times f_{yd} \times (\cot\alpha + \cot\theta) \times \sin\alpha$					
Passo delle staffe	$s =$		10	cm	100 mm
Diametro staffe	$\phi_{st} =$		12	mm	
Braccia resistenti	$n =$		4		
Area armatura a taglio	$A_{sw} =$		4.52	cm ²	452 mm ²
Percentuale minima di armatura	$\rho_{w,min} =$		0.0009	mm	= 0.08 x (Fck/0.5) / Fyk
Area minima di armatura a taglio	$A_{w,min} =$		59.76	mm ²	= $\rho_{w,min} \times s \times B_w \times \sin\alpha$ (EC2-Par.9.2.2)
		Vr_{sd} =	744.00	kN	OK - VERIFICA SODDISFATTA

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica a fessurazione

Data la natura dell'opera, le verifiche vengono eseguite indipendentemente dallo stato limite di riferimento e vengono eseguite allo stato limite quasi permanente, in quanto lo stato agente non differisce tra i vari stati limite d'esercizio. Per tale motivo si ritiene che soddisfatte le verifiche le altre verifiche risultano inglobate nella verifica stessa.

Verifica C.A. S.L.U. - File: pali 800

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

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 40 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N* barre uguali: 24
Diametro barre: 2.8 [cm]
Copriferro (baric.): 10 [cm]

N* barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 0 kNm
M_{yEd}: 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo

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

Materiali

B450C C25/30

E_{su}: 67.5 ‰ E_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² E_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 200'000 N/mm² f_{cd}: 14.17
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
E_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 9.75
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
τ_{c1}: 1.829

σ_c: -8.204 N/mm²
σ_s: 162.3 N/mm²
ε_s: 0.8113 ‰
d: 70 cm
x: 30.19 w/d: 0.4313
δ: 0.9791

Vertici: 52
N* iterazioni: 3

Verifica

Precompresso

Figura 10-30: PA.03 - Verifica a fessurazione

Tabella 10-13: PA.03 - Verifica a fessurazione

Dati	<u>Verifica fessurazione sezione circolare</u> <u>CIRCOLARE 2/02/2009 N°617 Par.C.4.1.2.2.4.6</u>	
σ_s	162 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
Rck	37.0 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
ϕ_l	24 mm	Diametro barre longitudinali
ϕ_s	10 mm	Diametro staffe o spirale
n	28	Numero ferri longitudinali
c	100 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
D	800 mm	Diametro
k_t	0.4	$k_t=0,6; 0,4$ carichi breve durata/lunga durata
k_2	0.5	$k_2=0,5; 1,0$ caso flessione/trazione semplice
k_1	0.8	$k_1=0,8; 1,6$ barre aderenza migliorata/lisce
w	0.3 mm	Valore limite apertura fessure
Dati		
fck	30.7 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
i	62 mm	Interasse ferri longitudinali
A_ϕ	452 mm ²	Area barra longitudinale
E_s	210000.0 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a
f_{ctm}	2.9 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33019.4 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6.36	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	38.7 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	0.0324	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm1}	0.000564	Deformazione unitaria media barre di calcolo
ϵ_{sm2}	0.000464	Deformazione unitaria media barre valore minimo
ϵ_{sm}	0.000564	Deformazione unitaria media
k_3	3.4	Coefficiente
k_4	0.4	Coefficiente
Δs_{max}	466.0 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	✓ 0.263 mm	Valore di calcolo apertura fessure

$$w_d = 0.263\text{mm} < w_{lim} = 0.3\text{mm}$$

PROGETTAZIONE ATI:

Classe	1	
De	219.10	mm
s	12.50	mm
A	8113.16	mm ²
J	43445795.33	mm ⁴
f _{yk}	355.00	MPa
E	210000.00	MPa
I _{oz}	2000.00	mm
I _{oy}	2000.00	mm
N	2060.00	kN

N _{cr,y}	22511.62	kN
N _{cr,z}	22511.62	kN
λ_z	0.36	
λ_y	0.36	
a	0.21	
ϕ_z	0.58	
ϕ_y	0.58	
χ_z	0.96	
χ_y	0.96	

N _{b,Rd,y}	2643.19	kN	Fs	1.28
N _{b,Rd,z}	2643.19	kN	Fs	1.28
λ_z	27.33			
λ_y	27.33			

10.3.4.1. Verifica della trave di ripartizione

La verifica della trave di ripartizione è condotta utilizzando il freeware Profili_v6, messo a disposizione gratuitamente dal prof. Pietro Gelfi. La procedura seguita fa riferimento a quanto riportato al Cap. 6.3.3 dell'Eurocodice 3-1 per le verifiche a instabilità flessionale (svergolamento).

Il dimensionamento è svolto considerando l'ordine di tiranti più sollecitato. Nella figura sotto, che riporta l'inviluppo delle azioni sui tiranti (per unità di lunghezza), si evince che il carico massimo è pari a 515 kN/m.

Poiché la sezione in esame è posta all'incirca in mezzeria rispetto allo sviluppo totale, il massimo momento agente può essere calcolato con buona approssimazione come quello generato da un carico uniformemente distribuito su una trave su più appoggi:

$$M = \frac{pl^2}{10} = 824 \text{ kN/m}$$

Tale trave è soggetta anche a un'azione assiale pari a:

PROGETTAZIONE ATI:

$$N = p \cdot \frac{l}{2} = 1030 \text{ kN}$$

Dove $l = 4 \text{ m}$.

Tali azioni, data la presenza di due travi accoppiate, vengono ripartite parimenti nelle due travi HEA220 in acciaio S355.

Utilizzando il programma Profili_v6 precedentemente citato, si ottiene un fattore di sicurezza uguale a, pertanto la verifica è soddisfatta.

The screenshot shows a software window titled "Resistenza della membratura all'instabilità flessio-torsionale - EC3 (edizione 1992) #5.5.2.". The interface is yellow and contains the following data:

- Profile: HE 300 B
- Material: Acciaio S355 (Fe510)
- Yield strength: f_y (N/mm²) = 355
- Section modulus: z_a [mm] = 150
- Length: L [m] = 4 = l_{0z} [m]
- Coefficients C: C₁ = 1.132, C₂ = 0.459, C₃ = 0.525
- Effective length coefficients: k = 1, k_w = 1.0
- Design moment: M_{cr} [kNm] = 15581, $M_{c,Rd}$ [kNm] = 631.9
- Stability factor: $\chi_{LT} = 0.871$
- Design moment: $M_{b,Rd}$ [kNm] = 550.3
- Design forces: N_{Sd} [kN] = 515, $M_{y,Sd}$ [kNm] = 412, $M_{z,Sd}$ [kNm] =
- Interaction equation: $\frac{N_{Sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd}} = \frac{515}{5041} + \frac{1 \times 412}{550.3} + \frac{0.949 \times 0}{294.2} = 0.102 + 0.749 + 0 = 0.851$

Figura 10-33: PA.03 - Verifica a svergolamento della trave di ripartizione

10.3.5. VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

Le verifiche di stabilità globale sono state condotte sia in condizioni statiche che in condizioni simiche.

Il metodo utilizzato nelle analisi è il metodo di Bishop (metodo dei conchi), con passo dei conchi pari a 0.50 m.

Nel modello, il contributo delle paratie all'analisi di stabilità globale considera la paratia solo come vincolo geometrico.

La valutazione del coefficiente di sicurezza per la verifica a stabilità globale ha riportato la condizione più critica a tergo dell'opera, come riportato nell'immagine successiva.

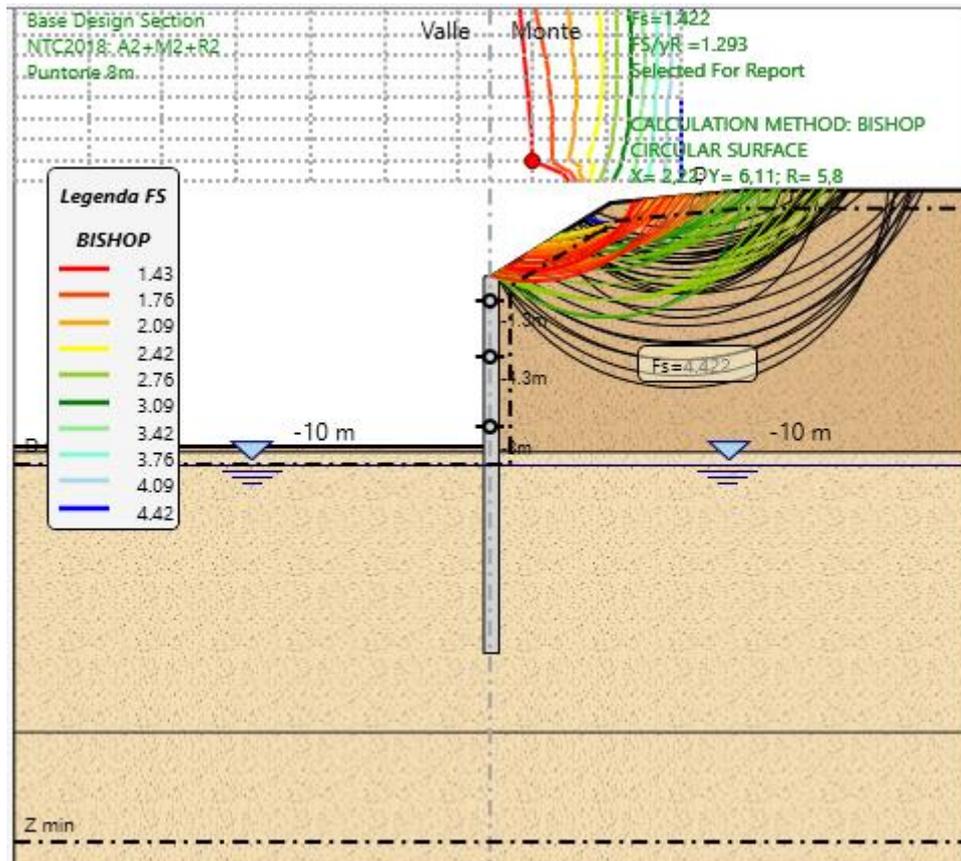


Figura 10-34: PA03 – Valutazione della stabilità globale (A2+M2+R2)

PROGETTAZIONE ATI:

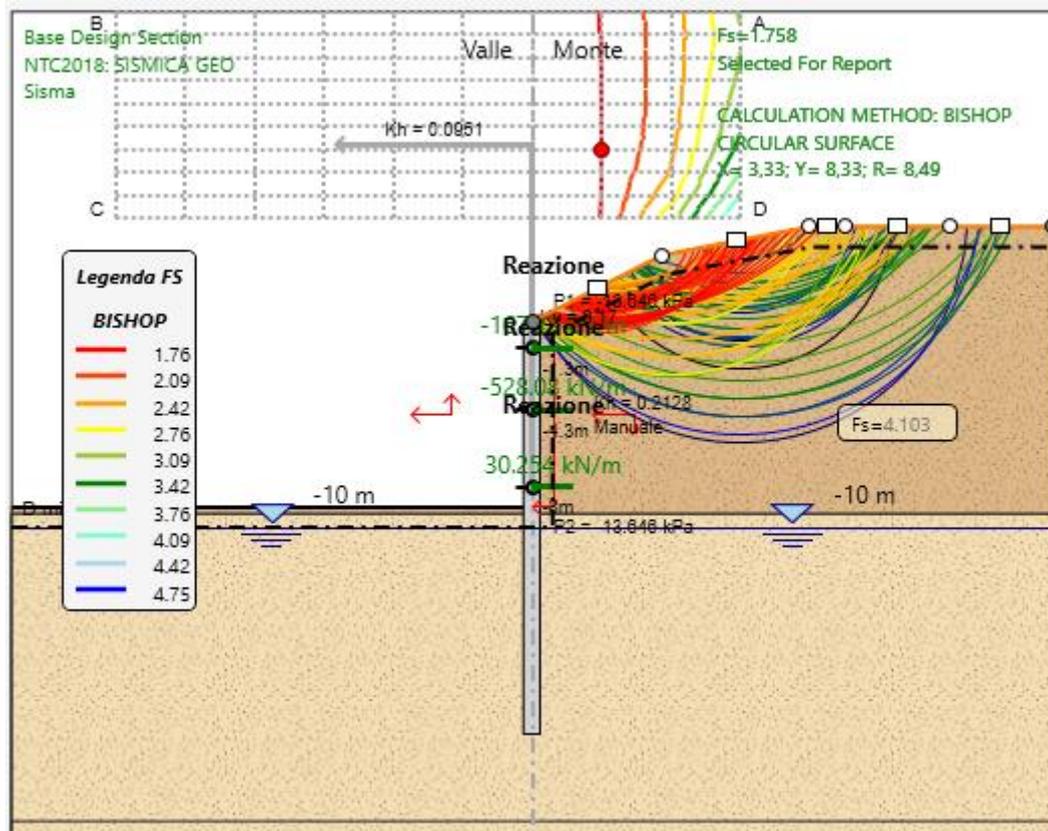


Figura 10-35: PA03 – Valutazione della stabilità globale (SLV GEO)

10.4. PA.04 - PARATIA DEVIAZIONE COLLESTRADA

10.4.1. GEOMETRIA

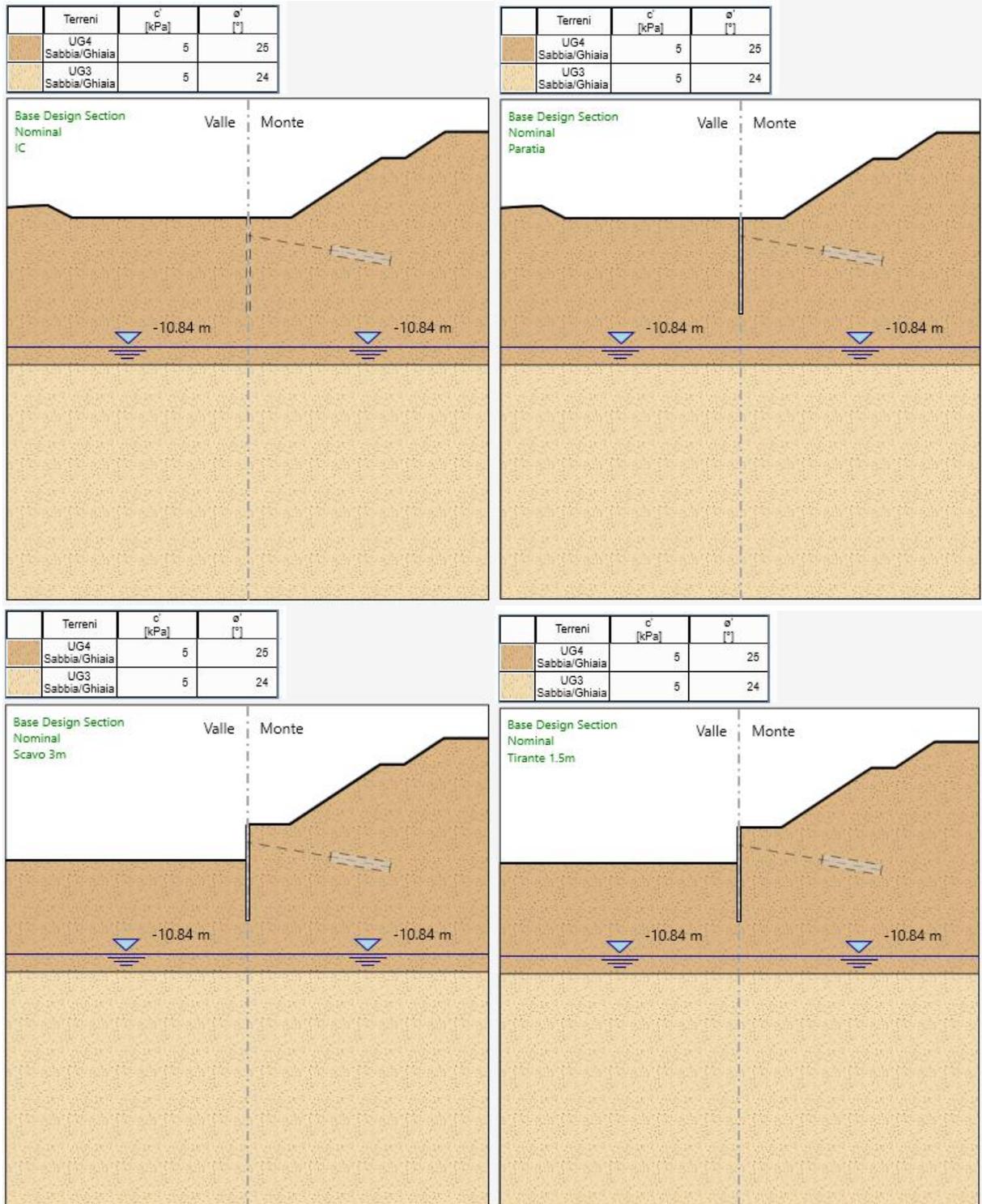
Nella Tabelle 2-7 e 2-8 della presente relazione sono riportate le grandezze geometriche della paratia e degli ancoraggi.

10.4.2. FASI COSTRUTTIVE

Per la modellazione della costruzione dell'opera, si sono considerate le seguenti fasi:

1. Definizione delle tensioni litostatiche iniziali;
2. Realizzazione della paratia;
3. Scavo a 3.0 m dalla quota d'infissione;
4. Installazione dei tiranti a 1.5 m dalla quota d'infissione;
5. Scavo fino alla quota di progetto (-4.7m);
6. Applicazione del sisma

PROGETTAZIONE ATI:



PROGETTAZIONE ATI:

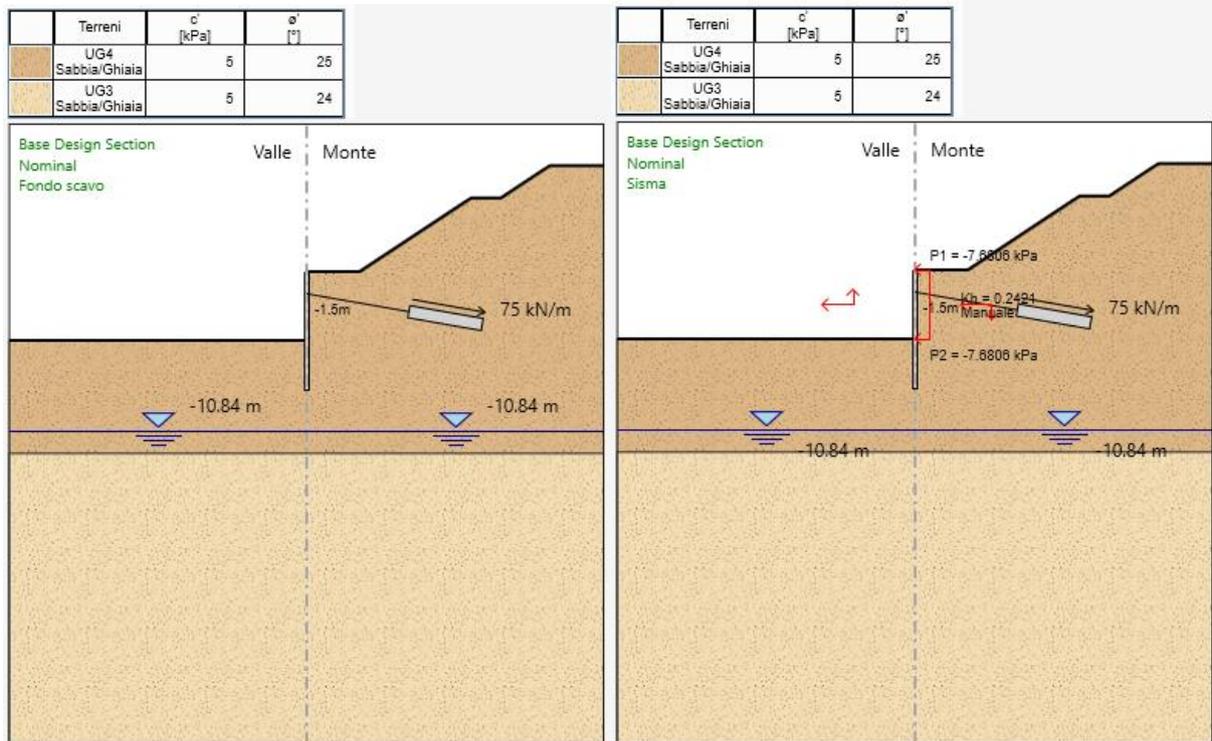


Figura 10-36: PA.04 – Fasi costruttive

10.4.3. RISULTATI DELL'ANALISI

10.4.3.1. Micropali

Nel presente capitolo sono riportati i massimi valori delle azioni interne ai micropali ai vari Stati Limite (SLU/SLV, SLE-rara, SLE-frequente).

Tabella 10-15: PA.04 - Azioni e spostamenti massimi ai diversi Stati Limite

SLU/SLV				SLE-rara				SLE-freq			
MAX T	53	kN	prof. -1.7 m	MAX T	38	kN	prof. -1.7 m	MAX T	38	kN	prof. -1.7
MAX M ⁺	52	kNm	prof. -4.5 m	MAX M ⁺	26	kNm	prof. -1.5 m	MAX M ⁺	26	kNm	prof. -1.5
MAX M ⁻	52	kNm	prof. -3.9 m	MAX M ⁻	25	kNm	prof. -3.9 m	MAX M ⁻	25	kNm	prof. -3.9
				δ ⁺	0.0	mm	prof. 0 m	δ ⁺	0	mm	prof. 0
				δ ⁻	-8.7	mm	prof. 0 m	δ ⁻	-9	mm	prof. 0

Di seguito sono riportati i diagrammi degli involuipi delle azioni interne:

- SLU/SLV – Momento flettente

PROGETTAZIONE ATI:

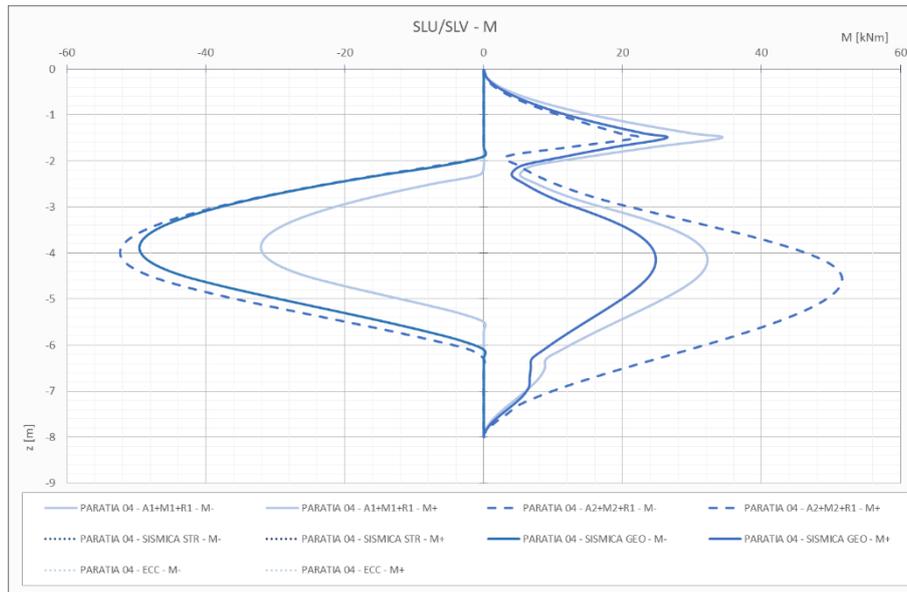


Figura 10-37: PA.04 - SLU/SLV - Involuppo dei momenti flettenti

- **SLU/SLV – Taglio**

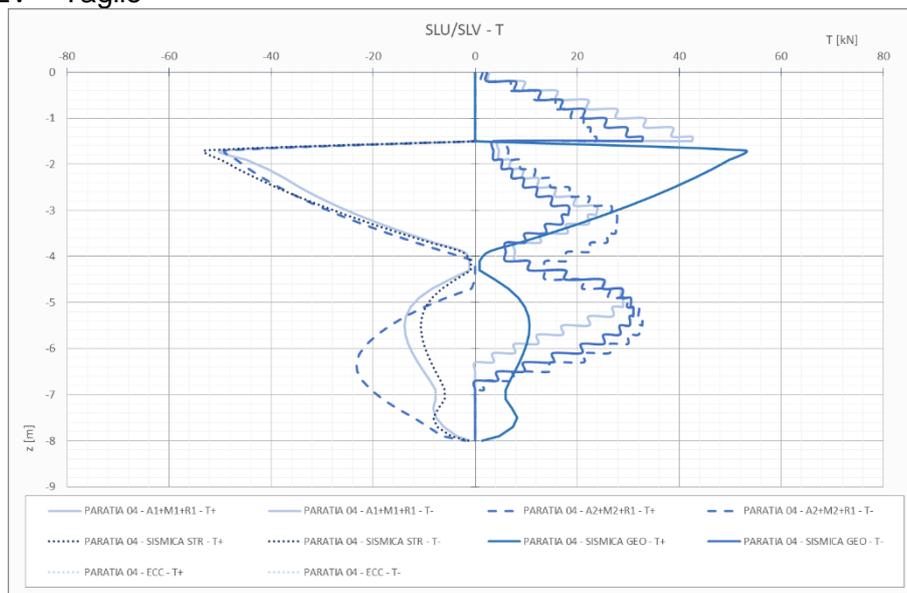


Figura 10-38: PA.04 - SLU/SLV - Involuppo dei tagli

- **SLE-rara – Momento flettente**

PROGETTAZIONE ATI:

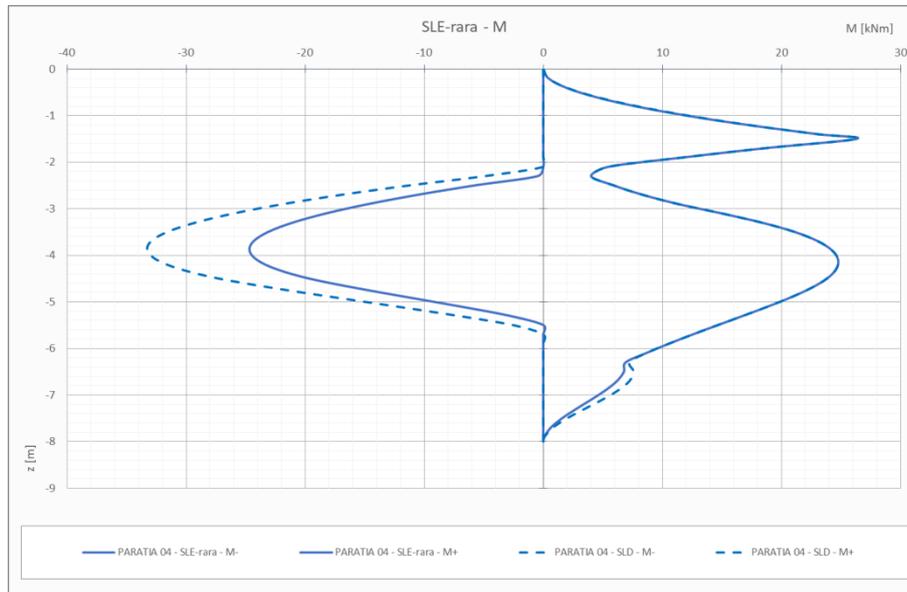


Figura 10-39: PA.04 - SLE-rara/SLD - Inviluppo dei momenti flettenti

- SLE-rara – Spostamento laterale

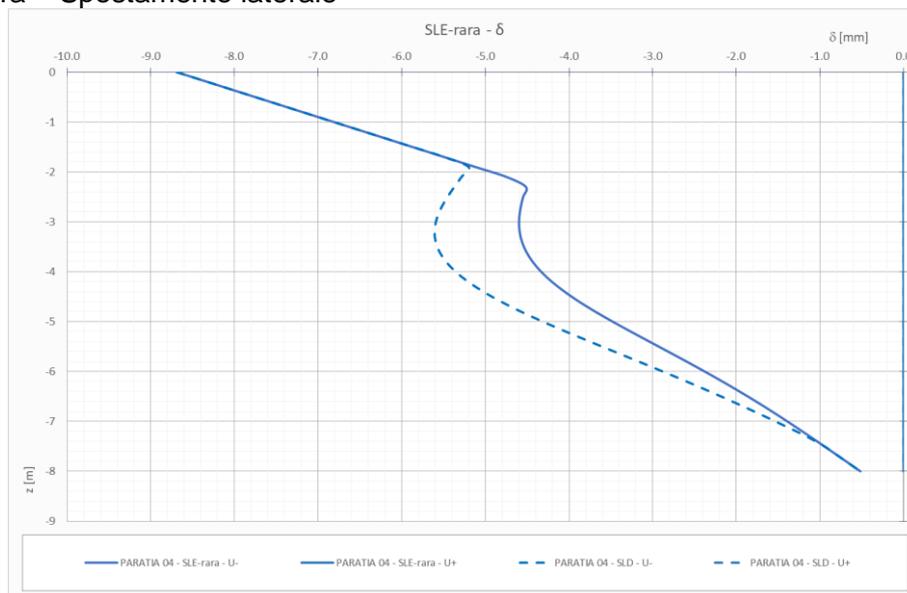


Figura 10-40: PA.04 - SLE-rara/SLD - Inviluppo degli spostamenti laterali

- SLE-frequente – Momento flettente

PROGETTAZIONE ATI:

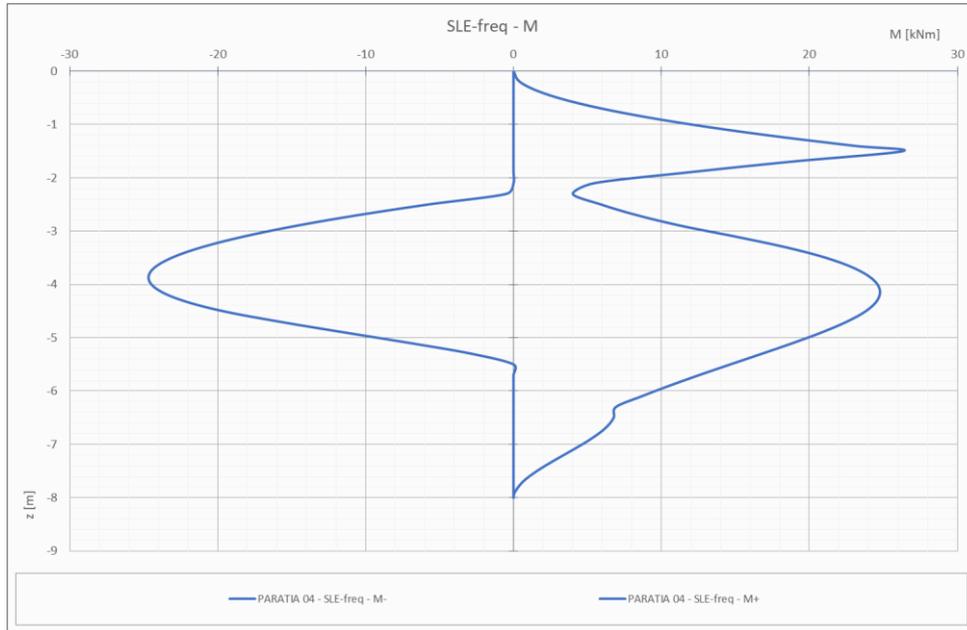


Figura 10-41: PA.04 - SLE-frequente - Inviluppo dei momenti flettenti

• **SLE-frequente – Spostamento laterale**

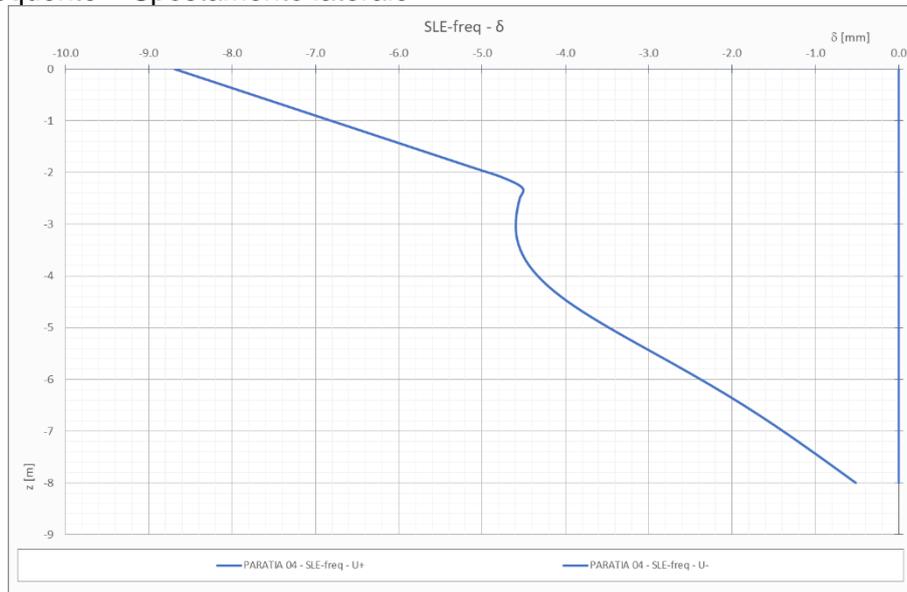


Figura 10-42: PA.04 - SLE-frequente - Inviluppo degli spostamenti laterali

10.4.3.2. Sistema d'ancoraggio

Tabella 10-16: Paratia 04 - Massime azioni sui sistemi di ancoraggio

AZIONI TIRANTI				
Tirante	SL	N	F _s GEO	F _s STR

PROGETTAZIONE ATI:

Tirante 1.5m	SLU	195	1.23	2.90
Tirante 1.5m	SLE-rara	155	1.54	3.64
Tirante 1.5m	SLE-freq	150	3.46	3.77

10.4.4. VERIFICHE STRUTTURALI

10.4.4.1. Verifica del profilo in acciaio dei micropali

Il momento ed il taglio resistente segue quanto prescritto al Par. 4.2.4.1.2 del D.M. 17/01/2018 e Par. 6.2.9 del EN 1993-1-1.

Nel caso in esame si verifica la struttura considerando un comportamento non dissipativo ($\alpha=\beta=1$, vedasi Cap. 7)

Le azioni massime sulla paratia sono le seguenti:

- $V_{max} = 53 \text{ kN}$
- $M_{max} = 52 \text{ kNm/m}$

A cui corrispondono delle azioni sul singolo micropalo (passo 0,50 m)

- $V_{max} = 26.5 \text{ kN}$
- $M_{max} = 26 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$

Utilizzando un profilo tubolare metallico $\varnothing 219.1 \text{ mm}$ sp. 10 mm si ottengono le seguenti resistenze:

Tabella 10-17: PA.04 - Resistenza e fattori di sicurezza dei profili metallici

Tipo comb	Tipo profilo	W_{Pl} [mm ³]	A [mm ²]	M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	f_{yk} [MPa]	f_{yd} [MPa]	$F_{s,M}$
SLU	D 219,1 s 10	437561	6569	26.0	141	355.00	338.10	5.42
			A_v [mm ²]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]			$F_{s,v}$
			4182	26.5	777			29.34

Le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

10.4.4.2. Verifica del sistema di ancoraggio

Resistenza allo sfilamento del bulbo d'ancoraggio

Sono stati definiti cautelativamente i seguenti parametri:

- Tipologia di terreno: strato 1 e 2 (Sabbia limosa).
- Tecnologia costruttiva: IGU
- Diametro del foro = 0.20 m;
- $\alpha = 1$;
- $q_s = 0.15 \text{ MPa} = 150 \text{ kPa}$

PROGETTAZIONE ATI:

È da notare che il valore del massimo sforzo di taglio è frutto di un'assunzione, basata sulla letteratura disponibile, poiché in assenza di informazioni dettagliate per il caso in esame. In fase costruttiva sarà da confermare o eventualmente correggere l'ipotesi fatta nel presente documento riguardo allo sforzo massimo. A tal riguardo, si demanderà l'esecuzione un numero di prove su tiranti di prova conforme a quanto prescritto al Par. 6.6.4 delle NTC2018. Come riportato al Par. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, il valore caratteristico della resistenza è ottenuto dividendo il valore calcolato per un coefficiente ξ_a , assunto cautelativamente pari a 1,8, cosicché la resistenza di progetto può essere calcolata come segue:

$$Q_{lim} = \frac{\sum \pi d_s L_s q_{s,k}}{\gamma_R} = \frac{1}{\gamma_R} \cdot \pi \cdot (\alpha \cdot D) \cdot L_s \cdot \left(\frac{q_s}{\xi_a} \right)$$
$$Q_{lim}(\text{Tirante } 2,5m) = \frac{1}{1,1} \cdot \pi \cdot (1 \cdot 0,20 \text{ m}) \cdot 6 \text{ m} \cdot \frac{150 \text{ kPa}}{1,8} = 286 \text{ kN}$$

Il fattore di sicurezza, inteso come rapporto tra resistenza ed azione massima nel tirante, vale:

$$F_S = \frac{R_d}{E_d}$$
$$F_S(\text{Tirante } 1,5m) = \frac{286 \text{ kN}}{195 \text{ kN}} = 1.5 \geq 1$$

La verifica è quindi soddisfatta

Resistenza strutturale della barra d'ancoraggio

La resistenza strutturale è ricavata dal catalogo del produttore:

$$N_{Rd}(\text{Tirante } 1,5m) = 655 \text{ kN}$$

Numero	Sezione trasversale A [mm ²]	Peso [kg/m]	Y1770 Standard			Y1860 High Grade		
			Snervamento F _{p0,1k} [kN]	Ultimo F _{pk} [kN]	Omolog.	Snervamento F _{p0,1k} [kN]	Ultimo F _{pk} [kN]	Omolog.
1	140	1,09	218	248	○	○	○	△
2	280	2,19	437	496	○	○	○	△
3	420	3,28	655	743	○	○	○	△
4	560	4,37	874	991	○	○	○	△
5	700	5,47	1,092	1,239	○	○	○	△
6	840	6,56	1,310	1,487	○	○	○	△
7	980	7,65	1,529	1,735	○	○	○	△
8	1,120	8,74	1,747	1,982	○	○	○	△
9	1,260	9,84	1,966	2,230	○	○	○	△
10	1,400	10,93	2,184	2,478	○	○	○	△
11	1,540	12,02	2,402	2,726	○	○	○	△
12	1,680	13,12	2,621	2,974	○	○	○	△
13	1,820	14,21	2,839	3,221	○	○	○	△
14	1,960	15,30	3,058	3,469	○	○	○	△
15	2,100	16,40	3,276	3,717	○	○	○	△
16	2,240	17,49	3,494	3,965	○	○	○	△
17	2,380	18,58	3,713	4,213	○	○	○	△
18	2,520	19,67	3,931	4,460	○	○	○	△
19	2,660	20,77	4,150	4,708	○	○	○	△
20	2,800	21,86	4,368	4,956	○	○	○	△
21	2,940	22,95	4,586	5,204	○	○	○	△
22	3,080	24,05	4,805	5,452	○	○	○	△

Resistenza dell'aderenza tra bulbo e barra

Si può assumere che all'interfaccia tra la barra ed il bulbo si possa generare uno sforzo massimo di taglio pari a:

$$\tau_2 = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{cls}} = \frac{1,8}{1,5} = 1,2 \text{ Mpa}$$

La massima azione assiale sopportabile è dunque ottenuta moltiplicando tale valore per la superficie di contatto, assunta pari alla superficie laterale della barra. Si ottiene pertanto:

$$N_{2,k} = \tau_2 \cdot \pi \cdot D \cdot L_{bulbo}$$

$$N_{2,d} = \frac{N_{2,k}}{\gamma_f}$$

$$N_{2,k}(\text{Tirante 1.5m}) = 1,2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \pi \cdot 45,9 \text{ mm} \cdot 6 \text{ m} = 1038 \text{ kN}$$

$$N_{2,d}(\text{Tirante 1.5m}) = \frac{1038}{1,3} = 799 \text{ kN}$$

Entrambe le resistenze sono maggiori rispetto a quelle sollecitanti.

10.4.4.3. Verifica della lunghezza libera degli ancoraggi

La superficie di scorrimento del cuneo di rottura attraverso due strati. In tali regioni, la superficie di rottura è inclinata rispetto all'orizzontale di un angolo uguale a:

- Strato 1: $\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} = 45^\circ + \frac{57^\circ}{2} = 57,5^\circ$
- Strato 2: $\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} = 45^\circ + \frac{24^\circ}{2} = 57^\circ$

Nella tabella sottostante sono riassunti i risultati derivanti dalla geometria dell'opera e dalle considerazioni precedentemente esposte.

PROGETTAZIONE ATI:

Essendo le lunghezze libere dei tiranti maggiori delle dimensioni del cuneo di rottura alle rispettive altezze, la verifica risulta soddisfatta.

Tabella 10-18: PA.04 - Verifica della lunghezza libera dei tiranti

Ordine di tiranti	Lunghezza nel cuneo di rottura statico	Lunghezza nel cuneo di rottura sismico	Lunghezza libera
	[m]	[m]	[m]
Tirante 1.5m	3.9	5.8	7

10.4.4.4. Verifica della gerarchia delle resistenze

Secondo quanto riportato 6.6.2 delle NTC2018, la gerarchia delle resistenze per i sistemi di ancoraggio è da garantire qualora l'ancoraggio sia realizzato mediante trefoli in acciaio armonico. Nel caso in esame, si hanno le seguenti resistenze:

- Sfilamento del bulbo

Tirante 1,5m: 195 kN

- Resistenza del trefolo

$N_{Rd}(Tirante\ 1,5m) = 655\ kN$

Essendo la resistenza del trefolo maggiore di quella del bulbo, si garantisce un comportamento duttile della struttura.

10.4.4.5. Verifica della trave di ripartizione

La verifica della trave di ripartizione è condotta utilizzando il freeware Profili_v6, messo a disposizione gratuitamente dal prof. Pietro Gelfi. La procedura seguita fa riferimento a quanto riportato al Cap. 6.3.3 dell'Eurocodice 3-1 per le verifiche a instabilità flessionale (svergolamento). Il dimensionamento è svolto considerando l'ordine di tiranti più sollecitato. Nella figura sotto, che riporta l'involuppo delle azioni sui tiranti (per unità di lunghezza), si evince che il carico massimo è pari a 195 kN/m.

Poiché la sezione in esame è posta all'incirca in mezzzeria rispetto allo sviluppo totale, il massimo momento agente può essere calcolato con buona approssimazione come quello generato da un carico uniformemente distribuito su una trave su più appoggi:

$$M = \frac{pl^2}{10}$$

L'azione dei tiranti è inoltre inclinata, pertanto si sono calcolati i momenti flettenti generati da ciascuna delle due componenti della forza:

$$p_x = 195 \frac{kN}{m} \cdot \cos(10^\circ) = 192 \frac{kN}{m}$$

$$p_y = 195 \frac{kN}{m} \cdot \sin(10^\circ) = 34 \frac{kN}{m}$$

PROGETTAZIONE ATI:

I momenti flettenti generati su ciascun profilo resistente saranno la metà di quelli derivanti dai carichi:

$$M_y = \frac{pl^2}{10} = 38 \text{ kNm}$$

$$M_z = \frac{pl^2}{10} = 7 \text{ kNm}$$

Dove $l=2\text{m}$.

I profili adottati sono 2 HEA220 in acciaio S355. Utilizzando il programma Profili_v6 precedentemente citato, si ottiene un fattore di sicurezza uguale a 0.35, pertanto la verifica è soddisfatta.

Figura 10-43: PA.04 - Verifica a svergolamento della trave di ripartizione

10.4.5. VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

Le verifiche di stabilità globale sono state condotte sia in condizioni statiche che in condizioni simiche.

Il metodo utilizzato nelle analisi è il metodo di Bishop (metodo dei conci), con passo dei conci pari a 0.50 m.

Nel modello, il contributo delle paratie all'analisi di stabilità globale considera la paratia solo come vincolo geometrico.

La valutazione del coefficiente di sicurezza per la verifica a stabilità globale ha riportato la condizione più critica a tergo dell'opera, come riportato nell'immagine successiva.

PROGETTAZIONE ATI:

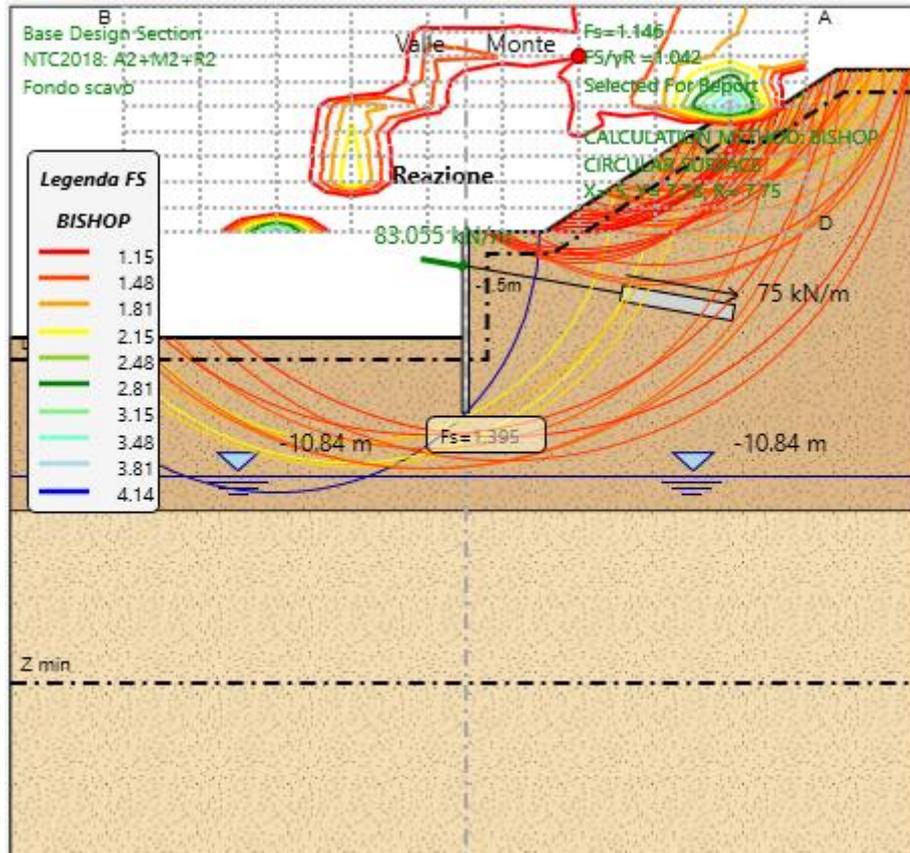


Figura 10-44: PA04 – Valutazione della stabilità globale (A2+M2+R2 - Fase Traffico)

PROGETTAZIONE ATI:

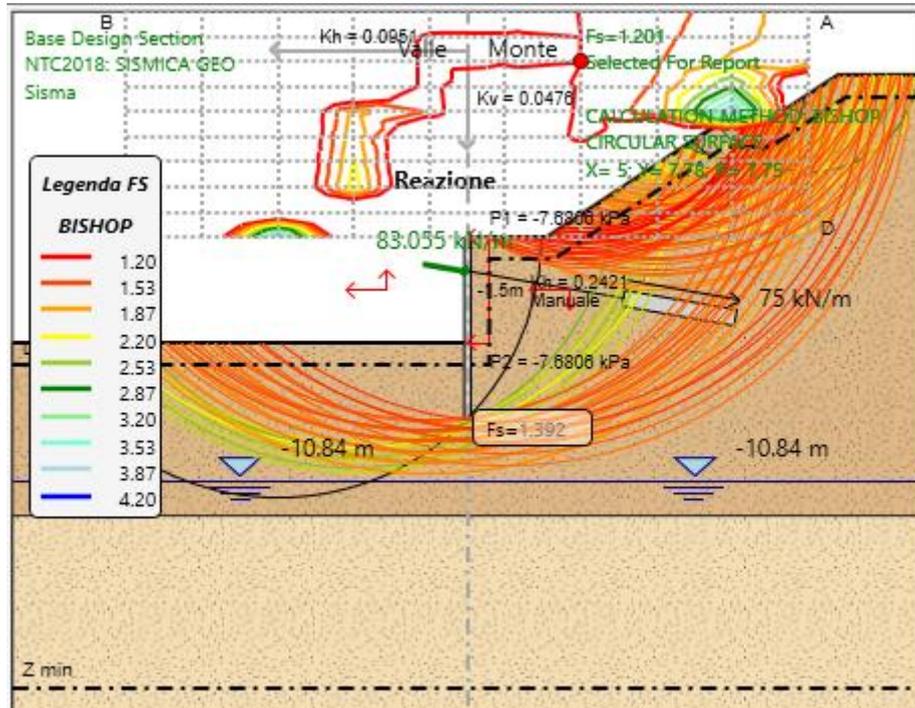


Figura 10-45: PA04 – Valutazione della stabilità globale (SLV - Fase Sisma)

PROGETTAZIONE ATI:

11. INCIDENZE

Si riassumono nel seguito le incidenze calcolate per le opere realizzate in c.a. gettato in opera.

Tabella 11-1: Incidenze

Elemento strutturale	Incidenza (*) [kg/m ³]
Cordoli in testa paratie	150
Pali Paratia 03	250

PROGETTAZIONE ATI:

12. REPORT DI CALCOLO

12.1. PA.01 - PARATIA USCITA SUD-EST COLLESTRADA

PARATIE *plus*TM

Report di Calcolo

Nome Progetto: New Project

Autore: Ingegnere

Jobname: P:\1 COMMESSE\340-Idraulica Perugia\3 - Lavoro\Lavoro GVG\2_Opere Paratie\Paratia 01\1-Paratie\Paratia PR 7460_SLV .pplus

Data: 19/10/2022 14:43:06

Design Section: Base Design Section

PROGETTAZIONE ATI:

Descrizione del Software

ParatiePlus è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

PROGETTAZIONE ATI:

Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

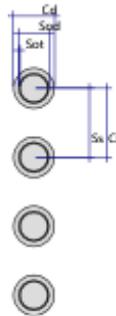
Tipo	:				HORIZONTAL
Quota	:		2		m
OCR	:				1
Tipo	:				HORIZONTAL
Quota	:		-4.05		m
OCR	:				1
Tipo	:				HORIZONTAL
Quota	:		-6.76		m
OCR	:				1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry kN/m ³	γ sat kN/m ³	ϕ' °	ϕ_{cv} °	ϕ_f °	c' kPa	c_f kPa	Su	Modulo Elastic E _s	E _v kPa	E _{ur} kPa	A ₁	A _v	ex _f	Pa kPa	R _{ur} /R _v	R _v kPa	K _u kN/m ³	K _v kN/m ³	K _{ur} kN/m ³
1	Riporto	19	19	30			0		Constant	20000	32000										
2	UG4	18	18	25			5		Constant	25000	40000										
3	UG4	18	18	25			5		Constant	25000	40000										

PROGETTAZIONE ATI:

Descrizione Pareti

X	:			0		m
Quota	in		alto	:	0	m
Quota	di		fondo	:	-15	m
Muro			di			sinistra
Sezione				:		Berlinese
Area	equivalente			:	0.0332891235955484	m
Inerzia	equivalente			:	0.0002	m ⁴ /m
Materiale		calcestruzzo		:		C30/37
Tipo		sezione		:		Tangent
Spaziatura				:	0.5	m
Diametro				:	0.3	m
Efficacia				:		1
Materiale		acciaio		:		S355
Sezione				:		CHS219.1*10
Tipo		sezione		:		O
Spaziatura				:	0.5	m
Spessore				:	0.01	m
Diametro				:	0.2191	m



PROGETTAZIONE ATI:

Descrizione Coefficienti Design Assumption

Nome	Carichi Permanenti Sfavorevoli (F_dead_load unfavour)	Carichi Permanenti Favorevoli (F_dead_load favour)	Carichi Variabili Sfavorevoli (F_live_load unfavour)	Carichi Variabili Favorevoli (F_live_load favour)	Carico Sismico (F_seisn_load)	Pressioni Acqua Lato Monte (F_WaterDR)	Pressioni Acqua Valle (F_Valle)	Carichi Destabili (F_UPL_DStab)	Carichi Stabilizzanti (F_UPL_GStab)	Carichi Destabili (F_HYD_DStab)	Carichi Stabilizzanti (F_HYD_GStab)	Carichi Destabili (F_HYD_DStab)	Carichi Stabilizzanti (F_HYD_GStab)
Simbolo	γ_G	γ_G	γ_Q	γ_Q	γ_{QE}	γ_G	γ_G	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}
Nominal	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEC	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

Nome	Parziale su $\tan(\phi')$ (F_Fr)	Parziale su c' (F_eff_cohe)	Parziale su S_u (F_Su)	Parziale su q_u (F_qu)	Parziale su peso specifico (F_gamma)
Simbolo	γ_ϕ	γ_c	γ_{cu}	γ_{qu}	γ_γ
Nominal	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1	1	1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1	1

Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	γ_{Re}	γ_{ap}	γ_{at}	
Nominal	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1.2	1.1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1.2	1.1	1

Riepilogo Stage / Design Assumption per Inviluppo

Design Assumption	IC Paratie	Scavo 3rr	Tirante 2.5rr	Fondo scavo	Tirante 5.4rr	Trafficc	Sisma
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	V	V	V	V	V	V	V
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	V	V	V	V	V	V	V
NTC2018: A2+M2+R1	V	V	V	V	V	V	V
NTC2018: SISMICA STR	V	V	V	V	V	V	V
NTC2018: SISMICA GEO	V	V	V	V	V	V	V

PROGETTAZIONE ATI:

Descrizione sintetica dei risultati delle Design Assumption (Inviluppi)

Tabella Inviluppi Momento WallElement

Selected Design Assumption:	Inviluppi: Momento	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
0	0	0
-0.2	0	0.224
-0.4	0	1.128
-0.6	0	4.029
-0.8	0	9.338
-1	0	16.843
-1.2	0	26.447
-1.4	0	38.027
-1.6	0	51.434
-1.8	0	66.438
-2	0	82.762
-2.2	0	100.109
-2.4	0	118.235
-2.5	0	127.617
-2.7	0	102.006
-2.9	0	87.913
-3.1	0	78.388
-3.3	12.151	71.374
-3.5	38.595	66.769
-3.7	63.86	68.506
-3.9	87.88	75.738
-4.1	110.587	83.146
-4.3	131.888	89.335
-4.5	151.707	94.017
-4.7	169.969	96.903
-4.9	186.598	97.704
-5.1	201.518	96.703
-5.3	214.653	94.198
-5.4	220.523	92.481
-5.6	230.84	88.207
-5.8	239.182	83.027
-6	245.475	77.125
-6.2	249.642	70.657
-6.4	251.608	63.766
-6.6	251.297	56.622
-6.8	248.634	49.429
-7	245.718	42.412
-7.2	246.066	35.739
-7.4	243.515	29.532
-7.6	238.346	23.869
-7.8	230.835	18.795
-8	221.266	14.325
-8.2	209.933	10.455
-8.4	197.118	7.162
-8.6	183.092	4.954
-8.8	168.113	17.033
-9	152.43	28.162
-9.2	136.279	38.109
-9.4	119.886	46.642
-9.6	103.404	53.531
-9.8	86.986	58.769
-10	70.743	62.477
-10.2	54.83	64.78
-10.4	53.046	65.849
-10.6	51	65.843
-10.8	48.72	64.906
-11	46.236	63.167

PROGETTAZIONE ATI:

Selected Design Assumption:	Inviluppi: Momento	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
-11.2	43.577	60.741
-11.4	40.773	57.732
-11.6	37.854	54.228
-11.8	34.849	55.853
-12	31.789	62.482
-12.2	28.704	67.526
-12.4	25.625	70.855
-12.6	22.581	72.341
-12.8	19.602	71.855
-13	16.721	69.268
-13.2	13.967	64.652
-13.4	11.371	58.368
-13.6	8.964	50.764
-13.8	6.777	42.181
-14	4.84	32.952
-14.2	3.185	23.587
-14.4	1.842	14.672
-14.6	0.843	7.19
-14.8	0.219	2.011
-15	0	0

PROGETTAZIONE ATI:

Tabella Inviluppi Taglio WallElement

Selected Design Assumption: Z (m)	Inviluppi: Taglio Lato sinistro (kN/m)	Muro: WallElement Lato destro (kN/m)
0	0	1.121
-0.2	0	5.037
-0.4	0	15.11
-0.6	0	26.545
-0.8	0	37.522
-1	0	48.023
-1.2	0	57.897
-1.4	0	67.035
-1.6	0	75.02
-1.8	0	81.62
-2	0	87.413
-2.2	0	99.711
-2.4	0	109.183
-2.5	152.42	109.183
-2.7	152.42	34.619
-2.9	147.875	39.747
-3.1	142.993	43.112
-3.3	137.775	43.767
-3.5	132.22	43.767
-3.7	126.328	43.607
-3.9	120.099	41.364
-4.1	113.534	37.036
-4.3	106.504	30.947
-4.5	99.096	23.412
-4.7	91.31	34.289
-4.9	83.144	44.988
-5.1	74.6	55.311
-5.3	65.677	62.644
-5.4	127.111	62.644
-5.6	127.111	0
-5.8	111.979	0
-6	96.6	8.506
-6.2	81.026	19.984
-6.4	65.297	31.872
-6.6	49.445	44.172
-6.8	38.803	51.007
-7	35.088	56.684
-7.2	33.362	61.203
-7.4	31.035	64.563
-7.6	28.315	66.764
-7.8	25.373	67.807
-8	22.349	67.807
-8.2	19.351	67.692
-8.4	16.463	70.133
-8.6	13.746	74.893
-8.8	11.243	78.415
-9	8.979	80.755
-9.2	6.966	81.967
-9.4	5.208	82.408
-9.6	3.698	82.408
-9.8	2.459	82.204
-10	1.561	81.358
-10.2	0.823	79.867
-10.4	0.231	77.732
-10.6	4.687	74.954
-10.8	8.696	71.532
-11	12.126	67.466
-11.2	15.046	62.756
-11.4	17.523	57.402

PROGETTAZIONE ATI:

Selected Design Assumption: Z (m)	Involupi: Taglio Lato sinistro (kN/m)	Muro: WallElement Lato destro (kN/m)
-11.6	19.619	51.404
-11.8	21.394	44.763
-12	22.614	37.478
-12.2	23.155	29.567
-12.4	23.155	21.017
-12.6	23.124	15.221
-12.8	22.613	14.89
-13	23.078	14.407
-13.2	31.422	13.77
-13.4	38.018	12.98
-13.6	42.913	12.036
-13.8	46.145	10.937
-14	46.826	9.684
-14.2	46.826	8.276
-14.4	44.578	6.713
-14.6	37.407	4.995
-14.8	25.895	3.122
-15	10.056	1.093

PROGETTAZIONE ATI:

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva
				%
NTC2018: SISMICA STF	Sisma	Left Wal	LEFT	100
NTC2018: A2+M2+R1	Trafficc	Left Wal	RIGHT	21.35

PROGETTAZIONE ATI:

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva
				%
NTC2018: A2+M2+R1	IC	Left Wal	LEFT	139.66
NTC2018: A2+M2+R1 Scavo 3r		Left Wal	RIGHT	107.23

PROGETTAZIONE ATI:

12.1. PA.02 - PARATIA AP IN DX

PARATIE plus™

Report di Calcolo

Nome Progetto: New Project

Autore: Ingegnere

Jobname: P:\1 COMMESSE\340-Idraulica Perugia\3 - Lavoro\Lavoro GVG\2_Opere Paratie\Paratia 02\1-Paratie\Paratia PR 6840_SLV .pplus

Data: 19/10/2022 15:03:33

Design Section: Base Design Section

PROGETTAZIONE ATI:

Descrizione del Software

ParatiePlus è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

PROGETTAZIONE ATI:

Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

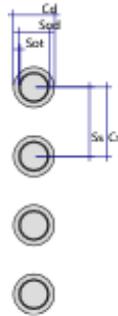
Tipo	:			HORIZONTAL
Quota	:		1.13	m
OCR	:			1
Tipo	:			HORIZONTAL
Quota	:		-12.8	m
OCR	:			1
Tipo	:			HORIZONTAL
Quota	:		-12.8	m
OCR	:			1
Tipo	:			HORIZONTAL
Quota	:		-28.2	m
OCR	:			1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ_c	ϕ_r	c'	Su	Modulo Elastic	E_u	E_{vc}	E_{ur}	A_t	A_v	e_{pr}	P_a	R_{ur}/R_{v1}	R_{v1}	K_u	K_{vc}	K_{ur}
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	°	kPa	kPa			kPa	kPa				kPa		kPa	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²
1	UG4	19	19	27			5		Constant		3500	5600									
2	UG4	19	19	27			5		Constant		3500	5600									
3	UG3	20	20	27			10		Constant		5000	8000									
4	UG3	20	20	27			10		Constant		5000	8000									

PROGETTAZIONE ATI:

Descrizione Pareti

X	:		0		m
Quota	in	alto	:	0	m
Quota	di	fondo	:	-25	m
Muro		di			sinistra
Sezione	:				Berlinese
Area	equivalente	:	0.0328666857130879		m
Inerzia	equivalente	:	0.0002		m ⁴ /m
Materiale	calcestruzzo	:			C28/35
Tipo	sezione	:			Tangent
Spaziatura	:		0.5		m
Diametro	:		0.3		m
Efficacia	:				1
Materiale	acciaio	:			S355
Sezione	:				CHS219.1*10
Tipo	sezione	:			O
Spaziatura	:		0.5		m
Spessore	:		0.01		m
Diametro	:		0.2191		m



PROGETTAZIONE ATI:

Descrizione Coefficienti Design Assumption

Nome	Carichi Permanenti Sfavorevoli (F_dead_load unfavour)	Carichi Permanenti Favorevoli (F_dead_load favour)	Carichi Variabili Sfavorevoli (F_live_load unfavour)	Carichi Variabili Favorevoli (F_live_load favour)	Carico Sismico (F_seisnr_load)	Pressioni Acqua Lato Monte (F_WaterDR)	Pressioni Acqua Valle (F_WaterRes)	Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_UPL_DStab)	Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_UPL_GStab)	Carichi Variabili Destabilizzanti (F_HYD_DStab)	Carichi Variabili Stabilizzanti (F_HYD_GStab)	Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_HYD_DStab)	Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_HYD_GStab)
Simbolo	γ_G	γ_G	γ_Q	γ_Q	γ_{QE}	γ_G	γ_G	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}
Nominal	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEC	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

Nome	Parziale su $\tan(\phi')$ (F_Fr)	Parziale su c' (F_eff_cohes)	Parziale su γ_{cu} (F_Su)	Parziale su γ_{qu} (F_qu)	Parziale su peso specifico (F_gamma)
Simbolo	γ_ϕ	γ_c	γ_{cu}	γ_{qu}	γ_γ
Nominal	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1	1	1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1	1

Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_Wall)
Simbolo	γ_{Re}	γ_{ap}	γ_{at}	
Nominal	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1.2	1.1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1.2	1.1	1

Riepilogo Stage / Design Assumption per Inviluppo

Design Assumption	IC Paratie	Scavo 3rr	Tirante 2.5rr	Scavo 6rr	Tirante 5.5rr	Scavo 9rr	Tirante 8.5rr	Scavo 13rr	Sisma
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	V	V	V	V	V	V	V	V	V
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	V	V	V	V	V	V	V	V	V
NTC2018: A2+M2+R1	V	V	V	V	V	V	V	V	V
NTC2018: SISMICA STR	V	V	V	V	V	V	V	V	V
NTC2018: SISMICA GEO	V	V	V	V	V	V	V	V	V

PROGETTAZIONE ATI:

Descrizione sintetica dei risultati delle Design Assumption (Inviluppi)

Tabella Inviluppi Momento WallElement

Selected Design Assumption: Z (m)	Inviluppi: Momento Lato sinistro (kN*m/m)	Muro: WallElement Lato destro (kN*m/m)
0	0	0
-0.2	0	0.492
-0.4	0	2.128
-0.6	0	5.038
-0.8	0	9.349
-1	0	15.288
-1.2	0	23.866
-1.4	0	34.561
-1.6	0	47.431
-1.8	0	62.523
-2	0	79.866
-2.2	0	99.469
-2.4	0	121.316
-2.5	0	133.06
-2.7	0	129.576
-2.9	0	128.209
-3.1	0	128.99
-3.3	0	131.935
-3.5	0	137.04
-3.7	0.328	144.268
-3.9	11.326	153.564
-4.1	21.188	164.826
-4.3	29.846	177.892
-4.5	37.229	192.727
-4.7	43.269	209.269
-4.9	47.896	227.431
-5.1	51.042	247.095
-5.3	52.635	268.311
-5.5	52.609	291.148
-5.7	50.892	272.535
-5.9	47.415	255.681
-6.1	42.111	240.656
-6.3	35.651	227.529
-6.5	54.43	216.369
-6.7	72.334	207.245
-6.9	91.401	200.228
-7.1	108.292	195.385
-7.3	122.938	192.787
-7.5	135.271	192.503
-7.7	145.22	194.602
-7.9	152.718	199.153
-8.1	157.693	206.226
-8.3	160.077	215.89
-8.5	159.801	228.215
-8.7	156.796	160.128
-8.9	150.991	94.839
-9.1	142.318	32.419
-9.3	131.451	24.58
-9.5	120.429	23.696
-9.7	160.847	22.504
-9.9	197.953	21.048
-10.1	234.233	19.364
-10.3	277.988	17.489
-10.5	318.39	15.509
-10.7	355.368	13.498
-10.9	388.855	14.049

PROGETTAZIONE ATI:

Selected Design Assumption: Z (m)	Inviluppi: Momento	Muro: WallElement
	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
-11.1	418.78	20.6
-11.3	445.075	25.971
-11.5	467.669	32.334
-11.7	486.475	42.231
-11.9	501.384	50.418
-12.1	512.287	57.072
-12.3	519.077	62.363
-12.5	521.645	66.451
-12.7	519.883	69.488
-12.9	513.683	71.689
-13.1	503.089	72.4
-13.3	489.276	71.792
-13.5	472.574	70.051
-13.7	453.314	67.399
-13.9	431.827	64.034
-14.1	408.443	60.128
-14.3	383.414	55.826
-14.5	356.916	51.254
-14.7	329.121	46.514
-14.9	300.204	41.688
-15.1	270.34	45.254
-15.3	239.702	71.82
-15.5	208.464	96.07
-15.7	176.802	117.692
-15.9	144.888	136.373
-16.1	112.896	151.8
-16.3	81.002	163.66
-16.5	49.379	171.978
-16.7	18.2	177.109
-16.9	0.473	179.382
-17.1	0.902	179.098
-17.3	1.211	176.529
-17.5	1.418	171.921
-17.7	1.541	165.608
-17.9	1.593	157.916
-18.1	1.725	172.945
-18.3	2.124	194.291
-18.5	2.383	213.625
-18.7	2.525	230.771
-18.9	2.572	245.557
-19.1	2.542	257.808
-19.3	2.453	267.35
-19.5	2.319	274.009
-19.7	2.154	277.61
-19.9	1.969	277.98
-20.1	1.772	274.944
-20.3	1.571	268.9
-20.5	1.372	260.307
-20.7	1.18	249.578
-20.9	1.01	237.08
-21.1	0.858	223.137
-21.3	0.716	208.032
-21.5	0.587	192.042
-21.7	0.47	175.509
-21.9	0.368	158.727
-22.1	0.62	141.935
-22.3	1.894	125.334
-22.5	2.765	109.082
-22.7	3.288	93.415
-22.9	3.518	78.576
-23.1	3.505	64.754

PROGETTAZIONE ATI:

Selected Design Assumption: Z (m)	Inviluppi: Momento Lato sinistro (kN*m/m)	Muro: WallElement Lato destro (kN*m/m)
-23.3	3.299	52.092
-23.5	2.948	40.694
-23.7	2.497	30.636
-23.9	1.99	21.966
-24.1	1.467	14.717
-24.3	0.97	8.907
-24.5	0.538	4.545
-24.7	0.21	1.636
-24.9	0.025	0.182
-25	0	0

PROGETTAZIONE ATI:

Tabella Inviluppi Taglio WallElement

Selected Design Assumption: Z (m)	Inviluppi: Taglio Lato sinistro (kN/m)	Muro: WallElement Lato destro (kN/m)
0	0	2.462
-0.2	0	8.179
-0.4	0	14.547
-0.6	0	22.742
-0.8	0	32.637
-1	0	42.89
-1.2	0	53.475
-1.4	0	64.351
-1.6	0	75.458
-1.8	0	86.715
-2	0	98.018
-2.2	0	109.231
-2.4	0	117.449
-2.5	96.598	117.449
-2.7	96.598	20.496
-2.9	87.603	24.44
-3.1	79.264	25.016
-3.3	71.722	25.524
-3.5	65.304	36.143
-3.7	60.32	46.48
-3.9	54.989	56.306
-4.1	49.312	65.333
-4.3	43.288	74.175
-4.5	36.917	82.711
-4.7	30.2	90.809
-4.9	23.136	100.636
-5.1	15.726	113.435
-5.3	16.579	125.324
-5.5	153.308	125.324
-5.7	153.308	19.875
-5.9	144.512	29.32
-6.1	135.369	32.428
-6.3	125.879	36.314
-6.5	116.043	38.57
-6.7	105.86	39.069
-6.9	95.331	39.069
-7.1	84.455	37.808
-7.3	73.233	34.789
-7.5	61.664	30.011
-7.7	49.748	42.833
-7.9	37.486	64.483
-8.1	24.877	86.731
-8.3	11.922	109.499
-8.5	340.438	109.499
-8.7	340.438	40.695
-8.9	326.443	55.757
-9.1	312.102	64.482
-9.3	297.414	70.022
-9.5	282.379	72.38
-9.7	266.998	76.703
-9.9	251.27	80.641
-10.1	235.196	82.82
-10.3	218.775	83.241
-10.5	202.008	83.241
-10.7	184.894	81.903
-10.9	167.433	78.806
-11.1	149.626	73.951
-11.3	131.473	67.337

PROGETTAZIONE ATI:

Selected Design Assumption:	Inviluppi: Taglio	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
-11.5	112.972	60.303
-11.7	94.028	53.002
-11.9	74.543	46.112
-12.1	54.517	44.71
-12.3	33.949	67.438
-12.5	12.841	90.829
-12.7	0.481	114.883
-12.9	4.15	138.29
-13.1	8.313	150.642
-13.3	11.364	159.936
-13.5	13.46	166.17
-13.7	16.825	169.345
-13.9	19.533	169.46
-14.1	21.507	169.46
-14.3	22.861	167.265
-14.5	23.703	163.505
-14.7	24.129	158.182
-14.9	24.227	151.295
-15.1	24.227	153.19
-15.3	23.693	156.187
-15.5	22.676	158.314
-15.7	21.304	159.57
-15.9	19.689	159.956
-16.1	17.922	159.956
-16.3	16.08	159.47
-16.5	14.227	158.114
-16.7	12.41	155.888
-16.9	10.668	152.79
-17.1	12.844	148.822
-17.3	23.041	143.983
-17.5	31.564	138.274
-17.7	38.46	131.694
-17.9	43.935	124.243
-18.1	48.189	115.922
-18.3	51.406	106.73
-18.5	53.762	96.667
-18.7	55.418	85.734
-18.9	56.008	73.929
-19.1	56.008	61.255
-19.3	55.265	47.709
-19.5	53.465	33.293
-19.7	50.852	18.006
-19.9	47.639	1.849
-20.1	44.012	1.004
-20.3	42.964	1.004
-20.5	53.645	0.993
-20.7	62.49	0.959
-20.9	69.715	0.906
-21.1	75.525	0.841
-21.3	79.954	0.766
-21.5	82.661	0.687
-21.7	83.912	0.606
-21.9	83.954	0.524
-22.1	83.954	0.445
-22.3	83.005	0.378
-22.5	81.263	0.314
-22.7	78.336	0.254
-22.9	74.195	0.198
-23.1	69.109	1.028
-23.3	63.31	1.755
-23.5	56.986	2.255

PROGETTAZIONE ATI:

Selected Design Assumption: Z (m)	Involuppi: Taglio Lato sinistro (kN/m)	Muro: WallElement Lato destro (kN/m)
-23.7	50.292	2.539
-23.9	43.348	2.613
-24.1	36.246	2.613
-24.3	29.051	2.485
-24.5	21.808	2.159
-24.7	14.544	1.639
-24.9	7.273	0.927
-25	1.818	0.249

PROGETTAZIONE ATI:

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva
				%
NTC2018: SISMICA STF	Sism	Left Wal	LEFT	79.22
NTC2018: A2+M2+R1	IC	Left Wal	RIGHT	18.21

PROGETTAZIONE ATI:

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva %
NTC2018: A2+M2+R1	IC	Left Wal	LEFT	132.42
NTC2018: A2+M2+R1 Scavo 9rr		Left Wal	RIGHT	107.82

PROGETTAZIONE ATI:

12.1. PA.03 - PARATIA DEVIAZIONE COLLESTRADA

PARATIE plus™

Report di Calcolo

Nome Progetto: New Project

Autore: Ingegnere

Jobname: P:\1 COMMESSE\340-Idraulica Perugia\3 - Lavoro\Lavoro GVG\2_Opere Paratie\Paratia 03\1-Paratie\Paratia 03 PR 0180_SLV.pplus

Data: 19/10/2022 15:21:16

Design Section: Base Design Section

Descrizione del Software

ParatiePlus è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

PROGETTAZIONE ATI:

Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

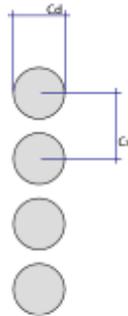
Tipo	:			HORIZONTAL
Quota	:		4.6	m
OCR	:			1
Tipo	:			HORIZONTAL
Quota	:		-9.32	m
OCR	:			1
Tipo	:			HORIZONTAL
Quota	:		-9.32	m
OCR	:			1
Tipo	:			HORIZONTAL
Quota	:		-24.2	m
OCR	:			1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ_c	ϕ_r	c'	Su	Modulo Elastic	E_u	E_{vc}	E_{ur}	A_t	A_v	e_{xp}	P_a	R_{ur}/R_{v1}	R_{v1}	R_{v2}	K_u	K_{vc}	K_{ur}
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	°	kPa	kPa			kPa	kPa				kPa		kPa	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	
1	UG4	19	19	27			5		Constant		3500	5600										
2	UG4	19	19	27			5		Constant		3500	5600										
3	UG3	20	20	27			10		Constant		5000	8000										
4	UG3	20	20	27			10		Constant		5000	8000										

PROGETTAZIONE ATI:

Descrizione Pareti

X	:			0		m
Quota	in		alto	:	0	m
Quota	di		fondo	:	-20	m
Muro			di			sinistra
Sezione	:		Pali		ø800mm	@100cm
Area	equivalente	:			0.502654824574367	m
Inerzia	equivalente	:			0.0201	m ⁴ /m
Materiale			calcestruzzo	:		C25/30
Tipo			sezione	:		Tangent
Spaziatura			:		1	m
Diametro			:		0.8	m
Efficacia			:			1



PROGETTAZIONE ATI:

Descrizione Coefficienti Design Assumption

Nome	Carichi Permanenti Sfavorevoli (F_dead_load unfavour)	Carichi Permanenti Favorevoli (F_dead_load favour)	Carichi Variabili Sfavorevoli (F_live_load unfavour)	Carichi Variabili Favorevoli (F_live_load favour)	Carico Sismico (F_seisn_load)	Pressioni Acqua Lato Monte (F_WaterDR)	Pressioni Acqua Valle (F_Valle)	Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_UPL_DStab)	Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_UPL_GStab)	Carichi Variabili Destabilizzanti (F_HYD_DStab)	Carichi Variabili Stabilizzanti (F_HYD_GStab)	Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_HYD_DStab)	Carichi Variabili Destabilizzanti (F_HYD_DStab)
Simbolo	γ_G	γ_G	γ_Q	γ_Q	γ_{QE}	γ_G	γ_G	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}
Nominal	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEC	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

Nome	Parziale su tan(ϕ') (F_Fr)	Parziale su c' (F_eff_cohe)	Parziale su Su (F_Su)	Parziale su qu (F_qu)	Parziale su peso specifico (F_gamma)
Simbolo	γ_ϕ	γ_c	γ_{cu}	γ_{qu}	γ_γ
Nominal	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1	1	1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1	1

Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	γ_{Re}	γ_{ap}	γ_{at}	
Nominal	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1.2	1.1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1.2	1.1	1

Riepilogo Stage / Design Assumption per Inviluppo

Design Assumption	I	Paratie Scavo 3r	Puntone 1.3r	Scavo 6r	Puntone 4.3r	Scavo 9r	Puntone 8r	Sisma
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	V	V	V	V	V	V	V	V
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	V	V	V	V	V	V	V	V
NTC2018: A2+M2+R1	V	V	V	V	V	V	V	V
NTC2018: SISMICA STR	V	V	V	V	V	V	V	V

PROGETTAZIONE ATI:

Design Assumption	IC	Parati	Scavo 3rr	Puntone 1.3rr	Scavo 6rr	Puntone 4.3rr	Scavo 9rr	Puntone 8rr	Sisma
NTC2018: SISMICA GEO	V	V	V	V	V	V	V	V	V

PROGETTAZIONE ATI:

Descrizione sintetica dei risultati delle Design Assumption (Inviluppi)

Tabella Inviluppi Momento WallElement

Selected Design Assumption: Z (m)	Inviluppi: Momento Lato sinistro (kN*m/m)	Muro: WallElement Lato destro (kN*m/m)
0	0	0
-0.2	0	0.678
-0.4	0	2.626
-0.6	0	5.762
-0.8	0	10.01
-1	0.199	15.376
-1.2	0.805	21.86
-1.3	1.222	25.519
-1.5	20.002	66.156
-1.7	57.551	120.329
-1.9	94.287	175.388
-2.1	130.081	231.498
-2.3	164.802	288.822
-2.5	198.32	347.515
-2.7	230.504	407.732
-2.9	261.224	469.62
-3.1	290.349	533.317
-3.3	317.749	598.957
-3.5	343.293	666.661
-3.7	366.852	736.544
-3.9	388.294	808.705
-4.1	407.49	883.235
-4.3	424.309	960.21
-4.5	438.62	846.67
-4.7	450.293	735.767
-4.9	459.198	627.633
-5.1	465.204	522.398
-5.3	468.18	420.318
-5.5	467.998	321.403
-5.7	464.525	225.778
-5.9	457.631	174.933
-6.1	447.187	174.94
-6.3	433.805	173.929
-6.5	417.775	172.037
-6.7	399.388	169.395
-6.9	425.574	166.132
-7.1	461.415	162.37
-7.3	492.149	158.228
-7.5	517.621	153.822
-7.7	537.672	149.25
-7.9	573.484	144.594
-8	597.13	142.265
-8.2	640.606	137.631
-8.4	678.996	133.104
-8.6	712.159	128.752
-8.8	739.955	124.642
-9	762.256	120.835
-9.2	778.944	117.392
-9.4	790.792	114.367
-9.6	798.917	110.814
-9.8	803.613	106.794
-10	805.178	102.383
-10.2	803.963	116.592
-10.4	800.071	130.136
-10.6	793.608	141.7
-10.8	784.714	151.416

PROGETTAZIONE ATI:

Selected Design Assumption: Z (m)	Inviluppi: Momento Lato sinistro (kN*m/m)	Muro: WallElement Lato destro (kN*m/m)
-11	773.529	159.412
-11.2	760.189	165.811
-11.4	744.835	170.732
-11.6	727.606	174.284
-11.8	708.64	176.576
-12	688.075	178.798
-12.2	666.052	183.111
-12.4	642.708	186.058
-12.6	618.183	187.748
-12.8	592.616	188.285
-13	566.144	187.767
-13.2	538.907	186.29
-13.4	511.044	183.942
-13.6	482.692	180.808
-13.8	453.982	176.968
-14	425.051	172.497
-14.2	396.039	167.466
-14.4	367.083	161.943
-14.6	338.322	155.99
-14.8	309.893	149.667
-15	281.935	143.028
-15.2	254.587	136.127
-15.4	227.985	129.011
-15.6	202.268	121.726
-15.8	177.575	114.315
-16	154.042	106.817
-16.2	131.809	99.269
-16.4	111.013	91.708
-16.6	91.792	84.164
-16.8	74.283	76.685
-17	58.626	69.318
-17.2	44.958	62.105
-17.4	33.417	55.085
-17.6	23.913	48.298
-17.8	16.257	41.779
-18	10.261	35.563
-18.2	5.735	29.687
-18.4	2.491	24.185
-18.6	0.338	19.09
-18.8	0.172	14.445
-19	0.138	10.321
-19.2	0.1	6.792
-19.4	0.066	3.929
-19.6	0.035	1.798
-19.8	0.011	0.466
-20	0	0

PROGETTAZIONE ATI:

Tabella Involuppi Taglio WallElement

Selected Design Assumption: Z (m)	Involuppi: Taglio Lato sinistro (kN/m)	Muro: WallElement Lato destro (kN/m)
0	0	3.388
-0.2	0	9.743
-0.4	0	15.677
-0.6	0.34	21.244
-0.8	1.432	26.826
-1	3.03	32.422
-1.2	4.164	36.595
-1.3	191.152	267.266
-1.5	191.152	270.864
-1.7	187.743	275.296
-1.9	183.683	280.551
-2.1	178.97	286.615
-2.3	173.605	293.468
-2.5	167.588	301.086
-2.7	160.92	309.437
-2.9	153.598	318.488
-3.1	145.625	328.198
-3.3	137	338.522
-3.5	127.723	349.41
-3.7	117.794	360.807
-3.9	107.212	372.651
-4.1	95.979	384.878
-4.3	567.703	384.878
-4.5	567.703	56.648
-4.7	554.513	51.385
-4.9	540.671	44.67
-5.1	526.178	36.502
-5.3	511.032	30.107
-5.5	495.234	49.363
-5.7	478.783	69.403
-5.9	461.681	90.229
-6.1	443.927	105.126
-6.3	425.52	117.249
-6.5	406.462	126.599
-6.7	386.751	133.176
-6.9	366.389	136.98
-7.1	345.374	138.01
-7.3	323.707	138.01
-7.5	301.388	136.267
-7.7	278.418	133.656
-7.9	254.744	136.3
-8	236.462	138.685
-8.2	219	141.177
-8.4	193.446	142.981
-8.6	167.192	144.097
-8.8	140.238	144.524
-9	112.583	144.524
-9.2	84.229	158.697
-9.4	59.948	166.136
-9.6	41.257	170.624
-9.8	24.049	172.163
-10	23.657	172.163
-10.2	24.854	170.751
-10.4	25.646	167.897
-10.6	26.084	163.602
-10.8	26.212	157.865
-11	26.212	150.687
-11.2	26.075	142.067

PROGETTAZIONE ATI:

Selected Design Assumption: Z (m)	Involuppi: Taglio Lato sinistro (kN/m)	Muro: WallElement Lato destro (kN/m)
-11.4	25.71	132.005
-11.6	25.153	121.459
-11.8	24.437	111.391
-12	23.591	110.245
-12.2	22.641	116.828
-12.4	21.612	122.726
-12.6	20.523	127.939
-12.8	19.393	132.462
-13	20.065	136.296
-13.2	23.08	139.439
-13.4	25.796	141.892
-13.6	28.123	143.656
-13.8	30.048	144.73
-14	31.604	145.114
-14.2	32.82	145.114
-14.4	33.725	144.807
-14.6	34.346	143.812
-14.8	34.707	142.143
-15	34.831	139.789
-15.2	35.581	136.744
-15.4	36.425	133.009
-15.6	37.057	128.583
-15.8	37.49	123.468
-16	37.737	117.662
-16.2	37.809	111.166
-16.4	37.809	103.98
-16.6	37.719	96.105
-16.8	37.39	87.54
-17	36.835	78.285
-17.2	36.067	68.341
-17.4	35.098	57.707
-17.6	33.938	47.52
-17.8	32.595	38.277
-18	31.078	29.981
-18.2	29.382	22.629
-18.4	27.512	16.223
-18.6	25.473	10.761
-18.8	23.226	6.244
-19	20.616	2.671
-19.2	17.645	0.189
-19.4	14.316	0.184
-19.6	10.654	0.158
-19.8	6.66	0.122
-20	2.331	0.053

PROGETTAZIONE ATI:

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva
				%
NTC2018: A2+M2+R1 Sism	Left	Wal	LEFT	92.64
NTC2018: A2+M2+R1 Sism	Left	Wal	RIGHT	21.67

PROGETTAZIONE ATI:

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva
				%
NTC2018: A2+M2+R1	IC	Left Wall	LEFT	136.96
NTC2018: A2+M2+R1	IC	Left Wall	RIGHT	69.62

PROGETTAZIONE ATI:

Involuppo Risultati Elementi Strutturali

Elemento strutturale	Design Assumption	Stage	FixedSupport Sollecitazione kN/m
FixedSupport	NTC2018: A2+M2+R1	Puntone 8r	246.43
FixedSupport_New	NTC2018: A2+M2+R1	Puntone 8r	-965.13
FixedSupport_New_New	NTC2018: SISMICA GEC	Sisma	-209.4

PROGETTAZIONE ATI:

12.1. PA.04 - PARATIA DEVIAZIONE COLLESTRADA

PARATIE *plus*TM

Report di Calcolo

Nome Progetto: New Project

Autore: Ingegnere

Jobname: P:\1 COMMESSE\340-Idraulica Perugia\3 - Lavoro\Lavoro GVG\2_Opere Paratie\Paratia 04\1-Paratie\Paratia 4 PR 0260_SLV.pplus

Data: 19/10/2022 14:35:59

Design Section: Base Design Section

PROGETTAZIONE ATI:

Descrizione del Software

ParatiePlus è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

PROGETTAZIONE ATI:

Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

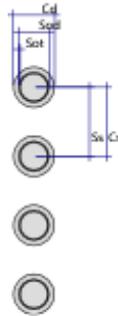
Tipo	:		HORIZONTAL
Quota	:	7.2	m
OCR	:		1
Tipo	:		HORIZONTAL
Quota	:	-12.34	m
OCR	:		1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ_{cv}	ϕ_f	c'	Su	Modulo Elastic	E_t	E_{vc}	E_{ur}	A_f	A_v	e_{x_f}	P_a	R_{ur}/R_{v1}	R_{v1}	K_u	K_{vc}	K_{ur}	
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	°	kPa	kPa			kPa	kPa				kPa		kPa	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	
1	UG4	18	18	25			5		Constant		25000	40000										
2	UG3	19	19	24			5		Constant		45000	72000										

PROGETTAZIONE ATI:

Descrizione Pareti

X	:		0		m
Quota	in	alto	:	0	m
Quota	di	fondo	:	-8	m
Muro		di			sinistra
Sezione			:		Berlinese
Area	equivalente		:	0.0323583924298267	m
Inerzia	equivalente		:	0.0002	m ⁴ /m
Materiale		calcestruzzo	:		C25/30
Tipo		sezione	:		Tangent
Spaziatura			:	0.5	m
Diametro			:	0.3	m
Efficacia			:		1
Materiale		acciaio	:		S355
Sezione			:		CHS219.1*10
Tipo		sezione	:		O
Spaziatura			:	0.5	m
Spessore			:	0.01	m
Diametro			:	0.2191	m



PROGETTAZIONE ATI:

Descrizione Coefficienti Design Assumption

Nome	Carichi Permanenti Sfavorevoli (F_dead_load unfavour)	Carichi Permanenti Favorevoli (F_dead_load favour)	Carichi Variabili Sfavorevoli (F_live_load unfavour)	Carichi Variabili Favorevoli (F_live_load favour)	Carico Sismico (F_seisn_load)	Pressioni Acqua Lato Monte (F_WaterDR)	Pressioni Acqua Valle (F_WaterRes)	Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_UPL_DStab)	Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_UPL_GStab)	Carichi Variabili Destabilizzanti (F_HYD_DStab)	Carichi Variabili Stabilizzanti (F_HYD_GStab)	Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_HYD_DStab)	Carichi Variabili Stabilizzanti (F_HYD_GStab)
Simbolo	γ_G	γ_G	γ_Q	γ_Q	γ_{QE}	γ_G	γ_G	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}
Nominal	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEC	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

Nome	Parziale su $\tan(\phi')$ (F_Fr)	Parziale su c' (F_eff_cohe)	Parziale su Su (F_Su)	Parziale su qu (F_qu)	Parziale su peso specifico (F_gamma)
Simbolo	γ_ϕ	γ_c	γ_{cu}	γ_{qu}	γ_γ
Nominal	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1	1	1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1	1

Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	γ_{Re}	γ_{ap}	γ_{at}	
Nominal	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1.2	1.1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1.2	1.1	1

Riepilogo Stage / Design Assumption per Inviluppo

Design Assumption	IC Paratie Scavo 3m Tirante 1.5m Fondo scavo Sisma					
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	V	V	V	V	V	V
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	V	V	V	V	V	V
NTC2018: A2+M2+R1	V	V	V	V	V	V
NTC2018: SISMICA STR	V	V	V	V	V	V

PROGETTAZIONE ATI:

Design Assumption	IC	Paratia	Scavo 3rr	Tirante 1.5rr	Fondo scavo	Sisma
NTC2018: SISMICA GEO	V	V	V	V	V	V

PROGETTAZIONE ATI:

Descrizione sintetica dei risultati delle Design Assumption (Inviluppi)

Tabella Inviluppi Momento WallElement

Selected Design Assumption: Z (m)	Inviluppi: Momento Lato sinistro (kN*m/m)	Muro: WallElement Lato destro (kN*m/m)
0	0	0
-0.2	0	0.557
-0.4	0	2.466
-0.6	0	5.656
-0.8	0	10.057
-1	0	15.597
-1.2	0	22.241
-1.4	0	29.959
-1.5	0	34.207
-1.7	0	24.262
-1.9	0	15.276
-2.1	6.612	7.127
-2.3	14.906	7.368
-2.5	22.565	10.339
-2.7	29.517	14.016
-2.9	35.69	18.472
-3.1	41.012	23.784
-3.3	45.403	29.334
-3.5	48.79	34.831
-3.7	51.098	39.986
-3.9	52.25	44.508
-4.1	52.174	48.107
-4.3	50.793	50.494
-4.5	48.033	51.522
-4.7	43.819	51.376
-4.9	38.585	50.226
-5.1	32.622	48.219
-5.3	26.22	45.49
-5.5	19.669	42.153
-5.7	13.26	38.309
-5.9	7.281	34.066
-6.1	2.025	29.542
-6.3	0	24.875
-6.5	0	20.253
-6.7	0	15.835
-6.9	0	11.757
-7.1	0	8.136
-7.3	0	5.102
-7.5	0	3.329
-7.7	0	1.489
-7.9	0	0.193
-8	0	0

PROGETTAZIONE ATI:

Tabella Inviluppi Taglio WallElement

Selected Design Assumption: Z (m)	Inviluppi: Taglio Lato sinistro (kN/m)	Muro: WallElement Lato destro (kN/m)
0	0	2.786
-0.2	0	9.542
-0.4	0	15.951
-0.6	0	22.006
-0.8	0	27.701
-1	0	33.219
-1.2	0	38.59
-1.4	0	42.482
-1.5	52.923	42.482
-1.7	52.923	6.524
-1.9	49.923	8.927
-2.1	46.61	11.705
-2.3	42.984	14.856
-2.5	39.044	18.383
-2.7	34.885	22.283
-2.9	30.979	26.558
-3.1	26.703	27.748
-3.3	22.059	27.748
-3.5	17.044	27.486
-3.7	11.645	25.774
-3.9	5.873	22.611
-4.1	1.114	17.997
-4.3	4.975	17.738
-4.5	8.466	25.184
-4.7	11.016	28.722
-4.9	12.666	30.438
-5.1	13.646	32.01
-5.3	16.683	32.755
-5.5	19.223	32.755
-5.7	21.215	32.048
-5.9	22.616	29.892
-6.1	23.335	26.284
-6.3	23.335	21.226
-6.5	23.111	14.716
-6.7	22.089	7.608
-6.9	20.391	1.691
-7.1	18.108	0
-7.3	15.31	0
-7.5	12.046	0
-7.7	9.202	0
-7.9	6.481	0
-8	1.928	0

PROGETTAZIONE ATI:

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva
				%
NTC2018: A2+M2+R1 Sism	Left Wal	LEFT		70.6
NTC2018: A2+M2+R1 Sism	Left Wal	RIGHT		16.47

PROGETTAZIONE ATI:

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva %
NTC2018: A2+M2+R1	IC	Left Wal	LEFT	141.42
NTC2018: A2+M2+R1 Scavo 3rr		Left Wal	RIGHT	107.5

PROGETTAZIONE ATI: