

**AUTOSTRADA A2 "MEDITERRANEA"
COLLEGAMENTO PORTO GIOIA TAURO GATE SUD CON
AUTOSTRADA A2 - LOTTO 1 E LOTTO 2**

DG 54/17 LOTTO 1

COD. UC165

PROGETTO DEFINITIVO

COD. UC167

GRUPPO DI PROGETTAZIONE: R.T.I.: INTEGRA CONSORZIO STABILE (capogruppo mandataria)
Prometeoengineering.it S.r.l. - Dott. Geol. Andrea Rondinara

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:
Prof. Ing. Franco BRAGA (Integra Consorzio Stabile)

CAPOGRUPPO MANDATARIA:



Direttore Tecnico:
Prof. Ing. Franco Braga

GEOLOGO:
Dott. Geol. A. CANESSA (Prometeoengineering.it S.r.l.)

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:
Dott. Ing. Alessandro Orsini (Integra Consorzio Stabile)

MANDANTI:



Direttore Tecnico:
Dott. Ing. Alessandro FOCARACCI

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:
Dott. Ing. Giuseppe Danilo Malgeri

Dott. Geol. Andrea Rondinara

**05 - OPERE D'ARTE
05.01 - OPERE D'ARTE MAGGIORI
05.1.1 Galleria artificiale GA.01
Relazione di calcolo opere provvisionali**

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO		T00GA01STRRE01_A			
DPUC0165	LIV. PROG.	CODICE ELAB.	T00GA01STRRE01	A	-
DPUC0167	N. PROG.				
	D				
	21				
A	EMISSIONE	Settembre 2022	Citterio	Salcuni	Focaracci
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
2	NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI	3
3	MATERIALI IMPIEGATI	4
4	CRITERI DI VERIFICA E SOFTWARE IMPIEGATI	6
4.1	STATI LIMITI IN PRESENZA DI SISMA.....	6
4.2	PARATIE	7
4.2.1	STATI LIMITE DI ESERCIZIO	9
4.2.2	STATI LIMITE ULTIMI.....	10
4.3	TIRANTI.....	12
4.3.1	RAGGIUNGIMENTO DELLA RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	12
4.3.2	VERIFICA ALLO SFILAMENTO DELLA FONDAZIONE.....	13
4.4	SOFTWARE IMPIEGATI	14
5	INQUADRAMENTO GENERALE DELL'OPERA	15
5.1	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	15
6	VERIFICHE DELLE OPERE DI SOSTEGNO	16
6.1	GENERALITÀ.....	16
6.1.1	Analisi numerica con Paratie Plus.....	16
6.1.2	TIRANTI.....	20
7	SEZIONE	21
7.1	MODELLAZIONE DI CALCOLO	21
7.2	RISULTATI DELLE ANALISI	26
7.2.1	Deformate	26
7.2.2	Momenti flettenti.....	27
7.2.3	Sforzi taglienti	28
7.2.4	Inviluppo sollecitazioni	29
7.3	VERIFICHE.....	29
7.3.1	Pali - Verifiche A Flessione E Taglio (SLU).....	29
7.3.2	Pali – Verifiche Tensionali e Fessurazione (SLE)	33
7.4	VERIFICHE DEI TIRANTI.....	35
7.4.1	Verifica dei Trefoli a trazione.....	36
7.4.2	Verifica dell'Ancoraggio dei tiranti	37
7.4.3	Verifica della Gerarchia delle Resistenze.....	38
7.4.4	Verifica della Lunghezza Libera dei tiranti.....	39
7.5	VERIFICHE TRAVE DI RIPARTIZIONE	40
7.6	TRAVE DI TESTATA	41
8	CONCLUSIONI	42

1 INTRODUZIONE

La presente relazione, tecnica e di calcolo, si riferisce alla paratia di pali che sarà realizzata come opera di sostegno provvisoria della camera di spinta per il sottoattraversamento dei binari della linea ferroviaria Reggio Calabria-Battipaglia.

La paratia sarà costituita da pali aventi diametro nominale di 1200 mm (interasse 1.40 m), contrastata da tiranti in trefoli. Tale opera, presenta uno sviluppo planimetrico complessivo pari a circa 65 m in corrispondenza di ciascuna carreggiata, con un'altezza di scavo massima pari a circa 14.8 m.

Nei paragrafi che seguono vengono dapprima richiamati i riferimenti normativi e le principali assunzioni di calcolo. Vengono quindi riportate le principali caratteristiche relative al modello geologico-geotecnico dei luoghi rilevate nel corso dei sopralluoghi effettuati in sito e desunte dalle prove disponibili. In seguito vengono descritte in dettaglio le fasi esecutive previste per la realizzazione delle opere di imbocco fornendo, altresì, le principali caratteristiche geometriche delle strutture. Infine si sono riportati i risultati delle analisi numeriche svolte e delle verifiche strutturali, condotte secondo i criteri indicati dal D.M. 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e successive modifiche.

Trattandosi di un'opera provvisoria, non è stato considerato il sisma nelle analisi numeriche.

Nell'ambito dello studio delle opere provvisoriale, analizzate mediante il programma geotecnico agli elementi finiti Paratia Plus vers.2022, sono state altresì eseguite le verifiche di stabilità del complesso struttura-terreno nelle sezioni di calcolo ritenute più significative.

È stata analizzata un'unica sezione rappresentativa dell'opera di sostegno, che presenta un'altezza di scavo massima pari circa a 15 m e tre ordini di tiranti.

2 NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI

Nel progetto è stato fatto riferimento alle seguenti Normative e Istruzioni:

- D.M. 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" (pubblicato sulla G.U. –Suppl. Ordinario n.42 – del 20 febbraio 2018)
- Circolare 21/01/2019 "Istruzione C.S.LL.PP. per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 17 Gennaio 2018

Ad integrazione delle indicazioni proposte dal D.M. 17.01.2018, dove necessario, si è ritenuto opportuno riferirsi ai documenti di seguito indicati:

- EN 1992-1-1: 2005 "Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici".
- EN 1997-1: 2005 "Eurocodice 7: Progettazione geotecnica, Parte 1: Regole generali".

- EN 1998-1: 2005 "Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici".
- EN 1998-5: 2005 "Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici".
- UNI EN 206-1 "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità";
- UNI EN 11104: 03.2004 "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità, Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1".
- AICAP 2012: "Raccomandazioni AGI-AICAP sugli Ancoraggi nei Terreni e nelle Rocce".

3 MATERIALI IMPIEGATI

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei diversi materiali impiegati nelle opere in progetto, con l'indicazione dei valori di resistenza e deformabilità adottati nelle verifiche, nel rispetto delle indicazioni del DM 17/01/2018.

Calcestruzzo per pali	
Classe di resistenza	C32/40
Resistenza di progetto a compressione a 28 giorni	$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,5 = 18,13 \text{ Mpa}$
Modulo elastico a 28 giorni	$E = 33345 \text{ Mpa}$
Tensione massima di compressione in esercizio	$\sigma_c = 15,4 \text{ Mpa}$
Copriferro (ricoprimento minimo armatura)	$\geq 5 \text{ cm}$
Classe di consistenza	S5
Classe di esposizione ambientale	XC3
Rapporto acqua/cemento massimo	0,55

Tabella 1

Calcestruzzo per cordolo testa pali	
Classe di resistenza	C32/40
Resistenza di progetto a compressione a 28 giorni	$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,5 = 18,13 \text{ Mpa}$
Modulo elastico a 28 giorni	$E = 33345 \text{ Mpa}$
Tensione massima di compressione in esercizio	$\sigma_c = 15,4 \text{ Mpa}$
Copriferro (ricoprimento minimo armatura)	$\geq 5 \text{ cm}$
Classe di consistenza	S5
Classe di esposizione ambientale	XC3
Rapporto acqua/cemento massimo	0,55

Tabella 2

Acciaio per barre di armatura	
Tipo	B 450 C
Resistenza di progetto	$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 391,3 \text{ Mpa}$
Modulo elastico	$E = 210000 \text{ Mpa}$
Tensione massima in condizioni di esercizio	$\sigma_{lim} = 360 \text{ Mpa}$

Tabella 3

Acciaio per piastre e travi di collegamento tiranti	
Tipo	S 355
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} \geq 510 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E = 210000 \text{ Mpa}$

Tabella 4

Acciaio armonico per tiranti	
Tipo	Trefoli da 0,6"
Tensione di rottura caratteristica	$f_{ptk} \geq 1860 \text{ MPa}$
Tensione elastica all'1% di deformazione	$f_{p(1)k} \geq 1670 \text{ MPa}$

Tabella 5

4 CRITERI DI VERIFICA E SOFTWARE IMPIEGATI

L'aggiornamento delle Norme Tecniche delle Costruzioni approvate con D.M. 17/01/2018 richiedono che le opere e le varie tipologie strutturali debbano possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;

La normativa prescrive che le opere strutturali siano verificate:

- per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

In particolare, la normativa prevede che nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possano adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali. Nell'Approccio 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R). Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R).

- Agli stati limite di esercizio occorre effettuare:
 - verifiche di deformabilità,
 - verifiche di fessurazione,
 - verifiche delle tensioni di esercizio

4.1 STATI LIMITI IN PRESENZA DI SISMA

Per quanto riguarda le azioni sismiche, gli stati limite individuati dalla normativa, sia di esercizio che ultimi, si riferiscono alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

In mancanza di espresse indicazioni in merito, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito:

- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo SLD;
- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel seguito e siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV.

Nel paragrafo che segue sono descritti i criteri di verifica adottati in ottemperanza alle prescrizioni di normativa per le specifiche opere progettate.

4.2 PARATIE

Le opere di sostegno sono progettate in ottemperanza alle prescrizioni dei capitoli 6 (Progettazione Geotecnica) e 7 (Progettazione per azioni sismiche) delle Nuove Norme tecniche delle Costruzioni. Nei capitoli richiamati, per il progetto delle paratie la normativa richiede di considerare gli stati limite ultimi (SLU) di tipo Geotecnico e Strutturale. Con riferimento all'opera di progetto in esame, gli SLU di tipo geotecnico (GEO) da prendere in considerazione nelle verifiche riguardano:

- Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- Sfilamento di uno o più ancoraggi;
- Instabilità globale dell'insieme terreno-opera.

Gli SLU di tipo strutturale (STR) da prendere in considerazione riguardano:

- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

Per ogni stato limite considerato (GEO e STR) occorre verificare la condizione $E_d \leq R_d$, dove E_d è il valore caratteristico dell'azione di progetto ed R_d è la resistenza di progetto. La verifica della stabilità globale dell'insieme terreno-opera deve essere effettuata secondo l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali delle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I della normativa e appresso riportati

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate considerando le combinazioni di coefficienti:

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

tenendo conto dei coefficienti parziali delle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I della normativa e appresso riportati. In particolare, come precisato dalla Circolare ai applicazione delle NTC18, nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle paratie (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e, specificamente, dal raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con la paratia. L'analisi può essere condotta con la Combinazione 2 (A2+M2+R1), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti γ_R sulla resistenza globale (R1) sono unitari e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2. Nelle verifiche STR si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali. L'analisi può essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1. In questo caso, i coefficienti parziali amplificativi delle azioni possono applicarsi direttamente alle sollecitazioni, calcolate con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze. In particolare, le sollecitazioni (comprese quelle nei puntoni e negli ancoraggi) devono calcolarsi portando in conto, anche in maniera semplificata, l'interazione fra paratia e terreno, operando su configurazioni che rispettino l'equilibrio e la compatibilità con il criterio di resistenza. Gli stati limite di esercizio (SLE) si riferiscono al raggiungimento di valori critici di spostamenti dell'opera e del terreno circostante, che possano comprometterne la funzionalità. È quindi necessario valutare gli spostamenti, utilizzando i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze dei materiali. Per ogni stato limite di esercizio, inoltre,

deve essere rispettata la condizione $E_d \leq C_d$, dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni ed C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

Quanto alle azioni sismiche, la normativa prescrive che si considerino gli SLD come stati limite di esercizio e gli SLV come stati limite ultimi. Le verifiche agli stati limite ultimi in fase di sisma devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni.

4.2.1 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Per i pali le verifiche eseguite in condizioni di esercizio hanno riguardato essenzialmente:

- il controllo delle tensioni nel calcestruzzo e nelle armature derivanti dalla sollecitazione di pressoflessione;
- gli spostamenti e le deformazioni che potrebbero eventualmente compromettere l'uso della costruzione e la sua efficienza in relazione alla destinazione d'uso della struttura stessa.

Per quanto riguarda gli spostamenti, il codice di calcolo ha permesso di valutare il regime deformativo della struttura in corrispondenza di ogni fase di calcolo.

Si sottolinea che la verifica allo stato limite di esercizio sono state condotte considerando un coefficiente parziale sulle azioni pari a 1.00.

Le verifiche a pressoflessione sono state condotte accertando che, in fase di esercizio, le massime tensioni

nei materiali, ricavate a partire dalle sollecitazioni fornite dal codice di calcolo, siano inferiori a quelle ammissibili per il materiale, ovvero:

$$\sigma_c < 0.60f_{ck} \text{ combinazione rara}$$

$$\sigma_c < 0.45f_{ck} \text{ combinazione quasi permanente}$$

$$\sigma_s < 0.8f_{yk}$$

In tabella si riportano i limiti tensionali da assumere in verifica per i materiali in accordo con il Capitolo precedente:

Calcestruzzo (C32/40)	Combinazione rara	19,20 MPa
	Combinazione quasi permanente	14,40 MPa
Acciaio (B450C)	360,00 MPa	

Tabella 6

Con riferimento alle sezioni di calcolo considerate nel presente lavoro, si adotterà la seguente convenzione

di segno:

- Stato tensionale: (+) tensione di trazione, (-) tensione di compressione
- A_s = armatura longitudinale dei pali

- σ_c = tensione nel calcestruzzo compresso
- σ_s = tensione nell'acciaio teso

La verifica allo stato limite di esercizio è stata condotta ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni ed impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto (vedi tabelle). Nelle tabelle seguenti sono riportati i coefficienti parziali utilizzati nelle verifiche allo stato limite di esercizio, derivanti dalle tabelle di normativa.

Condizione	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	
	Permanenti	Temporanei
E1	1,0	1,0

Tabella 7

Condizione	Coefficiente parziale γ_m		
	$\tan\phi'$	c'	cu
E2	1,0	1,0	1,0

Tabella 8

4.2.2 STATI LIMITE ULTIMI

Secondo quanto disposto dalla normativa, la verifica della sicurezza agli stati limite ultimi per costruzioni di conglomerato cementizio si ritiene soddisfatta quando, per ogni elemento strutturale e per ciascuna delle combinazioni delle azioni prese in esame, risulti:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione pari all'azione nominale moltiplicata per il coefficiente parziale per le azioni, mentre R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema, valutato con riferimento ai coefficienti parziali per le resistenze, che variano in funzione dei materiali.

Nelle tabelle seguenti sono riportati i coefficienti parziali utilizzati nelle verifiche agli stati limite ultimi, derivanti dalle tabelle di normativa.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

⁽¹⁾ = Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano completamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti

Tabella 9

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	γ_{Cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.0	1.0

Tabella 10

VERIFICA	Coefficiente parziale	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante della fondazione	γ_R	1.0	1.0	1.4
Scorrimento	γ_R	1.0	1.0	1.1
Resistenza del terreno a valle	γ_R	1.0	1.0	1.4

Tabella 11

4.2.2.1 Verifiche a Pressoflessione

Secondo quanto disposto dalla normativa, la verifica della sicurezza agli stati limite ultimi per costruzioni di conglomerato cementizio si ritiene soddisfatta quando, per ogni elemento strutturale e per ciascuna delle combinazioni delle azioni prese in esame, risulti:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione pari all'azione nominale moltiplicata per il coefficiente parziale per le azioni, mentre R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema, valutato con riferimento ai coefficienti parziali per le resistenze, che variano in funzione dei materiali.

4.2.2.2 Verifiche a Taglio

Le verifiche allo stato limite ultimo nei confronti dell'azione tagliante vengono eseguite in accordo con le NTC

2008, di cui si riporta un estratto. Per la valutazione delle resistenze ultime nei confronti delle sollecitazioni taglianti si deve considerare quando segue. Per quanto riguarda la verifica al taglio allo stato limite ultimo, deve essere:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove:

- V_{Rd} = azione tagliante resistente di progetto
- V_{Ed} = azione tagliante sollecitante di progetto

La resistenza al taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale

traliccio sono sia le armature trasversali che le armature longitudinali. Il valore della resistenza al taglio si valuta con la seguente relazione:

con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza a "taglio trazione" si calcola con la seguente formula:

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

- con riferimento al calcestruzzo d'anima la resistenza del "taglio compressione" si calcola con la seguente formula:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2\theta)$$

La resistenza al taglio è la minore delle due sopra definite.

4.3 TIRANTI

I tiranti sono progettati in ottemperanza alle prescrizioni dei capitoli 6 (Progettazione Geotecnica) e 7 (Progettazione per azioni sismiche) delle Nuove Norme tecniche delle Costruzioni. Gli stati limite ultimi dei tiranti di ancoraggio si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che li compongono. Per il dimensionamento geotecnico deve risultare rispettata, con specifico riferimento ad uno stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio, la seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La verifica della resistenza degli elementi strutturali dei tiranti è svolta, in base a quanto enunciato nel paragrafo precedente, secondo la Combinazione 1 (A1+M1+R1), trattandosi di uno stato limite ultimo di tipo strutturale (STR). La verifica del bulbo di ancoraggio, trattandosi di uno stato limite ultimo che chiama in causa la resistenza del terreno, viene effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali contenuti nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II (già richiamati al paragrafo precedente) e della tabella 6.6.I della normativa.

4.3.1 RAGGIUNGIMENTO DELLA RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica allo snervamento si esegue confrontando la tensione limite ultima dell'armatura dei trefoli N_{ys} con la tensione massima derivante dagli SLU:

$$N_{ys} = \min(0,85x f_{p(1)k}; 0,65x f_{ptk})$$

La verifica è soddisfatta se $T_{max} < N_{ys} \cdot n_{tref} \cdot A_{tref}$

Nel rispetto della gerarchia delle resistenze, si deve verificare che la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero sia sempre maggiore della resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio.

4.3.2 VERIFICA ALLO SFILAMENTO DELLA FONDAZIONE

La verifica allo sfilamento della fondazione dell'ancoraggio si esegue confrontando la massima azione $T_{max,d}$ considerando tutti i possibili SLU con la resistenza di progetto R_{ad} determinata applicando alla resistenza caratteristica i seguenti fattori parziali:

$$R_{ad} = R_{ak} / \gamma_R$$

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

Tabella 12

Il valore caratteristico R_{ak} è stato determinato analiticamente in funzione dei parametri geotecnici:

$$R_{ak} = R_{a,c} / \xi$$

dove ξ è un fattore di correlazione che dipende dal numero di profili di indagine. Cautelativamente si considera il valore massimo $\xi=1.8$. Il valore di $R_{a,c}$ è stato stimato con l'approccio di Bustamante e Doix:

$$R_{a,c} = \pi \cdot D_e \cdot \tau_{lim} \cdot L_{anc}$$

dove:

D_e = diametro efficace della fondazione dopo l'iniezione;

τ_{lim} = adesione unitaria limite fondazione - terreno.

Il valore di D_e non dipende oltre che dal diametro di perforazione dal tipo di terreno e dalla modalità di iniezione ed è calcolato come:

$$D_e = \alpha D,$$

con D = diametro di perforazione.

Con riferimento alle indicazioni di Bustamante e Doix (1985) e tenendo conto del tipo di iniezione del bulbo di ancoraggio (IGU) e della natura del terreno in sito si assumeranno cautelativamente i seguenti valori:

Tipo di terreno	Coefficiente α	
	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 a 1.4
Ghiaia sabbiosa	1.6 a 1.8	1.2 a 1.4
Sabbia ghiaiosa	1.5 a 1.6	1.2 a 1.3
Sabbia grossolana	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2
Sabbia media	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2
Sabbia fine	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2
Sabbia limosa	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2
Limo	1.4 a 1.6	1.1 a 1.2
Argilla	1.8 a 2.0	1.2
Marna	1.8	1.1 a 1.2
Marna calcare	1.8	1.1 a 1.2
Arenaria alterata o fratturata	1.8	1.1 a 1.2
Roccia alterata o fratturata	1.2	1.2

IRS = iniezione ripetuta selettiva
IGU = iniezione globale unica

Tabella 13

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche riguardanti le sezioni della paratia esaminate nei calcoli, nelle due diverse combinazioni STR (A1+M1) e GEO (A2+M2). La verifica di resistenza dei pali è stata svolta considerando reagenti le armature e i pali di calcestruzzo. Laddove questo fosse a favore di sicurezza, non è stato considerato il valore di sforzo assiale N_{Ed} dovuto al peso della porzione di palo sovrastante la sezione considerata.

Le verifiche sono state condotte considerando le sollecitazioni maggiormente gravose.

4.4 Software impiegati

- Paratie Plus 22.1.0, Programma agli elementi finiti per la progettazione geotecnica.
- RC-SEC della Geostru, software per la verifica di sezioni in c.a.

5 INQUADRAMENTO GENERALE DELL'OPERA

L'opera in esame è ubicata nel territorio del Comune di Gioia Tauro, in prossimità dell'area finale del tracciato in carreggiata Nord, nell'area del gate sud del porto.

La paratia sarà costituita da pali accostati aventi diametro nominale di 1200 mm (interasse 1.40 m), contrastata da tiranti in trefoli. Tale opera, a carattere provvisorio, presenta uno sviluppo planimetrico complessivo pari a circa 65 m su ciascun lato, con un'altezza di scavo massima pari a circa 14,8 m.

I pali sono collegati in testa da un cordolo di dimensioni 150x60 cm. I tiranti sono collegati mediante un doppio profilato HEB240.

5.1 Inquadramento Geotecnico

Seguono i parametri geotecnici caratteristici assunti, in armonia con la Relazione Geotecnica e relativi elaborati grafici.

Unità A – Terreni di riporto, da p.c. a 1,5 m di profondità:

- peso per unità di volume del terreno: $Y = 20 \text{ kN/m}^3$
- peso efficace del terreno sotto falda: $Y' = 10 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito interno: $\phi = 30^\circ$
- coesione drenata: $c' = 0 \text{ kPa}$
- modulo di deformazione: $E' = 30 \text{ Mpa}$
- coefficiente di Poisson: $\nu = 0.30$
- permeabilità: $k = 10^{-4} \div 10^{-7} \text{ m/s}$

Unità B – Sabbie mediamente consistenti, da 1,5m di profondità:

- peso per unità di volume del terreno: $Y = 21 \text{ kN/m}^3$
- peso efficace del terreno sotto falda: $Y' = 11 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito interno: $\phi = 35^\circ$
- coesione drenata: $c' = 0 \text{ kPa}$
- modulo di deformazione: $E' = 70 \text{ Mpa}$
- coefficiente di Poisson: $\nu = 0.40$
- permeabilità: $k = 10^{-4} \div 10^{-7} \text{ m/s}$

In accordo alle letture piezometriche e alla carta idrogeologica allegata al progetto, si considera che il livello di falda sia situato a profondità superiori a quelle di interesse per le opere in progetto.

6 VERIFICHE DELLE OPERE DI SOSTEGNO

6.1 GENERALITÀ

Nel presente capitolo sono presentate le analisi e le elaborazioni che hanno consentito di eseguire le verifiche strutturali dell'opera provvisoria d'imbocco costituita dalla paratia di pali di grande diametro.

Le analisi sono state svolte con riferimento agli SLU-STR, SLU-GEO e SLE, sono riportate differenziando i diversi elementi strutturali che costituiscono il complesso dell'opera di sostegno (pali, tiranti, travi di ripartizione) e le diverse verifiche in ambito geotecnico.

Si sottolinea che gli SLU di tipo idraulico (UPL e HYD), nel caso in questione, non sono stati esaminati in quanto la posizione della falda non è tale da influenzare l'andamento delle pressioni esercitate dal terreno sull'opera di contenimento.

6.1.1 Analisi numerica con Paratie Plus

La modellazione geotecnica strutturale è stata sviluppata utilizzando il programma Paratie Plus 2022 della Ce.A.S. Srl di Milano.

Tale programma opera mediante la simulazione di uno scavo sostenuto da elementi flessibili con il metodo degli elementi finiti, permettendo così l'analisi dell'interazione terreno – struttura.

La schematizzazione del fenomeno fisico è del tipo "trave su suolo elastico" con i micropali rappresentati da elementi trave aventi comportamento flessionale EJ, e il terreno da elementi elastoplastici monodirezionali connessi agli elementi trave. Viene così trascurata, con limitate ripercussioni sulla bontà dei risultati, l'interazione tra porzioni di terreno adiacenti.

La paratia viene discretizzata con elementi finiti tipo "beam". Si tratta di elementi monodimensionali con comportamento elastico e sezione di inerzia equivalente a quella effettiva.

Il terreno a monte e a valle della paratia viene schematizzato attraverso elementi "soil": si tratta di elementi elasto-plastici il cui comportamento è così definito:

- ACTIVE: l'elemento non ha rigidità (fase plastica) e reagisce con una forza pari alla spinta attiva.
- PASSIVE: l'elemento non ha rigidità (fase plastica) e reagisce con una forza pari alla spinta passiva.
- V-C; UL-RL: l'elemento è soggetto a una compressione minore della spinta passiva; il comportamento è elastico con una rigidità direttamente proporzionale ai moduli elastici E_{vc} (in compressione vergine, V-C), oppure E_{ur} (in scarico-ricarico, UL-RL). Si assume un rapporto $\frac{E_{UR}}{E_{VC}} = 1,6$ per i terreni sabbiosi, $\frac{E_{UR}}{E_{VC}} = 3$ per i terreni limosi/argillosi; $\frac{E_{UR}}{E_{VC}} = 1$ per terreni rocciosi.

Nelle fasi elastiche la rigidità dell'elemento terreno è data da :

$$k = \frac{E * \Delta}{L}$$

In cui:

Δ = distanza (passo) tra due elementi "molla" successivi;

L = lunghezza fittizia dell'elemento "molla".

Il valore di L è fissato automaticamente dal programma; esso rappresenta una grandezza caratteristica che è diversa a monte e a valle della paratia perché diversa è la zona di terreno coinvolta dal movimento in zona attiva e passiva.

Il programma valuta, in zona attiva: $L_a = \frac{2}{3} \times Z_a \times \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$

in zona passiva: $L_p = \frac{2}{3} \times Z_p \times \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$

ove Z_a e Z_p sono rispettivamente uguali a:

$$Z_a = \text{Min}(T, 2H)$$

$$Z_p = \text{Min}(T - H, H)$$

con: T = altezza totale paratia

H = altezza corrente dello scavo.

La logica di questa scelta è illustrata in: Becci B., Nova R. (1987) "Un metodo di calcolo automatico per il progetto di paratie", Rivista Italiana di Geotecnica, 1,33-47.

I coefficienti di spinta dei terreni a monte e a valle della paratia sono calcolati tenendo conto dell'angolo di attrito paratia/terreno, assunto pari a $\delta = 2\phi/3$ e dell'inclinazione equivalente del piano di campagna a monte e a valle; si considera il terreno in scavo come orizzontale.

Si nota che i coefficienti di spinta utilizzati dal programma sono relativi alle sole componenti orizzontali degli stessi.

Nella fase geostatica si considera il coefficiente di spinta "a riposo" calcolato con l'usuale formula di Jaky, valida per terreni normal-consolidati con piano di campagna inclinato:

$$\lambda_0 = (1 - \text{sen } \phi) \times (1 + \text{sen } \epsilon_m)$$

I coefficienti di spinta attiva sono calcolati con le formule di Müller-Breslau, basate sulla teoria di Coulomb:

$$\lambda_a = \frac{\text{sen}^2(\beta - \phi)}{\text{sen}^2\beta \times \text{sen}(\beta + \delta) \times \left[1 + \frac{\text{sen}(\delta + \phi) \times \text{sen}(\phi - \epsilon)}{\text{sen}(\beta + \delta) \times \text{sen}(\beta - \epsilon)}\right]^2}$$

dove: ϕ = angolo d'attrito del terreno

ϵ = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se verso l'alto

$\delta < (\beta - \phi - \epsilon)$ = angolo d'attrito terreno-parete

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

Rif.: Müller-Breslau: "Erddruck an Stützmannern", ed. Kroener, 1906

I coefficienti di spinta passiva sono calcolati secondo Caquot-Kerisel, formulazione che tiene conto della curvatura delle superfici di scorrimento, come da figura seguente.

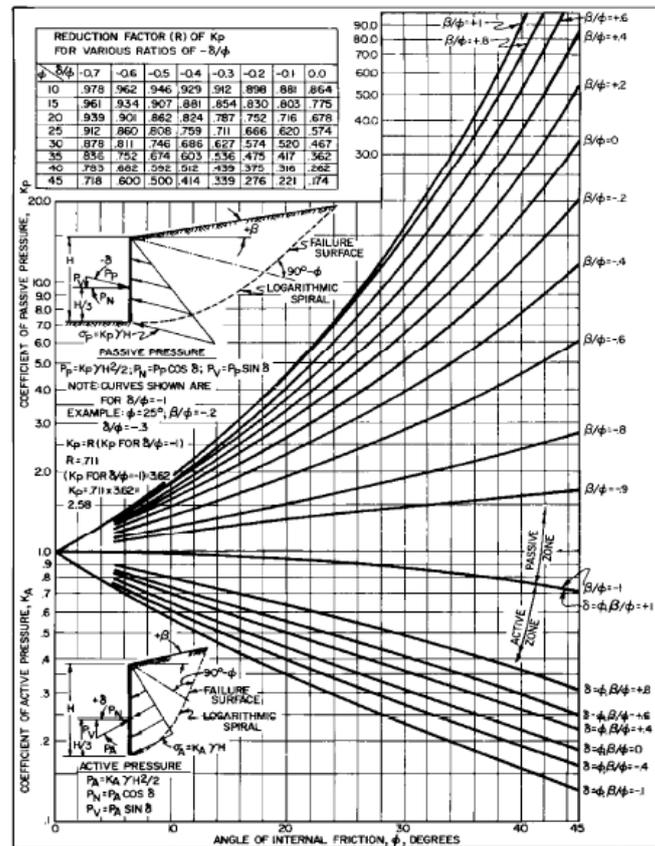


FIGURE 6
Active and Passive Coefficients with Wall Friction
(Sloping Backfill)

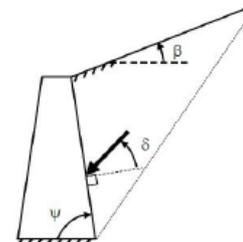
RIF.: NAVFAC DESIGN MANUAL 7.02, "FOUNDATION & EARTH STRUCTURES", 1986

Nelle fasi sismiche si assume che la paratia abbia deformazioni apprezzabili e quindi si considera l'incremento di spinta da monte calcolato secondo Mononobe-Okabe.

Rif: Mononobe N., "Earthquake-Proof Construction of Masonry Dams", Proc. World Engineering Conference, vol.9, 1929.

$$\beta \leq \phi - \theta: K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta)\text{sen}(\psi + \beta)} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$



Considerata la bassa permeabilità dei terreni si assume che l'acqua si muova insieme al terreno; l'accelerazione sismica agisce quindi sulla massa totale (terreno+acqua) pari a $\gamma_{tot} = \gamma' + \gamma_{H2O}$.

Si ammette che le pressioni interstiziali non subiscano variazioni e l'equilibrio limite del cuneo di spinta è al netto delle azioni idrostatiche mentre, per ipotesi, le azioni idrodinamiche non possono svilupparsi.

Chiamato con θ l'angolo, rispetto alla verticale, fra le azioni orizzontali (sisma) e verticali (peso) agenti sul cuneo di spinta e con γ' il peso specifico da considerare si verificano i seguenti casi:

- Terreno asciutto: $\gamma^* = \gamma$

$$\tan \theta = \frac{F_h}{F_v} = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

- Terreno saturo: $\gamma^* = \gamma'$

$$\tan \theta = \frac{F_h}{F_v} = \frac{\gamma_{tot} k_h}{\gamma' 1 \pm k_v}$$

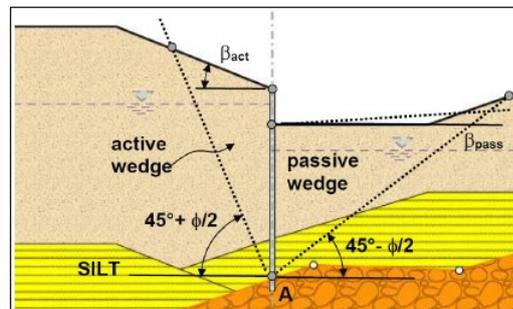
Nel caso di terrapieno parzialmente saturo si considera la seguente distribuzione di pressioni orizzontali:

- per $z \leq z_w$ (tratto sopra falda): $\sigma'_A(z) = (1 \pm k_v) K_{AE}^d \cdot \sigma'_V(z)$
 - per $z > z_w$ (tratto sotto falda): $\sigma'_A(z) = (1 \pm k_v) \{ K_{AE}^d \cdot \sigma'_V(z_w) + K_{AE}^w \cdot [\sigma'_V(z) - \sigma'_V(z_w)] \}$

In cui z è crescente con la profondità, z_w la posizione della falda, K_{AE}^d e K_{AE}^w i coefficienti di spinta attiva calcolati per terrapieno completamente secco e completamente sommerso.

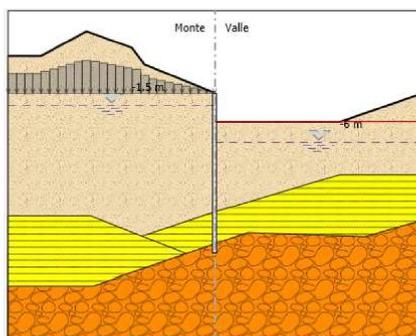
Nel caso di piano di campagna con profilo irregolare il programma agisce in due modi alternativi:

1. si calcola una pendenza equivalente del piano di campagna a monte e a valle e si calcolano quindi i coefficienti K_a e K_p ; segue esempio per lo strato "SILT" rappresentato in giallo in figura (da Guida Utente Paratie Plus 2019).



- dal punto A più basso dello strato in corrispondenza della parete si traccia la linea di rottura piana corrispondente al cuneo di mobilitazione in spinta attiva (o passiva) secondo la teoria di Coulomb, senza considerare attrito terra-muro, fino a raggiungere la linea di scavo (o piano campagna);
- si determina quindi un ipotetico cuneo di terreno mobilitato, compreso tra il punto A e la sommità del tratto non esposto della parete: tale cuneo sarà delimitato superiormente da una superficie irregolare;

- calcolata l'area di tale cuneo, si calcola una superficie piana equivalente (inclinata di β sull'orizzontale) tale che l'area del triangolo equivalente sia pari all'area del cuneo prima determinato.
2. la presenza del pendio (solo dal lato di monte), è modellata applicando, al piano campagna posto alla sommità della parete, una serie di sovraccarichi nastriformi (di larghezza definibile), di valore pari al peso del terreno soprastante; segue esempio (da Guida Utente Paratie Plus 2022).



Nel caso in oggetto si sceglie l'opzione b).

Tutti i calcoli sono svolti per una profondità di 1 metro.

6.1.2 TIRANTI

L'esecuzione dei tiranti dovrà avvenire secondo le fasi di seguito descritte:

- perforazione secondo la geometria di progetto;
- posa in opera del tirante, dotato di distanziatori e canne per la successiva iniezione del bulbo di ancoraggio;
- iniezione per la formazione della guaina;
- iniezione per la formazione del bulbo di ancoraggio secondo la lunghezza prevista in progetto;
- iniezione secondaria nella parte libera del tirante, tra guaina liscia e parete del foro;
- tesatura del tirante: prima di procedere al fissaggio della testa sarà necessario attendere la completa maturazione della miscela iniettata per il bulbo di ancoraggio, per un tempo dell'ordine di almeno 72 ore.

7 SEZIONE

Il dimensionamento della paratia è stato svolto mediante l'analisi della sezione posta in corrispondenza della sezione con la massima altezza di scavo.

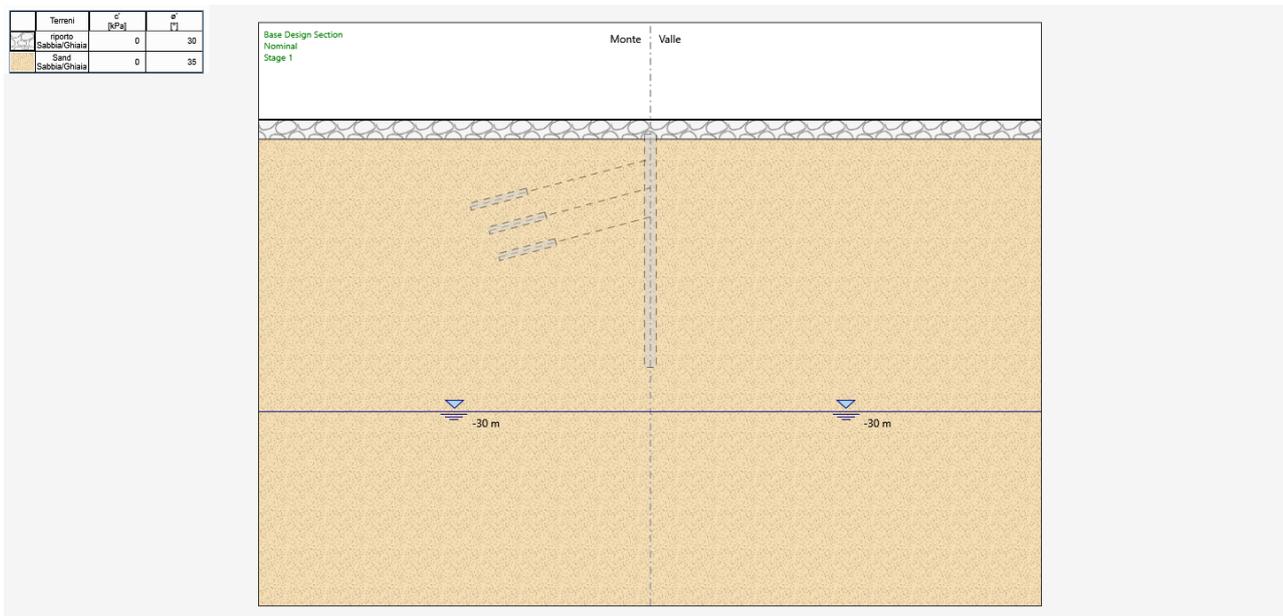
Il pendio a tergo della paratia è inclinato con pendenza 2:3.

7.1 Modellazione di calcolo

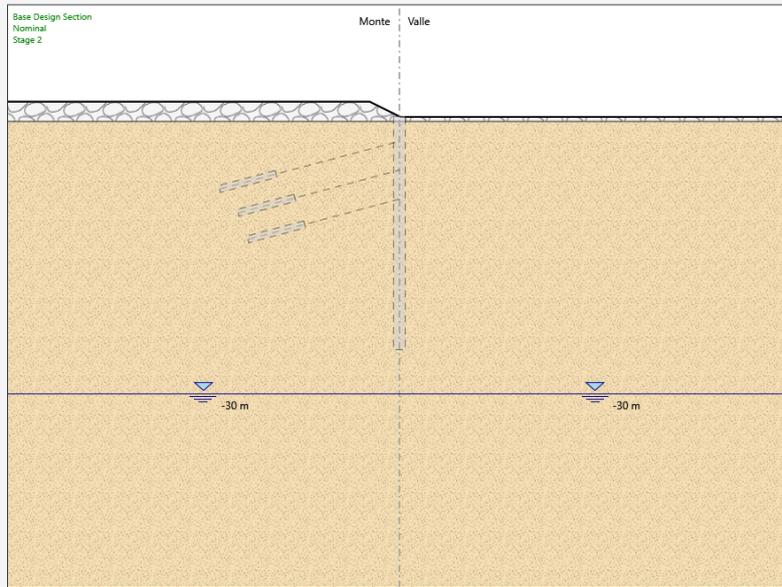
Per la realizzazione della paratia, nel tratto posto in prossimità della sezione analizzata, si prevedono le seguenti fasi operative:

- Scavo fino a quota testa palo;
- Realizzazione dei pali di lunghezza pari a 24 m ed esecuzione della trave di testata;
- Scavo di ribasso fino a circa 50 cm al di sotto della quota del primo ordine di tiranti e messa in opera del primo ordine di tirante e pretirtiro;
- Ripetizione della fase 2-3 per i successivi ordini di tiranti;
- Scavo fino a quota del fondo scavo;
- Ritombamento del fondo scavo per la realizzazione della piattaforma stradale;

Seguono gli schemi grafici di ogni fase (Stage) di calcolo del programma "Paratie Plus".

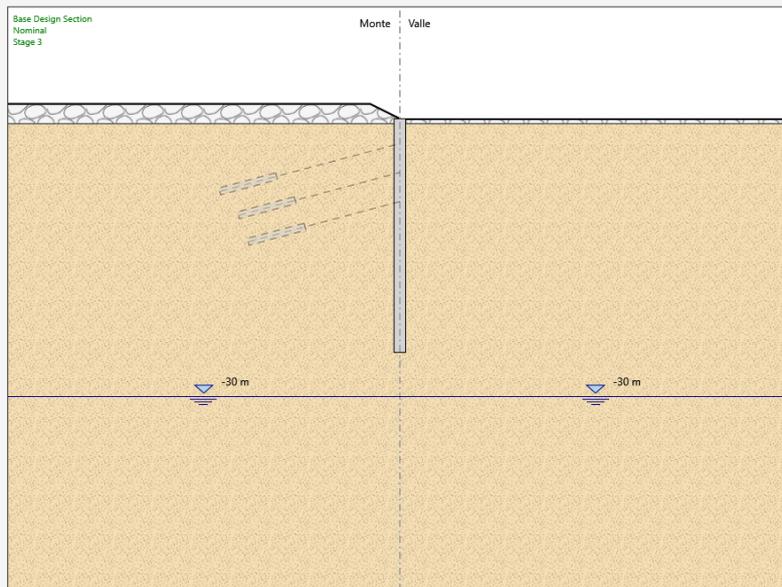


Terreni	q' (kPa)	q' (T)
riporto Sabbia/Ghiaia	0	30
Sand Sabbia/Ghiaia	0	35



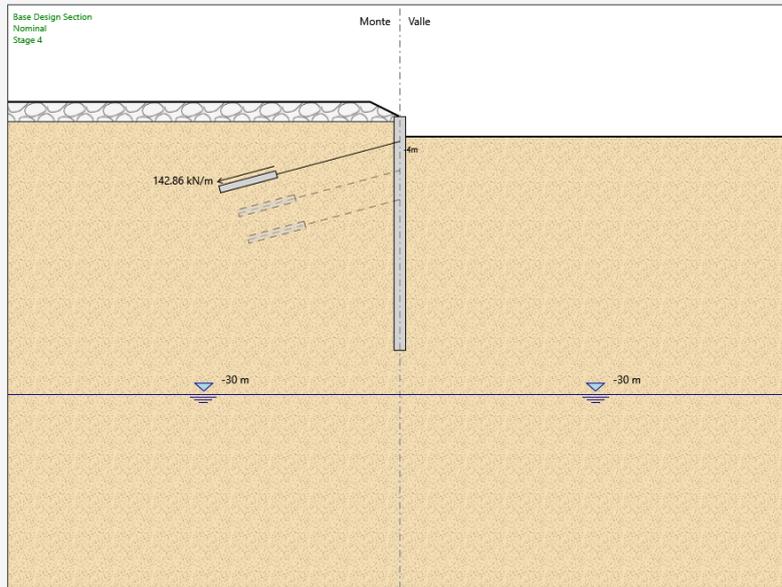
Fase 1: scavo fino a quota testa palo -1,5m dal PC

Terreni	q' (kPa)	q' (T)
riporto Sabbia/Ghiaia	0	30
Sand Sabbia/Ghiaia	0	35



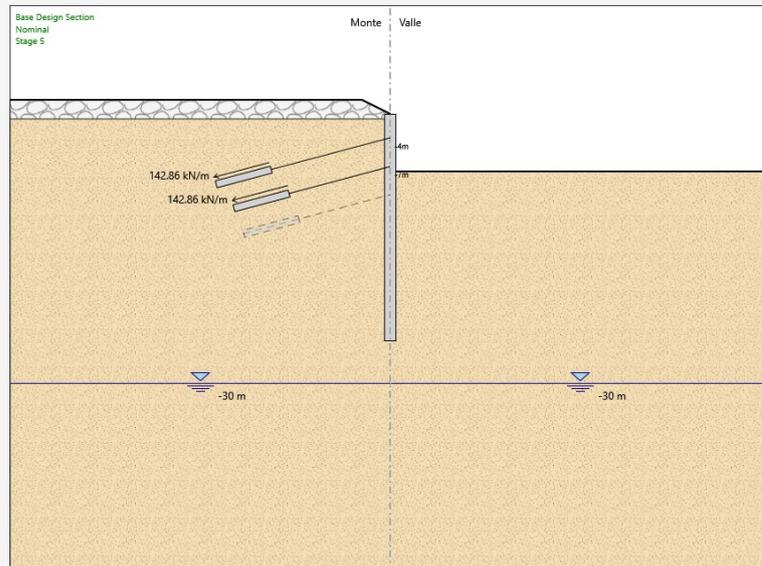
Fase 2: realizzazione dei pali

Terreni	σ' [kPa]	σ'_v [m]
riporto Sabbia/Ghiaia	0	30
Sand Sabbia/Ghiaia	0	35



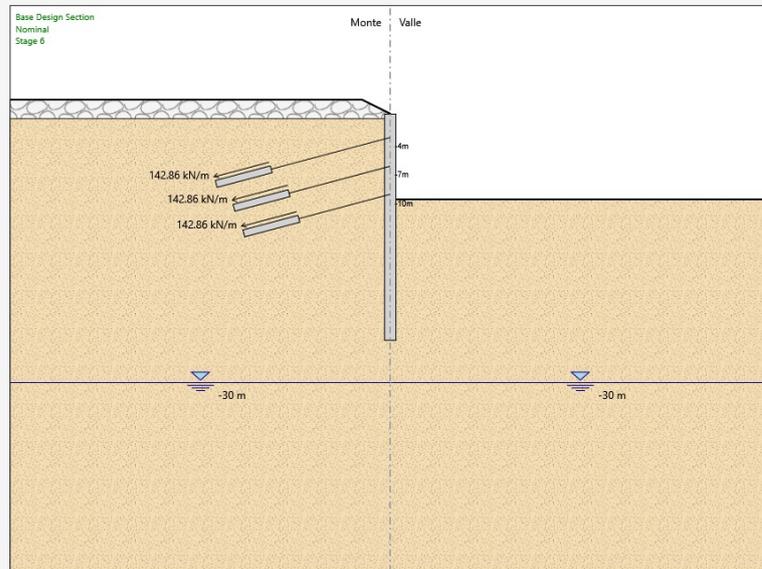
Fase 3: realizzazione del primo ordine di tiranti

Terreni	σ' [kPa]	σ'_v [m]
riporto Sabbia/Ghiaia	0	30
Sand Sabbia/Ghiaia	0	35



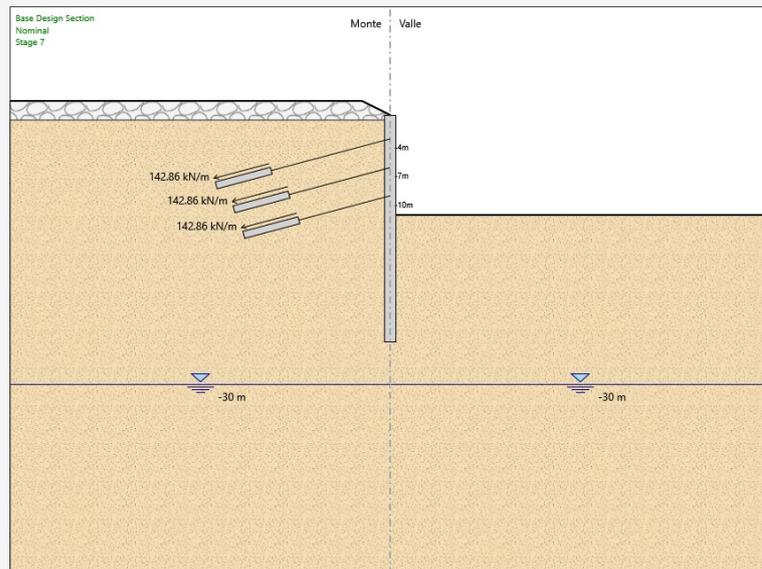
Fase 4: realizzazione del secondo ordine di tiranti

Terreni	c' kPa	φ° °
riporto Sabbia/Ghiaia	0	30
Sand Sabbia/Ghiaia	0	35



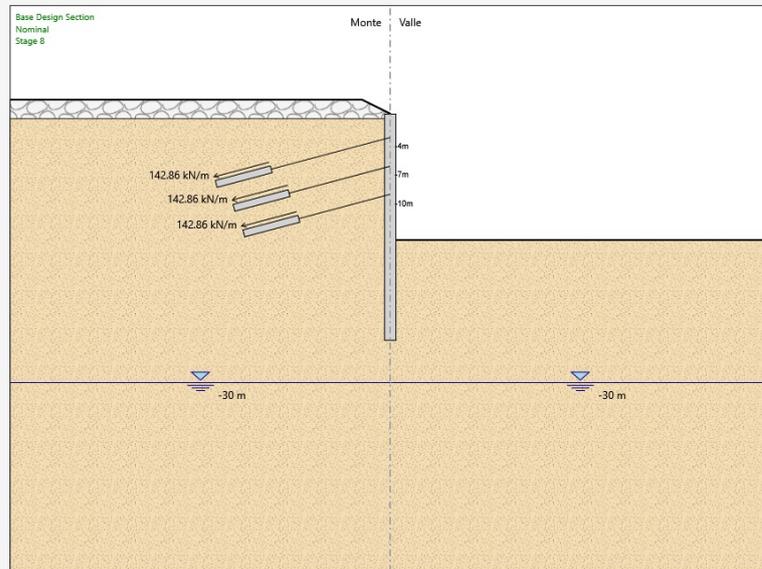
Fase 5: realizzazione del terzo ordine di tiranti

Terreni	c' kPa	φ° °
riporto Sabbia/Ghiaia	0	30
Sand Sabbia/Ghiaia	0	35



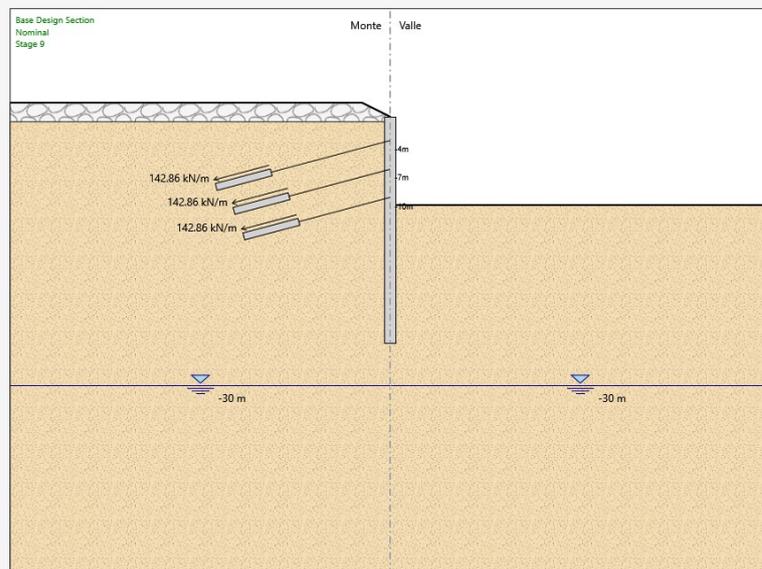
Fase 6: scavo fino a quota -12 m dal PC

Terreni	σ' [kPa]	σ'_v [m]
riporto Sabbia/Ghiaia	0	30
Sand Sabbia/Ghiaia	0	35



Fase 7: scavo fino a quota fondo scavo, -14.8 m dal PC

Terreni	σ' [kPa]	σ'_v [m]
riporto Sabbia/Ghiaia	0	30
Sand Sabbia/Ghiaia	0	35



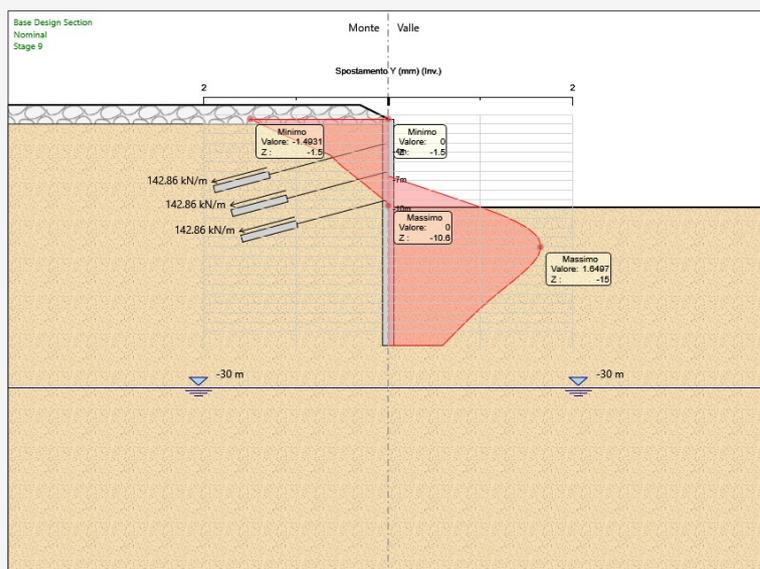
Fase 6: ricoprimento del fondo scavo fino a una quota di -10.8 m dal PC

7.2 RISULTATI DELLE ANALISI

Si riportano nei grafici riportati nei paragrafi che seguono si riportano le sollecitazioni agenti sui pali nelle diverse fasi di calcolo analizzate.

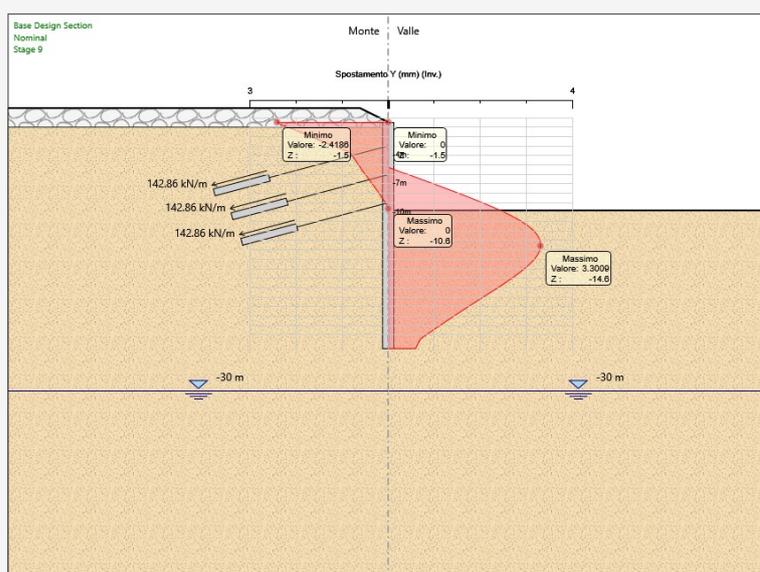
7.2.1 Deformate

Terreni	c' [kPa]	φ° [°]
riporto Sabbia/Ghiaia	0	30
Sand Sabbia/Ghiaia	0	35



Inviluppo fasi statiche - SLE- deformata.

Terreni	c' [kPa]	φ° [°]
riporto Sabbia/Ghiaia	0	30
Sand Sabbia/Ghiaia	0	35

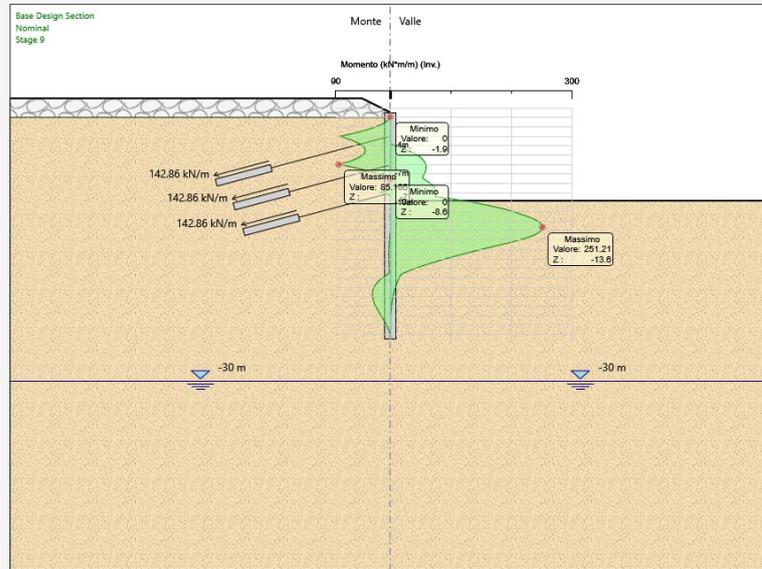


Inviluppo fasi statiche - SLU- deformata.

7.2.2 Momenti flettenti

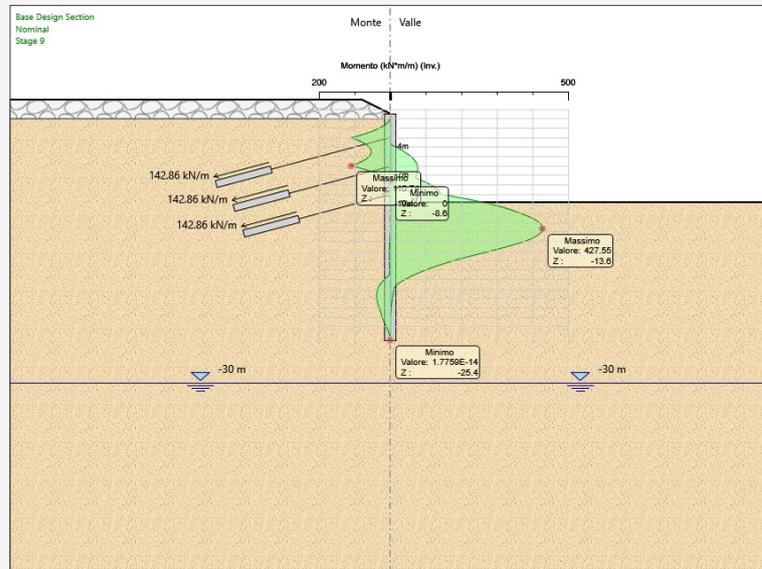
I momenti flettenti sono espressi in kNm/ml per gli involuppi delle combinazioni:

Terreni	c' [kPa]	φ' [°]
riporto Sabbia/Ghiaia	0	30
Sand Sabbia/Ghiaia	0	35



Involuppo fasi statiche - SLE – momenti flettenti.

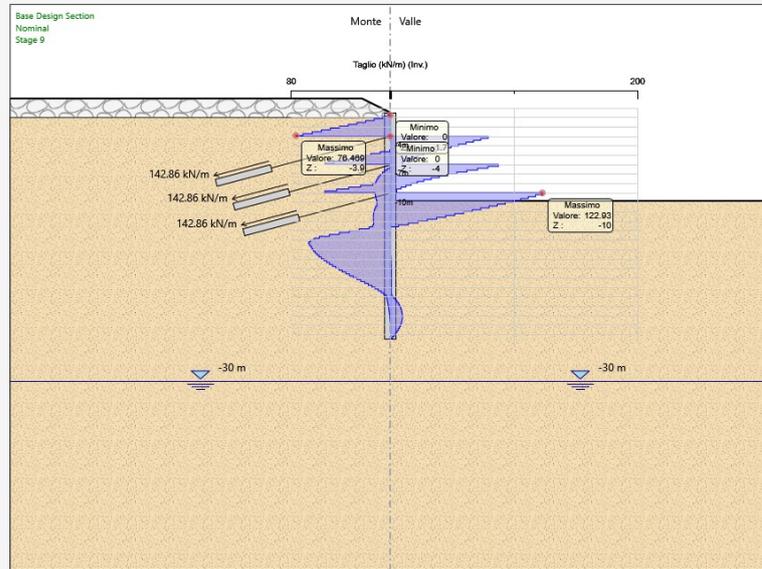
Terreni	c' [kPa]	φ' [°]
riporto Sabbia/Ghiaia	0	30
Sand Sabbia/Ghiaia	0	35



Involuppo fasi statiche - SLU – momenti flettenti.

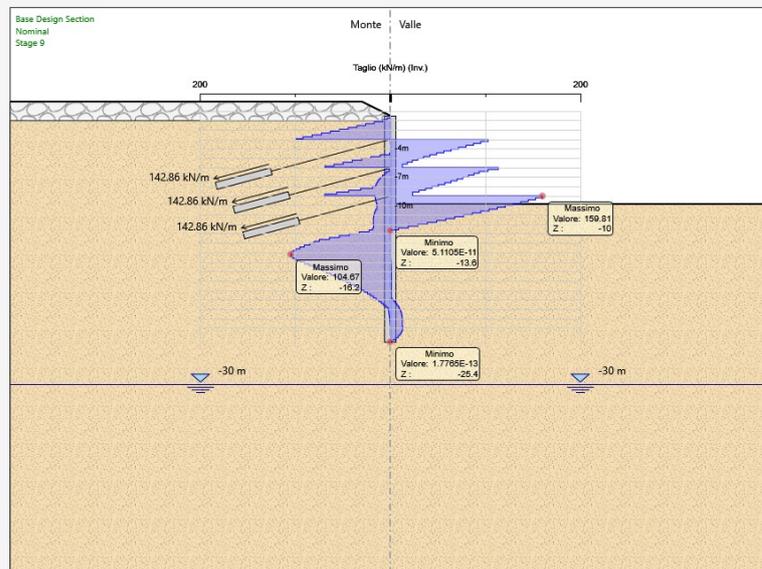
7.2.3 Sforzi taglianti

Terreni	c' [kPa]	φ' [°]
Argilla Sabbia/Ghiaia	0	30
Sand Sabbia/Ghiaia	0	35



Inviluppo fasi statiche SLE- – sforzi taglianti.

Terreni	c' [kPa]	φ' [°]
Argilla Sabbia/Ghiaia	0	30
Sand Sabbia/Ghiaia	0	35



Inviluppo fasi statiche SLU- – sforzi taglianti.

7.2.4 Involuppo sollecitazioni

Nelle seguenti tabelle si riportano le sollecitazioni dimensionanti, in relazione alle quali sono condotte le verifiche strutturali dei pali.

Le verifiche a pressoflessione, a taglio e a fessurazione sono state condotte in riferimento alla sezione maggiormente sollecitata in quanto si assume l'armatura costante lungo lo sviluppo del palo.

Le sollecitazioni derivanti dal modello sono incrementate per un coefficiente moltiplicativo di 1,4 in relazione all'interdistanza tra i pali (1,40m).

	M [kNm]	*1,4	T [Kn]	*1,4
SLU	428	599,2	160	224
SLE	252	352,8	123	172,2

Tabella 14: sollecitazioni

7.3 Verifiche

7.3.1 Pali - Verifiche A Flessione E Taglio (SLU)

In relazione alle massime sollecitazioni agenti allo SLU illustrate nelle tabelle precedentemente, si riportano le verifiche a flessione e taglio della paratia di pali.

L'armatura considerata è: **20 ϕ 20**

VERIFICA A FLESSIONE

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Palo
Forma della sezione:	Circolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.81 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	9.41 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm
	ACCIAIO -	Tipo:
Resist. caratt. a snervamento fyk:		450.0 MPa
Resist. caratt. a rottura ftk:		450.0 MPa

Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	120.0	cm
Barre circonferenza:	20Ø20	(62.8 cm ²)
Coprif.(dal baric. barre):	7.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione		
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale		
MT	Momento torcente [kN m]		

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	600.00	224.00	0.00

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	353.00 (594.29)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	14.6	cm
Interferro massimo barre longitudinali:	0.0	cm [deve essere < 0.0]
Copriferro netto minimo staffe:	4.8	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata	
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)	
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico	
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)	
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico	
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000	
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.	
As Tot.	Area complessiva armature long. pilastro [cm ²]. (tra parentesi l'area minima di normativa)	

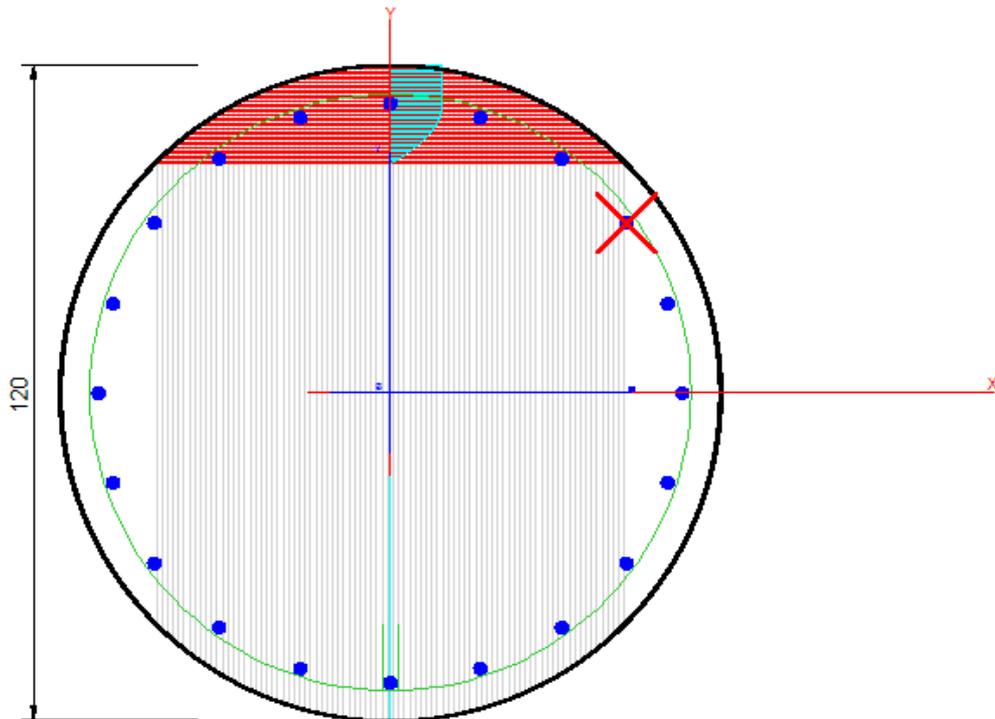
N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	0.00	600.00	0.22	1233.87	2.056	41.9	---	---	62.8 (33.9)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	60.0	0.00214	53.0	-0.01840	-53.0

Nome sezione: camera spinta Comb. n. 1 (S.L.U.)
Coprif. netto miso barre long.: 6.0 cm Coprif. netto staffe: 4.8 cm



VERIFICA A TAGLIO

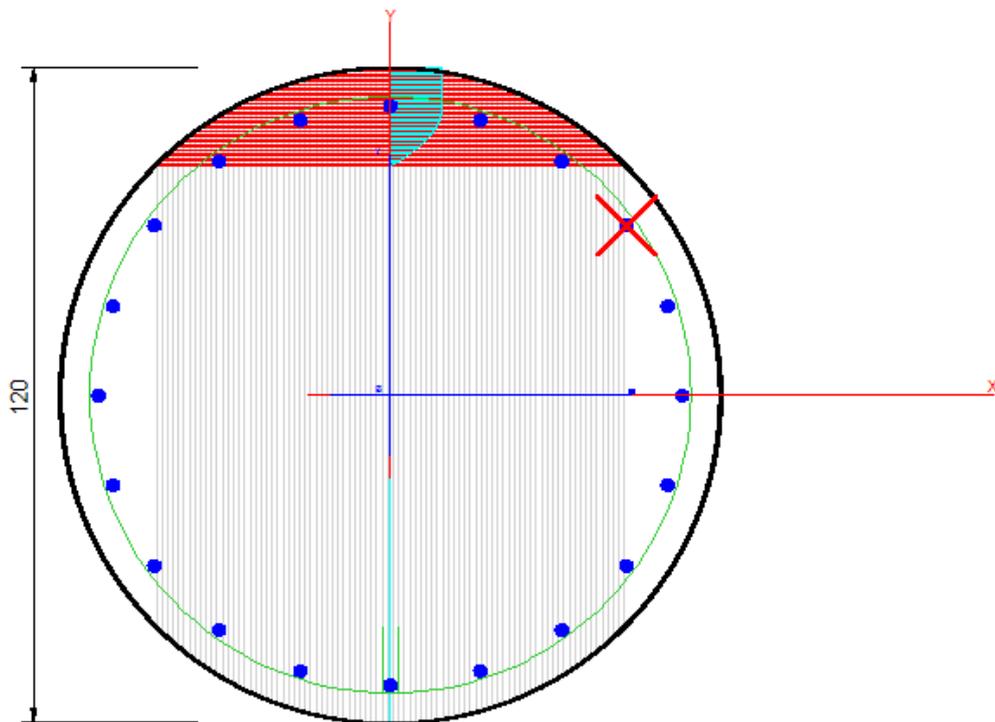
Diametro staffe/legature:	12	mm	
Passo staffe:	20.0	cm	[Passo massimo di normativa = 24.0 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	11.3	cm ² /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.4 cm ² /m]

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw z	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro Braccio coppia interna
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	ASt
1	S	224.00	2699.00	1078.72	85.4 97.5	2.500	1.000	2.3

Nome sezione: camera spinta Comb. n. 1 (S.L.U.)
Coprif. netto minimo barre long.: 6.0 cm Coprif. netto staffe: 4.5 cm



7.3.2 Pali – Verifiche Tensionali e Fessurazione (SLE)

In relazione alle massime sollecitazioni agenti allo SLE illustrate nelle tabelle precedentemente, si riportano le verifiche a fessurazione della paratia di pali.

L'armatura considerata è: **20φ20**

VERIFICA A FESSURAZIONE

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

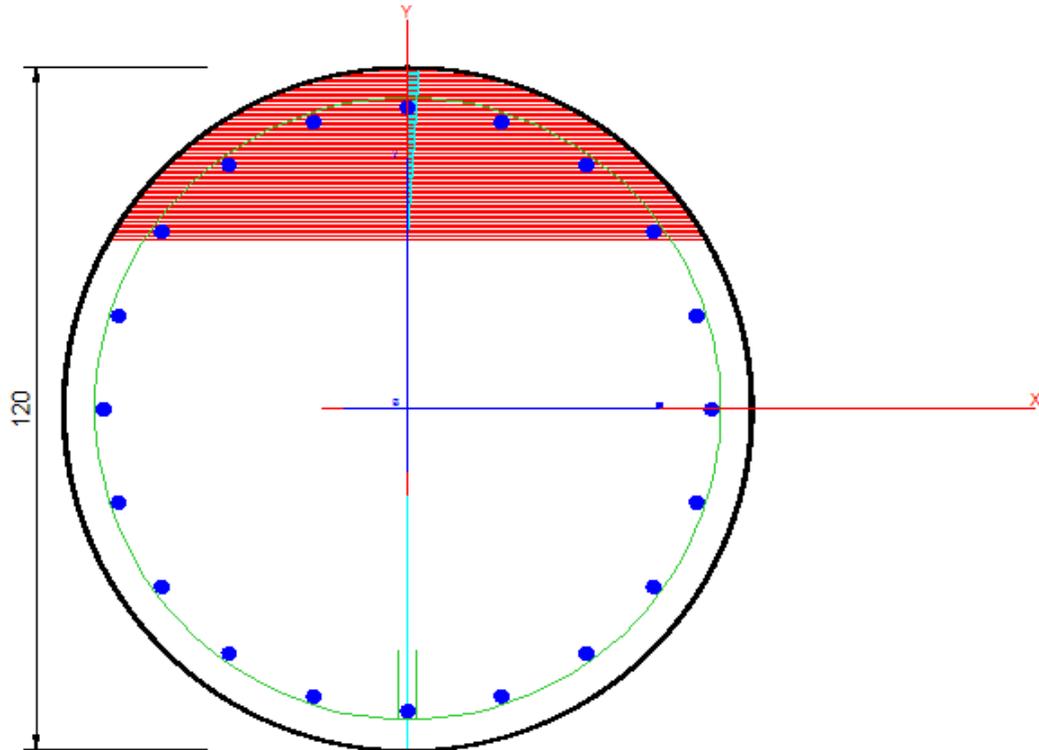
N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	4.05	-60.0	0.00	60.0	-165.5	53.0	17.5	2612	28.3	----

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2*e2)$ in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00090	0.00030		0.50	0.40	0.000497 (0.000497)	518	0.257 (0.30)	594.29

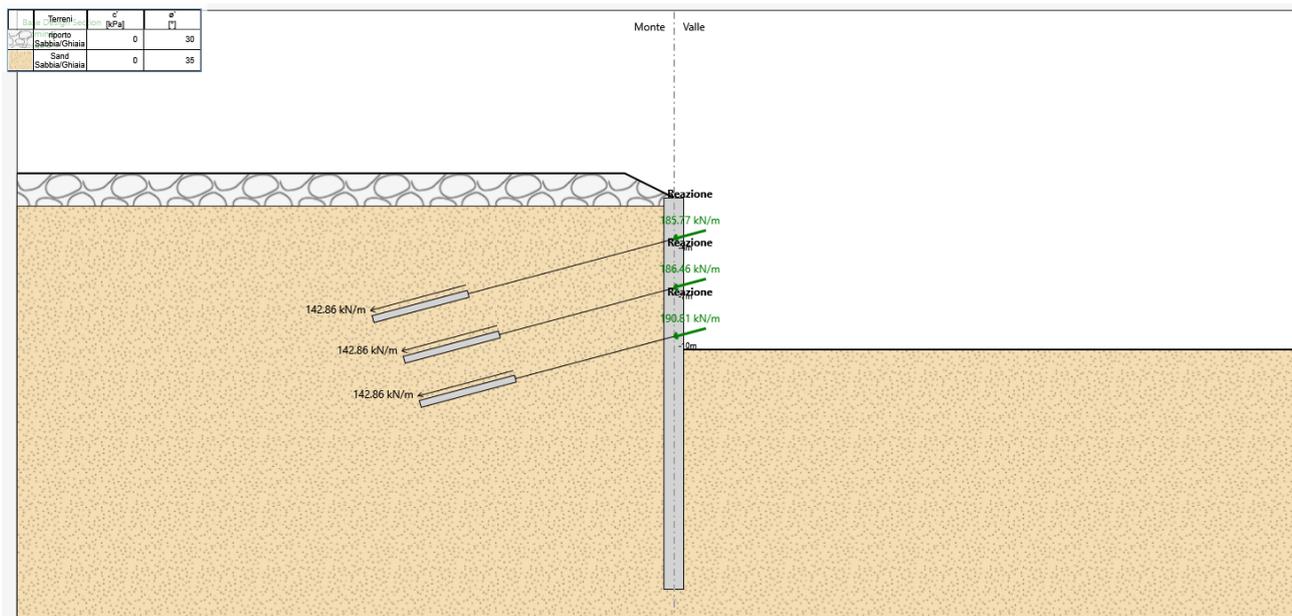
Nome sezione: camera spinta Comb. n. 1 (S.L.E. q.perm)
Coprif. netto minimo barre long.: 6.0 cm Coprif. netto staffe: 4.5 cm



7.4 Verifiche dei Tiranti

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche riguardanti i tiranti previsti in progetto sulle tratte della paratia d'imbocco. Le verifiche riguardano sia la resistenza a trazione dei trefoli in acciaio, sia la resistenza a sfilamento del bulbo di ancoraggio dal terreno.

Le azioni sui tiranti ottenute costituiscono l'involuppo delle sollecitazioni derivanti dalle combinazioni A1+M1 (STR) e A2+M2 (GEO).



7.4.1 Verifica dei Trefoli a trazione

Considerando la combinazione A1+M1+R1 relativa alle verifiche agli stati limite STR, le verifiche sono state condotte accertando che sia rispettata la condizione seguente:

$$\frac{R_d}{E_d} > 1$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione sui tiranti relativa alla combinazione A1+M1 (pari all'azione nominale), mentre R_d è il valore di progetto della resistenza:

$$E_D = N_{Max} \cdot \gamma_{Azioni}$$

$$R_D = \left(n \cdot A_{Tr} \cdot \frac{f_{ptk}}{\gamma_s} \right) \cdot \frac{1}{\gamma_R}$$

con:

- $\gamma_{Azioni} = 1.3$ per la condizione STR (coefficienti del gruppo A1);
- N_{max} = tiro massimo nel tirante in kN, fornito dal programma di calcolo nella combinazione E1+E2;
- n = numero dei trefoli (da 0,6") del tirante;
- A_{tr} = area nominale del singolo trefolo (1.39 cm²);
- $f_{p(1)k}$ = tensione caratteristica di snervamento del trefolo (1670 MPa);
- $\gamma_s = 1.15$, è coefficiente parziale per la riduzione della resistenza nominale dell'acciaio;
- $\gamma_R = 1.00$, è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza globale.

La verifica è stata condotta sul massimo valore rilevato nell'analisi numerica.

Dalle tabelle allegate è possibile evincere che le verifiche risultano tutte soddisfatte.

Ordine	n° trefoli	Rtir	interasse tiranti	E_D	R_D	$R_D > E_D$
[-]	[-]	[kN/m]	[m]	[kN]	[kN]	[-]
I	5	186	2,8	521	1009,26	1,94
II	5	187	2,8	524	1009,26	1,93
III	5	191	2,8	535	1009,26	1,89

Tabella 15

7.4.2 Verifica dell'Ancoraggio dei tiranti

Le verifiche dell'ancoraggio sono state condotte accertando che sia rispettata la condizione:

$$\frac{R_d}{E_d} > 1$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione sui tiranti relativa alla combinazione A1+M1 (pari all'azione nominale) già illustrata precedentemente nell'ambito della verifica di resistenza a snervamento dei trefoli, mentre R_d , in questo caso, è la resistenza a trazione del bulbo di ancoraggio.

La resistenza R_d viene calcolata come:

$$R_d = (\pi \cdot D \cdot \alpha \cdot L_a \cdot \tau_{Lim,d}) \cdot \frac{1}{\gamma_R}$$

dove:

- D = diametro nominale di perforazione;
- α = coefficiente amplificativo funzione delle modalità di iniezione e del tipo di terreno;
- L_a = Lunghezza del bulbo di ancoraggio;
- $\tau_{lim,Rd}$ = tensione limite di aderenza di calcolo, fra la malta del bulbo ed il terreno;
- $\gamma_R = 1.10$, è il coefficiente parziale per la resistenza di tiranti provvisori.

L'iniezione dovrà essere eseguita ad alta pressione e ripetuta con l'utilizzo di miscela cementizia avente $R_{ck} > 30$ MPa. La valutazione delle tensioni di aderenza malta-terreno verrà effettuata seguendo le indicazioni di Bustamante-Doix in accordo a quanto descritto all'interno della relazione geotecnica generale a cui si rimanda per maggiori dettagli.

In accordo a tale documento, la tensione caratteristica di aderenza malta-terreno può essere considerata, alla luce dei dati disponibili, pari a $\tau_{lim} = 250$ kPa per i terreni interessanti l'opera.

Come richiesto dalla norma, τ_{lim} è stato ulteriormente ridotto utilizzando dei coefficienti correttivi, cautelativamente posti pari a:

$$\xi_{a3} = 1.6 \text{ (valore massimo da tabella 6.6.III)}$$

pertanto si ha che:

$$\tau_{Lim,d} = \frac{\tau_{Lim,k}}{\xi_{a3}}$$

Nella seguente tabella sono riportati i valori dei parametri su citati adottati nelle verifiche:

D_{nom}	200	[mm]
α	1,4	[-]
γ_R	1,1	[-]
ξ_{a3}	1,6	[-]

Tabella 16

Dalle tabelle allegate è possibile evincere che le verifiche risultano tutte soddisfatte.

Ordine	L_a	$\tau_{Lim,k}$	$\tau_{Lim,d}$	E_D	R_D	$R_D > E_D$
[-]	[m]	[kPa]	[kPa]	[kN]	[kN]	[-]
I	6	250	156,3	521	749,70	1,44
II	6	250	156,3	524	749,70	1,43
III	6	250	156,3	535	749,70	1,40

Tabella 17: verifica ancoraggio tiranti

7.4.3 Verifica della Gerarchia delle Resistenze

Le verifiche di gerarchia delle resistenze è stata condotta considerando i valori di progetto della resistenza del tirante (R_{tk}) e della resistenza del bulbo (R_{ak}). Si è quindi accertato che sia rispettata la condizione:

$$R_{t,d} > R_{a,d}$$

$$R_{ak} = (\pi \cdot D \cdot \alpha \cdot L_a \cdot \tau_{Lim,d})$$

Ordine	R_{tk}	R_{ak}	$R_{tk} > R_{ak}$
[-]	[kN]	[kN]	[-]
I	1009,26	749,70	1,35
II	1009,26	749,70	1,35
III	1009,26	749,70	1,35

Tabella 18

7.4.4 Verifica della Lunghezza Libera dei tiranti

Affinché i tiranti di ancoraggio assolvano al meglio la loro funzione statica di sostegno della parete, è opportuno che il bulbo di fondazione si trovi completamente all'esterno del cuneo di spinta attiva che può nascere a tergo della paratia durante le fasi di costruzione e di esercizio dell'opera. La geometria del cuneo di spinta attiva nel caso delle paratie multiancorate può essere determinata secondo vari criteri.

Nel seguito si fa riferimento allo schema secondo cui la lunghezza libera è definita, per i diversi ordini, dall'intersezione del tirante con un piano inclinato di $(45^\circ - \varphi/2)$ sulla verticale, traslato di una quantità pari a $h' = 0.2h$:

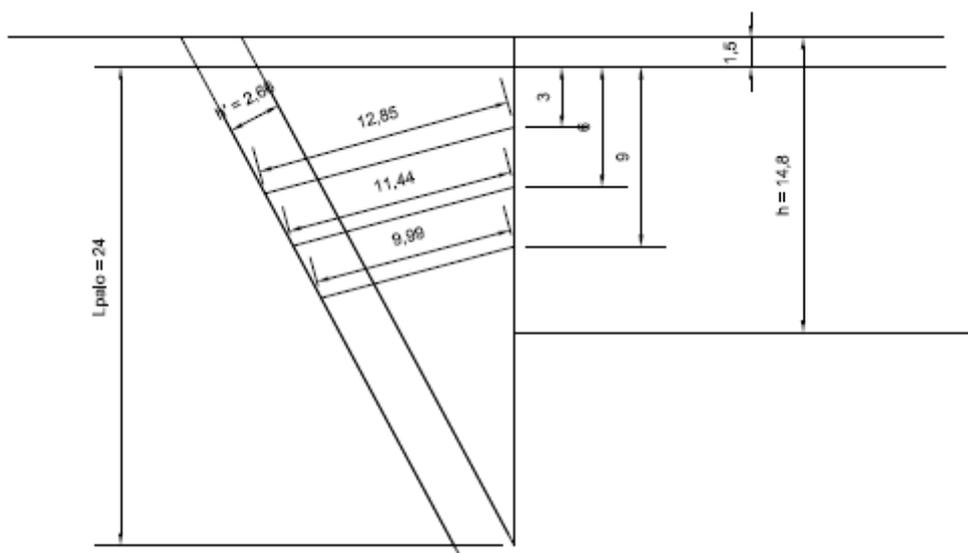


Figura 1: metodo grafico per il calcolo della lunghezza libera di ancoraggio

dove:

- φ = angolo di attrito del terreno
- α = inclinazione tirante
- h = altezza fuori scavo paratia
- $h' = 0.2 \cdot h$

	h [m]	φ [°]	α [°]	L_s [m]
I	13,3	35	15	13
II	13,3	35	15	12
II	13,3	35	15	10

Tabella 19 valori delle lunghezze minime di ancoraggio

7.5 Verifiche Trave di Ripartizione

Nella verifica delle travi di ripartizione, la struttura è stata schematizzata come una trave continua su più appoggi posti ad interasse pari a quello dei tiranti, su cui grava un carico uniformemente distribuito pari alla massima sollecitazione nel tirante dell'ordine considerato.

Le verifiche sono state condotte considerando come azioni sollecitanti caratteristiche le massime azioni derivanti dalla schematizzazione strutturale sopra ricordata ottenendo che:

$$M_{Max} = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

$$V_{Max} = \frac{q \cdot l}{2}$$

Visto il carattere provvisorio dei sistemi di contrasto si sono svolte esclusivamente le verifiche agli stati limite ultimi.

La verifica combinata momento flettente e taglio è stata condotta verificando che:

$$M_{Rd} > M_{Ed}$$

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

dove:

- M_{Ed} , V_{Ed} = sollecitazioni di progetto.
- M_{Rd} , V_{Rd} = sollecitazioni resistenti di progetto valutate in base al profilo scelto (UPN280 accoppiate) ed alle indicazioni riportate nel paragrafo 4.2.4.1.2.3 e 4.2.4.1.2.4 delle NTC 2018;
- l = interasse fra i tiranti;
- q = reazione distribuita della paratia lungo la trave di ripartizione supposta uniforme e quindi pari al tiro del tirante diviso per l'interasse.

Ordine	Profilo trave ripartizione	interasse tiranti	T = q	M_{Ed}	V_{Ed}	M_{Rd}	V_{Rd}	Verifica flessione	Taglio
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[-]	[-]
I	2HEB240	2,8	503	394,3944695	704,28	634,27	1158,31	1,61	1,64
II	2HEB240	2,8	506	396,5148699	708,06	634,27	1158,31	1,60	1,64
III	2HEB240	2,8	517	404,9964714	723,21	634,27	1158,31	1,57	1,60

Tabella 20

7.6 Trave di Testata

I pali sono collegati in testa da un cordolo in c.a. di dimensione 150x60cm, avente funzione di ripartizione dei carichi, che viene armato in accordo ai minimi di normativa mediante n.7+7 ϕ 20 e armatura a taglio costituita da staffe ϕ 12/20 a 4 bracci.

8 CONCLUSIONI

Oggetto della presente Relazione tecnica e di calcolo sono state le problematiche progettuali connesse alla paratia provvisoria di pali che sarà realizzata come opera di sostegno provvisoria per la camera di spinta finalizzata all'attraversamento della ferrovia.

Al fine di sostenere gli scavi necessari per la nuova viabilità, le paratie sono costituite da pali in c.a., aventi diametro nominale di 1200 mm ad interasse 1.40 m. In funzione delle quote del terreno a tergo la paratia sarà contrastata da tre ordini di tiranti in trefoli.

Sono state presentate le fasi esecutive previste per la realizzazione dell'opera e sono state svolte le verifiche strutturali (STR) e geotecniche (GEO) (condotte secondo i criteri indicati dal D.M. 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni") della paratia di pali e delle opere strutturali accessorie (tiranti, travi di correa), relativamente alle condizioni più gravose.

Le verifiche condotte confermano l'adeguatezza statica delle opere.