

“VILLAROSA”

Progetto di impianto di accumulo idroelettrico

Comuni di Calascibetta, Enna e Villarosa (EN)

COMMITTENTE



COORDINAMENTO / MANDANTE

STRATEGIES FOR WATER



Progettisti: Ing. Luigi Lorenzo Papetti

PROGETTAZIONE GEOTECNICA /
MANDATARIA



Progettista: Ing. Luisella Vai

Relazione descrittiva e di calcolo dei Pozzi Verticali



REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	PRIMA EMISSIONE	Luglio 22	SP	LV	PAC
1	REVISIONE 1 – INTEGRAZIONI	Maggio 23	SP	LV	P.MACCHI

Codice commessa: 1388 Codifica documento: 1388-A-GD-R-05-1

INDICE

1. INTRODUZIONE	1
2. CRITERI DI PROGETTO E VERIFICA IMPIEGATI	2
2.1 Normativa di riferimento.....	2
2.2 Criteri di progetto e verifica agli stati limite.....	2
2.2.1 Criteri di verifica per le paratie	4
2.2.2 Verifiche di sfilamento degli ancoraggi.....	4
2.2.3 Criteri di verifica per le travi di ripartizione dei tiranti	6
3. CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI	8
4. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA	9
4.1 Caratterizzazione geologica.....	9
4.2 Caratterizzazione geotecnica.....	9
5. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI.....	11
5.1 Opera di presa al bacino di monte	11
5.2 Pozzo Paratoie	14
5.2.1 Sezione tipo P_Par	15
5.3 Materiali.....	16
6. ANALISI NUMERICHE: STRATEGIE DI CALCOLO IMPIEGATE	18
6.1 Simulazioni numeriche con Phase 2	18
6.2 Simulazioni numeriche con Paratie Plus	19
7. OPERA DI PRESA AL BACINO DI MONTE	20
7.1 Pozzo forzato: analisi e verifica della geometria provvisoria	20
7.1.1 Condizioni stratigrafiche e geometria di analisi	20
7.1.2 Verifiche SLU di tipo geotecnico (SLU-GEO).....	21
7.1.3 Verifiche SLU di tipo strutturale (SLU-STR)	23
7.2 Pozzo forzato: analisi e verifica della geometria definitiva.....	26
7.2.1 Condizioni stratigrafiche e geometria di analisi	27
7.2.2 Analisi dei risultati	27
7.2.3 Verifiche strutturali	28
8. POZZO PARATOIE	30
8.1 Analisi dei risultati	31
8.2 Verifiche strutturali	33

TABELLE

Tabella 2.1 – Coefficienti parziali delle azioni (Tabella 6.2.I NTC2018)

Tabella 2.2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici (Tabella 6.2.II NTC2018)

Tabella 2.3 – Coefficienti parziali per le verifiche di stabilità globale (R2)

Tabella 2.4 – Coefficienti parziali sulle resistenze (R1, R2 ed R3)

Tabella 2.3 – Tabella proposta da Bustamante e Doix per la scelta del coefficiente α

Tabella 4.1 – Unità LAC: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità secondo Mohr-Coulomb

Tabella 4.2 – Unità ENNb: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità secondo Mohr-Coulomb

Tabella 4.3 – Unità TRVa: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità secondo Mohr-Coulomb

Tabella 4.4 – Unità AV: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità secondo Mohr-Coulomb

Tabella 4.5 – Rilevati e ritombamenti artificiali

Tabella 7.1 – Pozzo forzato – geometria provvisoria: Riepilogo delle spinte passive mobilitate

Tabella 7.2 – Parametri impiegati per il calcolo della resistenza a sfilamento dei tiranti

Tabella 7.3 – Pozzo forzato - geometria provvisoria: Resistenze e azioni di sfilamento dei tiranti

Tabella 7.4 – Pozzo forzato - geometria provvisoria: resistenze e azioni di trazione dei tiranti

Tabella 7.5 Pozzo forzato - geometria provvisoria: travi di ripartizione della paratia - Verifiche strutturali

FIGURE

Figura 2.1 – Abaco proposto da Bustamante e Doix per la scelta di q_s per terreni argillosi e limosi

Figura 2.2 – Abaco proposto da Bustamante e Doix per la scelta di q_s per *sabbie e ghiaie*

Figura 2.3 – Trave di ripartizione - Schema statico adottato

Figura 2.4 – Formulazioni per il calcolo dei momenti sollecitanti sulla trave con Paratie Plus

Figura 4.1 – Sezioni geologiche in corrispondenza dell'opera di presa di monte e del Pozzo Paratoie

Figura 5.1 – Profilo in asse alla via d'acqua

Figura 5.2 – Opera di presa al bacino di monte

Figura 5.3 – Pozzo forzato: planimetria e sezione trasversale della configurazione iniziale

Figura 5.4 – Pozzo forzato: planimetria e sezione trasversale della configurazione finale

Figura 5.5 – Pozzo Paratoie

Figura 5.6 – Sezione tipo P_Par

Figura 7-1 – Pozzo forzato – geometria provvisoria: modello numerico delle paratie all'ultimo step di analisi

Figura 7-2 – Pozzo forzato - geometria provvisoria: riepilogo spinte agenti e resistenti

Figura 7-3 – Sezione resistente ed armature di calcolo per i pali della paratia

Figura 8-6 – Pozzo forzato - geometria provvisoria: inviluppo dei diagrammi di sfruttamento del momento (sfruttamento massimo della sezione resistente = 0.66)

Figura 8-7 – Pozzo forzato - geometria provvisoria: inviluppo dei diagrammi di sfruttamento del taglio (sfruttamento massimo della sezione resistente = 0.76)

Figura 7-1 – Pozzo forzato – geometria definitiva: modello numerico delle paratie all'ultimo step di analisi

Figura 7.7 – Pozzo forzato – geometria definitiva: spostamenti orizzontali in combinazione di esercizio (a sinistra) e sforzo normale circonferenziale allo Stato Limite Ultimo (a destra)

Figura 8.1 – Pozzo Paratoie: Geometria del modello assialsimmetrico all'ultimo step della simulazione

Figura 8.2 – Pozzo Paratoie: estensione della fascia plastica all'ultimo step di analisi

Figura 8.3 – Pozzo Paratoie: spostamenti orizzontali all'ultimo step di analisi

Figura 8.4 – Pozzo Paratoie: sforzo normale circonferenziale step di analisi

1. INTRODUZIONE

La presente relazione è stata redatta per conto di FROSIO NEXT S.r.l. nell'ambito del progetto per approvazione di un sistema di accumulo idroelettrico situato nel comune di Villarosa (EN). L'impianto in progetto prevede la realizzazione di un bacino artificiale a monte dell'esistente invaso di Villarosa e di un impianto di pompaggio delle acque del lago verso il nuovo bacino.

In particolare, la presente relazione ha per oggetto le analisi di progetto e verifica dei diversi pozzi verticali e delle relative caverne di accesso previste dal layout di progetto.

Dopo un breve cenno sui riferimenti normativi e sui codici di calcolo impiegati, si richiamano, al Capitolo 4, la caratterizzazione geologica, geotecnica e sismica delle unità geotecniche previste in corrispondenza delle diverse opere, ottenuta sulla base dei dati della campagna geologico-geotecnica effettuata nel giugno 2022 ed integrata nel marzo 2023. Il Capitolo 5 riporta una breve descrizione degli interventi in progetto e dei materiali da costruzione previsti, il Capitolo 6 illustra le strategie di analisi impiegate ed infine nei Capitoli 7 - 8 sono esposti i risultati delle analisi numeriche di progetto e delle verifiche previste dalla normativa vigente condotte per i pozzi previsti dal progetto.

2. CRITERI DI PROGETTO E VERIFICA IMPIEGATI

Nel presente capitolo vengono brevemente richiamati i principali criteri di progetto e verifica impiegati.

2.1 Normativa di riferimento

- “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 Gennaio 2018 (di seguito indicate come NTC-18)
- “Circolare esplicativa” del 11 febbraio 2019 n° 7/C.S.LL.PP.

2.2 Criteri di progetto e verifica agli stati limite

In accordo con le NTC-18, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) devono rispettare la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d il valore di progetto della resistenza dell'elemento strutturale.

Il valore di progetto dell'azione E_d è funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, delle resistenze dei materiali di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d , secondo la seguente espressione:

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

essendo γ_F e γ_M coefficienti di sicurezza parziali, rispettivamente sulle azioni e sulle resistenze dei materiali di progetto.

L'effetto delle azioni E_d viene espresso dalla seguente funzione:

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

dove $\gamma_E = \gamma_F$. L'effetto delle azioni può essere anche valutato direttamente come prodotto delle azioni caratteristiche per il fattore di sicurezza parziale sulle azioni: $E_d = \gamma_E E_k$.

La resistenza di progetto del sistema geotecnico R_d è data dalla seguente espressione:

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

dove γ_R è un coefficiente di sicurezza che opera direttamente sulla resistenza del sistema R, espressa sempre in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, delle resistenze dei materiali di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d , con γ_F e γ_M coefficienti di sicurezza parziali, rispettivamente sulle azioni e sulle resistenze dei materiali di progetto.

Le verifiche sono state effettuate in riferimento alla seguente combinazione di coefficienti:

Approccio 1 - Combinazione 1: A1+M1+R1

in quanto è la combinazione più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno. I coefficienti parziali per le azioni γ_F utilizzati nelle analisi sono quelli indicati nella Tabella 6.2.I delle NTC 2018, qui riportata (Tabella 2.1).

I coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno γ_M utilizzati nelle analisi sono quelli indicati nella Tabella 6.2.II delle NTC 2018, qui riportata (Tabella 2.2).

Tabella 2.1 – Coefficienti parziali delle azioni (Tabella 6.2.I NTC2018)

Carichi	Effetto	Coefficiente	EQU	A1 STR	A2 GEO
Permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali G_2 (1)	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
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_{G1}					

Tabella 2.2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici (Tabella 6.2.II NTC2018)

Parametro geotecnico		Coefficiente parziale γ_M	
		M1	M2
$\tan\phi'_k$	Tangente dell'angolo di attrito	1,00	1,25
c'_k	Coesione efficace	1,00	1,25
$c_{u,k}$	Resistenza al taglio non drenata	1,00	1,40
γ	Peso di volume	1,00	1,00

Tabella 2.3 – Coefficienti parziali per le verifiche di stabilità globale (R2)

Coefficiente parziale	(R2)
$\gamma_{R_statico}$	1.1
$\gamma_{R_sismico}$	1.2

Tabella 2.4 – Coefficienti parziali sulle resistenze (R1, R2 ed R3)

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

2.2.1 Criteri di verifica per le paratie

Per le paratie la normativa (par. 6.5.3.1.2 delle NTC-18) prevede che debbano essere prese in considerazione almeno le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

- SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di:
 - Stabilità globale dell'insieme terreno-opera;
 - Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (moto rigido);
 - Collasso per carico limite verticale;
 - Sfilamento di uno o più ancoraggi;
 - Stabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate.
- SLU di tipo idraulico (UPL e HYD), relative a condizioni di:
 - Stabilità del fondo scavo per sollevamento;
 - Sifonamento del fondo scavo.
- SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di:
 - 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.

Le NTC-18 indicano combinazioni progettuali distinte, che vengono utilizzate a seconda del tipo di opera esaminato e della situazione che si intende verificare:

- Approccio 1 Combinazione 1: A1 + M1 + R1 (R3 per tiranti)
 - Approccio 1 Combinazione 2: A2 + M2 + R1 (R2 per le verifiche di stabilità globale)
- tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 2.1÷2.4.

2.2.2 Verifiche di sfilamento degli ancoraggi

Per tutti i chiodi di ancoraggio previsti è stata eseguita la verifica a sfilamento del bulbo di fondazione seguendo le indicazioni delle NTC-18, con riferimento alla combinazione dei coefficienti parziali di tipo A1+M1+R3.

Il valore di resistenza caratteristica allo sfilamento R_{ak} deriva dal calcolo di $R_{ac,min}$, che viene valutata con il metodo proposto da Bustamante e Doix:

$$R_{ac,min} = \pi \cdot D_s \cdot L_b \cdot q_s$$

dove:

D_s = diametro del bulbo di fondazione, che si calcola come: $D_s = \alpha \cdot D_d$

dove D_d è il diametro di perforazione per la realizzazione del tirante e α è un coefficiente moltiplicativo del diametro (Tabella 2.5), il cui valore dipende dal tipo di terreno in cui viene effettuata l'iniezione cementizia per realizzare il bulbo di fondazione ed è stato assunto pari ad 1.1 per la formazione LAC e 1.2 per la formazione ENNb

L_b = lunghezza di ancoraggio del tirante, poiché sono state impiegate delle chiodature passive, totalmente cementate tale lunghezza coincide con quella dell'intero chiodo;

q_s = tensione limite di aderenza all'interfaccia tra terreno e bulbo di fondazione e/o barra, assunta cautelativamente pari a 100 kPa per la formazione LAC (Figura 2.1) e 250 per la formazione ENNb (Figura 2.2).

La verifica è positiva con R_{ad} (valore di progetto della resistenza) $\geq E_d$ (valore di progetto dell'azione sul tirante). R_{ad} si calcola come segue:

$$R_{ak} = \frac{R_{ac,min}}{\xi_{a4}} \quad R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_{Ra,p}}$$

dove:

ξ_{a4} = 1.80 fattore di correlazione

$\gamma_{Ra,p}$ = 1.20 coefficiente parziale per tiranti permanenti = R3.

Tabella 2.5 – Tabella proposta da Bustamante e Doix per la scelta del coefficiente α

TIPO DI TERRENO	Coefficiente α	
	IRS (iniezioni ripetute)	IGU (iniezione semplice)
Ghiaia	1.8	1.3–1.4
Ghiaia sabbiosa	1.6–1.8	1.2–1.4
Sabbia ghiaiosa	1.5–1.6	1.2–1.3
Sabbia grossa	1.4–1.5	1.1–1.2
Sabbia media	1.4–1.5	1.1–1.2
Sabbia fine	1.4–1.5	1.1–1.2
Sabbia limosa	1.4–1.5	1.1–1.2
Limo	1.4–1.6	1.1–1.2
Argilla	1.8–2.0	1.2
Marne, marne calcaree e calcari teneri alterati o fratturati	1.8	1.1–1.2
Ammasso roccioso alterato o fratturato	1.2	1.1

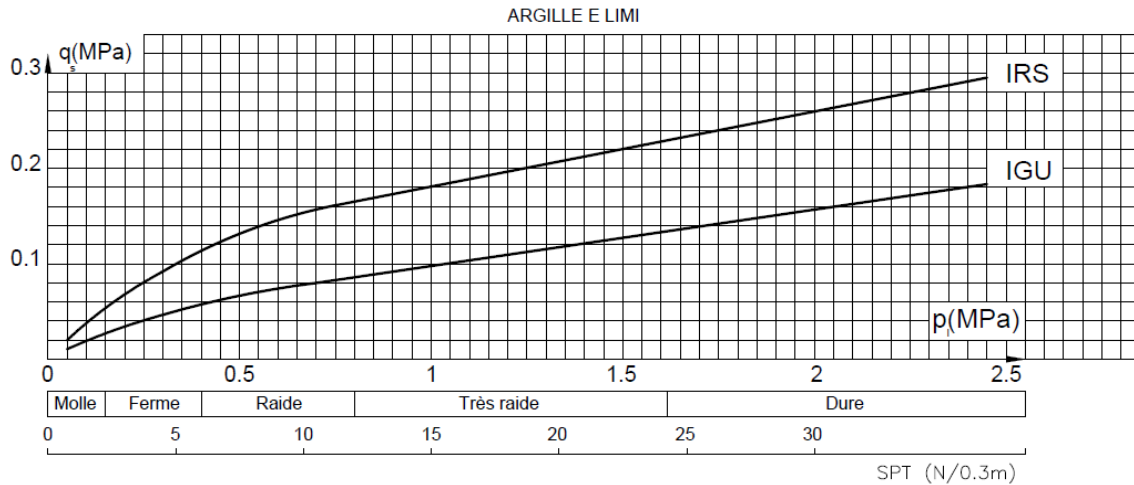


Figura 2.1 – Abaco proposto da Bustamante e Doix per la scelta di q_s per terreni argillosi e limosi

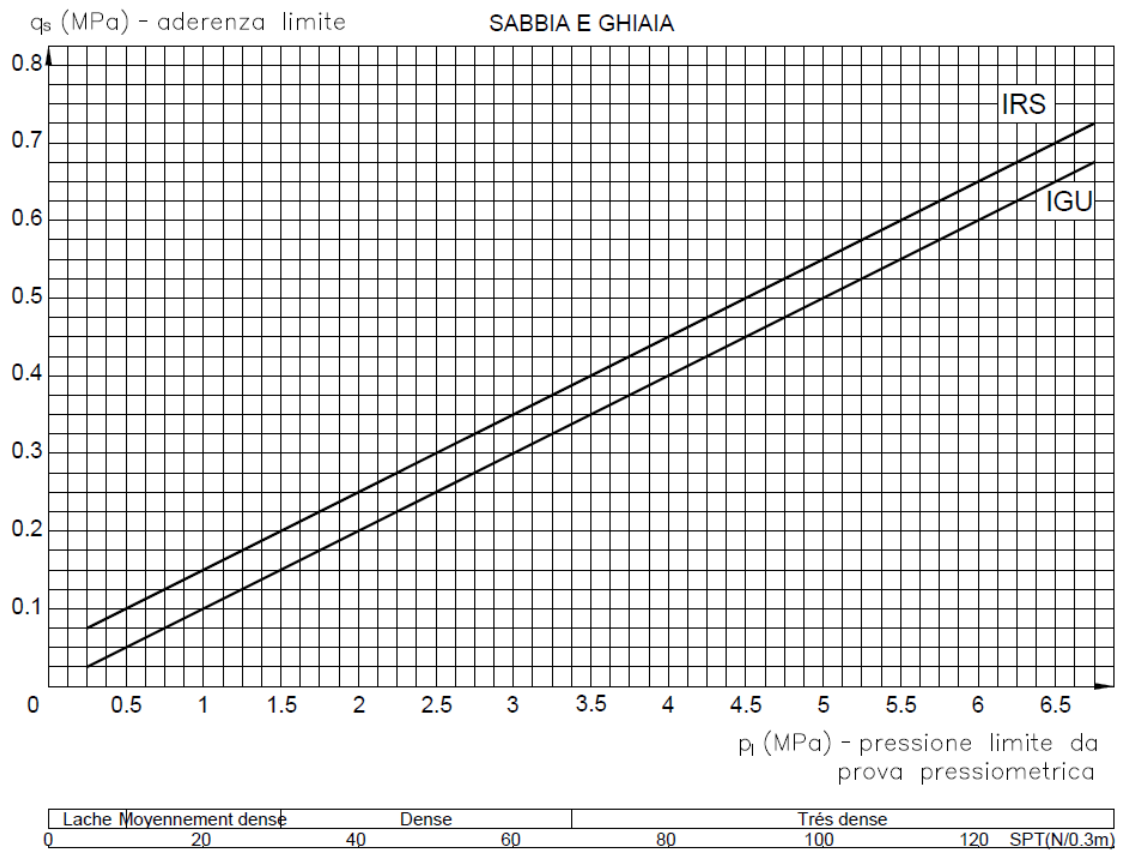


Figura 2.2 – Abaco proposto da Bustamante e Doix per la scelta di q_s per sabbie e ghiaie

2.2.3 Criteri di verifica per le travi di ripartizione dei tiranti

La verifica delle travi di ripartizione viene condotta dal utilizzando lo schema di trave continua su infiniti appoggi, soggetta ad un carico uniforme pari al valore dell'azione del

singolo tirante distribuito sulla sua zona di competenza, corrispondente all'interasse orizzontale tra i tiranti stessi (Figura 2.3).

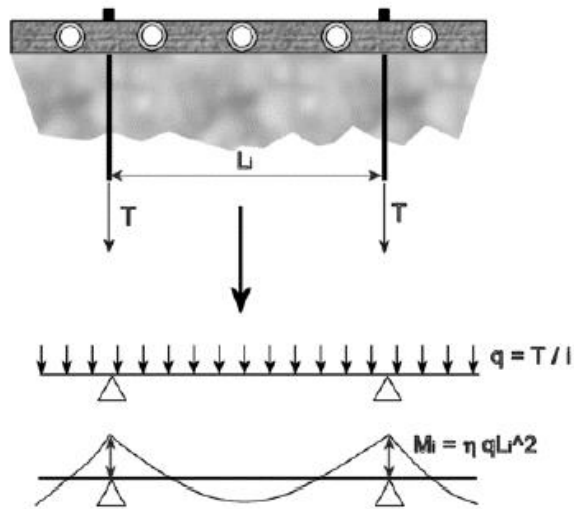


Figura 2.3 – Trave di ripartizione - Schema statico adottato

Per soddisfare le verifiche, dovranno essere verificate le disuguaglianze riportate di seguito:

Verifica a flessione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Verifica a taglio:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

Il valore del momento sollecitante per la trave di ripartizione viene calcolato secondo le formulazioni illustrate nello schema seguente (Figura 2.4):

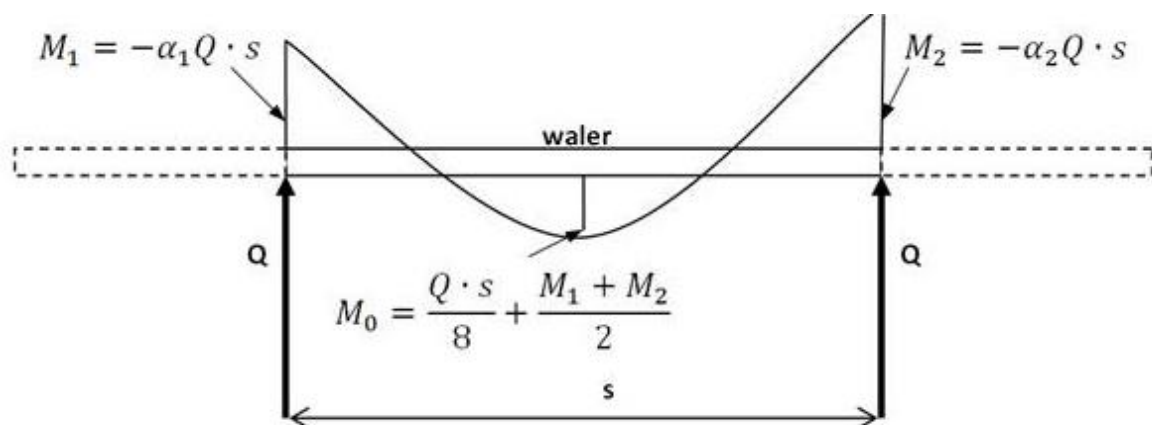


Figura 2.4 – Formulazioni per il calcolo dei momenti sollecitanti sulla trave con Paratie Plus

I valori dei coefficienti α_1 e α_2 dipendono dallo schema statico impiegato ed in questo caso assumono entrambi il valore di 0.083 (pari a 1/12).

3. CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI

I programmi di calcolo utilizzati per le analisi e le verifiche delle sezioni tipo sono:

- HarpaCeas - ParatiePlus 2022
- Rocscience Inc. - Phase2 Versione 8.024

Tutti i software sono largamente impiegati a livello globale e di comprovata validità nella progettazione geotecnica e strutturale.

4. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Il presente capitolo riporta un breve inquadramento dal punto di vista geologico, geotecnico e sismico relativo alla sola zona in cui risulta ubicata la centrale in caverna. Per una trattazione più esaustiva si rimanda ai seguenti elaborati:

- 1388-A-CT-R-01-1 - Relazione geologica generale
- 1388-A-GD-R-01-1 - Relazione geotecnica generale

4.1 Caratterizzazione geologica

Dagli stralci della sezione geologica interpretativa, riportati di seguito, è possibile osservare che:

- il pozzo dell'opera di presa al bacino di monte attraverserà, a partire della sua sommità (situata a circa 10 m di profondità dall'attuale piano campagna), le seguenti unità:
 - depositi lacustri (LAC) per uno spessore massimo pari a circa 10 m
 - calcareniti di Capodarso (ENNb) dai 10 m di profondità fino a fondo pozzo.
- il pozzo paratoie, posto in prossimità del lago di Villarosa attraverserà, a partire della sua sommità, le seguenti unità:
 - Formazione di Terravecchia (TRVa) per uno spessore massimo pari a circa 25 m
 - Argille Varicolori (AV) dai 25 m di profondità fino a fondo pozzo.

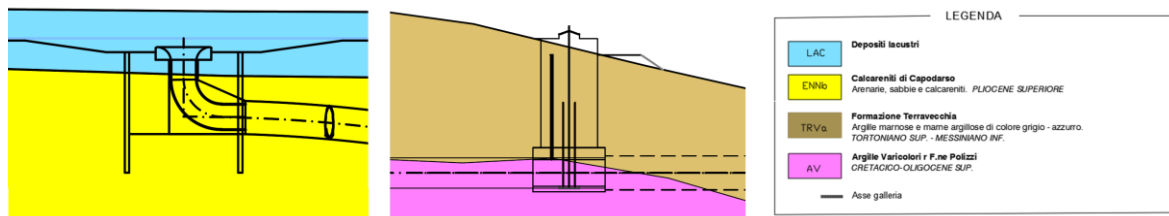


Figura 4.1 – Sezioni geologiche in corrispondenza dell'opera di presa di monte e del Pozzo Paratoie

4.2 Caratterizzazione geotecnica

Le diverse unità geologiche illustrate al paragrafo precedente sono state caratterizzate da un punto di vista geotecnico al fine di determinare le caratteristiche fisiche e le proprietà meccaniche di resistenza e deformabilità utili per lo svolgimento dei calcoli di progetto.

La caratterizzazione delle diverse unità geotecniche è stata effettuata basandosi sui dati finora raccolti durante le campagne di indagini effettuate nel giugno 2022 e nel marzo 2023.

I parametri geotecnici assunti in sede di progetto, per ciascuna unità, sono riassunti nella tabella riportata di seguito, ovviamente tali parametri dovranno essere confermati nelle successive fasi di progettazione da ulteriori indagini volte a caratterizzare in maniera più rigorosa i terreni presenti in sito.

Tabella 4.1 – Unità LAC: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità secondo Mohr-Coulomb

γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)
18.5	15	30	2.5

Tabella 4.2 – Unità ENNb: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità secondo Mohr-Coulomb

γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)
19	9	34	52+0.5*z

Tabella 4.3 – Unità TRVa: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità secondo Mohr-Coulomb

γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)
19 - 21	5 - 25	18- 26	30 - 700

Tabella 4.4 – Unità AV: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità secondo Mohr-Coulomb

γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)
18 - 22	18 - 100	20 - 40	25 - 1485

Tabella 4.5 – Rilevati e ritombamenti artificiali

γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)
19	0	35

5. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI

Nel presente capitolo si riporta, per ciascun pozzo verticale, una breve descrizione delle sezioni tipologiche previste per garantire un adeguato sostegno del cavo sia in fase di esecuzione che in fase di utilizzo.

In Figura 5.1 si riporta il profilo in asse alla galleria idraulica su cui sono indicate le principali opere strutturali in sotterraneo. Ulteriori dettagli sono riportati sugli elaborati grafici di progetto.

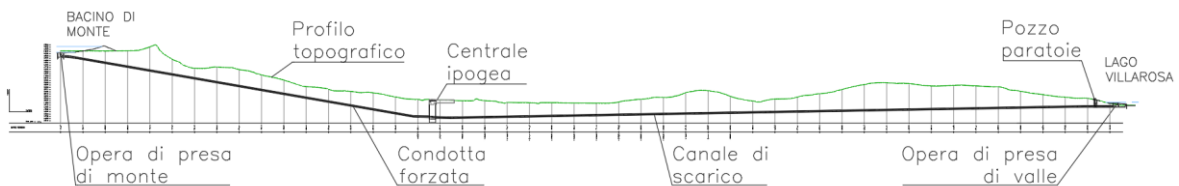


Figura 5.1 – Profilo in asse alla via d'acqua

5.1 Opera di presa al bacino di monte

La galleria idraulica, come mostrato nell'immagine precedente, ha origine al di sotto del bacino di monte ed è collegata con quest'ultimo per mezzo di un pozzo verticale che costituisce l'opera di presa dell'impianto (Figura 5.2).

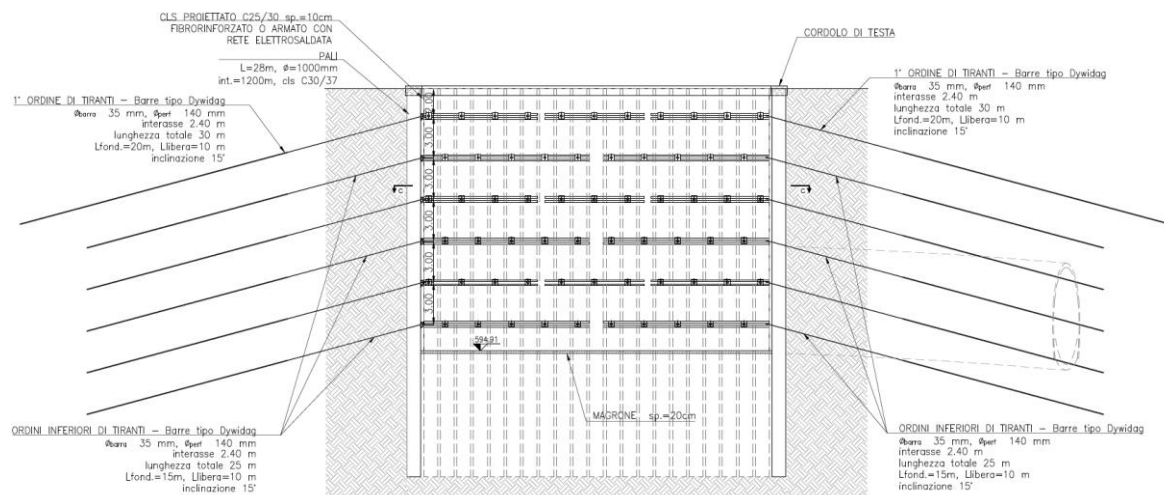


Figura 5.2 – Opera di presa al bacino di monte

Il pozzo ubicato in corrispondenza dell'opera di presa svolge una duplice funzione in quanto inizialmente verrà impiegato come punto di accesso per l'attacco dello scavo della galleria idraulica. Si hanno dunque le seguenti fasi realizzative del Pozzo di presa di monte:

- **Struttura Provvisoria** - il Pozzo di presa di monte, nella sua configurazione iniziale, costituisce il punto di attacco per lo scavo della via d'acqua che, nel tratto iniziale, verrà realizzata tramite scavo di tipo tradizionale. All'interno del tratto di galleria scavata in tradizionale verrà poi collocata la TBM per avviare lo scavo meccanizzato del tunnel. Pertanto il Pozzo di presa di monte inizialmente dovrà essere realizzato con pianta rettangolare di dimensioni nette pari a circa 25 m x 13 m al fine di consentire di calare le componenti della TBM all'interno del tratto della via d'acqua realizzato con scavo tradizionale.
- **Struttura Definitiva** - una volta completato lo scavo della via d'acqua potrà essere realizzata la struttura definitiva del Pozzo forzato. Gli scavi in esubero necessari per la messa in stazione della TBM verranno ritombati al fine consentire il completamento dell'invaso di monte.

Come si è visto nel capitolo precedente, il pozzo interesserà nella porzione più superficiale i depositi di copertura (unità Lac) per uno spessore di circa 10 m, per poi intersarsi nell'unità ENNb.

Gli scavi necessari al raggiungimento della quota di fondo del Pozzo forzato, da cui sarà avviato lo scavo della galleria idraulica, saranno sorretti da una paratia di pali. L'opera di sostegno avrà uno sviluppo in pianta di circa 82 m ed un'altezza di scavo di circa 19 m.

La paratia sarà costituita da pali aventi diametro 100 cm e spaziatura 120 cm, di lunghezza 28 m realizzati con calcestruzzo armato classe C 30/37. La paratia sarà sostenuta da sei ordini di tiranti a barre in acciaio S670/800 aventi diametro pari a 35 mm (diametro di perforazione pari a 140 mm), inclinati di 15°. Il primo ordine sarà posto a 2.0 m di profondità, i seguenti ordini saranno realizzati con interasse in direzione verticale pari a 3.0 m. Le caratteristiche geometriche previste per i tiranti saranno le medesime per tutti gli ordini: la lunghezza libera sarà pari a 10 m, la lunghezza del bulbo sarà di 15 m (20 m per il primo ordine), il passo sarà di 2.4 m ed il precarico sarà pari a 200 kN. I tiranti collocati su ciascun ordine saranno collegati a travi di ripartizione in acciaio S275 con profilo HEB140.

Il rivestimento della struttura definitiva del pozzo avrà invece le seguenti caratteristiche:

- diametro virole metalliche: 5.90 m
- spessore calcestruzzo per l'inghisaggio delle virole metalliche: 0.10 m
- spessore rivestimento definitivo: 0.30 m

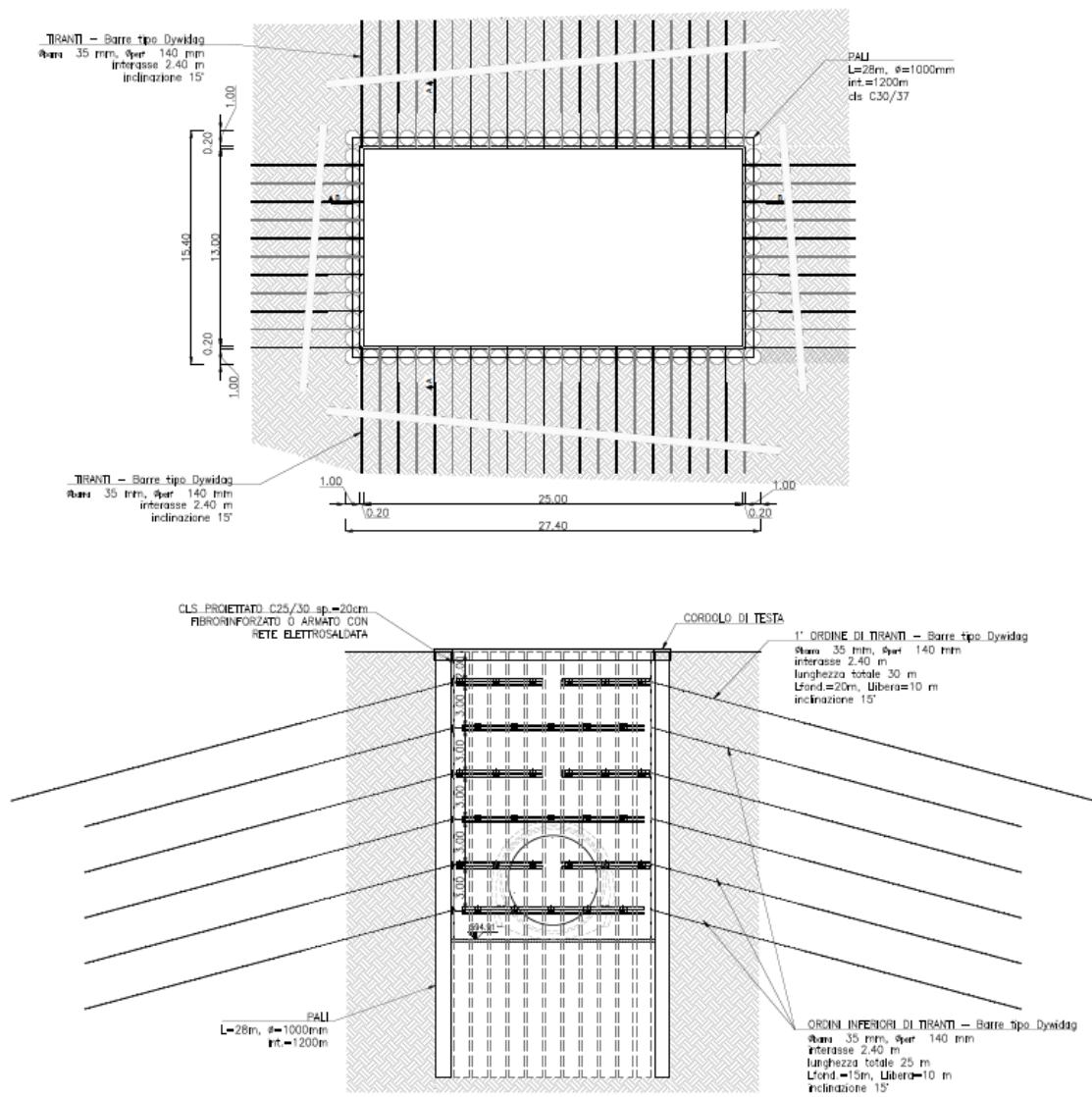


Figura 5.3 – Pozzo forzato: planimetria e sezione trasversale della configurazione iniziale

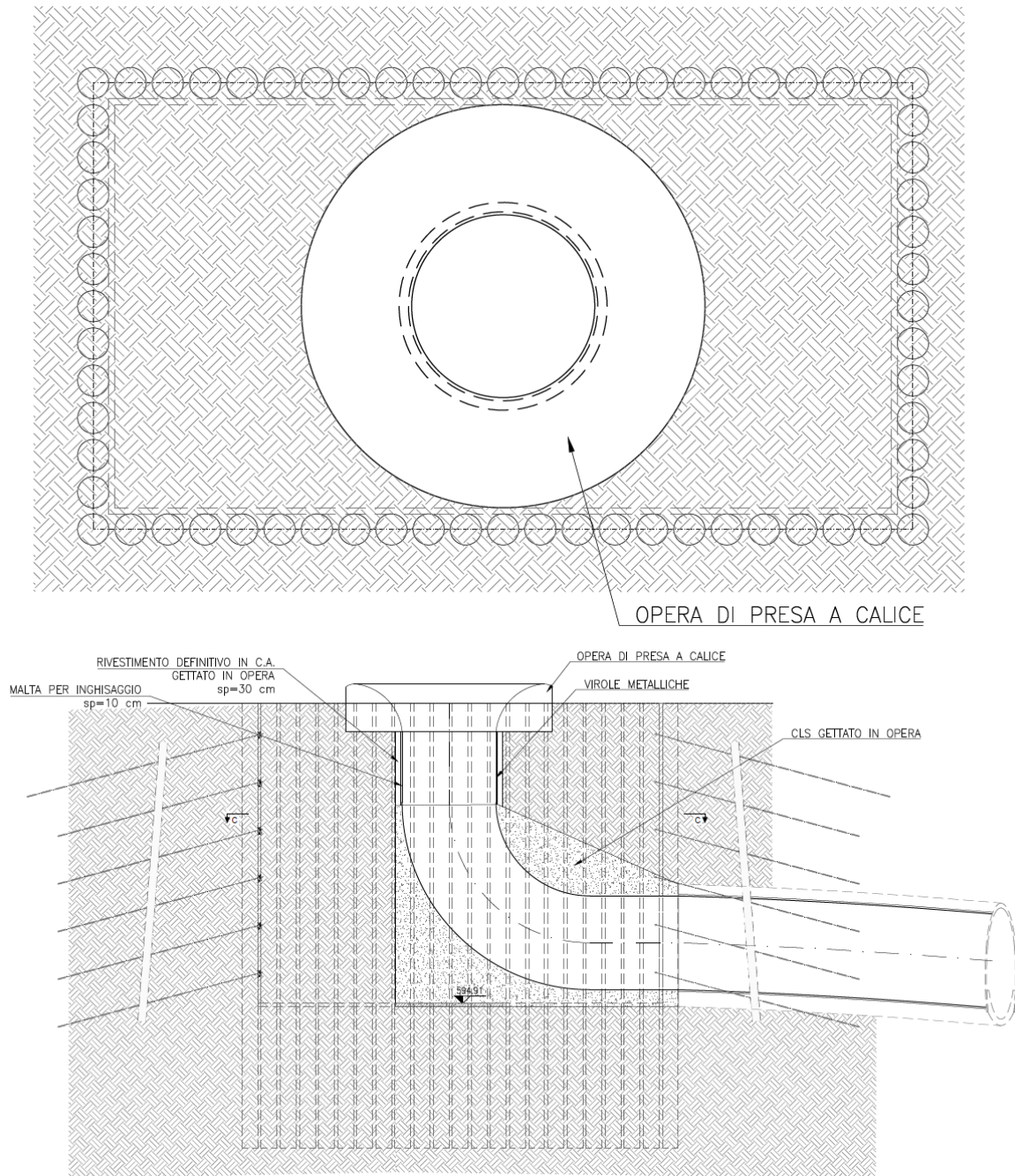


Figura 5.4 – Pozzo forzato: planimetria e sezione trasversale della configurazione finale

5.2 Pozzo Paratoie

Il Pozzo Paratoie (Figura 5.5 e Figura 5.6), come mostrato in Figura 5.1, si trova in prossimità del bacino di valle.

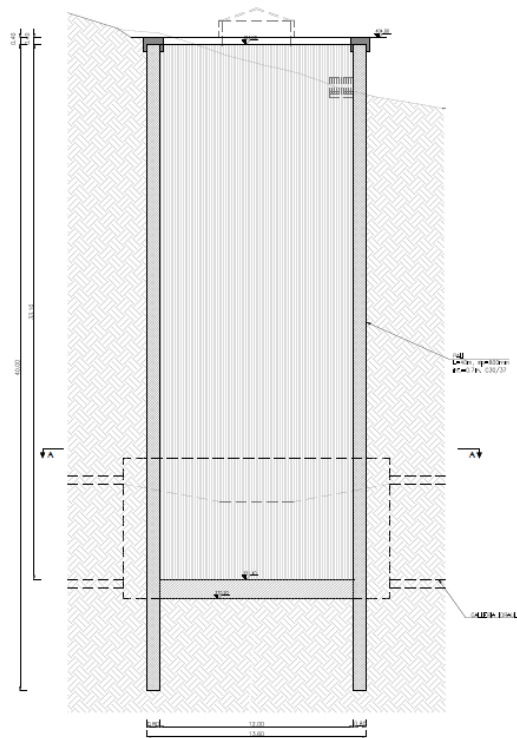


Figura 5.5 – Pozzo Paratoie

L'opera si presenta con le seguenti geometrie:

- altezza: ≈ 35 m
- diametro interno: 12.00 m
- tipologia di rivestimento:
 - in considerazione della natura dei materiali interessati dallo scavo e della ipotetica presenza di una falda (non rilevata nel sondaggio VLL-1 eseguito in prossimità dell'ubicazione finale del Pozzo Paratoie) risulta imprescindibile realizzare, preventivamente allo scavo, un rivestimento adeguato sia dal punto di vista strutturale sia dal punto di vista idraulico, in modo di garantire lo scavo in sicurezza dell'opera in oggetto. Nel presente progetto si è ipotizzato un rivestimento dello spessore efficace di 0.50 m da realizzare tramite pali compenetrati del diametro di 0.80 m.

Le indagini condotte (sondaggio VLL-1) non hanno evidenziato la presenza di zone tettonizzate in corrispondenza della posizione in cui si intende ubicare il Pozzo Paratoie.

5.2.1 Sezione tipo P_Par

Per entrambe le litologie attraversate il rivestimento sarà costituito da una serie di pali compenetrati del diametro di 0.80 m ed aventi interasse pari a 0.60 m in modo da realizzare uno spessore efficace del rivestimento pari a 0.50 m.

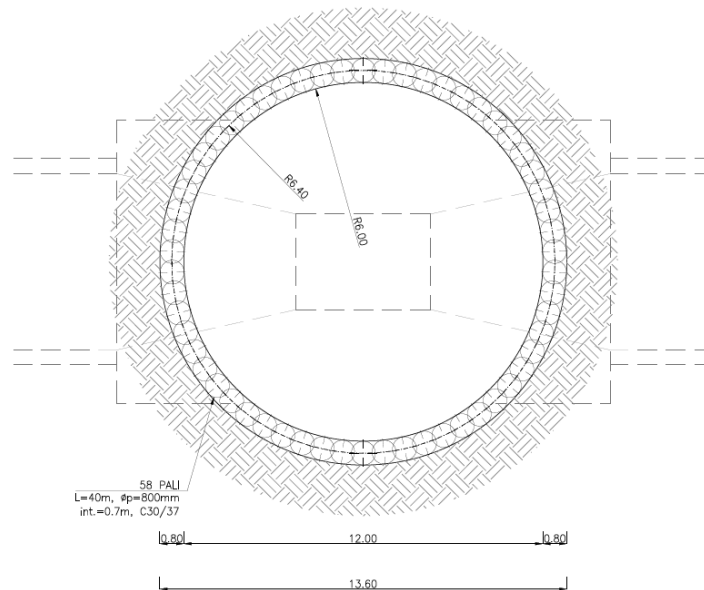


Figura 5.6 – Sezione tipo P_Par

5.3 Materiali

I materiali che costituiscono le opere di sostegno sono definititi di seguito:

Calcestruzzo per rivestimento definitivo gettato in opera

classe di resistenza	C 30/37
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	$f_{cd} \geq 17.00 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico	$E = 32800 \text{ MPa}$

Calcestruzzo proiettato fibrorinforzato

classe di resistenza	C 30/37
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	$f_{cd} \geq 17.00 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico	$E = 30000 \text{ MPa}$
dosaggio fibre	$\geq 30 \text{ kg/m}^3$

Calcestruzzo per pali berlinesi

classe di resistenza	C 30/37
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	$f_{cd} \geq 17.00 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico	$E = 32800 \text{ MPa}$

Acciaio per armature in barre o reti elettrosaldate

Acciaio B450C	
modulo elastico	$E = 210 \text{ GPa}$

Chiodi da roccia

chiodi a barre tipo GEWI® Plus S670/800 Threadbar

tensione caratteristica di rottura

$$f_{ptk} \geq 800 \text{ N/mm}^2$$

tensione caratteristica di snervamento

$$f_{p0.2k} \geq 670 \text{ N/mm}^2$$

6. ANALISI NUMERICHE: STRATEGIE DI CALCOLO IMPIEGATE

Nel presente capitolo vengono dapprima descritte le strategie di analisi impiegate per le simulazioni numeriche e le caratteristiche generali dei modelli realizzati. I risultati delle simulazioni numeriche e delle verifiche strutturali e geotecniche condotte su ciascuna sezione di calcolo sono riportati nei capitoli seguenti.

Per la valutazione del comportamento tensio-deformativo del terreno e delle strutture di sostegno delle opere in sotterraneo sono state condotte delle analisi numeriche di simulazione dello scavo con il metodo degli elementi finiti, in condizioni di deformazione piana o di assialsimmetria, utilizzando i codici di calcolo Phase 2 v. 8.024 e Paratie Plus 2022.

6.1 Simulazioni numeriche con Phase 2

Il software impiega per le analisi numeriche il metodo degli elementi finiti, il quale permette una valutazione, in termini quantitativi, dello stato tensionale e degli spostamenti nel terreno e nelle strutture, tenendo conto di uno stato di tensione iniziale anisotropo, dell'effettiva situazione geometrica in esame e della sequenza degli interventi previsti.

Lo stato tensionale iniziale è stato supposto di tipo geostatico; le tensioni principali massime e minime sono state assegnate mediante una prima fase di inizializzazione (Step 0), in cui agli elementi del modello, a partire da uno stato tensionale nullo, vengono applicate le forze di volume costituite dal peso proprio attribuito ai diversi materiali.

La simulazione delle diverse fasi di scavo e costruzione è stata condotta successivamente "attivando", nel corso della sequenza delle analisi, le caratteristiche degli elementi che nel modello rappresentano le strutture di sostegno e di rivestimento. Al tempo stesso, in accordo alle modalità esecutive seguite, lo scavo è stato riprodotto mediante l'usuale procedimento che consiste nel "disattivare elementi scavati" ed applicare sul contorno dello scavo delle forze nodali che portino su di esso, in modo graduale, a componenti di sollecitazione (normale e di taglio) nulle.

In relazione a quanto sopra, il metodo comporta:

- definizione del modello (dimensione fisica e geometrica della regione da rappresentare, sia per il terreno che per le strutture di sostegno, numerazione dei nodi e degli elementi, condizioni di contorno)
- definizione delle leggi sforzo-deformazione e di resistenza dei materiali interessati
- definizione dello stato tensionale preesistente nel terreno, prima dello scavo dell'opera
- simulazione delle fasi esecutive previste.

I modelli numerici sono stati sufficientemente estesi nelle due direzioni per permettere di ritenere trascurabili le condizioni di vincolo introdotte sui bordi dei modelli stessi.

Le strutture costituenti il rivestimento delle opere sono state discretizzate con elementi monodimensionali di tipo “liner” con comportamento elastico e caratteristiche meccaniche ed inerziali equivalenti a quelle delle strutture simulate.

6.2 Simulazioni numeriche con Paratie Plus

Le analisi numeriche, effettuate con il codice di calcolo Paratie Plus 2022, utilizzano il Metodo degli Elementi Finiti in campo monodimensionale. Il metodo consente di eseguire analisi statiche e pseudo-statiche di opere di sostegno flessibili in condizioni di deformazione piana, in presenza o meno di elementi strutturali di contrasto (puntoni e tiranti).

Lo studio di una parete flessibile viene condotto attraverso una simulazione numerica del reale: il programma stabilisce e risolve un sistema di equazioni algebriche la cui soluzione permette di riprodurre molto realisticamente l'effettivo comportamento dell'opera di sostegno. La schematizzazione in elementi finiti avviene in questo modo:

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

Il calcolo è di tipo incrementale, con iterazioni di equilibrio all'interno del singolo step di analisi; un simile approccio consente di simulare l'eventuale successione delle fasi esecutive dell'opera, definendo per ciascuna di esse lo stato di sforzo all'interno della struttura e degli elementi di contrasto, nonché la deformata d'asse dell'opera di sostegno. Al termine del calcolo, inoltre, è possibile definire l'involuppo delle sollecitazioni all'interno della struttura.

7. OPERA DI PRESA AL BACINO DI MONTE

Come si è visto al Paragrafo 5.1 della presente relazione il pozzo che costituisce l'opera di presa di monte verrà realizzato in due fasi alle quali corrispondono due configurazioni geometriche e strutturali distinte.

Al fine di effettuare un predimensionamento delle strutture di rivestimento necessarie a garantire la stabilità dell'opera, sia in fase esecutiva sia in fase di esercizio, sono state effettuate una serie di analisi numeriche volte a definire le sollecitazioni di progetto attese sui rivestimenti. Le analisi numeriche sono state sviluppate secondo i criteri illustrati nel precedente capitolo.

Si riporta di seguito una sintesi dei calcoli di dimensionamento e verifica sviluppati per il predimensionamento dell'opera in entrambe le configurazioni di progetto.

7.1 Pozzo forzato: analisi e verifica della geometria provvisoria

La struttura provvisoria del Pozzo forzato è stata dimensionata per mezzo del software ParatiePlus.

7.1.1 Condizioni stratigrafiche e geometria di analisi

La successione stratigrafica assunta nei calcoli è stata derivata a partire dalle indicazioni riportate al Capitolo 4 della presente relazione. In particolare, lungo la verticale di calcolo, si è considerata la presenza delle seguenti unità:

- depositi lacustri (LAC) per uno spessore massimo pari a circa 10 m
- calcareniti di Capodarso (ENNb) dai 10 m di profondità fino a fondo pozzo.

I parametri geotecnici adottati per le unità geotecniche sono riportati in Tabella 4.1 e in Tabella 4.2 della presente relazione.

Lo schema tipo di intervento simulato numericamente per la sezione di analisi viene mostrato di seguito in Figura 7-1.

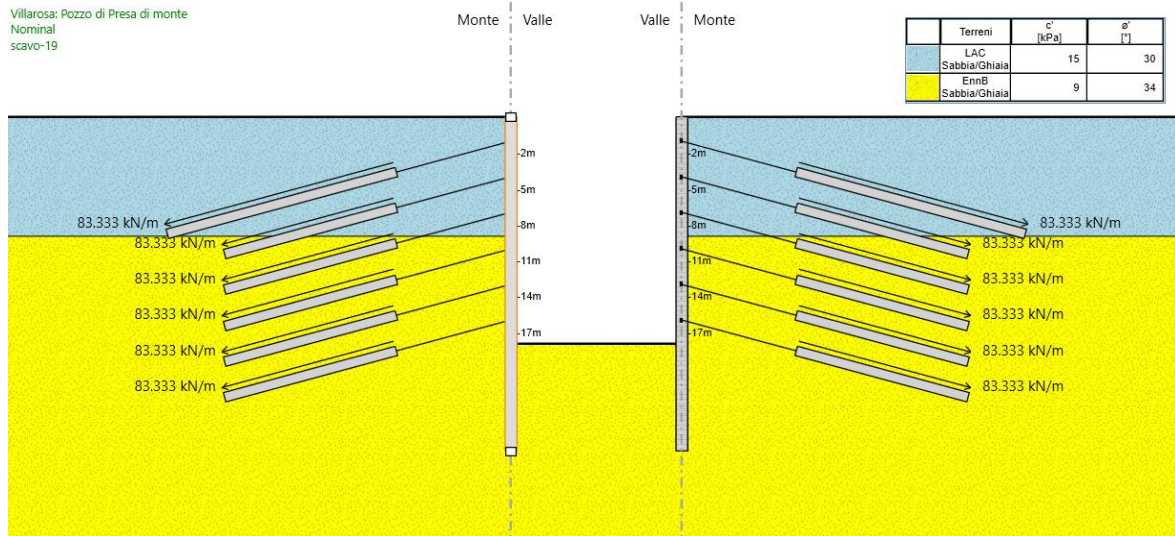


Figura 7-1 – Pozzo forzato – geometria provvisoria: modello numerico delle paratie all'ultimo step di analisi

7.1.2 Verifiche SLU di tipo geotecnico (SLU-GEO)

Le verifiche di sicurezza di tipo geotecnico considerate pertinenti per il caso in esame sono:

- stabilità dell'opera (collasso per rotazione intorno ad un punto fisso) (Par. 7.1.2.1)
- sfilamento di uno o più ancoraggi (Par. 7.1.2.2).

7.1.2.1 Stabilità dell'opera (resistenza del terreno a valle)

La stabilità dell'opera deve essere verificata, con riferimento alla normativa italiana, secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R1) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 8.1÷8.4.

In Tabella 7.1 si riporta il riepilogo delle spinte, calcolate dal software ParatiePlus (Figura 7-2), relativamente all'ultima fase di calcolo, alla quale corrisponde la massima altezza libera. Come si può osservare la percentuale massima di spinta passiva mobilitata a valle dell'opera è sempre inferiore all'unità e pertanto la verifica risulta soddisfatta positivamente per tutte le analisi.

Tabella 7.1 – Pozzo forzato – geometria provvisoria: Riepilogo delle spinte passive mobilitate

Condizione	A2+M2+R1
Spinta agente (kN/m)	1708.8
Massima spinta ammissibile (kN/m)	3252.6
Rapporto di sfruttamento	0.53

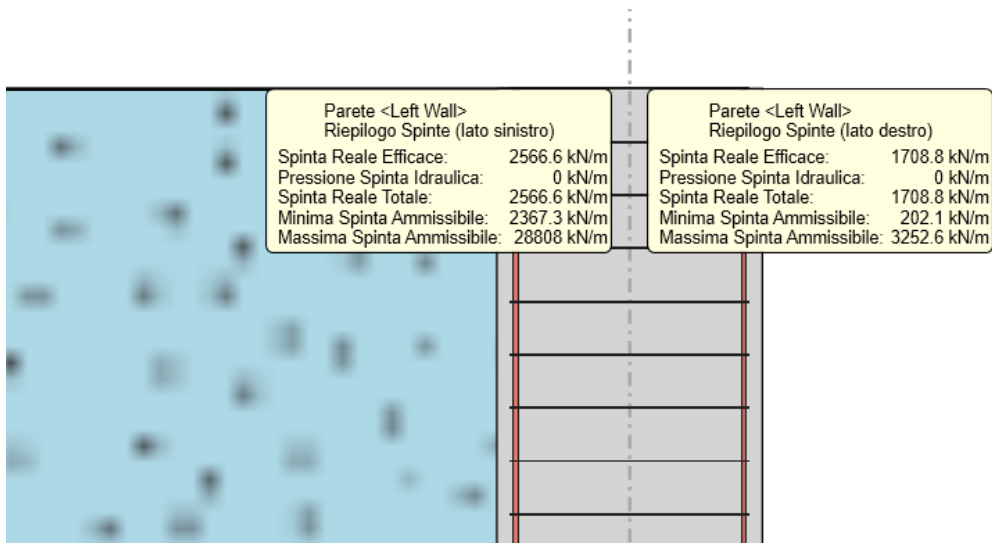


Figura 7-2 – Pozzo forzato - geometria provvisoria: riepilogo spinte agenti e resistenti

7.1.2.2 Sfilamento di uno o più ancoraggi

La verifica di sfilamento del bulbo di fondazione degli ancoraggi è stata condotta attraverso il software ParatiePlus il quale adotta i criteri illustrati al Paragrafo 2.2.2 della presente relazione. In particolare per la definizione della resistenza a sfilamento si sono stimate le seguenti proprietà:

Tabella 7.2 – Parametri impiegati per il calcolo della resistenza a sfilamento dei tiranti

	LAC	ENNb
coefficiente di sbulbamento α	1.1	1.2
tensione di aderenza q_s	100 kPa	250 kPa

Il valore effettivo della resistenza allo sfilamento dovrà essere confermato tramite opportune prove di sfilamento.

In Tabella 7.3 si riportano la sollecitazione massima di progetto E_d , la resistenza di progetto allo sfilamento $R_{ad,s}$, lo sfruttamento dell'elemento (inteso come rapporto tra azione sollecitante e resistenza di calcolo, un valore inferiore ad 1 indica il superamento della verifica) ed infine l'esito della verifica condotta, la quale, come si può osservare, risulta sempre soddisfatta.

Tabella 7.3 – Pozzo forzato - geometria provvisoria: Resistenze e azioni di sfilamento dei tiranti

Ordine di ancoraggio	Combinazione	E_d [kN]	$R_{ad,s}$ [kN]	Sfruttamento GEO	Verifica
1° ordine	A1+M1+R3	323.94	488.68	0.663	SI
2° ordine	A1+M1+R3	381.98	606.31	0.630	SI
3° ordine	A1+M1+R3	448.55	999.59	0.449	SI

Ordine di ancoraggio	Combinazione	E_d [kN]	$R_{ad,s}$ [kN]	Sfruttamento GEO	Verifica
4° ordine	A1+M1+R3	466.64	999.59	0.467	SI
5° ordine	A1+M1+R3	415.02	999.59	0.415	SI
6° ordine	A1+M1+R3	299.18	999.59	0.299	SI

7.1.3 Verifiche SLU di tipo strutturale (SLU-STR)

Le verifiche di sicurezza di tipo strutturale considerate pertinenti per il caso in esame sono:

- verifica della resistenza strutturale della paratia (Par. 7.1.3.1)
- verifica della resistenza strutturale degli ancoraggi (Par. 7.1.3.2)
- verifica della resistenza strutturale delle travi di ripartizione (Par. 7.1.3.3).

7.1.3.1 Verifica della resistenza strutturale della paratia

La verifica della sezione degli elementi strutturali è stata condotta in accordo alle NTC-18. La sezione resistente deve avere un momento resistente M_{Rd} tale che sia soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$M_{Ed} < M_{Rd},$$

con:

M_{Rd} = momento flettente resistente di calcolo

M_{Ed} = momento flettente di calcolo agente.

Analogamente, per la verifica a taglio si deve disporre di uno sforzo di taglio resistente tale per cui:

$$V_{Ed} < V_{c,Rd}$$

con:

V_{Rd} = sforzo di taglio resistente di calcolo

V_{Ed} = sforzo di taglio di calcolo agente.

Il calcestruzzo impiegato per il getto in opera dei pali è della classe C30/37. La sezione di progetto e le armature ipotizzate in fase di predimensionamento sono riportate nella seguente Figura 7-3.

In particolare si prevede di disporre le seguenti armature:

- armatura a flessione: 26 barre $\varnothing 26$ mm
- armatura a taglio: spirale $\varnothing 10$ mm passo 20 cm.

I valori del momento resistente di calcolo M_{Rd} e dello sforzo di taglio resistente di calcolo V_{Rd} risultano pari a:

$$M_{Rd} = 1590.3 \text{ kNm/m} \quad V_{Rd} = 441.1 \text{ kN/m.}$$

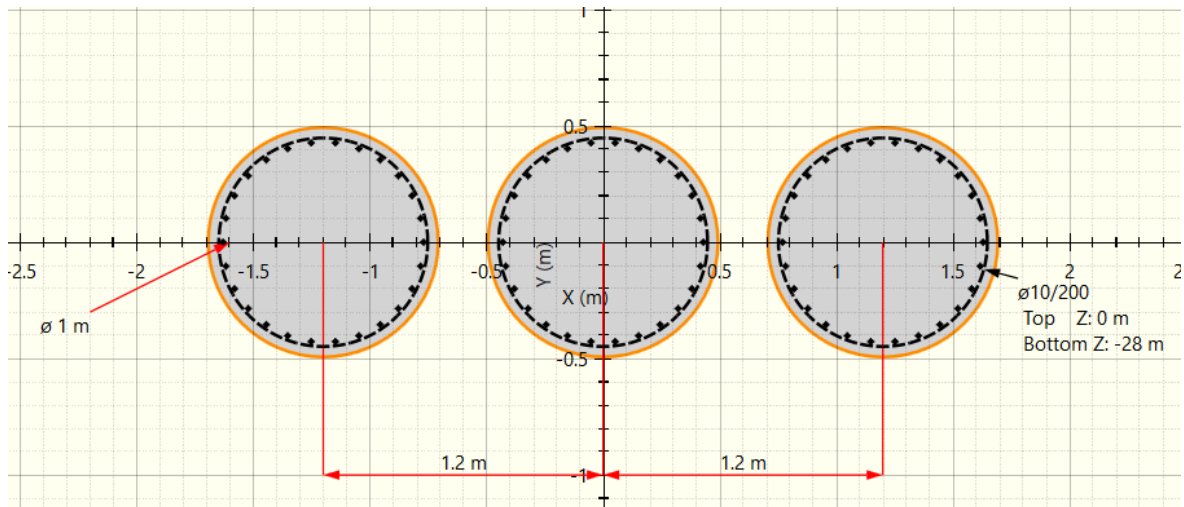


Figura 7-3 – Sezione resistente ed armature di calcolo per i pali della paratia

Nelle figure seguenti si riportano gli involupei dei diagrammi di sfruttamento (azione sollecitante/azione resistente) della sezione resistente nei confronti del momento flettente e del taglio lungo la paratia. Come si può osservare l'azione sollecitante risulta sempre inferiore alla resistenza disponibile e, pertanto, tutte le verifiche risultano soddisfatte positivamente.

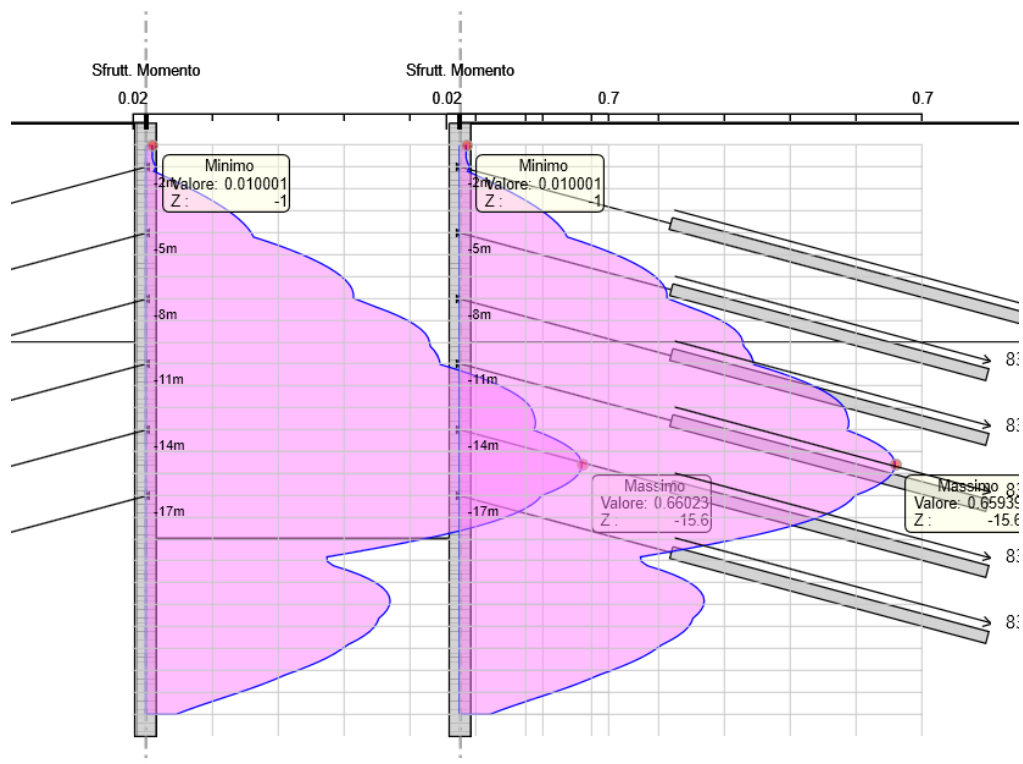


Figura 7-4 – Pozzo forzato - geometria provvisoria: involuppo dei diagrammi di sfruttamento del momento (sfruttamento massimo della sezione resistente = 0.66)

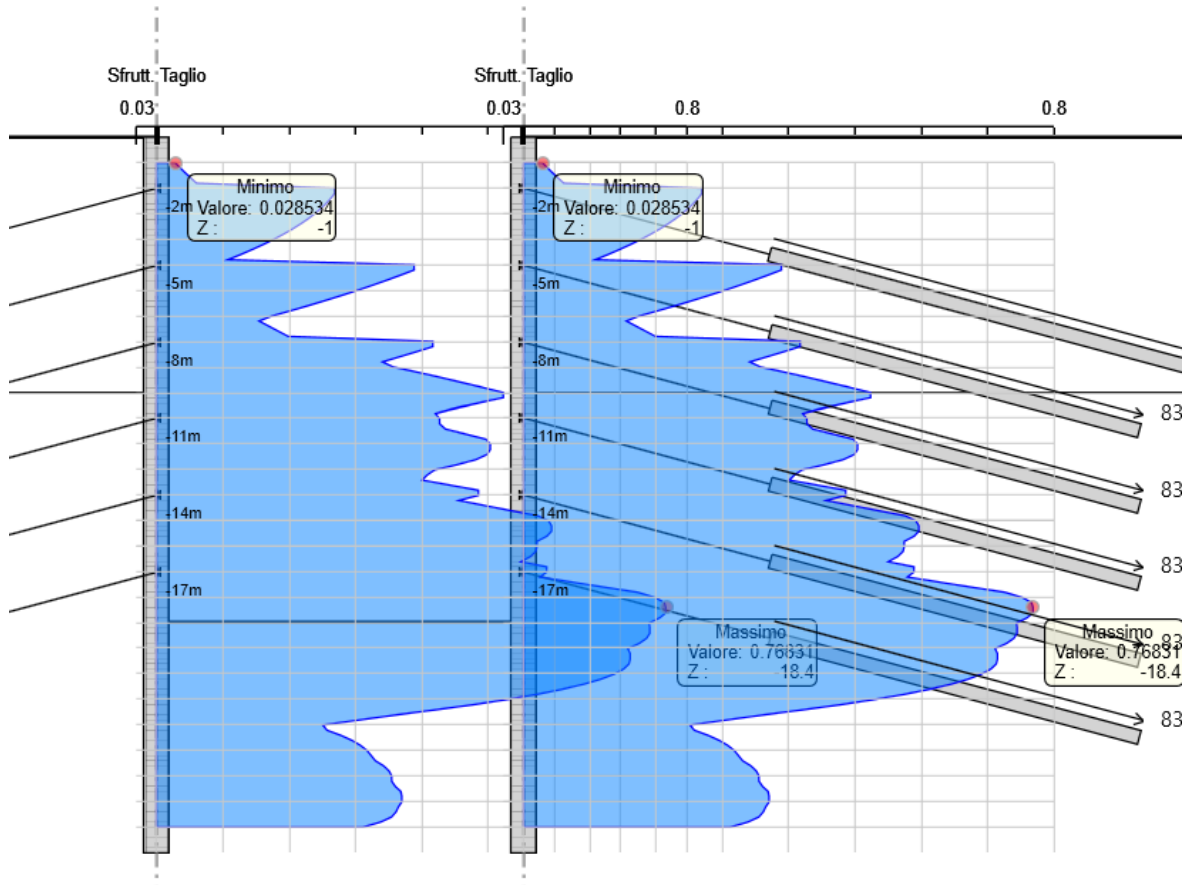


Figura 7-5 – Pozzo forzato - geometria provvisoria: involucro dei diagrammi di sfruttamento del taglio (sfruttamento massimo della sezione resistente = 0.76)

7.1.3.2 Verifica della resistenza strutturale degli ancoraggi

La normativa richiede che per i tiranti di ancoraggio sia verificato che la resistenza allo snervamento sia sempre maggiore dell'azione sollecitante calcolata.

Per i tiranti a barre impiegati la tensione di snervamento caratteristica vale $f_{p(0.2)k}=670 \text{ N/mm}^2$.

Il valore della resistenza a snervamento caratteristica $R_{p(1)k}$ si ottiene mediante la seguente formula:

$$R_{p,k} = A_{\text{tirante}} \cdot f_{p,k} = 645 \text{ kN}$$

mentre il valore di progetto si ottiene dividendo il valore caratteristico per il fattore di sicurezza previsto dalla normativa per l'acciaio ($\gamma_s = 1.15$):

$$R_{p,d} = R_{p,k} / 1.15 = 560.5 \text{ kN}$$

In questo caso, come mostra la Tabella 7.4, la verifica risulta sempre soddisfatta.

Tabella 7.4 – Pozzo forzato - geometria provvisoria: resistenze e azioni di trazione dei tiranti

Ordine di ancoraggio	Combinazione	E_d [kN]	$R_{ad,s}$ [kN]	Sfruttamento GEO	Verifica
1° ordine	A1+M1+R3	323.94	560.5	0.578	SI
2° ordine	A1+M1+R3	381.98	560.5	0.682	SI
3° ordine	A1+M1+R3	448.55	560.5	0.800	SI
4° ordine	A1+M1+R3	466.64	560.5	0.833	SI
5° ordine	A1+M1+R3	415.02	560.5	0.740	SI
6° ordine	A1+M1+R3	299.18	560.5	0.534	SI

7.1.3.3 Verifica della resistenza strutturale delle travi di ripartizione

Le travi per la ripartizione sulla paratia dello sforzo assiale agente nei tiranti d'ancoraggio sono costituite da profilati del tipo HEB160 accoppiati, realizzati in acciaio S355.

La verifica delle travi di ripartizione è stata eseguita secondo i criteri illustrati nel Paragrafo 2.2.3 della presente relazione. Nella Tabella 7.5 si riportano le verifiche a flessione e taglio delle travi di ripartizione per i sei ordini di tiranti previsti dal progetto. In tabella sono riportati i coefficienti di sfruttamento a momento e taglio della sezione resistente (intesi come rapporto tra l'azione sollecitante e la resistenza di progetto), un valore inferiore all'unità di tali coefficienti indica il superamento della verifica. Come si può osservare le verifiche risultano sempre ampiamente soddisfatte.

Tabella 7.5 Pozzo forzato - geometria provvisoria: travi di ripartizione della paratia - Verifiche strutturali

Ordine di tiranti	Combinazione	Carico distribuito [kN/m]	Sfruttamento momento	Sfruttamento taglio
1° ordine	A1+M1+R3	134.98	0.312	0.312
2° ordine	A1+M1+R3	158.85	0.367	0.367
3° ordine	A1+M1+R3	186.9	0.432	0.431
4° ordine	A1+M1+R3	194.43	0.449	0.449
5° ordine	A1+M1+R3	172.93	0.399	0.399
6° ordine	A1+M1+R3	124.66	0.288	0.288

7.2 Pozzo forzato: analisi e verifica della geometria definitiva

La struttura definitiva del Pozzo forzato è stata dimensionata per mezzo del software Paratie Plus.

7.2.1 Condizioni stratigrafiche e geometria di analisi

La successione stratigrafica assunta nei calcoli è stata derivata a partire dalle indicazioni riportate al Capitolo 4 della presente relazione. In considerazione del fatto che gli scavi in esubero necessari per la messa in stazione della TBM verranno ritombati per la realizzazione della configurazione finale del pozzo forzato si è considerata la presenza delle seguenti unità:

- Materiale per rilevati e ritombamenti per tutta l'altezza del pozzo
- calcareniti di Capodarso (ENNb) al di sotto del pozzo.

I parametri geotecnici adottati per le unità geotecniche sono riportati in Tabella 4.5 e in Tabella 4.2 della presente relazione.

Lo schema tipo di intervento simulato numericamente per la sezione di analisi viene mostrato di seguito in Figura 7-1. Il modello ad elementi finiti impiegato è di tipo bidimensionale ed è stato sviluppato in condizioni di assialsimmetria. Nelle analisi di predimensionamento non sono stati considerati i getti massivi per l'inglobamento del gomito della condotta.

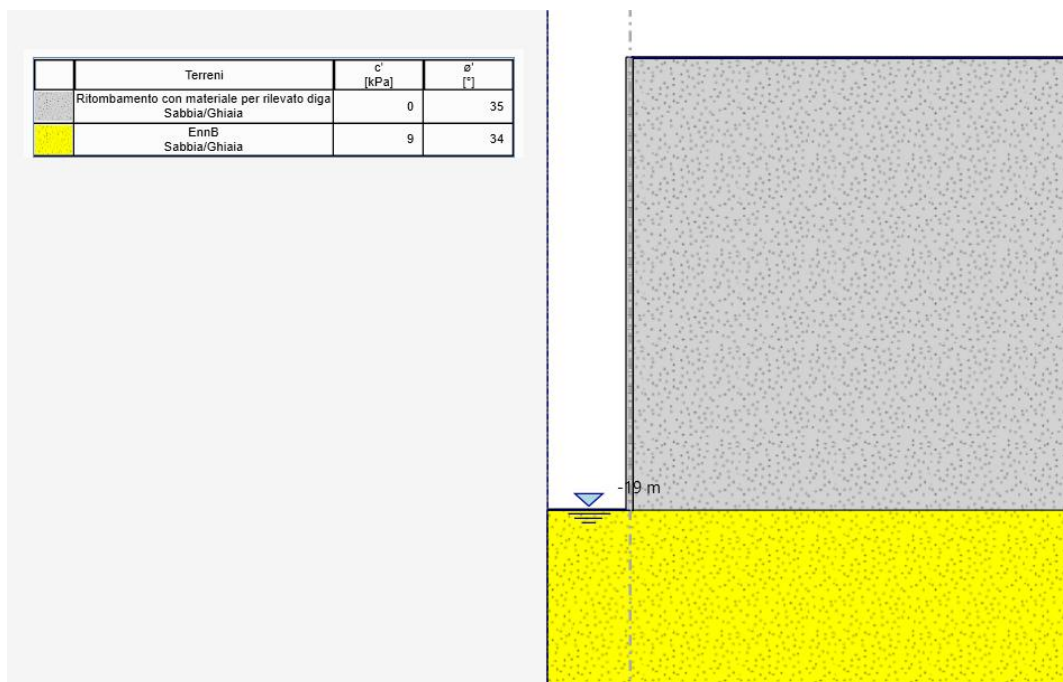


Figura 7-6 – Pozzo forzato – geometria definitiva: modello numerico delle paratie all'ultimo step di analisi

7.2.2 Analisi dei risultati

Come si è detto il rivestimento finale del Pozzo forzato è costituito da una parete di calcestruzzo armato di classe C30/37 avente spessore pari a 30 cm.

I risultati dell'analisi numerica sono illustrati nella Figura 7.7 in cui sono riportati:

- l'andamento dello spostamento orizzontale del terreno nell'intorno del pozzo in combinazione di esercizio
- il diagramma dello sforzo normale circonferenziale agente negli elementi di rivestimento in combinazione di Stato Limite Ultimo

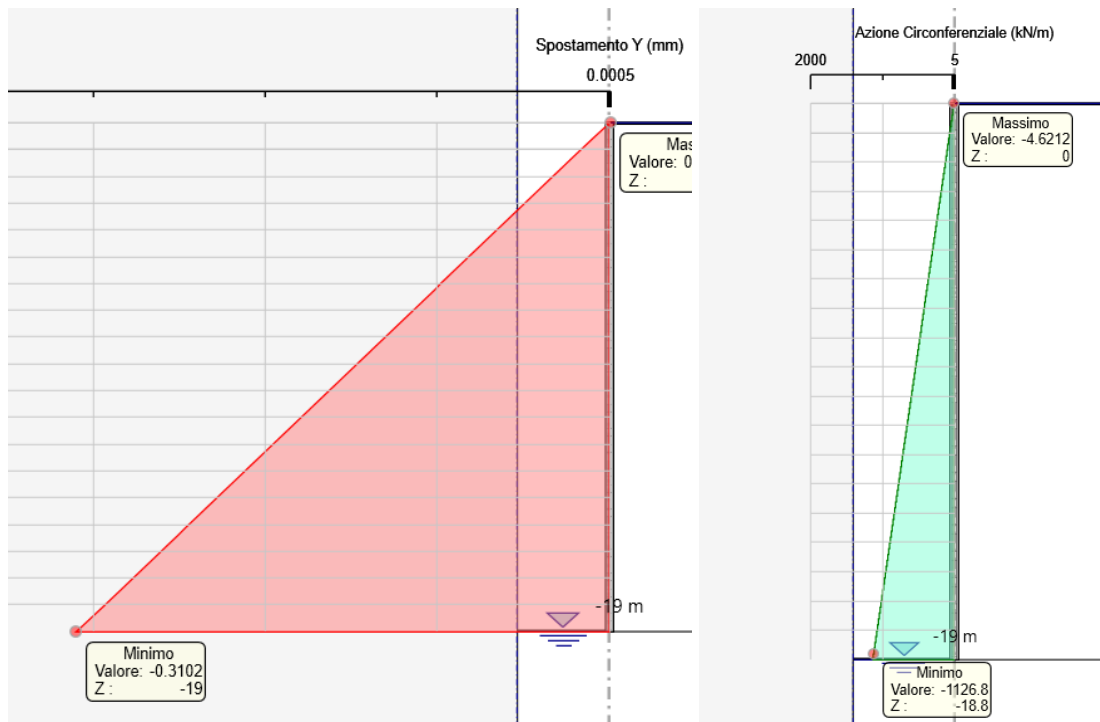


Figura 7.7 – Pozzo forzato – geometria definitiva: spostamenti orizzontali in combinazione di esercizio (a sinistra) e sforzo normale circonferenziale allo Stato Limite Ultimo (a destra)

Gli spostamenti massimi orizzontali calcolati in corrispondenza della parete del pozzo risultano trascurabili in quanto inferiori al millimetro. Lo sforzo normale circonferenziale raggiunge il valore massimo di circa 1130 kN in corrispondenza della sezione terminale del pozzo forzato.

7.2.3 Verifiche strutturali

Data la geometria circolare e le condizioni di carico simmetriche sul perimetro di scavo il rivestimento risulta soggetto esclusivamente allo sforzo normale di compressione, mentre il momento flettente ed il taglio risultano pressoché trascurabili. Si riporta di seguito la verifica di compressione del rivestimento.

Azioni sollecitanti:

$$N_d = 1.13 \text{ MN.}$$

Considerando lo spessore del rivestimento pari ad 0.30 m ed il calcestruzzo di classe C30/37 si ha:

$$\sigma_{c,d} = 3.76 \text{ MPa}$$

$$f_{c,d} = 17.00 \text{ MPa.}$$

Come si può osservare la massima tensione di compressione risulta pari a 3.76 MPa, la quale è inferiore al valore della resistenza di calcolo a compressione f_{cd} che per un calcestruzzo di classe C30/37 vale 17.00 MPa. La verifica risulta pertanto superata.

8. POZZO PARATOIE

Come si è visto al Paragrafo 5.2 della presente relazione il Pozzo Paratoie ha uno sviluppo pari a circa 35 m ed attraversa nell'ordine le seguenti unità geotecniche:

- TRVa per i primi 25 m circa,
- AV a partire da una profondità di circa 25 m fino a fondo pozzo.

Al fine di effettuare un predimensionamento delle strutture di rivestimento necessarie a garantire la stabilità dell'opera, sia in fase esecutiva sia in fase di esercizio, sono state effettuate una serie di analisi numeriche volte a definire le sollecitazioni di progetto attese sui rivestimenti. Le analisi numeriche (Figura 8.1) sono state sviluppate secondo i criteri illustrati nel Capitolo 6. Il modello ad elementi finiti impiegato il Pozzo Paratoie è di tipo bidimensionale ed è stato sviluppato, in condizioni di assial simmetria tramite il software Phase 2.

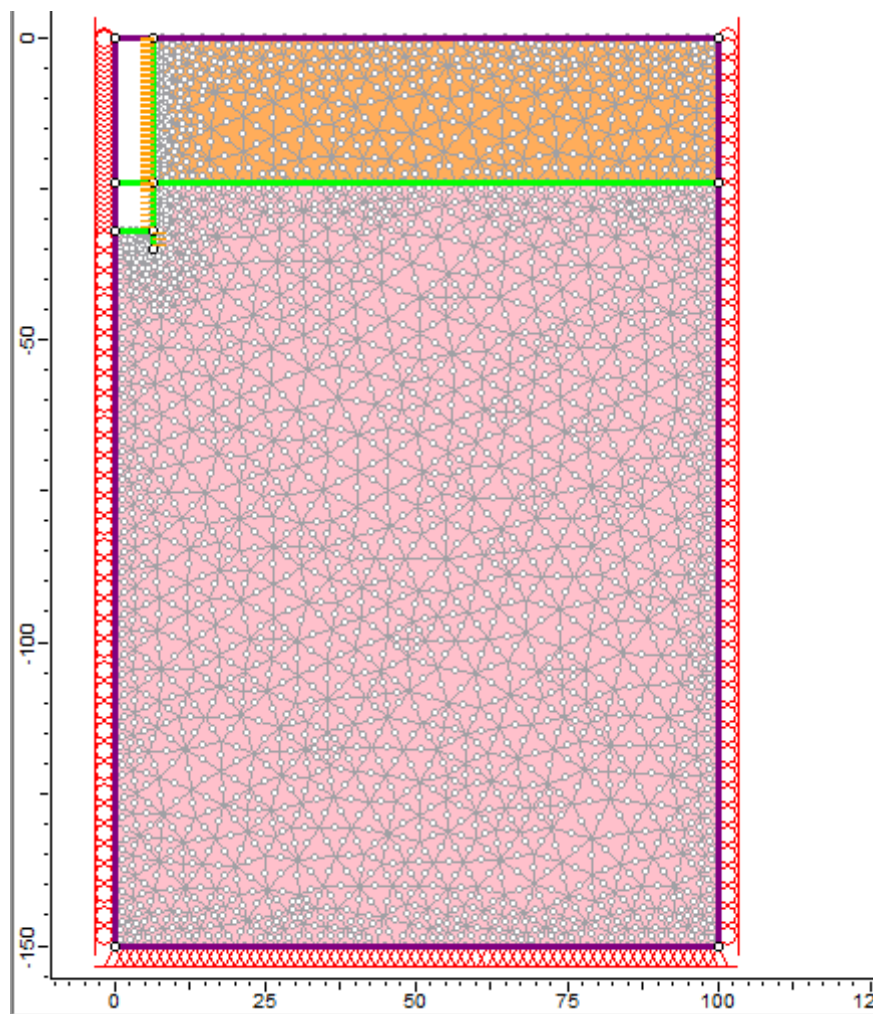


Figura 8.1 – Pozzo Paratoie: Geometria del modello assialsimmetrico all'ultimo step della simulazione

Nei paragrafi successivi si riportano, per ciascuna sezione di analisi, una breve sintesi dei principali risultati ottenuti dalle simulazioni numeriche effettuate e delle verifiche strutturali condotte sulle strutture di rivestimento.

8.1 Analisi dei risultati

Come si è detto il rivestimento del Pozzo Paratoie è costituito da una cortina di pali compenetrati. Il predimensionamento delle strutture di sostegno del pozzo è stato effettuato tramite una simulazione su un modello ad elementi finiti del comportamento della struttura e della sua interazione con in terreno circostante.

Il modello ad elementi finiti impiegato (Figura 8.1) è di tipo bidimensionale ed è stato sviluppato in condizioni di assialsimmetria. Le condizioni di vincolo imposte sono costituite da cerniere sul bordo inferiore e da carrelli verticali sui bordi laterali.

La stratigrafia di analisi riproduce quanto illustrato al Paragrafo 5.2.

Le diverse fasi di analisi considerate sono:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo del bacino fino al raggiungimento della quota di testa pozzo
- STEP4 - Posa in opera delle pareti di rivestimento del pozzo
- STEP5 - Scavo del pozzo in un'unica fase

I risultati dell'analisi numerica sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati per l'ultimo step di calcolo:

- l'estensione della fascia plastica (Figura 8.2)
- l'andamento dello spostamento orizzontale del terreno nell'intorno del pozzo (Figura 8.3)
- i diagrammi dello sforzo normale circonferenziale e del momento flettente circonferenziale agenti negli elementi di rivestimento (Figura 8.4).

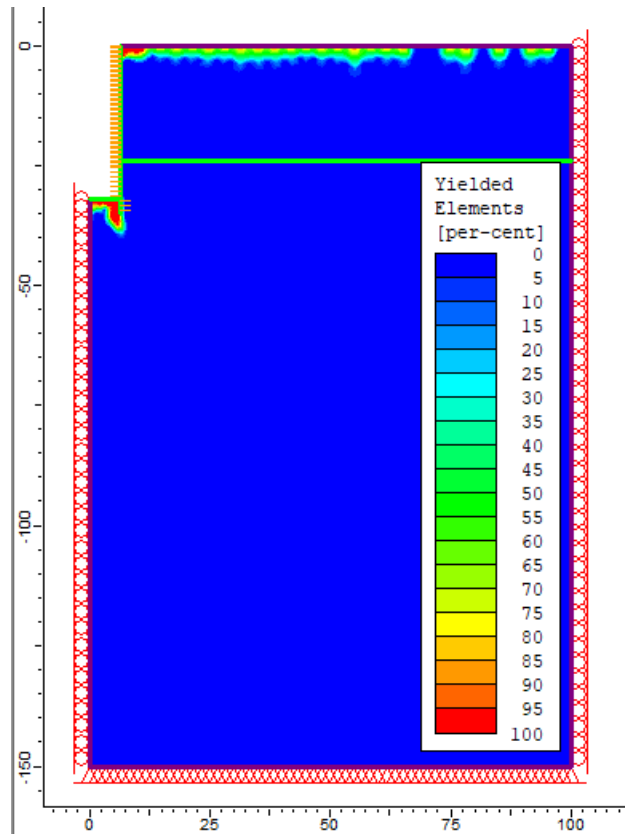


Figura 8.2 – Pozzo Paratoie: estensione della fascia plastica all'ultimo step di analisi

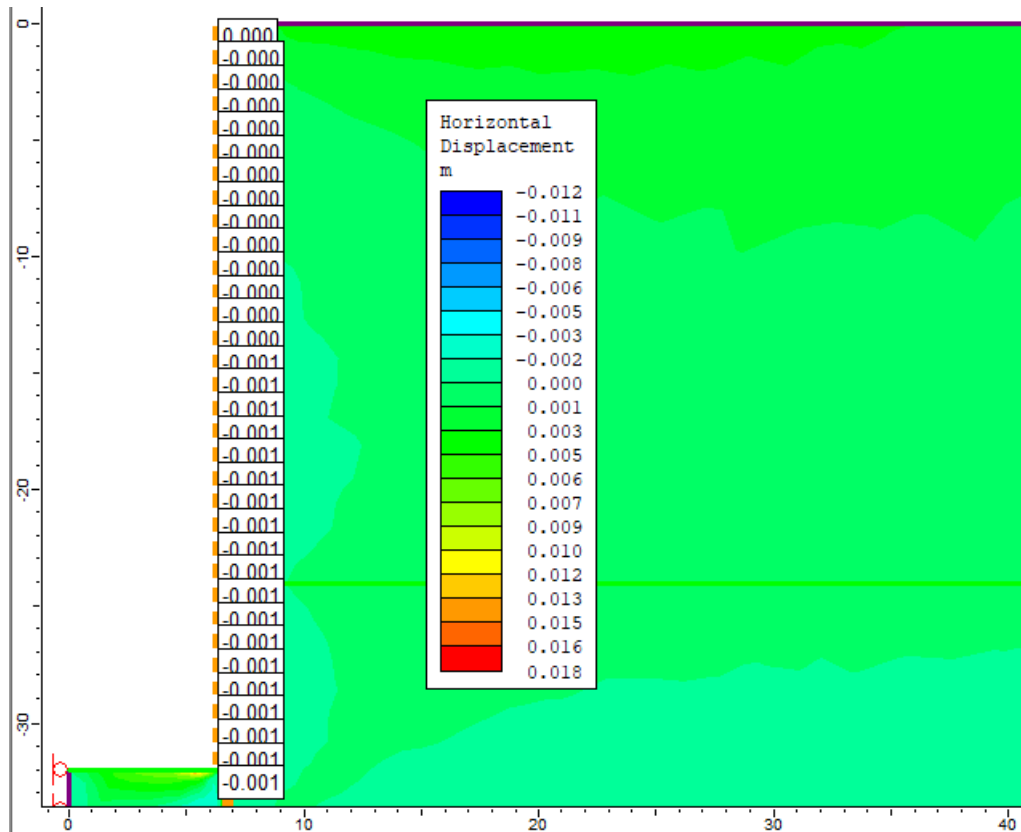


Figura 8.3 – Pozzo Paratoie: spostamenti orizzontali all'ultimo step di analisi

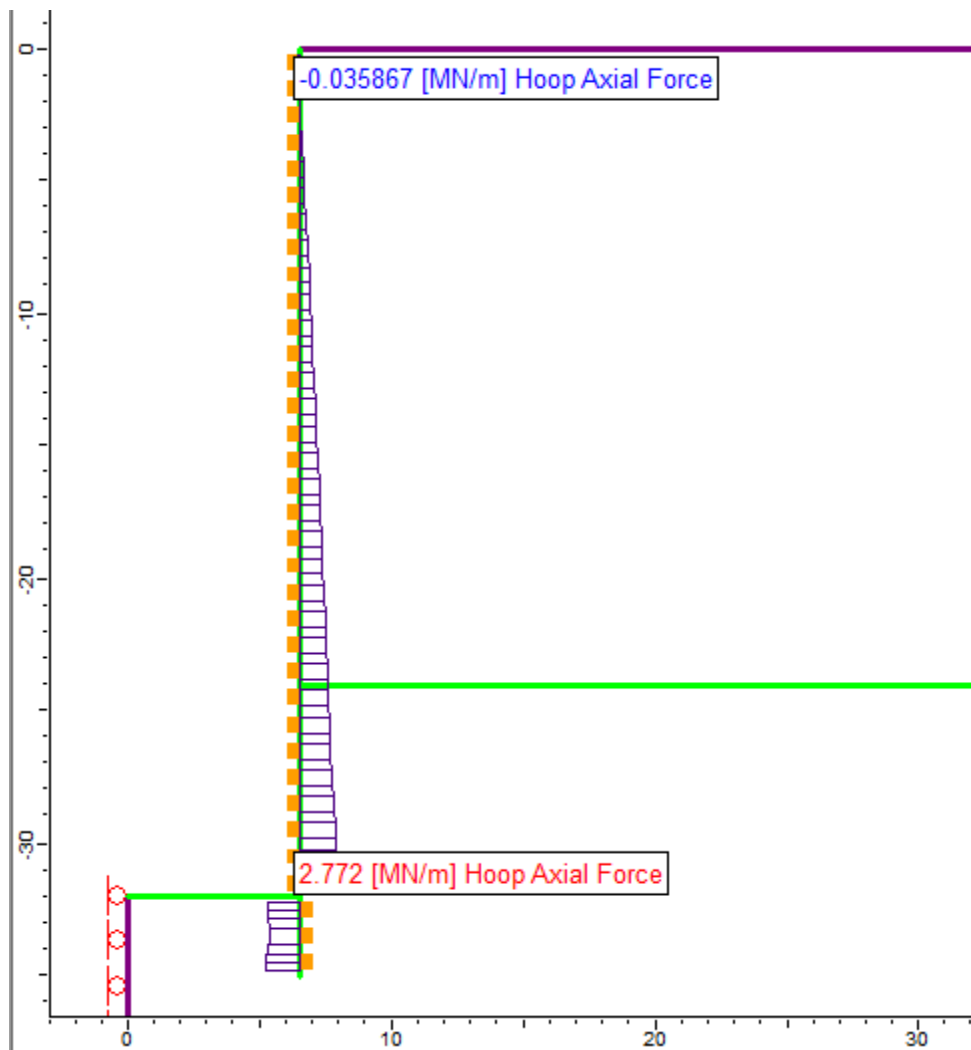


Figura 8.4 – Pozzo Paratoie: sforzo normale circonferenziale step di analisi

Le immagini precedenti mostrano chiaramente come, nelle condizioni simulate, non si generino nel terreno delle zone plastiche rilevanti, le uniche zone plasticizzate risultano infatti localizzate in prossimità del piano campagna.

Gli spostamenti massimi orizzontali calcolati in corrispondenza della parete del pozzo valgono circa 1 mm.

Lo sforzo normale circonferenziale raggiunge, in combinazione caratteristica, il valore massimo di circa 2772 kN in corrispondenza della sezione terminale del pozzo forzato.

8.2 Verifiche strutturali

Come si è visto al Capitolo 5 della presente relazione per il Pozzo Paratoie si prevede di impiegare la sezione tipo P_Par, la quale presenta un rivestimento costituito da

pali compenetrati del diametro di 0.80 m ed aventi interasse pari a 0.60 m in modo da realizzare uno spessore efficace del rivestimento pari a 0.50 m.

Data la geometria circolare e le condizioni di carico simmetriche sul perimetro di scavo il rivestimento risulta soggetto esclusivamente allo sforzo normale di compressione, mentre il momento flettente ed il taglio risultano pressoché trascurabili. Si riporta di seguito la verifica di compressione del rivestimento.

Azioni sollecitanti:

$$N_k = 2.77 \text{ MN}$$

$$N_d = 3.60 \text{ MN.}$$

Considerando lo spessore del rivestimento pari ad 0.50 m ed il calcestruzzo di classe C30/37 si ha:

$$\sigma_{c,d} = 7.20 \text{ MPa}$$

$$f_{c,d} = 17.00 \text{ MPa.}$$

Come si può osservare la massima tensione di compressione risulta pari a 7.20 MPa, la quale è inferiore al valore della resistenza di calcolo a compressione f_{cd} che per un calcestruzzo di classe C30/37 vale 17.00 MPa. La verifica risulta pertanto superata.