

# “VILLAROSA”

## Progetto di impianto di accumulo idroelettrico

Comuni di Calascibetta, Enna e Villarosa (EN)

### COMMITTENTE



#### COORDINAMENTO / MANDANTE



Progettisti: Ing. Luigi Lorenzo Papetti

#### PROGETTAZIONE GEOTECNICA / MANDATARIA



Progettista: Ing. Luisella Vai

### Relazione descrittiva e di calcolo della Centrale in Caverna e della Sottostazione Elettrica

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	PRIMA EMISSIONE	Luglio 22	SP	LV	PAC

Codice commessa: 1388

Codifica documento: 1388-A-GD-R-04-0

## INDICE

1. INTRODUZIONE .....	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	2
3. CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI .....	3
4. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA.....	4
4.1 Caratterizzazione geologica.....	4
4.2 Caratterizzazione geotecnica.....	5
4.3 Caratterizzazione sismica .....	6
5. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI.....	8
5.1 Problematiche attese ed interventi previsti.....	10
5.2 Fasi di scavo delle caverne.....	12
5.3 Materiali.....	14
6. ANALISI NUMERICHE .....	16
6.1 Generalità.....	16
6.2 Descrizione dei modelli numerici.....	18
6.3 Modello delle caverne sopra quota 342.50: risultati e osservazioni.....	22
6.4 Modello dei pozzi sotto quota 342.50: risultati e osservazioni .....	29
7. VERIFICHE STRUTTURALI DEI SOSTEGNI .....	35
7.1 Approcci di calcolo.....	35
7.2 Caverne sopra quota 342.50: verifiche strutturali .....	36
7.2.1 Verifica a pressoflessione del rivestimento .....	37
7.2.2 Verifica a taglio del rivestimento .....	37
7.2.3 Verifica dei chiodi di ancoraggio .....	39
7.3 Pozzi sotto quota 342.50: verifiche strutturali.....	42
7.3.1 Verifica a pressoflessione del rivestimento di prima fase .....	43
7.3.2 Verifica a pressoflessione del rivestimento definitivo .....	43
7.3.3 Verifica dei chiodi di ancoraggio .....	45

## TABELLE

Tabella 4.1 – Unità GTL2 e TRB: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità secondo il criterio generalizzato di Hoek-Brown

Tabella 7.1 – Coefficienti parziali delle azioni (Tabella 6.2.I NTC2018)

Tabella 7.2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici (Tabella 6.2. Il NTC2018)

Tabella 7.3 – Caverne: calcolo del taglio resistente del rivestimento

Tabella 7.4 – Caverne: Verifica a taglio del rivestimento

Tabella 7.5 – Tabella proposta da Bustamante e Doix per la scelta del coefficiente  $\alpha$

Tabella 7.6 – Caverne: massima sollecitazione di calcolo sulle chiodature

Tabella 7.7 – Pozzi: calcolo del taglio resistente del rivestimento

## FIGURE

Figura 4.1 – A) Mappa geologica su cui sorgerà il Bacino di monte. B) Sezione geologica N-S ed interferenza con le opere previste nell'area

Figura 4.2 – Applicazione delle deformazioni di taglio sui bordi del modello per l'applicazione del Metodo delle deformazioni di taglio puro in campo libero

Figura 5.1 – Centrale in caverna e SSE, planimetria

Figura 5.2 – Centrale in caverna e SSE, sezione trasversale

Figura 5.3 – Centrale in caverna, sezione longitudinale

Figura 5.4 – Fasi di scavo della Centrale in Caverna, planimetria e sezione trasversale

Figura 5.5 – Fasi di scavo dei pozzi al di sotto della Centrale in Caverna, planimetria

Figura 6.1 – Modello relativo alle due caverne per le condizioni statiche all'ultimo step di analisi

Figura 6.2 – Modello relativo alle due caverne per le condizioni sismiche all'ultimo step di analisi

Figura 6.3 – Modello relativo ai due pozzi al di sotto della centrale all'ultimo step di analisi

Figura 6.4 – Caverne sopra quota 342.50: estensione della fascia plastica allo step 5

Figura 6.5 – Caverne sopra quota 342.50: estensione della fascia plastica allo step 8

Figura 6.6 – Caverne sopra quota 342.50: estensione della fascia plastica allo step 11

Figura 6.7 – Caverne sopra quota 342.50: nuove zone plastiche formatesi durante la fase sismica

Figura 6.8 – Caverne sopra quota 342.50: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 5

Figura 6.9 – Caverne sopra quota 342.50: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 8

Figura 6.10 – Caverne sopra quota 342.50: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 11

Figura 6.11 – Caverne sopra quota 342.50: incremento di deformazione e spostamenti durante la fase sismica

Figura 6.12 – Caverne sopra quota 342.50: Diagramma di momento allo step 11

Figura 6.13 – Caverne sopra quota 342.50: Diagramma di sforzo normale allo step 11

Figura 6.14 – Caverne sopra quota 342.50: Diagramma di taglio allo step 11

Figura 6.15 – Caverne sopra quota 342.50: Diagramma di momento allo step 12

- Figura 6.16 – Caverne sopra quota 342.50: Diagramma di sforzo normale allo step 12
- Figura 6.17 – Caverne sopra quota 342.50: Diagramma di taglio allo step 12
- Figura 6.18 – Caverne sopra quota 342.50: Sforzo normale agente sui chiodi allo step 11
- Figura 6.19 – Caverne sopra quota 342.50: Sforzo normale agente sui chiodi allo step 12
- Figura 6.20 – Pozzi sotto quota 342.50: estensione della fascia plastica allo step 8
- Figura 6.21 – Pozzi sotto quota 342.50: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 8
- Figura 6.22 – Pozzi sotto quota 342.50: Diagramma di momento allo step 8 sul rivestimento di prima fase
- Figura 6.23 – Pozzi sotto quota 342.50: Diagramma di sforzo normale allo step 8 sul rivestimento di prima fase
- Figura 6.24 – Pozzi sotto quota 342.50: Diagramma di taglio allo step 8 sul rivestimento di prima fase
- Figura 6.22 – Pozzi sotto quota 342.50: Diagramma di momento allo step 8 sul rivestimento definitivo
- Figura 6.23 – Pozzi sotto quota 342.50: Diagramma di sforzo normale allo step 8 sul rivestimento definitivo
- Figura 6.27 – Pozzi sotto quota 342.50: Diagramma di taglio allo step 8 sul rivestimento definitivo
- Figura 6.28 – Pozzi sotto quota 342.50: Sforzo normale agente sui chiodi allo step 8
- Figura 7.1 – Centrale: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento su piedritti e calotta
- Figura 7.2 – SSE: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento su piedritti e calotta
- Figura 7.2 – Abaco proposto da Bustamante e Doix per la scelta di qs
- Figura 7.4 – Pozzi: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase
- Figura 7.5 – Pozzi: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo

## 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 condotte sulla caverna che ospiterà la Centrale in sotterraneo e sulla caverna della Sottostazione elettrica.

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 della centrale, ottenuta sulla base dei dati della campagna geologico-geotecnica effettuata nei mesi nel giugno 2022. Il Capitolo 5 riporta una breve descrizione degli interventi in progetto e dei materiali da costruzione previsti, mentre nei capitoli 6 e 7 sono esposti i risultati delle analisi numeriche di progetto e delle verifiche previste dalla normativa vigente condotte per le sezioni di analisi.

## **2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La normativa di riferimento per i calcoli e le verifiche è costituita da:

- D.M. 17 gennaio 2018 “Norme tecniche per le costruzioni” - NTC 2018
- Circolare 11 febbraio 2019, n. 617/C.S.LL.PP.

### **3. CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI**

Le simulazioni numeriche sono state effettuate tramite il codice di calcolo Phase2 Versione 8.024 della Rocscience Inc. Tale software risulta largamente impiegato a livello globale e di comprovata validità nell'ambito della progettazione geotecnica.

## 4. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

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 - Relazione geologica generale
- 1388-A-GD-R-01 - Relazione geotecnica generale
- 1388-A-GD-R-02 - Relazione sulla sismica dei manufatti in sotterraneo.

### 4.1 Caratterizzazione geologica

Dalla planimetria geologica e dalla sezione geologica interpretativa, riportate di seguito, è possibile osservare che le caverne che ospiteranno la centrale e la sottostazione elettrica interesseranno unicamente le unità geotecniche dei Gessi (GTL2) e dei Trubi (TRB) appartenenti all'unità geologica dei Depositi della Serie Evaporitica.

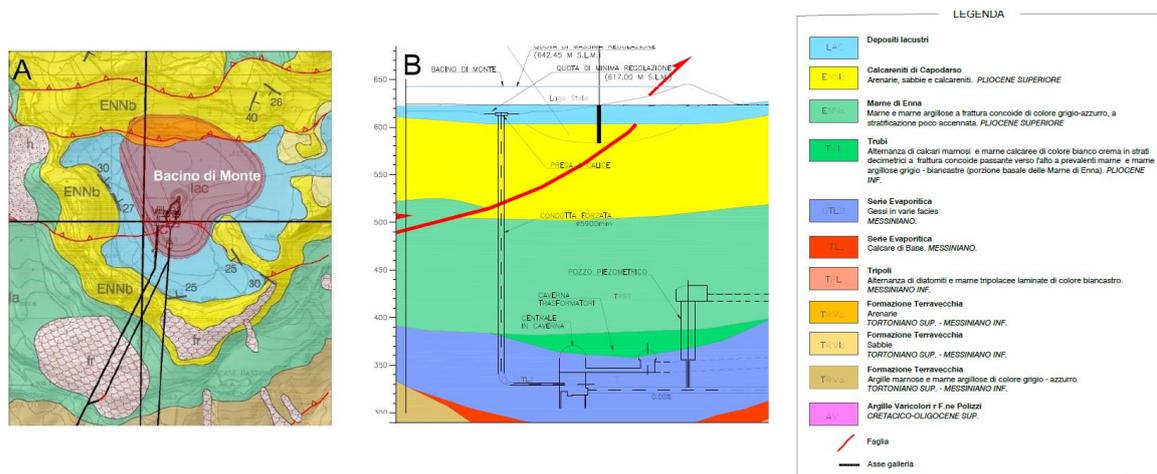


Figura 4.1 – A) Mappa geologica su cui sorgerà il Bacino di monte. B) Sezione geologica N-S ed interferenza con le opere previste nell'area

È bene precisare però come allo stato attuale delle conoscenze esista un certo margine di incertezza circa gli spessori delle formazioni presenti in profondità. L'assetto geologico-strutturale dell'area su cui sorgerà il bacino di monte e su cui verranno realizzate la condotta forzata verticale e le due caverne è stato calibrato sulla base del sondaggio VLL\_03 spinto alla profondità di 40 m dal p.c e delle evidenze di superficie emerse durante il rilevamento geologico. La condotta forzata ha uno sviluppo in verticale di circa 270 m e, secondo il modello di sottosuolo ipotizzato, dovrebbe intercettare, a partire dalla quota topografica, depositi lacustri (spessore 15 m), circa 120 m di calcareniti ed arenarie (Calcareniti di Capodarso, ENNb) e un uguale spessore di Marne di Enna (ENNa). L'opera dovrebbe poi intercettare, per il restante tratto verticale ed orizzontale (circa 90m), i depositi della Serie Evaporitica (GTL2) qui ipotizzati in sottosuolo sulla base di proiezioni di affioramenti limitrofi (Contrada Gaspa).

Nelle successive fasi di progettazione risulterà comunque essenziale svolgere un'accurata campagna di indagini volta a definire l'effettiva potenza di ciascuna formazione costituente la successione stratigrafica fino alla massima profondità raggiunta dalle opere in progetto.

## 4.2 Caratterizzazione geotecnica

Le diverse unità geologiche presenti sul sito in cui si intende realizzare l'opera 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. Come meglio illustrato nella Relazione Geotecnica Generale (1388-A-GD-R-01), cui si rimanda per ulteriori approfondimenti, le indagini finora effettuate hanno permesso di svolgere una prima caratterizzazione geotecnica relativa solamente alle unità effettivamente riscontrate nei sondaggi geognostici. Per le ulteriori unità previste dall'inquadramento geologico, ma non direttamente riscontrate in sito, è stata svolta una caratterizzazione geotecnica basata su dati di letteratura.

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 GTL2 e TRB: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità secondo il criterio generalizzato di Hoek-Brown

Unità	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	GSI	$\sigma_{ci}$ (MPa)	$m_i$	$m_b$	s	a	$\nu$	MR	$E_i$ (GPa)	$E_d$ (GPa)
GTL2	21-22	50	20	8	1.341	0.0039	0.506	0.3		19	5.84
TRB	23-24	55	25	7	1.403	0.0067	0.504	0.3	1000		10.21

In considerazione delle dimensioni considerevoli della caverna che ospiterà la centrale, della sua geometria complessa e della copertura prevista risulta essenziale che tale opera venga ubicata in una posizione in cui l'ammasso si presenta con le caratteristiche migliori tra quelle presenti in sito. Per tale ragione risulterà opportuno, nelle successive fasi di progettazione, svolgere delle indagini mirate a individuare con precisione l'esatta successione stratigrafica nonché tutte le possibili zone di disturbo presenti nelle vicinanze delle caverne ed eventualmente apportare delle appropriate variazioni al layout di proget-

to al fine di evitare di interessare terreni meno competenti o eventuali zone tettonizzate durante lo scavo delle caverne.

### 4.3 Caratterizzazione sismica

La zona che ospiterà l'impianto risulta soggetta ad un modesto rischio sismico. Tuttavia, considerata l'importanza dell'opera in progetto, si è valutato di tener conto dell'azione sismica di progetto per il predimensionamento dei rivestimenti delle principali opere sotterranee quali le caverne.

Come illustrato nella *Relazione sulla sismica dei manufatti in sotterraneo*, cui rimanda per ulteriori dettagli, gli effetti tensionali e deformativi dovuti all'evento sismico sono stati considerati mediante una analisi semplificata di tipo pseudo-statico in cui si è applicato il *Metodo delle deformazioni di taglio puro in campo libero*. Tale metodo consente di simulare gli effetti di ovalizzazione del cavo in direzione trasversale mediante l'applicazione di uno spostamento a farfalla sui bordi del modello, come indicato in Figura 4.2.

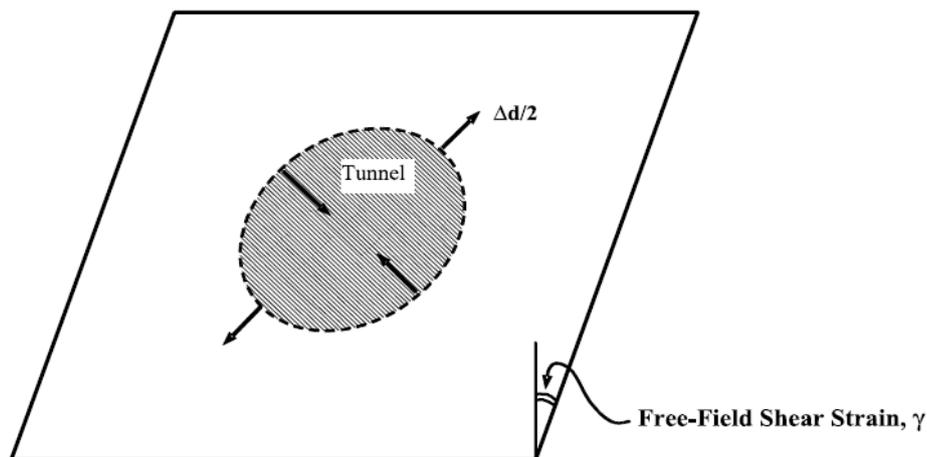


Figura 4.2 – Applicazione delle deformazioni di taglio sui bordi del modello per l'applicazione del Metodo delle deformazioni di taglio puro in campo libero

L'entità degli spostamenti applicati è stata definita in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno e dello studio di pericolosità sismica effettuato per il sito in cui si intende realizzare l'opera.

Si riportano di seguito i principali parametri impiegati per la caratterizzazione sismica delle diverse opere, mentre per un approfondimento circa la loro definizione si rimanda alla *Relazione sulla sismica dei manufatti in sotterraneo*.

Centrale in Caverna e Caverna della Sottostazione Elettrica

- metodo di calcolo dell'azione pseudo-statica: Free-field shear deformation method
- vita nominale:  $V_N = 100$  anni
- classe d'uso: classe IV  $C_U=2.0$
- periodo di riferimento per l'azione sismica:  $V_R = V_N * C_U = 100*2.0 = 200$  anni
- Magnitudo prevista: 6.04
- Distanza dalla sorgente prevista:  $< 48.6$  km
- accelerazione massima orizzontale attesa (SLV):  $a_g = 0.135$  g
- coefficiente amplificativo per la categoria di sottosuolo:  $S=1.0$
- copertura caverna = 300 m
- Coefficiente riduttivo dell'accelerazione del terreno con la profondità del tunnel:  $C = 0.7$
- accelerazione di picco riferita alla profondità del manufatto:  $a_{z,max} = S * C * a_g = 1.0 * 0.7 * 0.135g = 0.0945g$
- rapporto tra velocità di picco ed accelerazione di picco:  $k=102$  s
- velocità di picco al suolo:  $V_s = 0.096$  m/s
- velocità apparente di propagazione delle onde S:  $C_s = 2000$  m/s
- massima deformazione di taglio:  $\gamma_{max} = 0.00005$  m/m
- dimensioni lato scatola di taglio del modello:  $h_{mod} = 140$  m
- spostamento massimo da applicare al modello:  $\Delta x = 0.0031$  m

Le formule applicate sono riepilogate di seguito:

$$a_{max,s} = S \cdot a_g$$

$$a_{z,max} = C \cdot a_{max,s}$$

$$V_s = k \cdot a_{z,max}$$

$$\gamma_{max} = \frac{V_s}{C_s}$$

$$\Delta x_{max} = \gamma_{max} \frac{h_{modello}}{2}$$

## 5. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI

La Centrale in caverna e la caverna della Sottostazione elettrica rivestono un ruolo di primo piano per l'impianto in progetto in quanto al loro interno verranno alloggiate rispettivamente le turbine, le pompe ed i trasformatori necessari al funzionamento dell'impianto stesso.

La caverna che ospiterà la Centrale (Figure 5.1 – 5.3) ha dimensioni in pianta pari a 105.60 m x 30.0 m, un'altezza massima pari a circa 26.5 m ed una copertura pari a circa 270 m. il piano di imposta della caverna è previsto alla quota di 342.50 m.s.l.m.; al di sotto di tale quota si prevede di realizzare due pozzi circolari i cui verranno alloggiate le macchine. I pozzi in progetto avranno un diametro lordo pari a 27.40 m ed una profondità di circa 24 m.

La caverna che ospiterà la sottostazione elettrica (Figure 5.1 – 5.2) ha dimensioni in pianta pari a 101.0 m x 16.0 m, un'altezza massima pari a circa 24.5 m ed una copertura pari a circa 270 m.

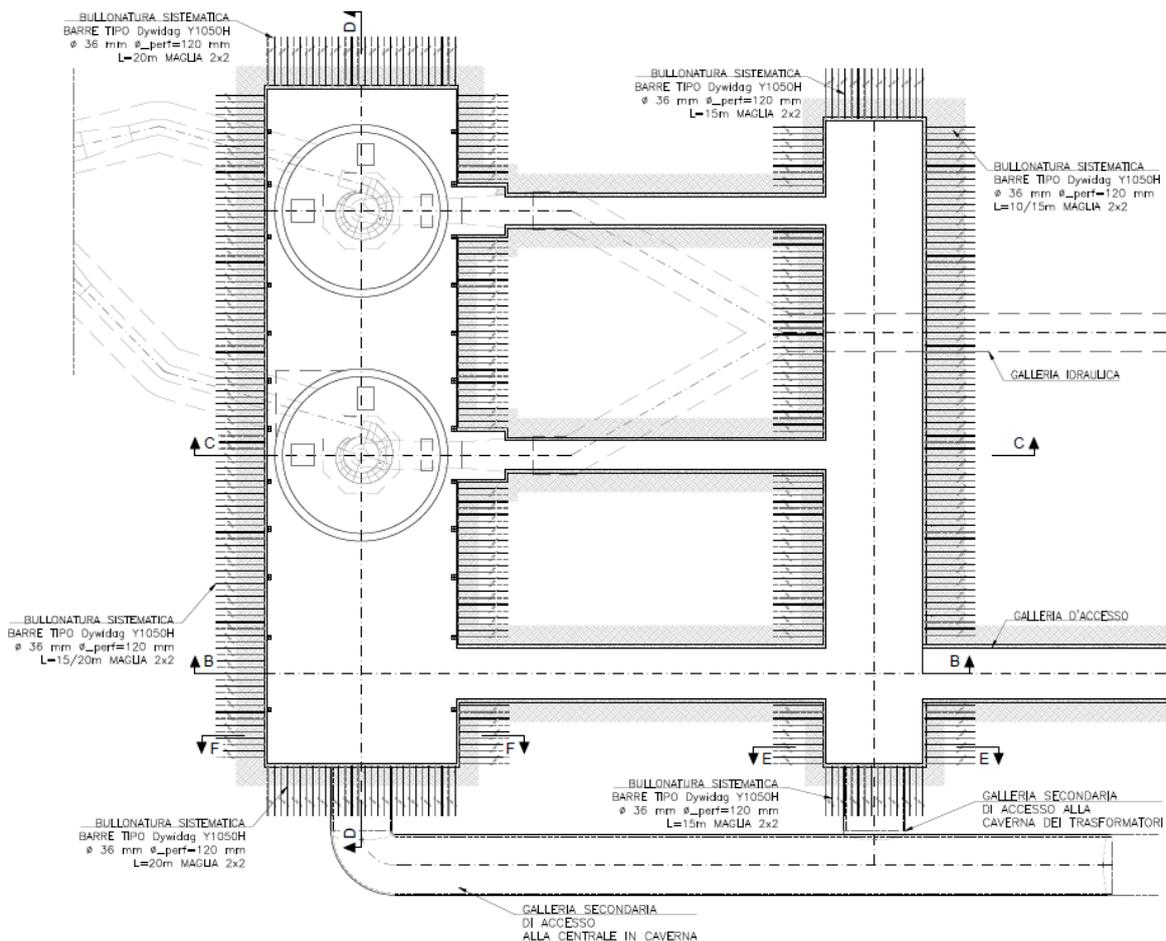


Figura 5.1 – Centrale in caverna e SSE, planimetria

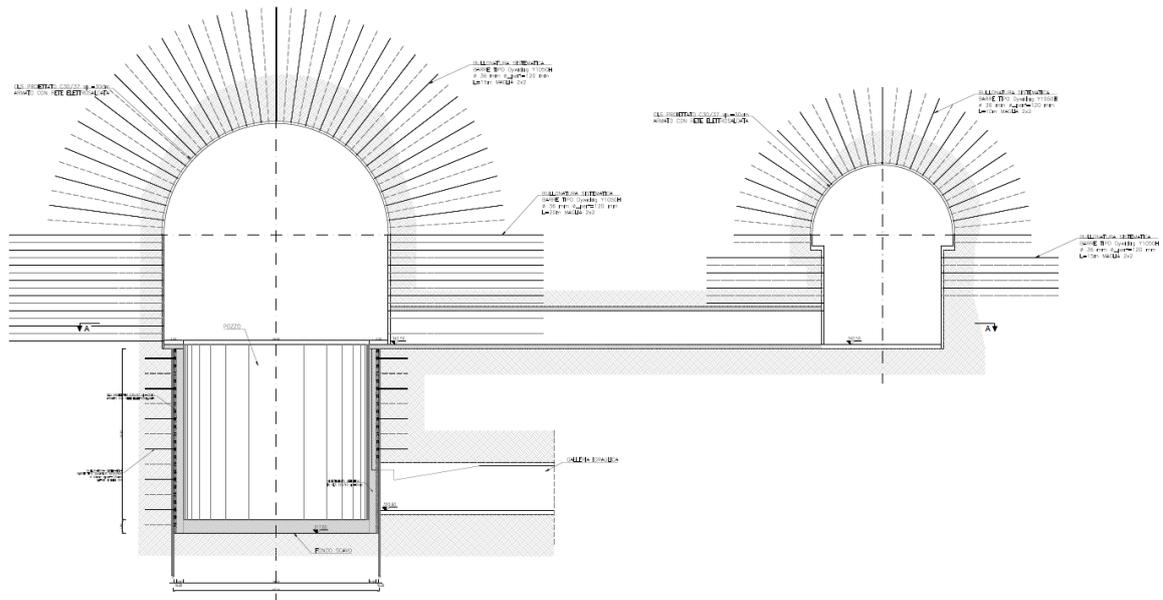


Figura 5.2 – Centrale in caverna e SSE, sezione trasversale

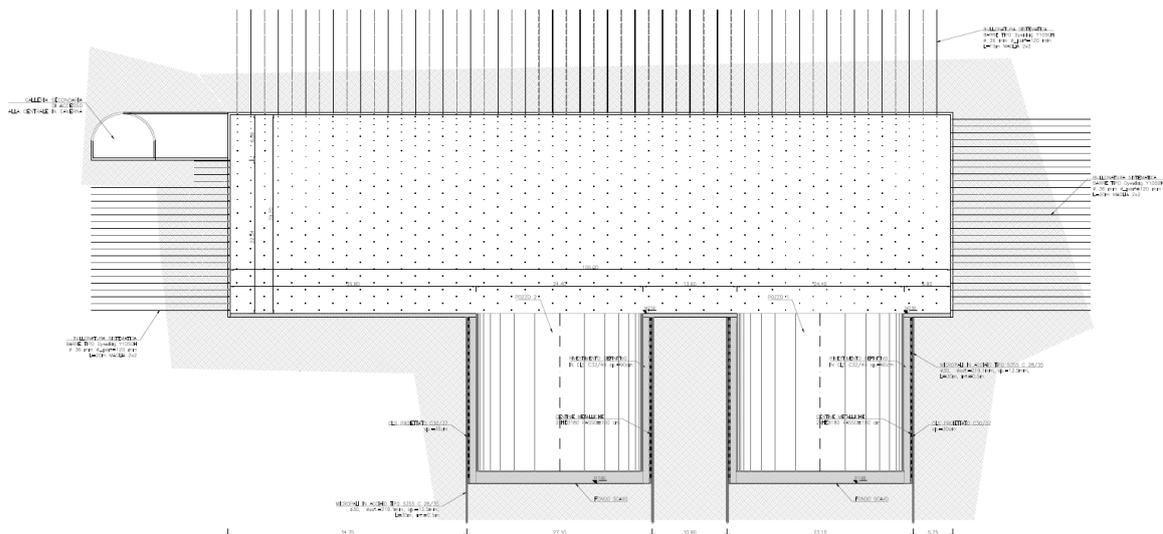


Figura 5.3 – Centrale in caverna, sezione longitudinale

Alle due caverne si accede mediante un'apposita galleria di accesso (Figura 5.1) avente una larghezza netta interna di 10.10 m ed un'altezza massima pari a 9.45 m compreso il vano superiore dedicato alla ventilazione ed isolato dal resto della galleria. La galleria di accesso, in prossimità della progressiva 1+107 km ha una biforcazione:

- il ramo principale della galleria di accesso raggiunge la caverna alla quota 342.50 m e costituirà la principale via di accesso alla caverna;
- il ramo secondario della galleria di accesso raggiunge la caverna alla quota 365 m e consentirà l'attacco per lo scavo della caverna stessa.

La centrale in caverna viene raggiunta, oltre che dalla galleria di accesso, anche dalla galleria idraulica (che in corrispondenza della centrale presenta diverse biforcazioni dirette ad alimentare le turbine e le pompe) le cui posizioni sono illustrate in Figura 5.1

Queste due opere rappresentano un elemento singolare e particolarmente complesso nell'ambito della progettazione e realizzazione dell'impianto, per tutta una serie di fattori legati ai seguenti aspetti:

- le notevoli dimensioni delle caverne;
- la complessità delle fasi di scavo necessarie alla loro costruzione;
- la presenza delle opere complementari di ingresso ed uscita delle acque;
- le elevate coperture a cui verranno realizzate.

Nel presente capitolo vengono brevemente descritti gli interventi di sostegno del cavo e le fasi realizzative previste per la realizzazione delle due caverne.

## **5.1 Problematiche attese ed interventi previsti**

La sagoma di scavo di ciascuna caverna è dettata, oltre che dalle esigenze funzionali di alloggiamento dei rispettivi macchinari, anche dalla necessità di garantire la stabilità del cavo sia nelle fasi esecutive degli scavi sia a lungo termine.

La realizzazione delle caverne destinate ad ospitare la centrale e la sottostazione elettrica è caratterizzata da quattro problematiche principali, che le rendono due opere molto impegnative:

1. le dimensioni considerevoli e la complessa geometria di tali opere, in particolar modo la centrale, la quale oltre alla caverna principale prevede anche l'esecuzione, al di sotto di quest'ultima, di due pozzi di dimensioni considerevoli ove verranno alloggiare le macchine;
2. la limitata distanza tra la centrale e la sottostazione elettrica;
3. l'elevato stato di sforzo agente in sito, il quale è governato dalla notevole copertura, pari a circa 270 m, che porta lo stato litostatico ad un ordine di grandezza di 6 MPa alla quota della calotta;
4. le incertezze attualmente esistenti circa la litologia effettivamente presente in sito alla quota ove si intende realizzare l'opera. Come si è detto, allo stato attuale non si dispone di dati diretti relativi alla stratigrafia profonda, pertanto le analisi di dimensionamento delle opere sono state effettuate basandosi sulla stratigrafia ipotizzata durante lo studio geologico dell'area ed attribuendo parametri geotecnici cautelativi alle diverse litologie. Allo stato attuale delle conoscenze le caverne dovrebbero risultare quasi interamente immerse nei Gessi (GTL2) appartenenti alla Serie Evaporitica, mentre le calotte potrebbero incontrare lo strato soprastante costituito dai Trubi (TRB). Le principali problematiche legate a queste formazioni risultano correlate a:

- a. eventuali fenomeni di carsismo nelle formazioni calcaree e gessose;
- b. eventuale presenza di acqua in pressione negli strati profondi;
- c. eventuale presenza di gas.

Durante le future fasi di progetto sarà essenziale svolgere una campagna di indagini mirata ad accertare la stratigrafia profonda, le problematiche ad essa correlate e a determinare in maniera diretta le proprietà geotecniche dei diversi litotipi.

Sulla base delle problematiche precedentemente esposte, è possibile affermare che se da un lato è fondamentale la collaborazione della roccia attorno al cavo nel sostenere il carico litostatico, dall'altro questa può attivarsi solo a prezzo di un certo rilassamento il quale però non deve tradursi in una deformazione eccessiva del perimetro di scavo. Le convergenze che si sviluppano durante il progredire delle fasi di scavo infatti vanno a gravare sugli elementi di rivestimento che, di conseguenza, devono necessariamente essere in grado di accettare, in maniera controllata, un certo livello di deformazione. L'impiego di un rivestimento eccessivamente "rigido" comporterebbe infatti, in concomitanza con l'approfondimento delle fasi di scavo, l'insorgenza di carichi eccessivamente elevati sulle strutture costituenti il rivestimento stesso.

Per tale motivo, in fase di predimensionamento, si è optato per un rivestimento sufficientemente deformabile costituito da calcestruzzo proiettato armato con reti elettrosaldate e da chiodature passive collocate in maniera sistematica sul perimetro di scavo ed aventi la funzione di creare degli ancoraggi in grado di limitarne la deformazione.

Sulla base degli elementi raccolti nella fase di indagine e delle problematiche sopra riportate si sono definite le sezioni tipologiche di intervento per la realizzazione delle caverne sulle quali sono state svolte le analisi numeriche finalizzate al predimensionamento degli elementi di sostegno che, nella configurazione finale, risultano costituiti da:

- un rivestimento su calotta e piedritti costituito da uno strato di 30 cm di spessore di calcestruzzo proiettato di classe C30/37 armato con due strati di rete elettrosaldata  $\phi$  12 mm maglia 20 cm x 20 cm
- bulloni di ancoraggio passivi sul contorno di piedritti e calotta costituiti da barre di tipo Dywidag Y1050H,  $\phi=36$  mm, aventi le seguenti lunghezze:
  - centrale: lunghezza pari a 20 m sui piedritti e 15 m in calotta, collocati con maglia 2 m x 2 m;
  - SSE: lunghezza pari a 15 m sui piedritti e 10 m in calotta, collocati con maglia 2 m x 2 m.

Per la parte profonda della centrale, costituita dai due pozzi ove verranno alloggiato le macchine, in considerazione delle loro dimensioni rilevanti e della modesta distanza posta tra gli stessi, si sono ipotizzate le seguenti strutture di rivestimento:

- Una coronella di micropali di lunghezza pari a 30 m, diametro 300 mm e passo 500 mm, in calcestruzzo C30/37 ed armati con profili tubolari metallici di diametro 219.1 mm e spessore 12.5 mm;
- Un priverivestimento interno dello spessore di 30 cm realizzato con calcestruzzo proiettato C30/37 ed armato con centine accoppiate del tipo HEB180 con passo 1m;
- Chiodature passive di ancoraggio costituite da barre di tipo Dywidag s670/800,  $\phi=25\text{mm}$ , aventi lunghezza pari a 4 m e maglia 3.0 x 2.0 m;
- Un rivestimento definitivo dello spessore di 90 cm da realizzarsi in calcestruzzo armato con classe di resistenza C32/40;
- Le opere sono poi completate dai getti massivi interni che ingloberanno le macchine e dagli orizzontamenti interni.

La soluzione sopra descritta risulta fattibile sotto il profilo statico, allo stato attuale delle conoscenze geotecniche.

## 5.2 Fasi di scavo delle caverne

Viste le notevoli dimensioni della sezione di scavo quest'ultimo dovrà necessariamente avvenire su una sezione parzializzata ponendo in opera, di volta in volta, gli opportuni sistemi di supporto necessari a garantire la stabilità del cavo sia nel breve sia nel lungo termine.

Di seguito vengono illustrate le principali fasi di scavo (Figura 5.4) previste per le due caverne al di sopra della quota 342.50 m.s.l.m. Ulteriori dettagli relativi alle lunghezze di avanzamento dei singoli campi di scavo ed ai tempi di posa delle strutture di sostegno dovranno essere definiti in sede di progetto esecutivo e confermati in funzione delle caratteristiche dell'ammasso roccioso effettivamente riscontrate in sito:

- FASE 0 - le fasi esecutive di scavo caverna sono precedute dallo scavo della galleria di accesso alla stessa;
- FASE 1 - lo scavo della caverna viene realizzato con sezione parzializzata per avanzamento con cunicoli laterali (fasi 1a e 1b) e successivo scavo del nucleo centrale (fase 1c) secondo le seguenti modalità:
  - I cunicoli laterali sono sostenuti sul lato interno da uno strato di calcestruzzo proiettato e da chiodature passive provvisorie, mentre sul lato esterno sono sostenuti dal rivestimento definitivo costituito da calcestruzzo proiettato e dalle chiodature di ancoraggio;
  - il fronte di scavo della fase 1b dovrà essere arretrato di una distanza minima pari a 10 m rispetto al fronte di scavo della sezione 1a;
  - il fronte di scavo della fase 1c dovrà essere arretrato di una distanza minima pari a 20m rispetto al fronte di scavo della sezione 1b;

- la realizzazione della fase 1 prosegue fino al completamento dello scavo dell'intero livello della centrale;
- FASI DA 2 A 6 - per ogni livello di scavo vengono ripetute le fasi Xa, Xb e Xc con modalità analoghe a quanto descritto per la fase 1 fino al completamento dello scavo dell'intera caverna.
- In considerazione della modesta distanza tra le due opere, nell'attuale fase di progetto, si è ipotizzato che lo scavo della SSE inizi solo dopo aver completato l'intera FASE 1 sulla caverna della centrale.

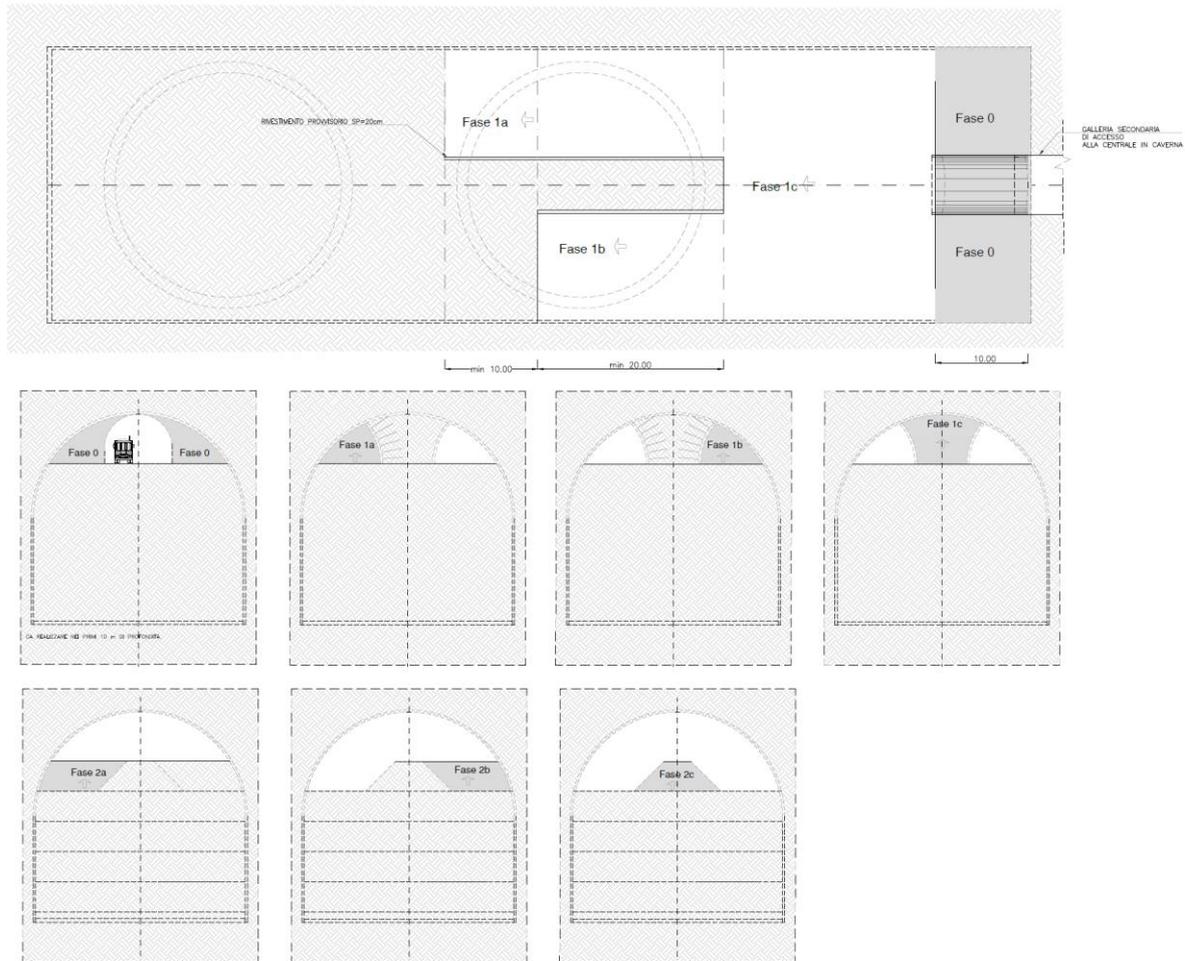


Figura 5.4 – Fasi di scavo della Centrale in Caverna, planimetria e sezione trasversale

Per lo scavo della parte profonda della caverna, comprendente i pozzi per l'alloggiamento delle macchine, si prevede:

- esecuzione delle due coronelle di micropali;
- formazione di un solettone in c.a. a quota 342.50 che incorpora le teste dei micropali
- scavo dei pozzi, contestuale posa in opera delle chiodature e del rivestimento di prima fase
- posa in opera del rivestimento definitivo previa posa dell'impermeabilizzazione e realizzazione delle strutture interne;

- in considerazione della modesta distanza tra i due pozzi, nell'attuale fase di progetto, si è ipotizzato che lo scavo del secondo pozzo avvenga solo dopo aver completato la realizzazione del primo.

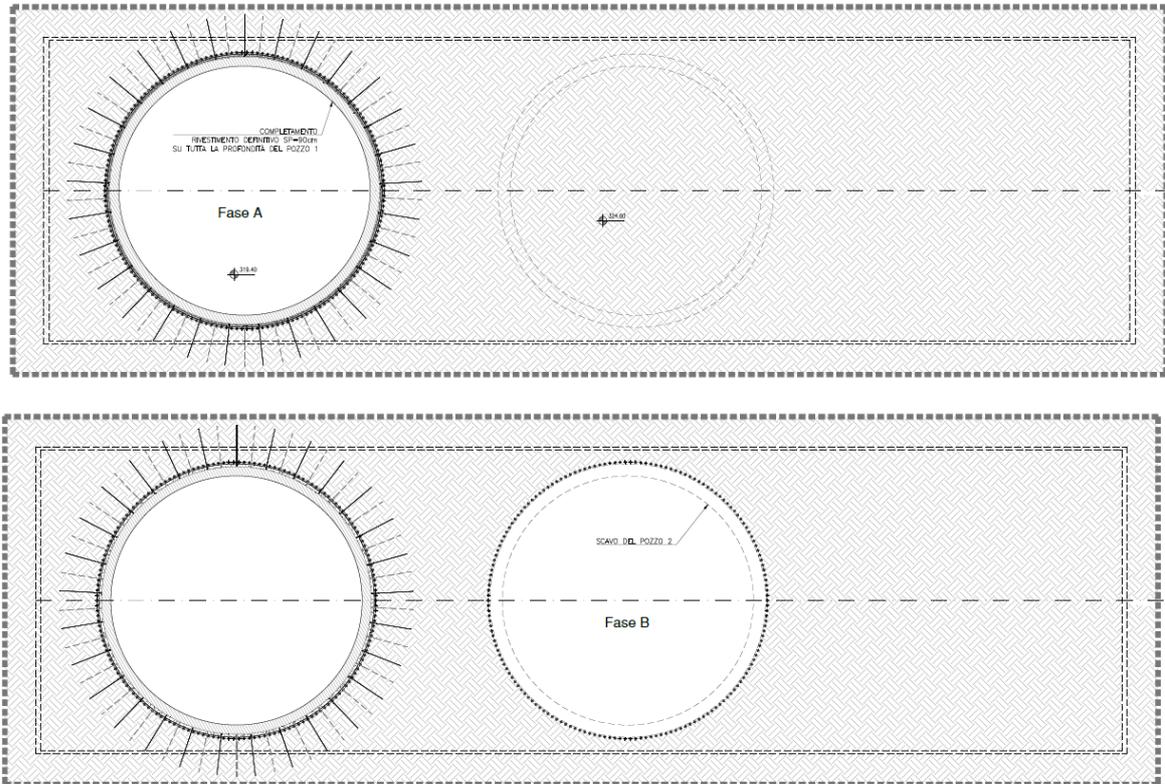


Figura 5.5 – Fasi di scavo dei pozzi al di sotto della Centrale in Caverna, planimetria

### 5.3 Materiali

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

#### 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

$$E = 28000 \text{ MPa}$$

#### Calcestruzzo per getti in opera

classe di resistenza

C 32/40

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

$$f_{cd} \geq 18.13 \text{ N/mm}^2$$

modulo elastico

$$E = 30000 \text{ MPa}$$

#### Acciaio per armature in barre o reti elettrosaldate

Acciaio B450C

modulo elastico

$$E = 210 \text{ GPa}$$

Acciaio per carpenteria metallica

Profilati per cerniere	S275
Profilati cavi per micropali	S355

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

chiodi a barre in acciaio da precompressione tipo Dywidag Y1050H

tensione caratteristica di rottura	$f_{ptk} \geq 1050 \text{ N/mm}^2$
tensione caratteristica di snervamento	$f_{p0.2k} \geq 950 \text{ N/mm}^2$

## 6. ANALISI NUMERICHE

Nel presente capitolo vengono dapprima descritte le strategie di analisi impiegate per le simulazioni numeriche e le caratteristiche dei modelli numerici; successivamente vengono illustrati i risultati ottenuti dalle simulazioni condotte.

### 6.1 Generalità

Per la valutazione del comportamento tensio-deformativo del terreno e delle strutture di sostegno della caverna sono state condotte delle analisi numeriche di simulazione dello scavo con il metodo degli elementi finiti, in condizioni di deformazione piana, utilizzando il codice di calcolo Phase 2 v. 8.024.

Il metodo degli elementi finiti in campo piano 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. In assenza di informazioni specifiche a riguardo si è supposto un coefficiente di spinta a riposo  $k_0$  pari a 0.75.

La simulazione delle diverse fasi di scavo e costruzione è stata condotta "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 considerazione del livello di progettazione, in cui si è effettuato solamente un pre-dimensionamento delle strutture di sostegno, le analisi numeriche sono state svolte secondo delle metodologie semplificate in cui la caverna, come si è detto, viene simulata attraverso un modello numerico bidimensionale in condizioni di deformazione piana. Per simulare gli effetti tensionali indotti dagli scavi, considerando la tridimensionalità del problema, si è adottata una tecnica di simulazione comunemente utilizzata nel calcolo di gallerie: questa consiste nell'applicazione di un sistema di forze equivalenti, con le quali la

superficie lungo cui si opera lo scavo viene liberata dalle tensioni inizialmente presenti nel terreno (Barla e Jarre, 1986).

L'effetto di contenimento del cavo, dovuto al fronte di avanzamento, è introdotto nelle analisi graduando il sistema di forze equivalenti applicate sulla superficie dello scavo, in accordo con i procedimenti costruttivi previsti. La percentuale delle forze di scavo da applicare è valutabile, in funzione della distanza del fronte di avanzamento dalla sezione di calcolo, del comportamento del terreno (elastico; elasto-plastico) e della eventuale presenza di interventi di contenimento sul nucleo di scavo.

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 della galleria
- simulazione delle fasi esecutive previste.

I modelli numerici sono stati sufficientemente estesi in profondità e lateralmente per permettere di ritenere trascurabili le condizioni di vincolo introdotte. Data la notevole profondità a cui si intende realizzare l'opera il modello numerico relativo alle caverne al di sopra di quota 342.50 non è stato esteso fino al piano campagna, ma si è tenuto conto del reale carico geostatico definendo nel software la copertura voluta.

Il terreno è stato discretizzato mediante elementi bidimensionali di dimensioni crescenti con l'aumentare della distanza dalla cavità.

Le strutture costituenti il rivestimento in calcestruzzo proiettato, armato con rete o con centine, così come le strutture costituenti il rivestimento definitivo in c.a. dei pozzi al di sotto di quota 342.50 m.s.l.m., sono state discretizzate con elementi monodimensionali di tipo "liner" con comportamento elastico e caratteristiche meccaniche ed inerziali equivalenti a quelle delle strutture simulate. I chiodi di ancoraggio sono stati simulati con elementi monodimensionali di tipo "bolt" aventi caratteristiche meccaniche e di resistenza equivalenti a quelle degli elementi simulati.

Per quanto riguarda la modellazione della coronella di pali relativa ai pozzi posti al di sotto della centrale, in accordo con Hoek (2000), l'arco consolidato può essere modellato come una zona di materiale con proprietà migliorate che circonda l'opera. In accordo con quanto definito dall'autore è possibile calcolare le proprietà equivalenti del terreno con proprietà migliorate come media ponderata rispetto all'area della zona di intervento.

## 6.2 Descrizione dei modelli numerici

Per la definizione delle sezioni di progetto sono state effettuate una serie di simulazioni numeriche, che si differenziano sia per la geometria e le sequenze di scavo, sia per la tipologia e l'entità dei supporti di prima fase e dei rivestimenti definitivi.

Per la simulazione delle caverne nel loro complesso sono stati realizzati due differenti modelli di calcolo separati:

1. la realizzazione della caverna dei trasformatori e della caverna della centrale fino a quota 342.50 m.s.l.m. viene simulata con un modello piano alle deformazioni, sviluppato su una sezione verticale trasversale alle due opere. Tale modello ha permesso di verificare i rivestimenti ed i sostegni delle due caverne e di determinare lo stato tensionale agente nel terreno al di sotto della centrale al termine della realizzazione della caverna;
2. lo scavo dei due pozzi in cui verranno alloggiate le macchine viene invece simulato con un modello piano alle deformazioni, sviluppato su una sezione orizzontale passante per il punto di massima profondità raggiunto dalle due opere. Lo stato tensionale agente nel terreno a tale profondità è stato definito dal precedente modello. Tale simulazione ha permesso di verificare i rivestimenti ed i sostegni dei due pozzi.

Per la simulazione delle caverne sono state considerate le condizioni geometriche relative ad una sezione corrente delle stesse, nella sezione di analisi non si è considerata la presenza delle gallerie di accesso e delle opere complementari di ingresso ed uscita delle acque. La considerazione in maniera puntuale di tali elementi richiederebbe l'impiego di un modello numerico più complesso, di tipo tridimensionale, che esula dagli scopi del predimensionamento della caverna e pertanto viene rinviata alle fasi di progettazione più avanzate.

Nelle simulazioni numeriche si è tenuto conto di una copertura media sulla caverna pari a circa 270 m. La stratigrafia di analisi riproduce quanto illustrato nelle sezioni geologiche e geomeccaniche e vede la presenza unicamente delle unità geotecniche dei Gessi (GTL2) e dei Trubi (TRB) appartenenti all'unità geologica dei Depositi della Serie Evaporitica.

Come descritto nella *Relazione sulla sismica dei manufatti in sotterraneo*, cui si rimanda per ulteriori approfondimenti, per la simulazione del comportamento tensio-deformativo delle caverne, al di sopra della quota di 342.50 m.s.l.m., sono stati realizzati due differenti modelli numerici:

1. Modello in condizioni statiche (Figura 6.1);
2. Modello in condizioni sismiche (Figura 6.2).

In Figura 6.3 si riporta invece una vista del modello relativo ai due pozzi al di sotto della centrale all'ultimo step di analisi. Su tali opere, in considerazione della modesta entità delle azioni sismiche e della bassa sensibilità delle geometrie circolari nei confronti delle azioni sismiche è stata svolta solamente l'analisi statica per il dimensionamento dei rivestimenti.

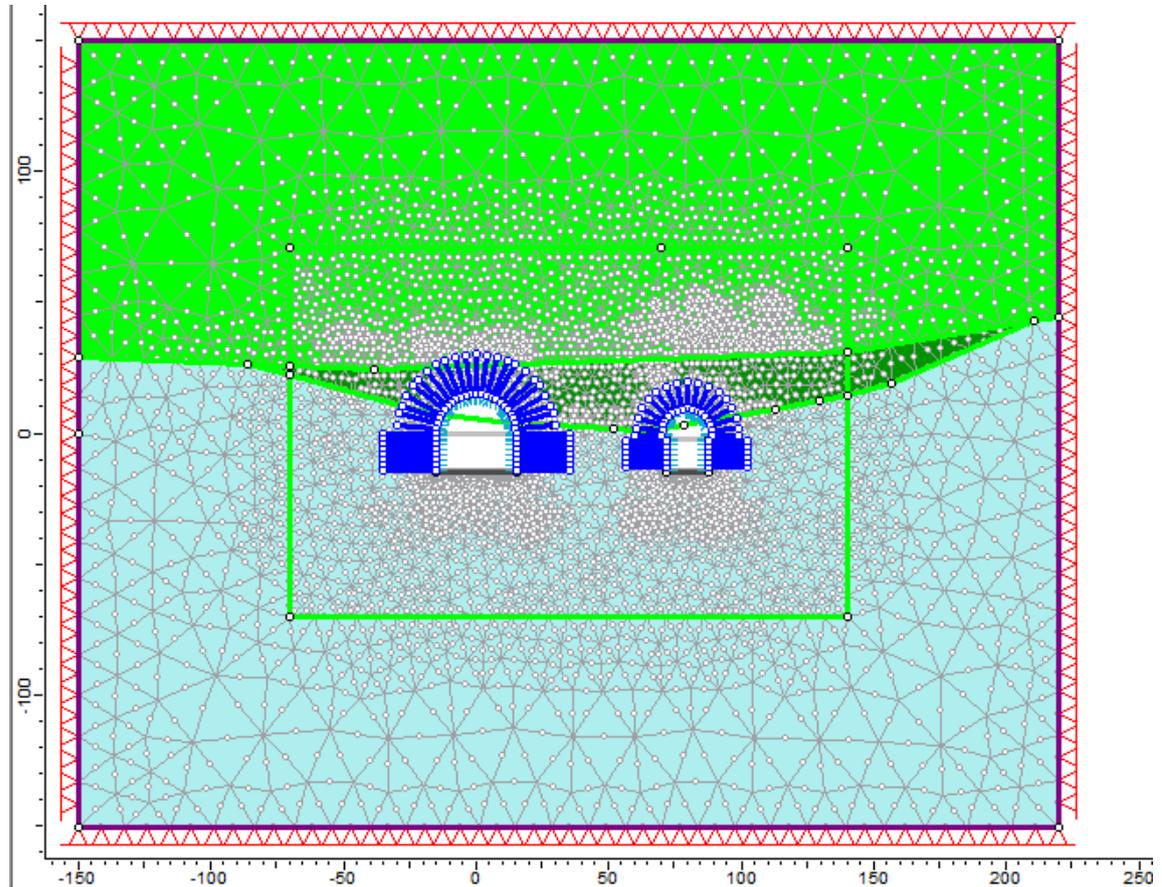


Figura 6.1 – Modello relativo alle due caverne per le condizioni statiche all'ultimo step di analisi



- STEP3 - Scavo della calotta della centrale (le fasi realizzative 1a, 1b e 1c nella simulazione numerica vengono accorpate in un unico step) con rilascio parziale fino al 95% delle forze agenti sul perimetro di scavo
- STEP4 - Posa in opera delle chiodature sulla calotta della centrale con rilascio tensionale fino al 98% delle forze agenti sul perimetro di scavo
- STEP5 - Posa in opera del calcestruzzo proiettato sulla calotta della centrale con rilascio tensionale completo sul perimetro di scavo
- STEP6 – scavo della parte inferiore della centrale e della calotta SSE con rilascio parziale fino al 95% delle forze agenti sul perimetro di scavo
- STEP7 - Posa in opera delle chiodature sui piedritti della centrale e sulla calotta della SSE con rilascio tensionale fino al 98% delle forze agenti sul perimetro di scavo
- STEP8 - Posa in opera del calcestruzzo proiettato sui piedritti della centrale e sulla calotta della SSE e rilascio tensionale completo sul perimetro di scavo
- STEP9 – scavo della parte inferiore della SSE con rilascio parziale fino al 95% delle forze agenti sul perimetro di scavo
- STEP10 - Posa in opera delle chiodature sui piedritti della SSE con rilascio tensionale fino al 98% delle forze agenti sul perimetro di scavo
- STEP11 - Posa in opera del calcestruzzo proiettato sui piedritti della SSE e rilascio tensionale completo sul perimetro di scavo
- STEP12 - Solamente sul modello impiegato per le analisi sismiche si è aggiunto un ulteriore step in cui vengono applicati, sul contorno della scatola di taglio, gli spostamenti dovuti al sisma.

Le diverse fasi di scavo e sostegno considerate nelle analisi dei pozzi posti al di sotto della centrale sono:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Realizzazione della coronella di micropali per entrambi i pozzi
- STEP4 - Scavo a piena sezione del primo pozzo con rilascio parziale fino al 80% delle forze agenti sul perimetro di scavo
- STEP5 - Posa in opera delle chiodature e del rivestimento di prima fase sul primo pozzo con rilascio tensionale fino al 90% delle forze agenti sul perimetro di scavo
- STEP6 - Posa in opera del rivestimento definitivo sul primo pozzo con rilascio tensionale completo sul perimetro di scavo e scavo a piena sezione del secondo pozzo con rilascio parziale fino al 80% delle forze agenti sul perimetro di scavo
- STEP7 - Posa in opera delle chiodature e del rivestimento di prima fase sul secondo pozzo con rilascio tensionale fino al 90% delle forze agenti sul perimetro di scavo
- STEP8 - Posa in opera del rivestimento definitivo sul secondo pozzo con rilascio tensionale completo sul perimetro di scavo

### 6.3 Modello delle caverne sopra quota 342.50: risultati e osservazioni

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati per le fasi di calcolo più significative:

- il diagramma con l'estensione della fascia plastica
- il diagramma con i vettori spostamento del terreno nell'intorno della caverna
- i diagrammi delle sollecitazioni attese sui rivestimenti e sulle chiodature

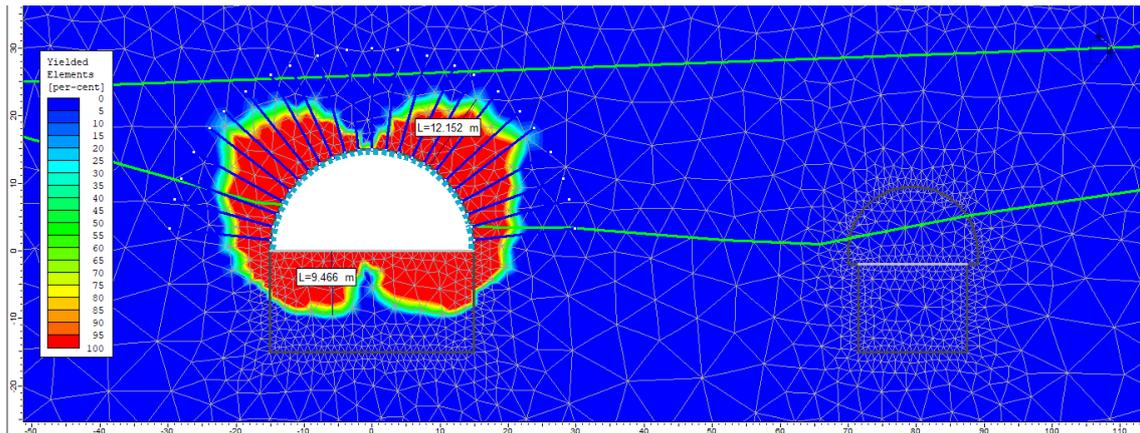


Figura 6.4 – Caverne sopra quota 342.50: estensione della fascia plastica allo step 5

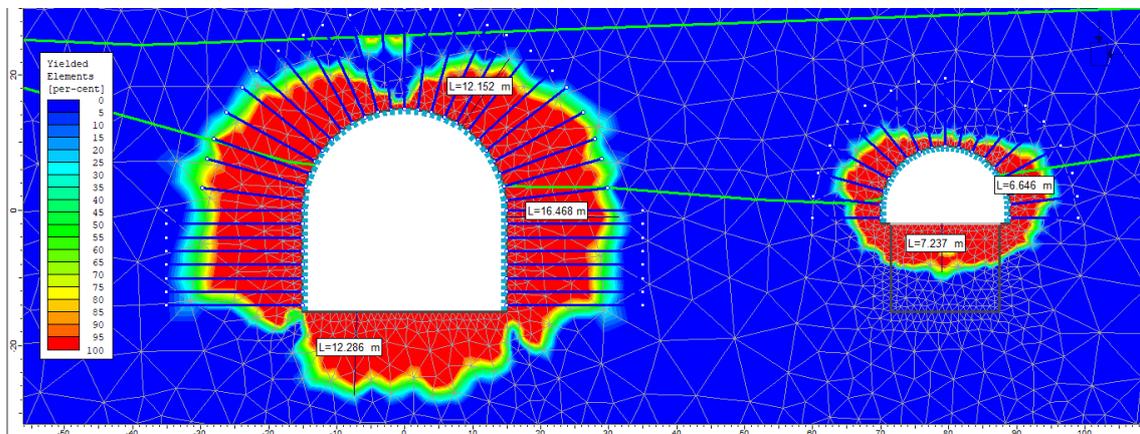


Figura 6.5 – Caverne sopra quota 342.50: estensione della fascia plastica allo step 8

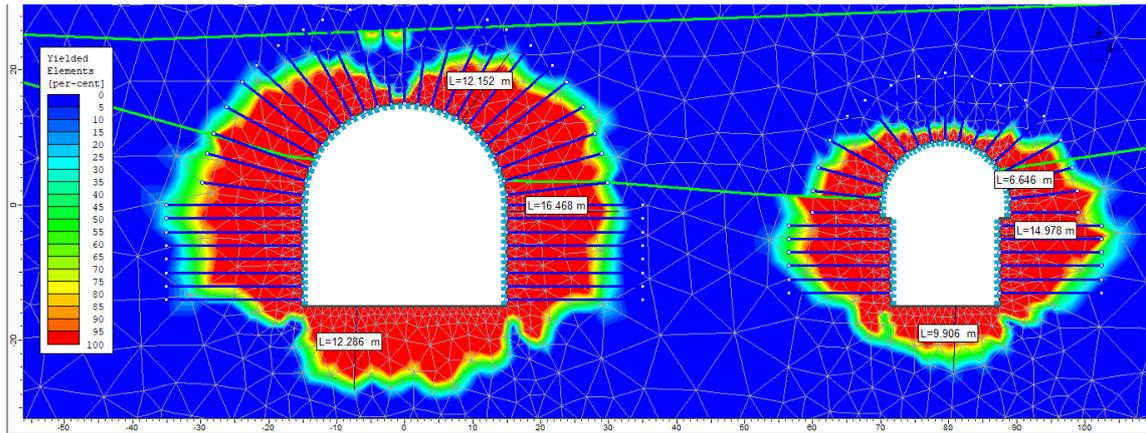


Figura 6.6 – Caverne sopra quota 342.50: estensione della fascia plastica allo step 11

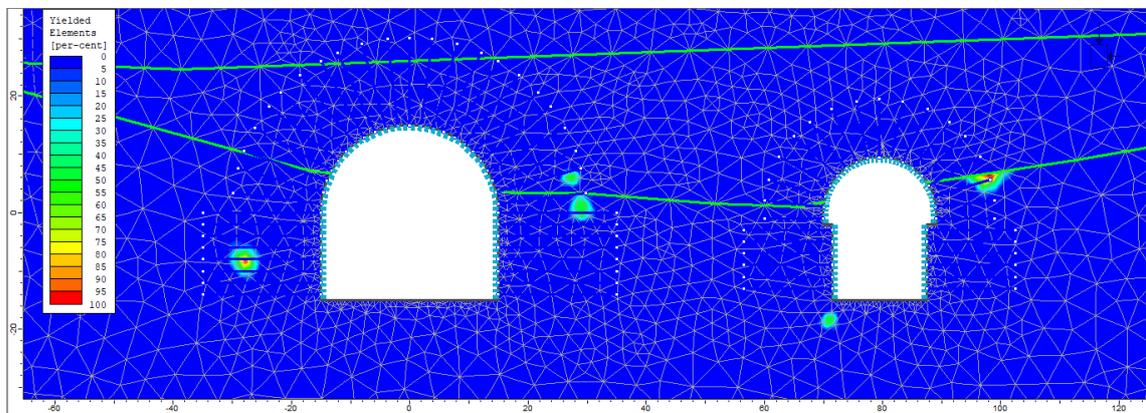


Figura 6.7 – Caverne sopra quota 342.50: nuove zone plastiche formatesi durante la fase sismica

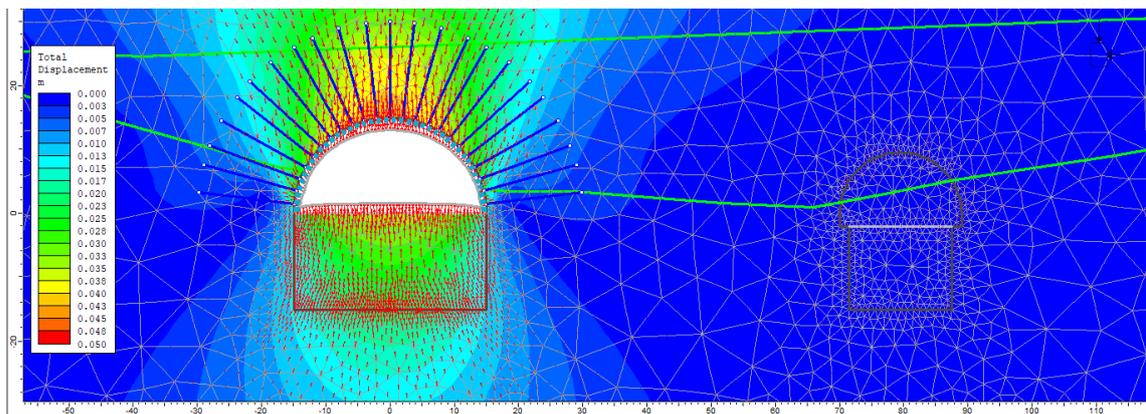


Figura 6.8 – Caverne sopra quota 342.50: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 5

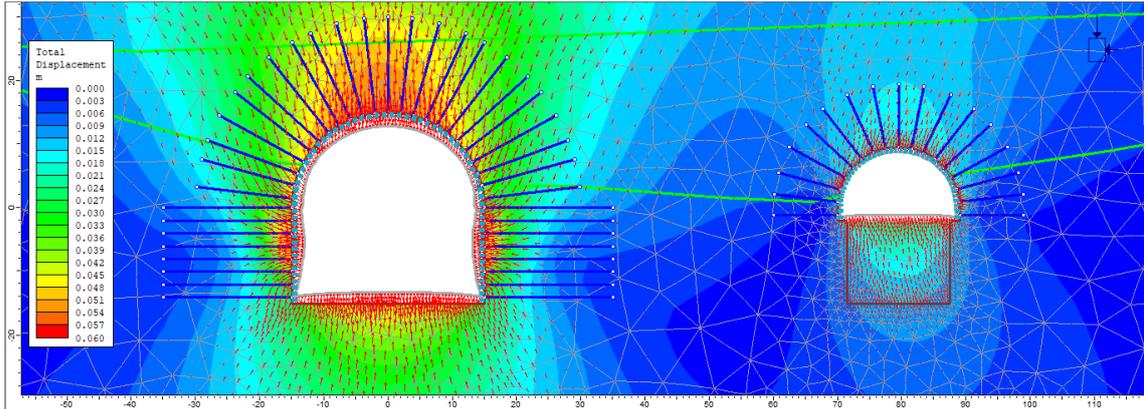


Figura 6.9 – Caverne sopra quota 342.50: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 8

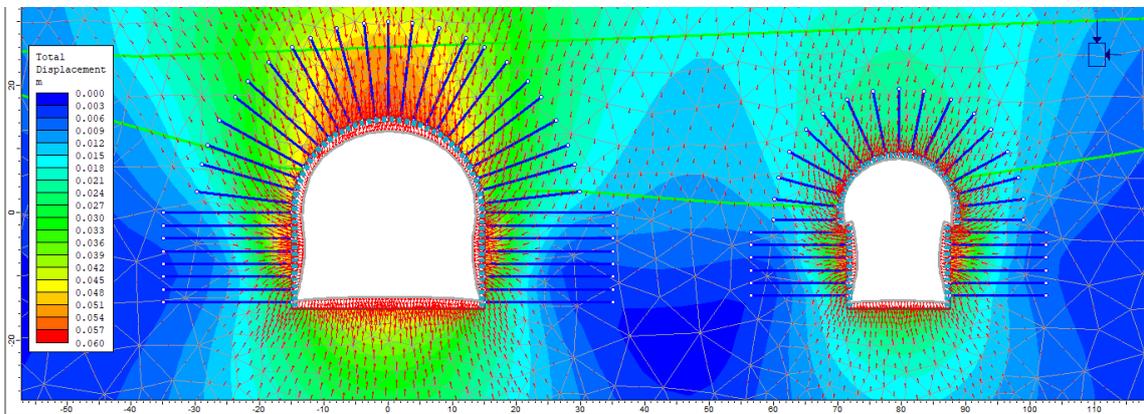


Figura 6.10 – Caverne sopra quota 342.50: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 11

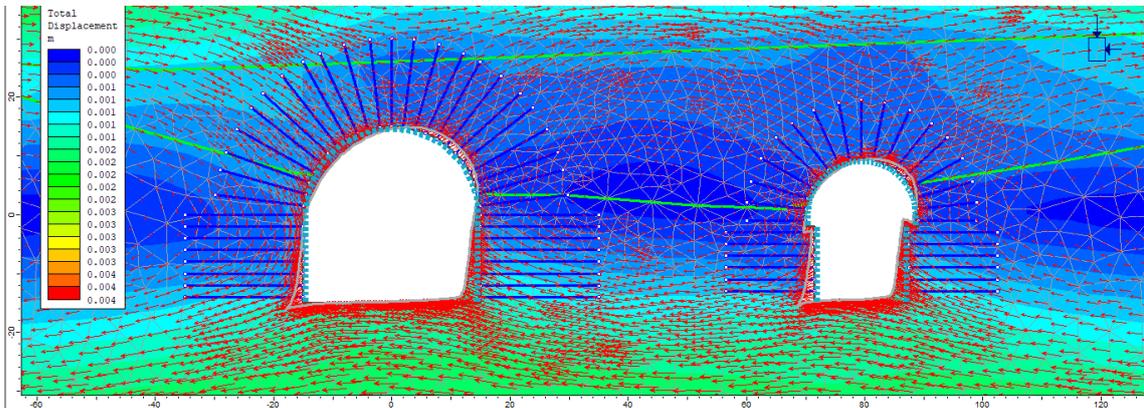


Figura 6.11 – Caverne sopra quota 342.50: incremento di deformazione e spostamenti durante la fase sismica

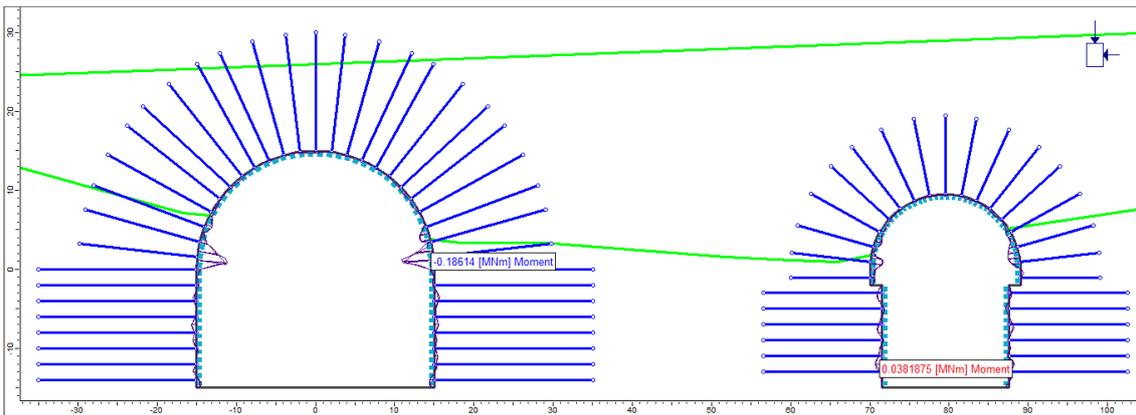


Figura 6.12 – Caverne sopra quota 342.50: Diagramma di momento allo step 11

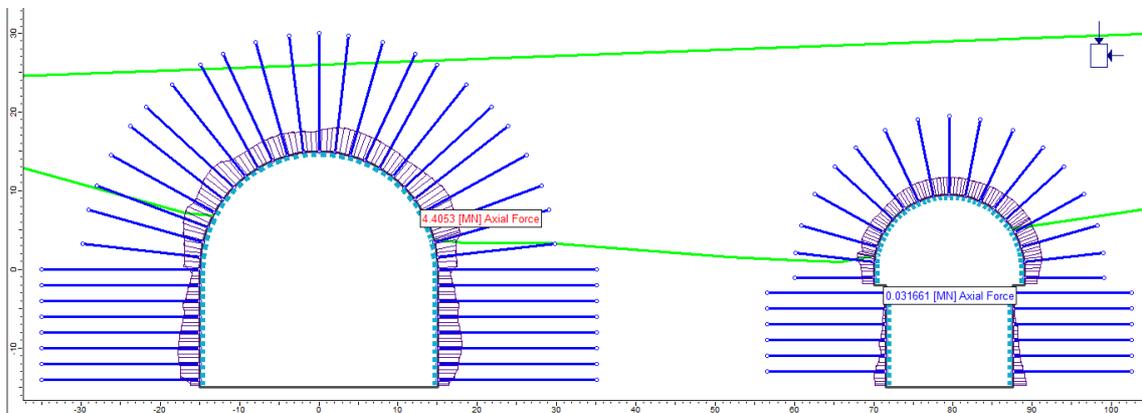


Figura 6.13 – Caverne sopra quota 342.50: Diagramma di sforzo normale allo step 11

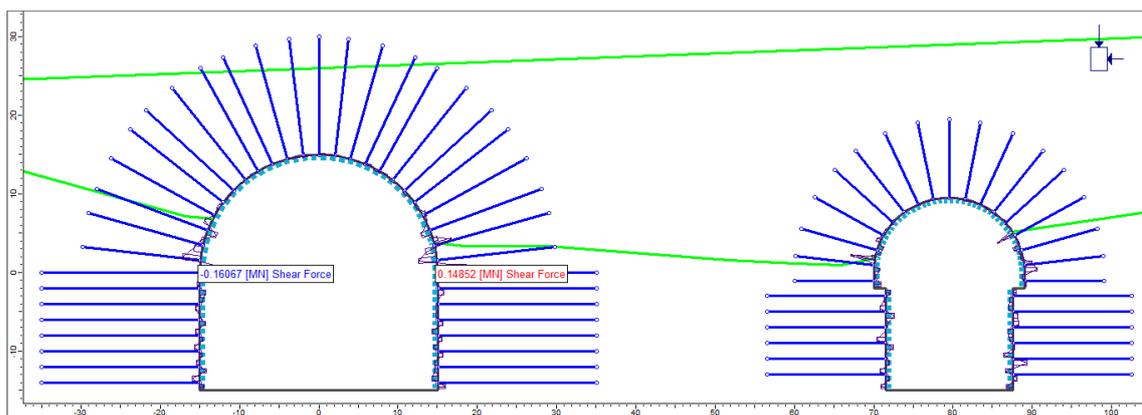


Figura 6.14 – Caverne sopra quota 342.50: Diagramma di taglio allo step 11

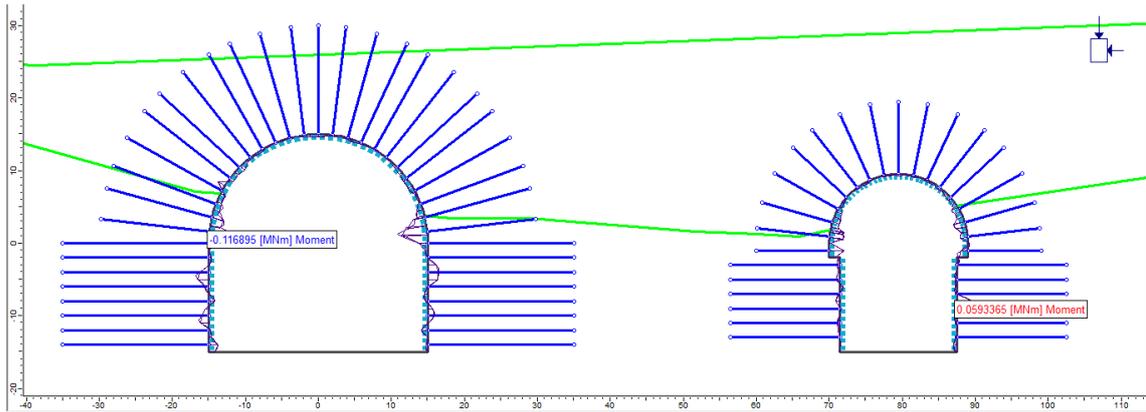


Figura 6.15 – Caverne sopra quota 342.50: Diagramma di momento allo step 12

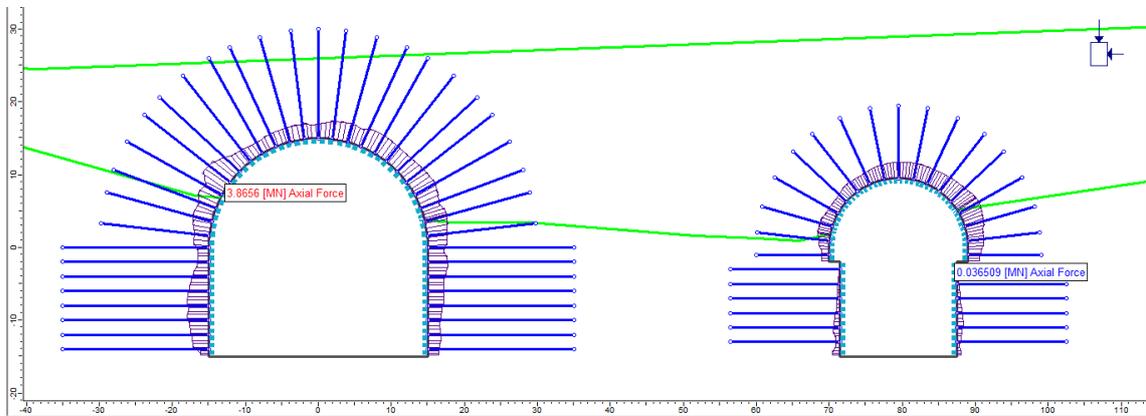


Figura 6.16 – Caverne sopra quota 342.50: Diagramma di sforzo normale allo step 12

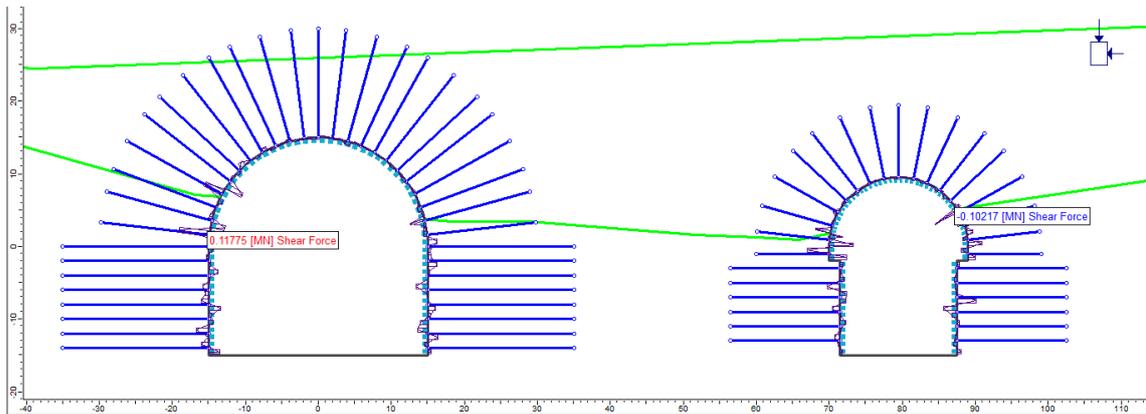


Figura 6.17 – Caverne sopra quota 342.50: Diagramma di taglio allo step 12

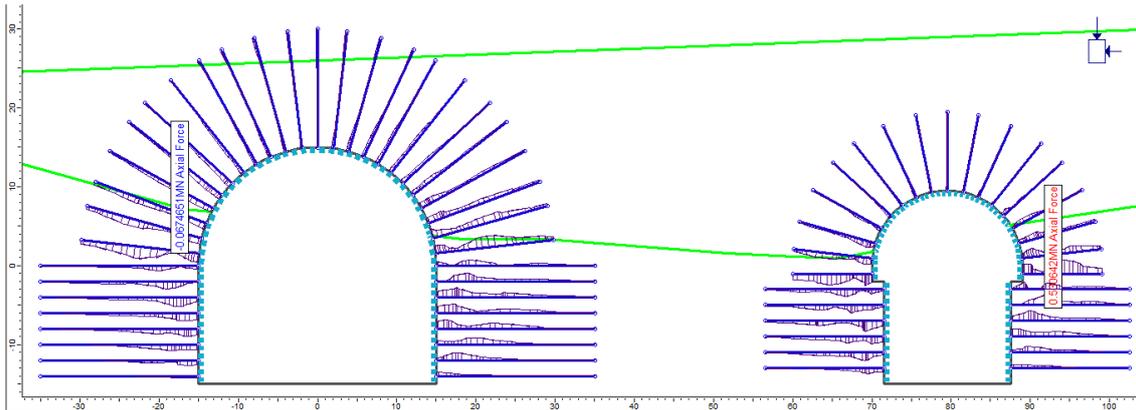


Figura 6.18 – Caverne sopra quota 342.50: Sforzo normale agente sui chiodi allo step 11

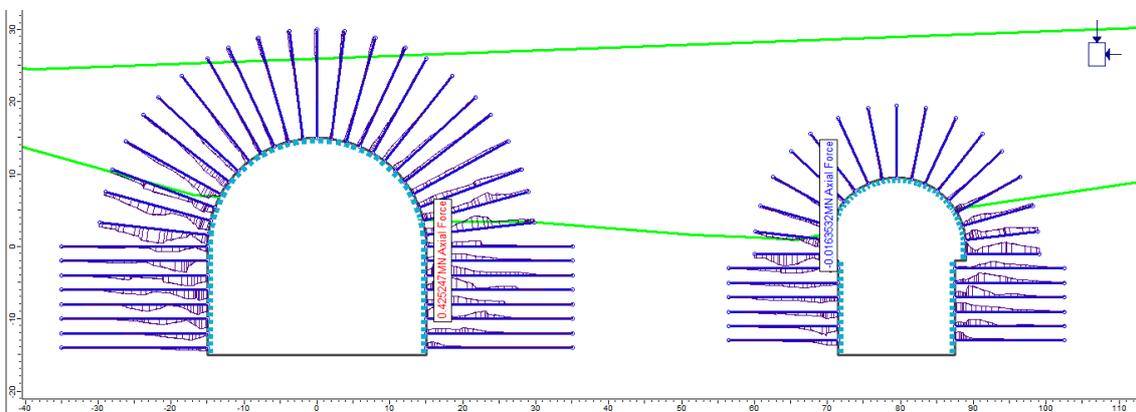


Figura 6.19 – Caverne sopra quota 342.50: Sforzo normale agente sui chiodi allo step 12

L'esame dei diagrammi riportati evidenzia che:

- durante la fase di inizializzazione elasto-plastica (step 2), non si osserva l'insorgenza di alcuna zona di plasticizzazione. Gli spostamenti misurati in questa fase non risultano particolarmente rilevanti poiché sono dovuti essenzialmente all'assestamento del modello dopo l'applicazione del carico geostatico. La configurazione finale raggiunta al termine dello step 2 rappresenta la situazione "pre-opera" e costituisce il punto di riferimento per l'osservazione dei risultati raggiunti al termine degli step successivi
- durante la fase di scavo libero della calotta della centrale (step 3), in prossimità del fronte di scavo, si osserva l'insorgenza di estese zone plastiche nel terreno naturale con estensione massima pari a circa 9.00 m in corrispondenza delle reni. Gli spostamenti sul contorno dello scavo, di abbassamento in calotta e di sollevamento nella zona dell'arco rovescio, sono pari rispettivamente a circa 30 e 47 mm.
- con l'allontanamento del fronte di scavo, dopo la posa in opera delle chiodature (step 4), si ha una lieve estensione delle zone plastiche nel terreno. Gli spostamenti indotti dallo scavo hanno un lieve incremento in questo step rispetto al precedente, pari a circa 4 mm.
- Lo step 5 vede la posa del rivestimento sul contorno di scavo ed il completo rilascio tensionale; il massimo raggio plastico raggiunge il valore di circa 12 m e gli spostamen-

ti subiscono un incremento di circa 2 mm. Le sollecitazioni agenti sul rivestimento in questa fase assumono valori modesti;

- Lo step 6 vede lo scavo libero della porzione inferiore della centrale e contemporaneamente quello della calotta della SSE. La massima zona plastica si registra in corrispondenza dei piedritti della centrale ove raggiunge i 15 m circa di estensione. Gli spostamenti massimi raggiungono i 46 mm in calotta ed i 40 mm sui piedritti. L'approfondimento dello scavo della porzione inferiore della caverna comporta un notevole incremento delle sollecitazioni sul rivestimento precedentemente posato in corrispondenza della calotta. In corrispondenza della SSE, si osserva l'insorgenza di estese zone plastiche nel terreno naturale con estensione massima pari a circa 6.00 m in corrispondenza delle reni. Gli spostamenti sul contorno dello scavo, di abbassamento in calotta e di sollevamento nella zona dell'arco rovescio, sono pari rispettivamente a circa 11 e 26 mm.
- con l'allontanamento del fronte di scavo, dopo la posa in opera delle chiodature (step 7), si ha una lieve estensione delle zone plastiche nel terreno. Gli spostamenti indotti dallo scavo hanno un lieve incremento in questo step rispetto al precedente, pari a circa 2 mm.
- Lo step 8 vede la posa del rivestimento sul contorno di scavo ed il completo rilascio tensionale; il massimo raggio plastico della centrale raggiunge il valore di circa 16.30 m mentre quello della SSE si attesta su circa 6.5 m e gli spostamenti subiscono un ulteriore incremento di circa 2 mm. Le sollecitazioni agenti sul rivestimento in questa fase assumono valori rilevanti per la centrale e modesti per la SSE;
- Lo step 9 vede lo scavo libero della porzione inferiore della SSE. L'approfondimento dello scavo della porzione inferiore della SSE comporta un leggero incremento del raggio plastico, degli spostamenti e delle sollecitazioni misurate in corrispondenza della centrale. In corrispondenza della SSE, si osserva che la massima zona plastica si registra in corrispondenza dei piedritti ove raggiunge gli 11 m circa di estensione. Gli spostamenti massimi raggiungono i 20 mm in calotta ed i 34 mm sui piedritti. L'approfondimento dello scavo della porzione inferiore della caverna comporta un notevole incremento delle sollecitazioni sul rivestimento precedentemente posato in corrispondenza della calotta;
- con l'allontanamento del fronte di scavo, dopo la posa in opera delle chiodature (step 10), si ha una lieve estensione delle zone plastiche nel terreno. Gli spostamenti indotti dallo scavo hanno un lieve incremento in questo step rispetto al precedente, pari a circa 2 mm.
- Lo step 11 vede il completamento della posa del rivestimento sul contorno di scavo ed il completo rilascio tensionale; il massimo raggio plastico della centrale raggiunge il valore di circa 16.50 m mentre quello della SSE si attesta su circa 15 m e gli spostamenti subiscono un ulteriore incremento di circa 2 mm. Le sollecitazioni agenti sul rivestimento in questa fase assumono valori rilevanti per entrambe le caverne;

- un aspetto di rilievo è costituito dal fatto che il campo di spostamenti nell'intorno di ciascuna delle due cavità comprenda una fascia di terreno di spessore considerevole. Nello step 11 (ultima fase di analisi statica) a circa 20 m di distanza dai piedritti delle caverne si osservano nell'ammasso spostamenti dell'ordine degli 5 mm rispetto alla fase iniziale. Ciò comporta due importanti implicazioni:
  - si ha la necessità di impiegare bullonature di una lunghezza considerevole per fornire un sostegno adeguato in grado di limitare le convergenze del cavo;
  - le due caverne, nonostante la distanza di 55 m posta tra le stesse, risentono seppur in modo limitato delle reciproche fasi esecutive. Ciò è reso particolarmente evidente dagli ultimi tre step di analisi che vedono un aumento delle sollecitazioni sul rivestimento della centrale durante il completamento della SSE;
  - tali considerazioni hanno portato, attraverso una serie di simulazioni in cui è stata variata di volta in volta la distanza tra le due caverne, a definire la distanza minima da interporre tra le stesse affinché non si verificassero rilevanti e pericolosi fenomeni di interazione tra le due cavità. Tale distanza, allo stato attuale delle conoscenze, corrisponde a 55 m;
- infine, il modello impiegato per l'analisi sismica, mostra allo step 12 delle variazioni minimali delle plasticizzazioni e del campo di spostamenti del terreno. Sebbene il campo di spostamenti valutati sul rivestimento abbia, in quest'ultima fase, un incremento relativamente ridotto, inferiore al millimetro, è importante osservare come la configurazione di questi spostamenti sia profondamente diversa rispetto agli step precedenti, in quanto dovuta agli effetti di "ovalizzazione" del cavo che comportano una leggera modifica delle sollecitazioni di taglio e momento ed una diversa distribuzione dello sforzo normale agente.

#### **6.4 Modello dei pozzi sotto quota 342.50: risultati e osservazioni**

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati per le fasi di calcolo più significative:

- il diagramma con l'estensione della fascia plastica
- il diagramma con i vettori spostamento del terreno nell'intorno dei pozzi
- i diagrammi delle sollecitazioni attese sui rivestimenti e sulle chiodature

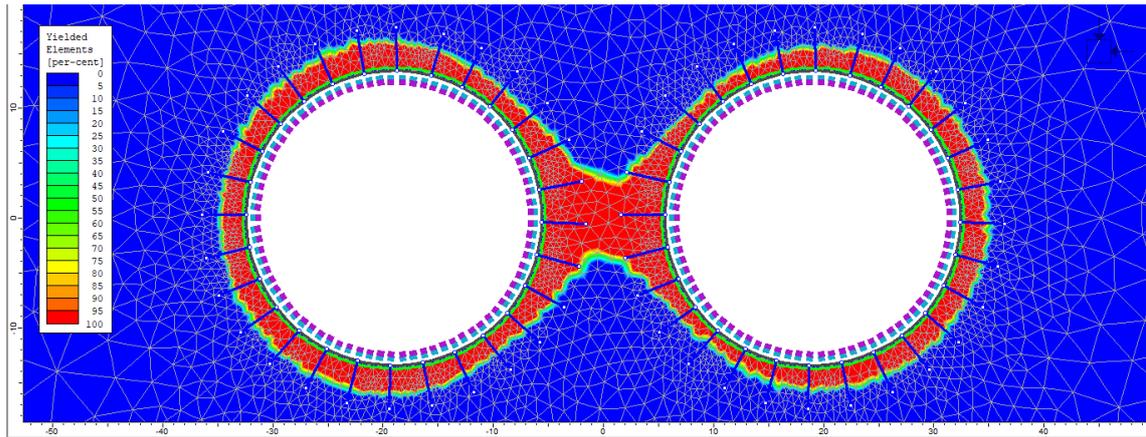


Figura 6.20 – Pozzi sotto quota 342.50: estensione della fascia plastica allo step 8

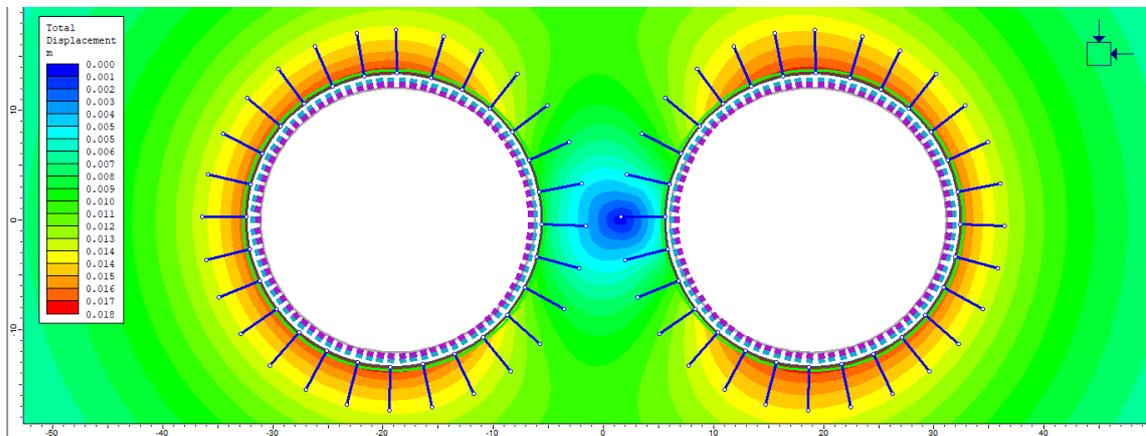


Figura 6.21 – Pozzi sotto quota 342.50: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 8

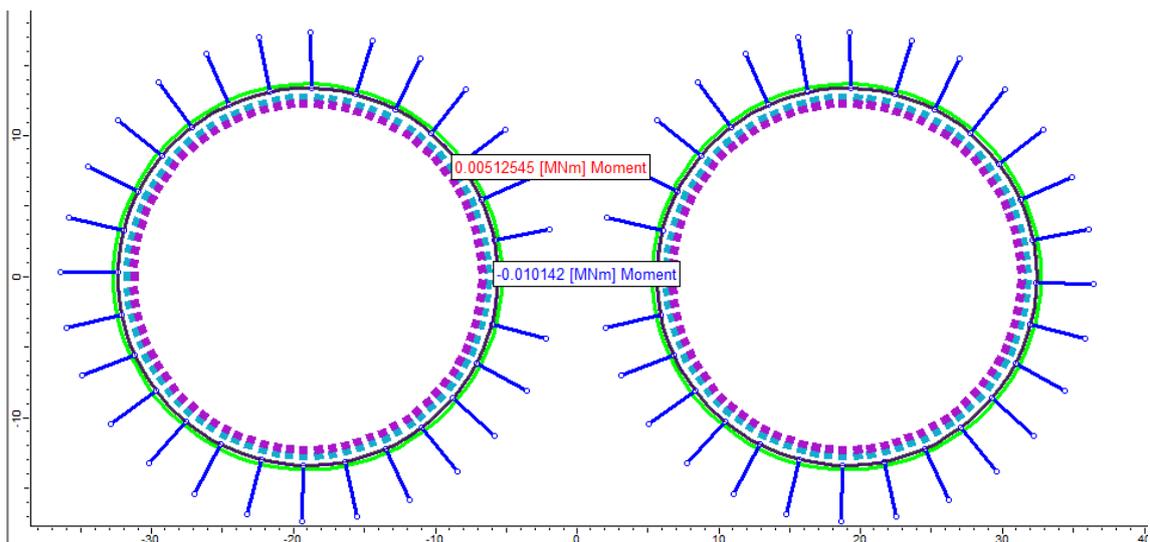


Figura 6.22 – Pozzi sotto quota 342.50: Diagramma di momento allo step 8 sul rivestimento di prima fase

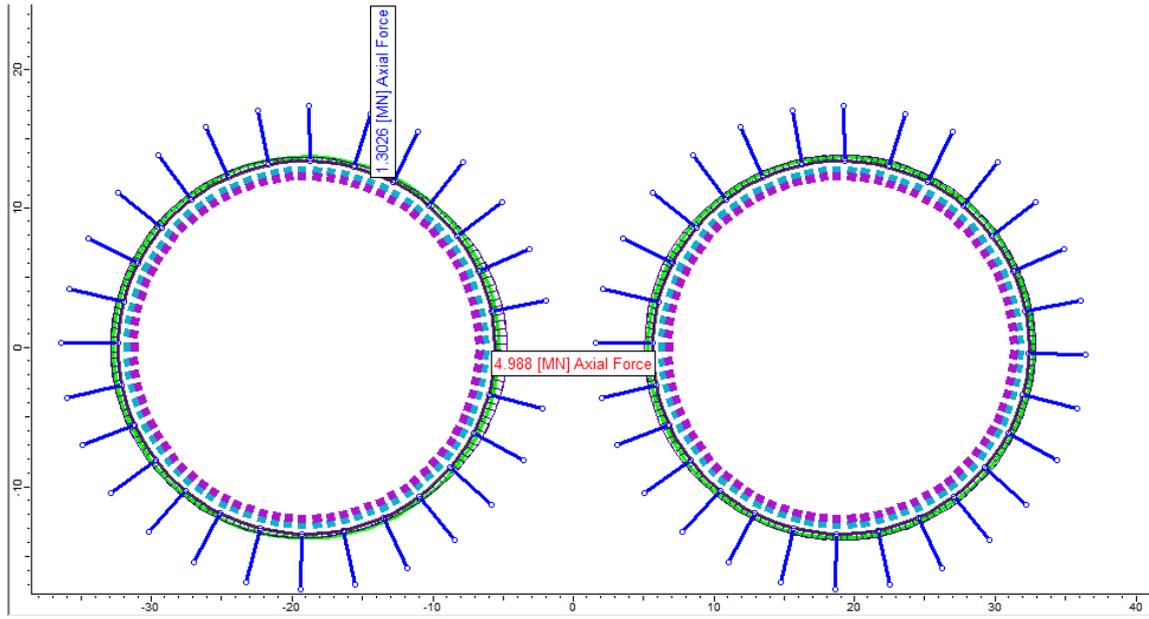


Figura 6.23 – Pozzi sotto quota 342.50: Diagramma di sforzo normale allo step 8 sul rivestimento di prima fase

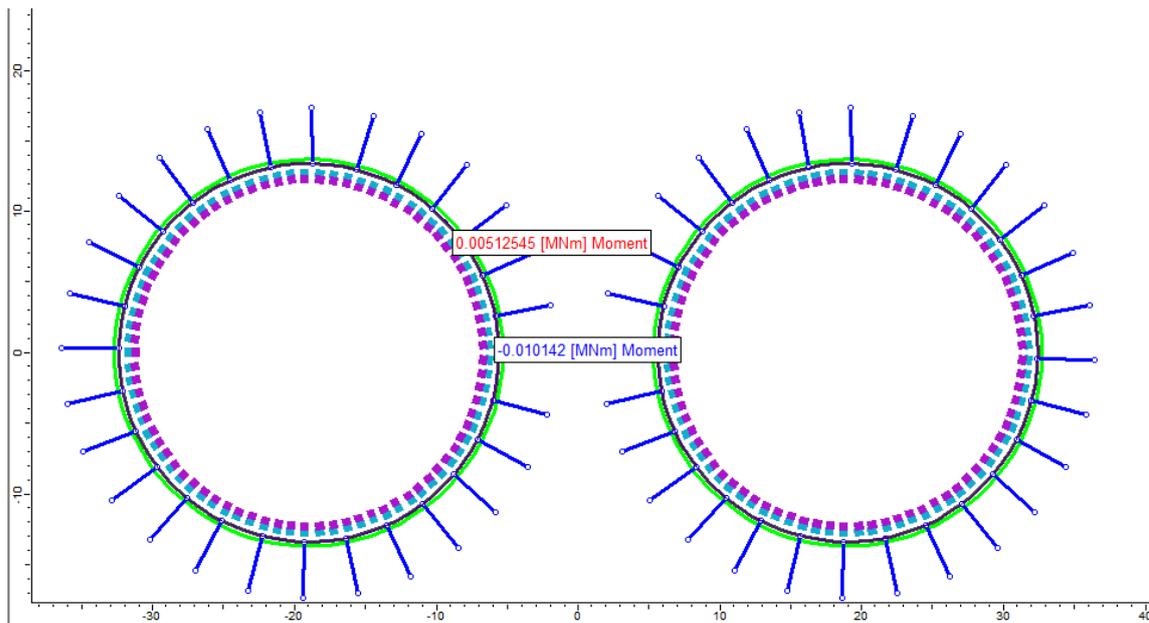


Figura 6.24 – Pozzi sotto quota 342.50: Diagramma di taglio allo step 8 sul rivestimento di prima fase

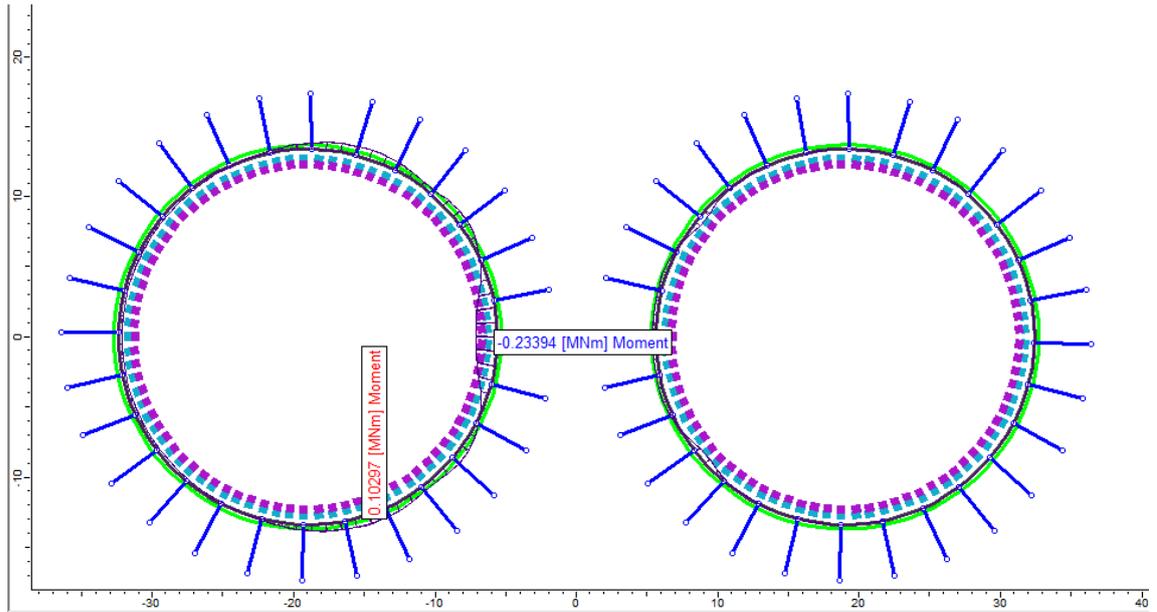


Figura 6.25 – Pozzi sotto quota 342.50: Diagramma di momento allo step 8 sul rivestimento definitivo

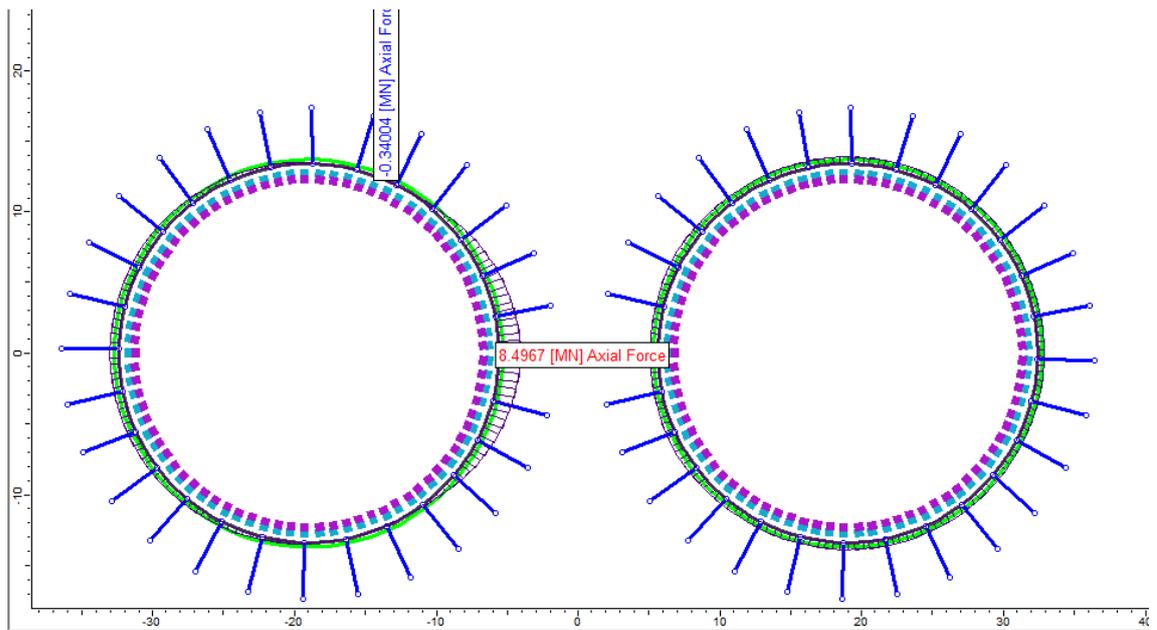


Figura 6.26 – Pozzi sotto quota 342.50: Diagramma di sforzo normale allo step 8 sul rivestimento definitivo

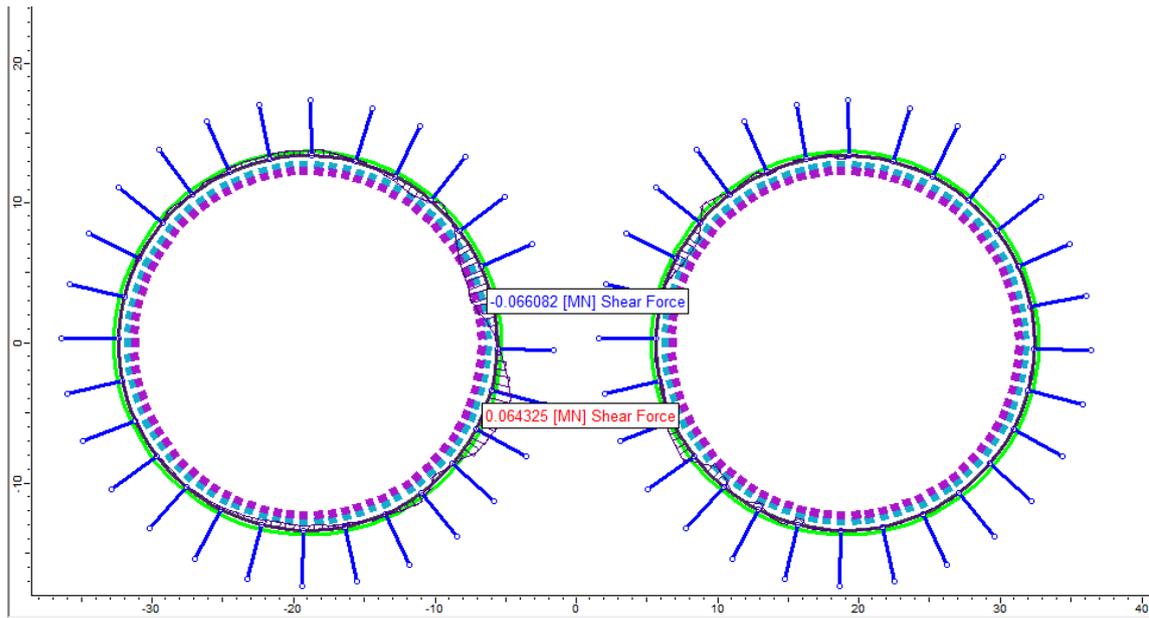


Figura 6.27 – Pozzi sotto quota 342.50: Diagramma di taglio allo step 8 sul rivestimento definitivo

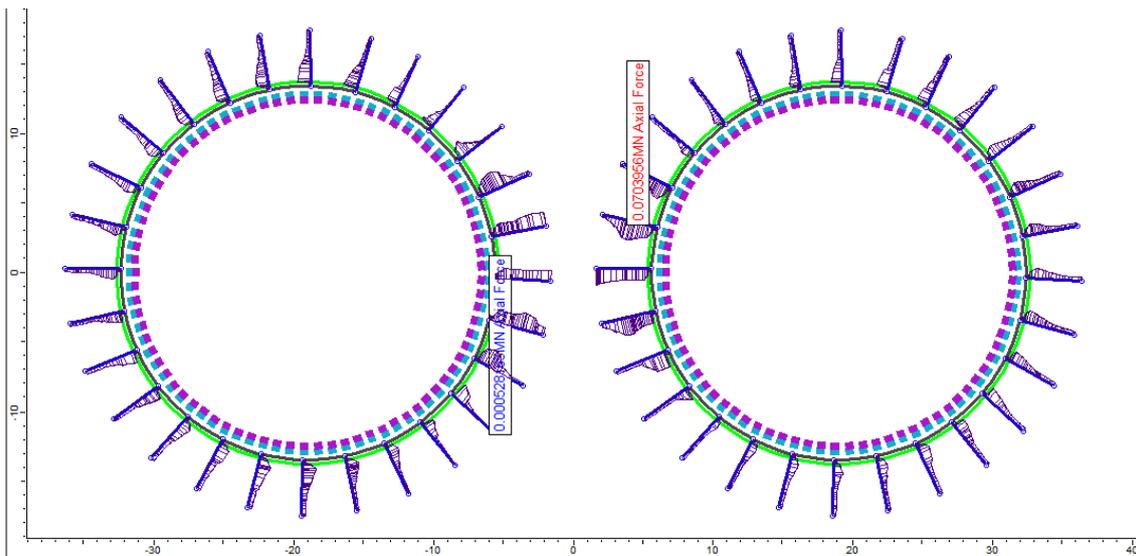


Figura 6.28 – Pozzi sotto quota 342.50: Sforzo normale agente sui chiodi allo step 8

L'esame dei diagrammi riportati evidenzia che:

- durante la fase di inizializzazione elasto-plastica (step 2), non si osserva l'insorgenza di alcuna zona di plasticizzazione. Gli spostamenti misurati in questa fase non risultano particolarmente rilevanti poiché sono dovuti essenzialmente all'assestamento del modello dopo l'applicazione del carico geostatico. La configurazione finale raggiunta al termine dello step 2 rappresenta la situazione "pre-opera" e costituisce il punto di riferimento per l'osservazione dei risultati raggiunti al termine degli step successivi
- durante la fase di posa in opera della coronella di pali non si registrano variazioni rilevanti rispetto allo step precedente;

- durante la fase di scavo libero del primo pozzo (step 4), in prossimità del fronte di scavo, si osserva l'insorgenza di modestissime zone plastiche nel terreno naturale con estensione massima pari a circa 0.50 m. Gli spostamenti sul contorno dello scavo risultano uniformi su tutto il contorno e valgono 13 mm;
- con la posa in opera delle chiodature e del rivestimento di prima fase (step 5), si osserva un'estensione delle zone plastiche nel terreno che raggiungono il raggio di 1.40 m. Gli spostamenti indotti dallo scavo hanno un lieve incremento in questo step rispetto al precedente, pari a circa 1 mm. Le sollecitazioni in questa fase appaiono modeste e risultano essenzialmente di compressione;
- Lo step 6 vede la posa del rivestimento definitivo sul contorno del primo pozzo e contestualmente lo scavo del secondo pozzo. Data la modesta distanza tra le due opere si osserva una spiccata variazione del campo di plasticizzazione e di spostamento che da questo momento non risultano più simmetrici nell'intorno del singolo pozzo in quanto risentono dei fenomeni di interazione che si instaurano tra le due opere. Il massimo raggio plastico si registra nel terreno posto tra i due pozzi dove raggiunge il valore di circa 4 m. Gli spostamenti subiscono un generale incremento ma anche una variazione della loro configurazione in quanto ora si osserva un effetto di ovalizzazione dei cavi dovuto alla loro interazione. Le sollecitazioni agenti sul rivestimento in questa fase assumono valori rilevanti e per effetto dell'ovalizzazione del cavo si osserva l'insorgere di modesti momenti flettenti;
- Lo step 7 vede la posa in opera delle chiodature e del rivestimento di prima fase sul secondo pozzo. In questa fase si registrano degli ulteriori incrementi del raggio plastico, in particolar modo nel terreno posto tra le due opere. Anche gli spostamenti subiscono un ulteriore aumento causando una maggiore ovalizzazione delle cavità e di conseguenza un incremento delle sollecitazioni calcolate sui rivestimenti.
- Lo step 8 vede la posa del rivestimento definitivo sul secondo pozzo. In questa fase si registrano degli ulteriori incrementi del raggio plastico, in particolar modo nel terreno posto tra le due opere che nella zona centrale risulta completamente plasticizzato. Anche gli spostamenti subiscono un ulteriore aumento causando una maggiore ovalizzazione delle cavità e di conseguenza un incremento delle sollecitazioni calcolate sui rivestimenti che raggiungono valori elevati.
- Si osserva che le simulazioni condotte risultano fortemente cautelative in quanto si sono trascurati tutti i contributi delle strutture interne (getti massivi e solette di irrigidimento) che collaboreranno con le strutture di rivestimento al contrasto delle azioni esterne.

## 7. VERIFICHE STRUTTURALI DEI SOSTEGNI

Per il predimensionamento delle strutture di rivestimento si è effettuato il calcolo delle sollecitazioni nelle strutture tramite una serie di analisi numeriche di interazione tra le strutture di rivestimento stesse e l'ammasso roccioso che hanno consentito di valutare lo stato tensio-deformativo nelle strutture e nel terreno. I risultati ottenuti dalle suddette analisi sono descritti e commentati nel Capitolo 6 della presente relazione.

Le verifiche di predimensionamento delle strutture previste dal progetto sono state condotte relativamente alle strutture di rivestimento costituite da:

- chiodature;
- calcestruzzo proiettato armato con reti elettrosaldate o centine metalliche a seconda della sezione di analisi considerata;
- calcestruzzo armato costituente il rivestimento definitivo dei pozzi.

Le verifiche strutturali e geotecniche sono state condotte, oltre che sulla configurazione finale, anche su tutte le principali fasi realizzative.

### 7.1 Approcci di calcolo

Con riferimento ai valori delle caratteristiche di sollecitazione derivati dall'analisi numerica, sono state condotte le verifiche del rivestimento in ottemperanza alle norme vigenti per i materiali impiegati. Le verifiche della sicurezza e delle prestazioni sono state condotte adottando il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite Ultimi proposto dalle NTC 2018.

Per ciascuna fase dell'analisi sono state individuate le sezioni di massima sollecitazione, in relazione ai valori massimi calcolati di sforzo normale, momento flettente e sforzo di taglio e ne è stato verificato il dimensionamento e la compatibilità con la resistenza dei materiali adottati.

Le caratteristiche dei materiali adottati per le strutture di rivestimento sono richiamate al Paragrafo 5.3 della presente relazione.

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  $\gamma_F$  utilizzati nelle analisi sono quelli indicati nella Tabella 6.2.I delle NTC 2018, qui riportata (Tabella 4).

Tabella 7.1 – Coefficienti parziali delle azioni (Tabella 6.2.I NTC2018)

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

I coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno  $\gamma_M$  utilizzati nelle analisi sono quelli indicati nella Tabella 6.2.II delle NTC 2018, qui riportata (Tabella 7.2).

Tabella 7.2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici (Tabella 6.2.II NTC2018)

Parametro geotecnico		Coefficiente parziale $\gamma_M$	
		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
$\gamma$	Peso di volume	1,00	1,00

Nei seguenti paragrafi sono illustrati i risultati di calcolo relativi alle verifiche condotte.

## 7.2 Caverne sopra quota 342.50: verifiche strutturali

La sezione tipo delle caverne presenta, su calotta e piedritti, un rivestimento costituito da:

- uno strato di 30 cm di spessore di calcestruzzo proiettato di classe C30/37 armato con due strati di rete elettrosaldata  $\phi$  12 mm maglia 20 cm x 20 cm
- bulloni di ancoraggio passivi sul contorno di piedritti e calotta costituiti da barre di tipo Dywidag Y1050H,  $\phi=36$  mm, aventi le seguenti lunghezze:
  - centrale: lunghezza pari a 20 m sui piedritti e 15 m in calotta, collocati con maglia 2 m x 2 m;
  - SSE: lunghezza pari a 15 m sui piedritti e 10 m in calotta, collocati con maglia 2 m x 2 m.

### 7.2.1 Verifica a pressoflessione del rivestimento

Le verifiche di resistenza dei rivestimenti sono state condotte nei confronti della pressoflessione e del taglio considerando, per ciascuna fase di analisi, le caratteristiche di sollecitazione derivanti dalle simulazioni numeriche.

La verifica a pressoflessione viene effettuata considerando il diagramma di resistenza della sezione resistente del rivestimento considerando una profondità pari a 1 m. Come si può osservare dalla figura seguente, tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

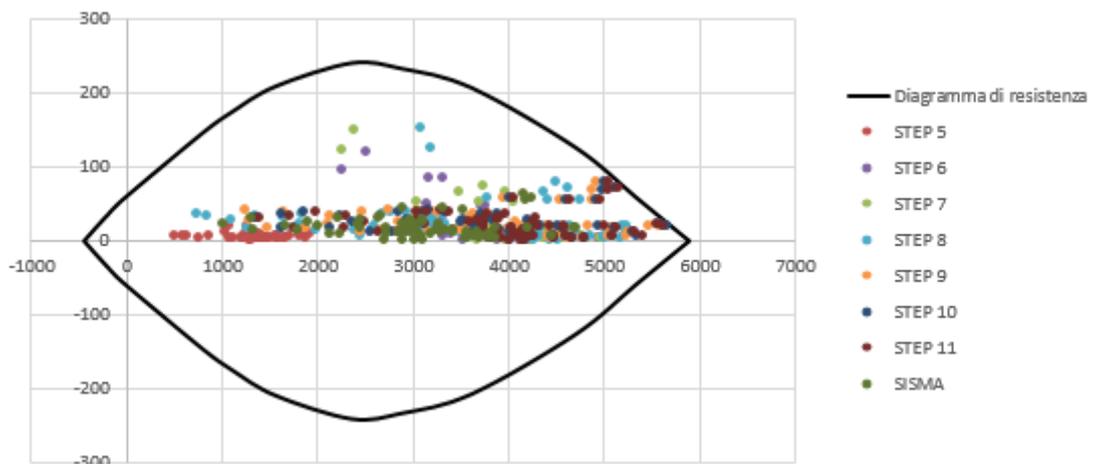


Figura 7.1 – Centrale: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento su piedritti e calotta

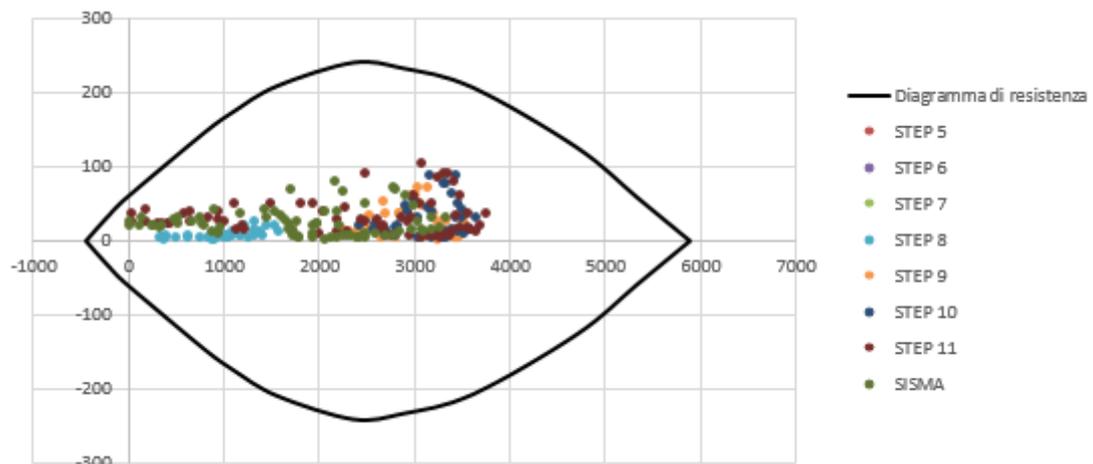


Figura 7.2 – SSE: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento su piedritti e calotta

### 7.2.2 Verifica a taglio del rivestimento

La verifica allo stato limite ultimo per taglio si esegue andando a verificare che:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

Per elementi che non richiedono armatura a taglio, la resistenza a taglio è il minore tra i valori:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d$$

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

La Tabella 7.3 riporta il calcolo del taglio resistente del rivestimento della caverna.

Tabella 7.3 – Caverne: calcolo del taglio resistente del rivestimento

Dati generali									
$b_w$	=	1000	mm						
$h$	=	300	mm						
$d$	=	250	mm						
$f_{ck}$	=	30	N/mm <sup>2</sup>						
$f_{cd}$	=	17.00	N/mm <sup>2</sup>						
$A_{sl}$	=	565.5	mm <sup>2</sup>						
$A_c$	=	300000	mm <sup>2</sup>						
		1.89							
$k$	=	1.89442719							
$v_{min}$	=	0.50							
		0.002							
$\rho_l$	=	0.00							
		3.40							
EC2 - Elementi che non richiedono armature a taglio									
$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,c,min}$ [kN]	<table border="1" style="margin: auto;"> <tr> <th colspan="2">TAGLIO RESISTENTE</th> </tr> <tr> <td><math>V_{Rd,c}</math> [kN]</td> <td>Verifica</td> </tr> <tr> <td>125.0</td> <td>OK</td> </tr> </table>	TAGLIO RESISTENTE		$V_{Rd,c}$ [kN]	Verifica	125.0	OK	
TAGLIO RESISTENTE									
$V_{Rd,c}$ [kN]	Verifica								
125.0	OK								
107.6	125.0								

Le analisi condotte hanno evidenziato dei valori dello sforzo tagliante modesti sul rivestimento con delle concentrazioni anche elevate localizzate in corrispondenza delle chiodature. Tali punti singolari richiedono la posa di opportune piastre in acciaio per la ripartizione delle sollecitazioni che si generano sul rivestimento in modo concentrato in corrispondenza delle teste di ancoraggio. Il dimensionamento di tali piastre costituisce un elemento di dettaglio che esula dagli scopi di predimensionamento dell'attuale fase di progetto e pertanto viene rimandato alle fasi seguenti della progettazione. La verifica a taglio del rivestimento viene quindi condotta escludendo dalla verifica gli elementini adiacenti alle bullonature. Si riportano nella tabella seguente le massime sollecitazioni di taglio valutate sul rivestimento che come si può osservare risultano inferiori al taglio resistente.

Tabella 7.4 – Caverne: Verifica a taglio del rivestimento

Step di analisi	Massimo taglio Centrale [kN]	Massimo taglio SSE [kN]	Taglio resistente [kN]	Verifica superata
STEP 5	43		125	SI
STEP 6	56			SI
STEP 7	68			SI
STEP 8	68	43		SI
STEP 9	70	75		SI
STEP 10	70	95		SI
STEP 11	70	99		SI
STEP 12	88	73		SI

### 7.2.3 Verifica dei chiodi di ancoraggio

Per il sostegno della caverna della centrale vengono impiegate due lunghezze differenti di ancoraggio:

- 20 m in corrispondenza dei piedritti
- 15 m in corrispondenza della calotta

Per il sostegno della caverna della SSE vengono impiegate due lunghezze differenti di ancoraggio:

- 15 m in corrispondenza dei piedritti
- 10 m in corrispondenza della calotta

Su tutte le tipologie di ancoraggi è stato verificato che nessun elemento sia soggetto a forze di trazione tali da raggiungere il carico di snervamento di progetto  $T_{yd}$  o il carico sfilamento  $R_{ad}$  dell'elemento.

#### 7.2.3.1 Criteri di verifica di sfilamento delle bullonature

Per tutti i bulloni 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 (pari a  $e$  e  $\alpha$  è un coefficiente moltiplicativo del diametro (

Tabella 7.5), il cui valore dipende dal tipo di terreno in cui viene effettuata l'iniezione cementizia per realizzare il bulbo di fondazione

$L_b$  = 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 roccia e bulbo di fondazione e/o barra, assunta cautelativamente pari a 600 kPa, corrispondente a una pressione limite di 5.6 MPa (Figura 7.3).

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:

$\xi_{a4} = 1.80$  fattore di correlazione

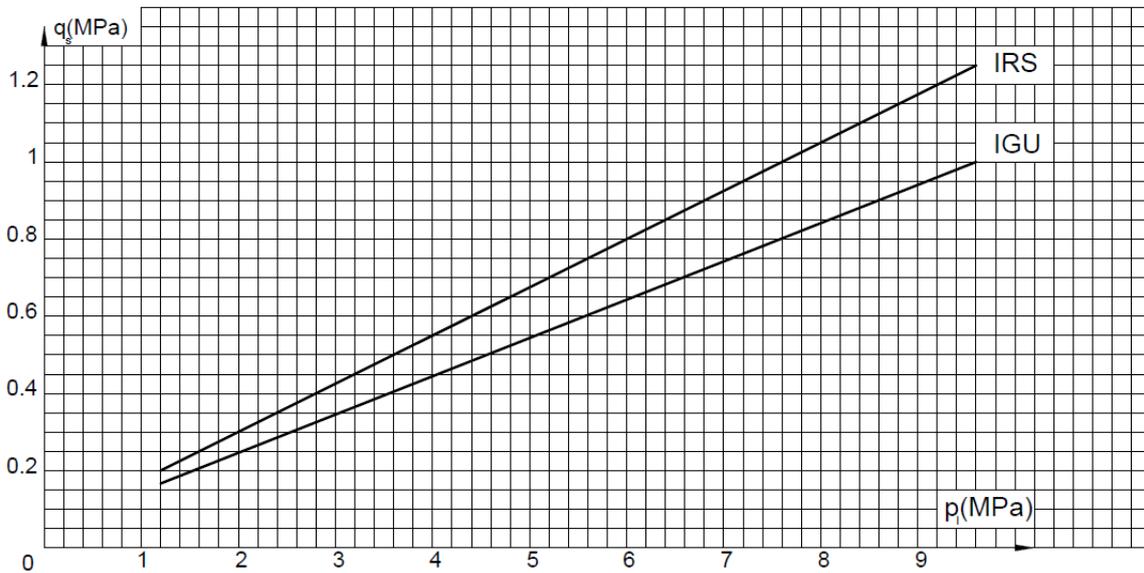
$\gamma_{Ra,p} = 1.20$  coefficiente parziale per tiranti permanenti = R3.

Tabella 7.5 – Tabella proposta da Bustamante e Doix per la scelta del coefficiente  $\alpha$

TIPO DI TERRENO	Coefficiente $\alpha$	
	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 7.3 – Abaco proposto da Bustamante e Doix per la scelta di  $q_s$ 

AMMASSO ROCCIOSO FRATTURATO E ALTERATO



### 7.2.3.2 Verifica delle chiodature di ancoraggio

Gli ancoraggi in progetto sono realizzati con barre in acciaio da precompressione tipo Dywidag Y1050H, aventi diametro nominale pari a 36 mm, per le quali si ha un carico di snervamento di 960 kN, pertanto **il carico di snervamento di progetto  $T_{yd}$  è pari a  $960/1.15 = 835$  kN.**

La verifica nei confronti dello sfilamento è stata condotta con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, secondo il metodo analitico proposto da Bustamante e Doix (Paragrafo 7.2.3.1).

Secondo tale metodo la resistenza caratteristica all'estrazione dell'elemento ( $R_{ak}$ ) può essere calcolata mediante la relazione:

CENTRALE	SSE
$R_{ak\_calotta} = \pi \cdot D_s \cdot L_b \cdot q_s / \xi_{a4} = 2073$ kN	$R_{ak\_calotta} = \pi \cdot D_s \cdot L_b \cdot q_s / \xi_{a4} = 1382$ kN
$R_{ak\_piedritti} = \pi \cdot D_s \cdot L_b \cdot q_s / \xi_{a4} = 2764$ kN	$R_{ak\_piedritti} = \pi \cdot D_s \cdot L_b \cdot q_s / \xi_{a4} = 2073$ kN

La resistenza di progetto allo sfilamento  $R_{ad}$  viene determinata applicando alla resistenza caratteristica il coefficiente parziale  $\gamma_R$  previsto dalla normativa, che per tiranti permanenti corrisponde a 1.2. Pertanto si ha:

CENTRALE	SSE
----------	-----

$R_{ad\_calotta} = 2073/1.2 = 1728 \text{ kN.}$	$R_{ad\_calotta} = 1382/1.2 = 1152 \text{ kN.}$
$R_{ad\_piedritti} = 2764/1.2 = 2304 \text{ kN.}$	$R_{ad\_piedritti} = 2073/1.2 = 2304 \text{ kN.}$

La tabella seguente riporta il massimo carico agente sulle chiodature in corrispondenza della calotta e dei piedritti durante le fasi di analisi statica e sismica.

Tabella 7.6 – Caverne: massima sollecitazione di calcolo sulle chiodature

Opera	Sezione	Massimo carico agente kNj <sup>1</sup>	
		SLU-statico	SLU-sisma
Centrale	Calotta	565	380
	Piedritti	452	425
SSE	Calotta	650	535
	Piedritti	689	583

Come si può osservare tali carichi risultano inferiori sia al carico di snervamento che a quello di sfilamento delle chiodature e pertanto la verifica delle stesse risulta positiva.

### 7.3 Pozzi sotto quota 342.50: verifiche strutturali

La sezione tipo dei pozzi presenta un rivestimento costituito da:

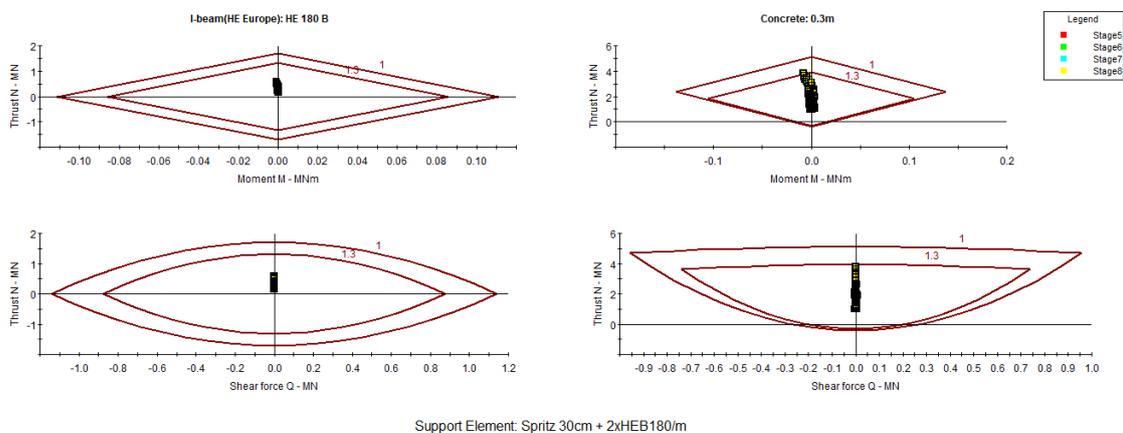
- Una coronella di micropali di lunghezza pari a 30 m, diametro 300 mm e passo 500 mm, in calcestruzzo C30/37 ed armati con profili tubolari metallici di diametro 219.1 mm e spessore 12.5 mm;
- Un priverestimento interno dello spessore di 30 cm realizzato con calcestruzzo proiettato C30/37 ed armato con centine accoppiate del tipo HEB180 con passo 1m;
- Chiodature passive di ancoraggio costituite da barre di tipo Dywidag s670/800,  $\varphi=25\text{mm}$ , aventi lunghezza pari a 4 m e maglia 3.0 x 2.0 m;
- Un rivestimento definitivo dello spessore di 90 cm da realizzarsi in calcestruzzo armato con classe di resistenza C32/40;
- Le opere sono poi completate dai getti massivi interni che inglobano le macchine e dagli orizzontamenti interni.

#### 7.3.1 Verifica a pressoflessione del rivestimento di prima fase

<sup>1</sup> I valori delle azioni sollecitanti riportati in tabella sono stati combinati secondo i fattori amplificativi previsti dalla normativa vigente per le verifiche di Stato Limite Ultimo, pari a 1.3 per il caso statico e 1.0 per il caso sismico.

Le verifiche di resistenza del rivestimento di prima fase sono state condotte nei confronti della pressoflessione (il taglio massimo registrato è risultato inferiore ai 10 kN e pertanto viene omessa la verifica) considerando, per ciascuna fase di analisi, le caratteristiche di sollecitazione derivanti dalle simulazioni numeriche.

La verifica a pressoflessione viene effettuata sulla sezione mista acciaio calcestruzzo impiegando il metodo di Carranza-Torres e considerando per la sezione resistente una profondità pari a 1 m. Come si può osservare dalla figura seguente, tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione e pertanto la verifica risulta soddisfatta.



Support Element: Spritz.30cm + 2xHEB180/m  
 Figura 7.4 – Pozzi: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase

### 7.3.2 Verifica a pressoflessione del rivestimento definitivo

Le verifiche di resistenza dei rivestimenti sono state condotte nei confronti della pressoflessione e del taglio considerando, per ciascuna fase di analisi, le caratteristiche di sollecitazione derivanti dalle simulazioni numeriche.

La sezione resistente presenta un rivestimento definitivo dello spessore di 90 cm, realizzato in calcestruzzo di classe C32/40 ed armato con 5+5  $\phi$  20 / m.

Come si può osservare dalla figura seguente, tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

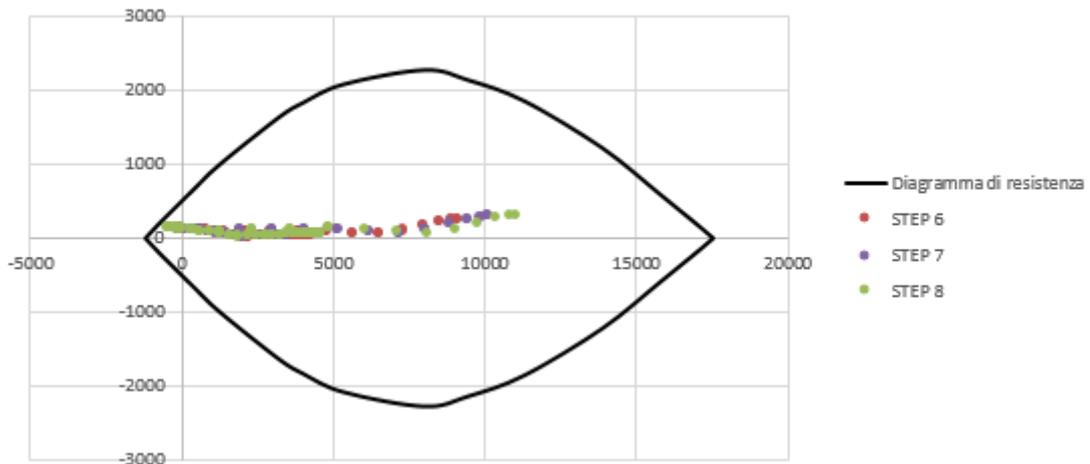


Figura 7.5 – Pozzi: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo

La verifica allo stato limite ultimo per taglio si esegue andando a verificare che:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

Per elementi che non richiedono armatura a taglio, la resistenza a taglio è il minore tra i valori:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d$$

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

La Tabella 7.7 riporta il calcolo del taglio resistente del rivestimento dei pozzi.

Tabella 7.7 – Pozzi: calcolo del taglio resistente del rivestimento

Dati generali			
$b_w$	=	1000	mm
$h$	=	900	mm
$d$	=	850	mm
$f_{ck}$	=	32	N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$	=	18.13	N/mm <sup>2</sup>
$A_{sl}$	=	1570.8	mm <sup>2</sup>
$A_c$	=	900000	mm <sup>2</sup>
		1.49	
$k$	=	1.48507125	
$v_{min}$	=	0.36	
		0.002	
$\rho_l$	=	0.00	
		3.63	

EC2 - Elementi che non richiedono armature a taglio								
$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,c,min}$ [kN]	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">TAGLIO RESISTENTE</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>V_{Rd,c}</math> [kN]</td> <td>304.6</td> </tr> </tbody> </table>		TAGLIO RESISTENTE		$V_{Rd,c}$ [kN]	304.6	Verifica
TAGLIO RESISTENTE								
$V_{Rd,c}$ [kN]	304.6							
273.9	304.6			OK				

La massima sollecitazione di taglio vale 86 kN/m. Considerando la sezione non armata a taglio si ottiene un taglio resistente pari a 305 kN/m e pertanto la verifica risulta superata.

### 7.3.3 Verifica dei chiodi di ancoraggio

Per l'ancoraggio delle pareti dei pozzi sono stati ipotizzati dei chiodi passivi della lunghezza di 4 m su tutto il perimetro del cavo.

Su tali ancoraggi sono state verificate la resistenza strutturale e la resistenza allo sfilamento secondo i medesimi criteri illustrati al Paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** della presente relazione.

Gli ancoraggi in progetto sono realizzati con barre in acciaio tipo Dywidag S670/800, aventi diametro nominale pari a 25 mm, per le quali si ha un carico di snervamento di 329 kN, pertanto **il carico di snervamento di progetto  $T_{yd}$  è pari a  $329/1.15 = 286$  kN.**

La verifica nei confronti dello sfilamento è stata condotta con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, secondo il metodo analitico proposto da Bustamante e Doix (Paragrafo 7.2.3.1).

Secondo tale metodo la resistenza caratteristica all'estrazione dell'elemento ( $R_{ak}$ ) può essere calcolata mediante la relazione:

$$R_{ak} = \pi \cdot D_s \cdot L_b \cdot q_s / \xi_{a4} = 415 \text{ kN}$$

La resistenza di progetto allo sfilamento  $R_{ad}$  viene determinata applicando alla resistenza caratteristica il coefficiente parziale  $\gamma_R$  previsto dalla normativa, che per tiranti permanenti corrisponde a 1.2. Pertanto si ha:

$$R_{ad} = 415/1.2 = 346 \text{ kN.}$$

Il massimo carico agente sulle chiodature vale 91 kN, tale valore risulta inferiore sia al carico di snervamento che a quello di sfilamento delle chiodature e pertanto la verifica delle stesse risulta positiva.