

# “FAVAZZINA”

## Impianto di accumulo idroelettrico mediante pompaggio ad alta flessibilità

Comune di Scilla (RC)

### COMMITTENTE



#### COORDINAMENTO / MANDANTE



Progettisti: Ing. Luigi Lorenzo Papetti

#### PROGETTAZIONE GEOTECNICA / MANDATARIA



Progettista: Ing. Luisella Vai

### Relazione descrittiva e di calcolo della centrale in caverna



REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	PRIMA EMISSIONE	Aprile 2023	SP	LV	P.MACCHI

Codice commessa: 1422    Codifica documento: 1422-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.....	9
5.1 Problematiche attese ed interventi previsti.....	12
5.2 Fasi di scavo della caverna.....	12
5.3 Materiali.....	14
6. ANALISI NUMERICHE .....	16
6.1 Generalità.....	16
6.2 Descrizione del modello numerico .....	18
6.3 Risultati e osservazioni .....	20
7. VERIFICHE STRUTTURALI DEI SOSTEGNI .....	31
7.1 Approcci di calcolo.....	31
7.2 Verifica a pressoflessione del rivestimento .....	32
7.3 Verifica a taglio del rivestimento .....	33
7.4 Verifica dei chiodi di ancoraggio .....	35
7.4.1 Criteri di verifica di sfilamento delle bullonature .....	35
7.4.2 Verifica delle chiodature di ancoraggio .....	36

## TABELLE

Tabella 4.1 – Unità (Go): parametri fisici, di resistenza e di deformabilità

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

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

Tabella 7.3 – Centrale in caverna: calcolo del taglio resistente del rivestimento

Tabella 7.4 – Centrale in caverna: Verifica a taglio del rivestimento

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

Tabella 7.6 – Centrale in caverna: massima sollecitazione di calcolo sulle chiodature

## FIGURE

Figura 4.1 – Carta geologica

Figura 4.2 – Profilo geologico in asse alla via d'acqua

Figura 4.3 – 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, planimetria

Figura 5.2 – Centrale in caverna, sezione longitudinale

Figura 5.3 – Centrale in caverna, sezione trasversale

Figura 5.4 – Planimetria della centrale in caverna e delle gallerie di accesso alla stessa

Figura 5.5 – Fasi di scavo della Centrale in Caverna, planimetria e sezione trasversale

Figura 6.1 – Centrale in caverna: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa all'ultimo step della simulazione

Figura 6.2 – Centrale in caverna: Geometria del modello numerico per le analisi sismiche relativa all'ultimo step della simulazione

Figura 6.3 – Centrale in caverna: estensione della fascia plastica allo step 5

Figura 6.4 – Centrale in caverna: estensione della fascia plastica allo step 8

Figura 6.5 – Centrale in caverna: estensione della fascia plastica allo step 11

Figura 6.6 – Centrale in caverna: estensione della fascia plastica allo step 14

Figura 6.7 – Centrale in caverna: estensione della fascia plastica allo step 15

Figura 6.8 – Centrale in caverna: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 5

Figura 6.9 – Centrale in caverna: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 8

Figura 6.10 – Centrale in caverna: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 11

Figura 6.11 – Centrale in caverna: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 14

Figura 6.12 – Centrale in caverna: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 15 (gli spostamenti mostrati in figura sono riferiti allo step 14 e pertanto raffigurano l'incremento di deformazione agente sulla struttura dovuto esclusivamente all'effetto del sisma)

Figura 6.13 – Centrale in caverna: Diagramma di momento allo step 14

Figura 6.14 – Centrale in caverna: Diagramma di sforzo normale allo step 14

Figura 6.15 – Centrale in caverna: Diagramma di taglio allo step 14

Figura 6.16 – Centrale in caverna: Diagramma di momento allo step 15

Figura 6.17 – Centrale in caverna: Diagramma di sforzo normale allo step 15

Figura 6.18 – Centrale in caverna: Diagramma di taglio allo step 15

Figura 6.19 – Centrale in caverna: Sforzo normale agente sui chiodi allo step 14

Figura 6.20 – Centrale in caverna: Sforzo normale agente sui chiodi allo step 15

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

Figura 7.2 – Abaco proposto da Bustamante e Doix per la scelta di qs

## 1. INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo è stata redatta per conto di FROSIO NEXT S.r.l. nell'ambito del progetto per autorizzazione di un sistema di accumulo idroelettrico situato nel comune di Scilla (RC). L'impianto in progetto prevede la realizzazione di un bacino artificiale in una zona rialzata (circa 600 m.s.l.m.) sita in località Melia, di un'opera di presa di valle sita in località Favazzina e di un impianto di pompaggio delle acque dal mare 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.

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 disponibili in letteratura e della campagna di indagini geofisiche multi metodologiche effettuata nei mesi compresi tra febbraio e marzo 2023. 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:

- 1422-A-CN-R-01 - Studio dell'assetto geologico-strutturale, geomorfologico, e della fagliazione superficiale nell'area di Scilla-Bagnara Calabria-Melia
- 1422-A-GE-R-01 - Relazione indagine geofisica multimetodologica
- 1422-A-GD-R-01 - Relazione geotecnica generale
- 1422-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 la caverna che ospiterà la centrale interesserà unicamente l'unità geotecnica degli Gneiss occhiadini e paragneiss (Go) appartenenti all'unità geologica degli Gneiss e scisti biotitici (Gneiss occhiadini e paragneiss (Go) localmente interessati da parziale anatessi con livelli leucocratici (paragneiss migmatitici) e livelli restitici melanocratici (Scisti Biotitici, Sb). L'intero complesso è attraversato da filoni pegmatitici e aplitici (Gr).

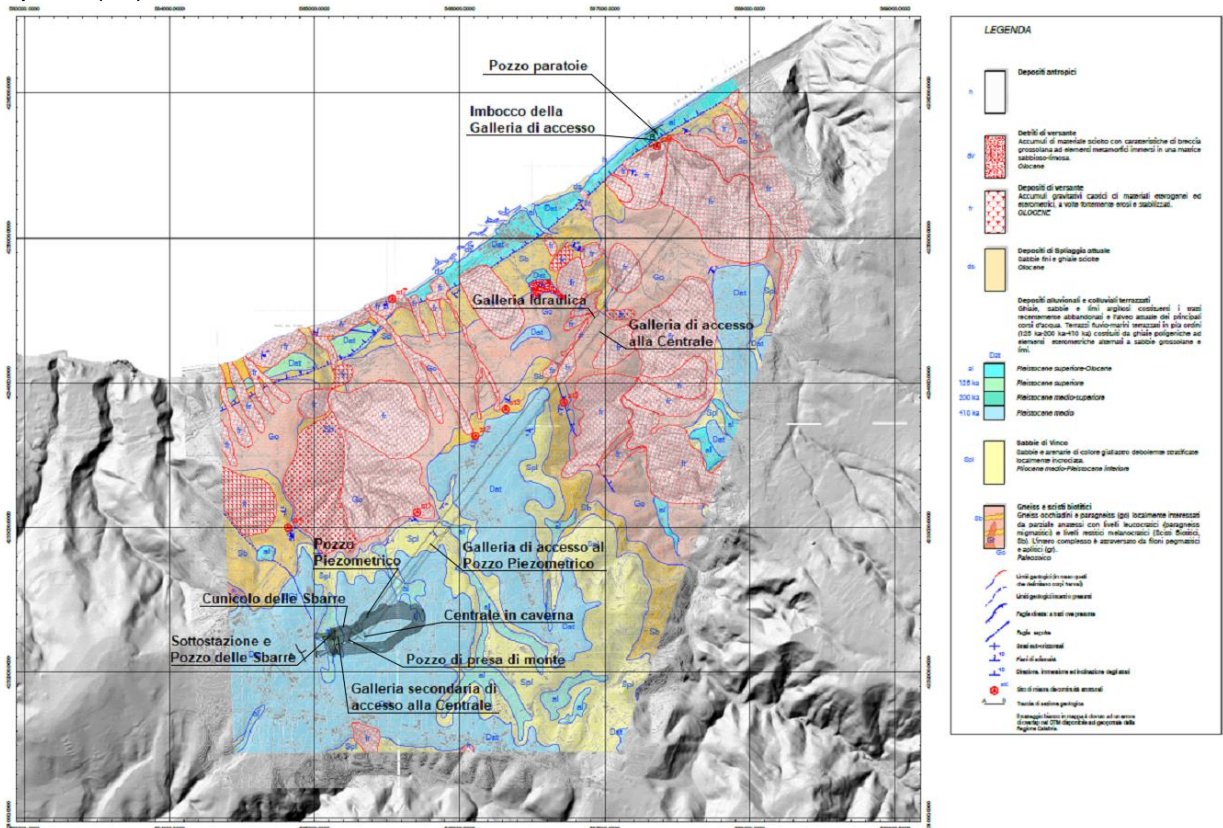


Figura 4.1 – Carta geologica



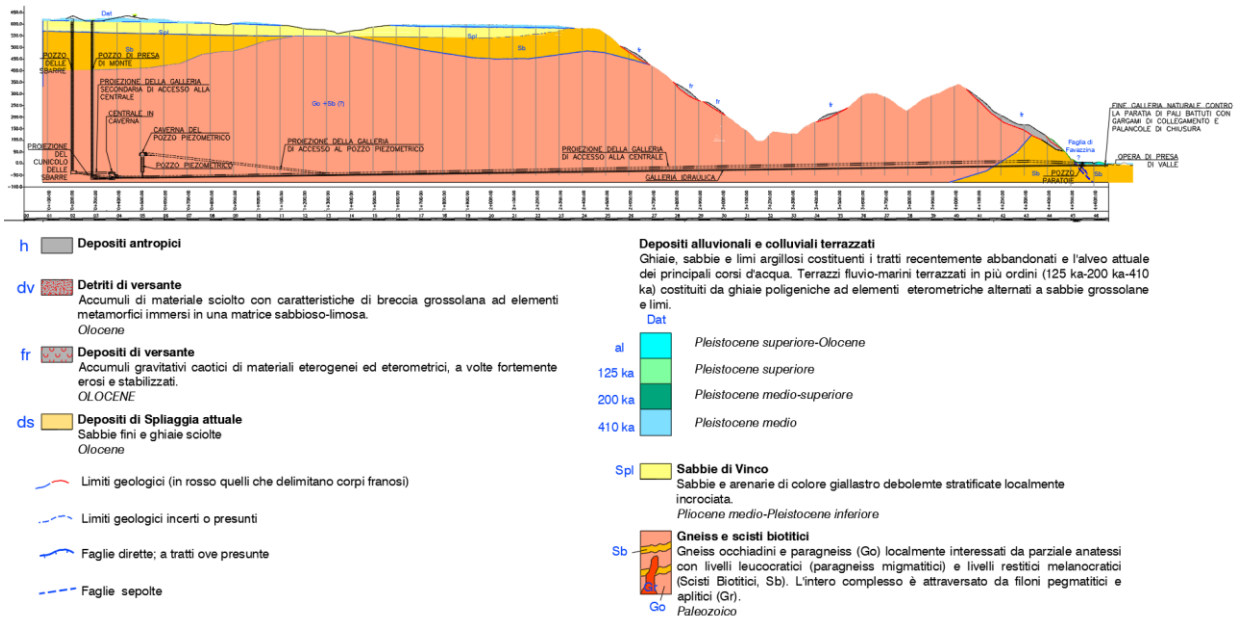


Figura 4.2 – Profilo geologico in asse alla via d'acqua

## 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 sia su dati disponibili in letteratura relativi a materiali analoghi a quelli presenti in sito sia sui dati finora raccolti durante la campagna di indagini svolte tra febbraio e marzo 2023. Tali dati hanno consentito di effettuare una prima caratterizzazione di massima delle unità geotecniche in oggetto. Per maggiori approfondimenti circa i dati raccolti durante la campagna indagini e la determinazione dei parametri geotecnici si rimanda alla *Relazione Geotecnica Generale* (1422-A-GD-R-01) ed alla *Relazione indagine geofisica multimetodologica* (1422-A-GE-R-01).

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 e gli ammassi rocciosi presenti in sito.

Tabella 4.1 – Unità (Go): parametri fisici, di resistenza e di deformabilità

Unità	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	GSI	$\sigma_{ci}$ (MPa)	$m_i$	$m_b$	s	a	$\nu$	MR	$E_d$ (GPa)
parametri medi	26.5	60	70	25	5.991	0.0117	0.503	0.25	525	19.11
parametri minimi	26.5	40	30	25	2.933	0.0013	0.511	0.25	525	2.50
faglia	24	20	25	25	1.436	0.0001	0.544	0.30	525	0.60

Come si può osservare dalla tabella precedente, in considerazione delle differenti condizioni individuate, si prospettano tre diversi set di parametri per l'unità (go), riferiti alle seguenti condizioni:

- Gneiss occhiadini (parametri medi): da impiegarsi nelle condizioni in cui l'ammasso si presenta più integro
- Gneiss occhiadini (parametri minimi): da impiegarsi nelle condizioni in cui l'ammasso si presenta più fratturato
- Gneiss occhiadini (faglia): da impiegarsi nelle condizioni in cui l'ammasso viene attraversato da zone di disturbo tettonico.

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 riscontrate in sito. Per tale ragione risulterà opportuno, nelle successive fasi di progettazione, svolgere delle indagini mirate a individuare con precisione tutte le possibili zone di disturbo presenti nelle vicinanze della caverna ed eventualmente apportare delle leggere variazioni al layout di progetto al fine di evitare di interessare le faglie o le zone tettonizzate con lo scavo della caverna.

Per le ragioni sopra descritte le analisi numeriche della caverna che ospiterà la centrale sono state effettuate prendendo in considerazione unicamente le proprietà medie dell'unità (Go).

### 4.3 Caratterizzazione sismica

Come già evidenziato nei documenti di progetto la zona che ospiterà l'impianto è soggetta ad un rischio sismico molto rilevante, di cui è necessario tenere conto in tutte le fasi di progettazione.

In particolare, per quanto si riferisce ai rivestimenti di galleria ed alle altre opere in sotterraneo, la presenza del carico sismico è stata esplicitamente considerata nelle simulazioni numeriche effettuate.

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 4.3.

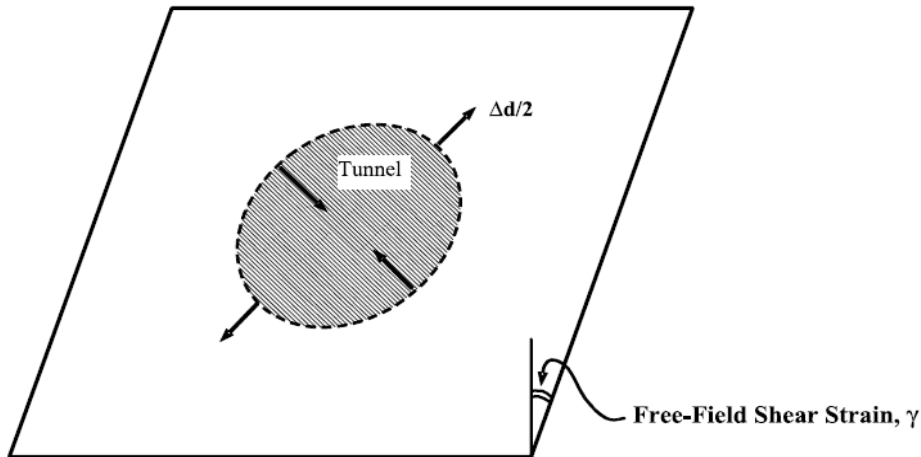


Figura 4.3 – Applicazione delle deformazioni di taglio sui bordi del modello per l'applicazione del Metodo delle deformazioni di taglio puro in campo libero

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
- 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: 6.35
- distanza dalla sorgente prevista: < 10 km
- accelerazione massima orizzontale attesa (SLV):  $a_g = 0.435$  g
- coefficiente amplificativo per la categoria di sottosuolo:  $S = 1$
- copertura caverna = 660 m
- coefficiente riduttivo dell'accelerazione del terreno con la profondità dell'opera:  $C = 0.7$

- accelerazione di picco riferita alla profondità del manufatto:  $a_{z,max} = S \cdot C \cdot a_g = 1.0 \cdot 0.7 \cdot 0.435g = 0.3045 g$
- rapporto tra velocità di picco ed accelerazione di picco:  $k=66 s$
- velocità di picco al suolo:  $V_s = 0.201 m/s$
- velocità apparente di propagazione delle onde S:  $C_s = 1500 m/s$
- massima deformazione di taglio:  $\gamma_{max} = 0.0001 m$
- dimensioni lato scatola di taglio del modello:  $h_{mod} = 140 m$
- spostamento massimo da applicare al modello:  $\Delta x = 0.0087 m$

Le formule applicate sono di seguito riepilogate:

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

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

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

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

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

## 5. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI

La Centrale in caverna riveste un ruolo di primo piano per l'impianto in progetto in quanto al suo interno verranno alloggiate rispettivamente le turbine e le pompe necessarie al funzionamento dell'impianto stesso.

La caverna che ospiterà la Centrale (Figure 5.1 – 5.3 e Elaborato 1422-H-GD-D-01) ha dimensioni in pianta pari a 119.0 m x 23 m, un'altezza massima pari a circa 33.5 m ed una copertura pari a circa 660 m. Gli interventi di sostegno definitivo agli scavi previsti dal progetto sono costituiti da:

- Chiodature passive permanenti, costituite da barre in acciaio tipo Dywidag Y1050H aventi la seguente geometria:
  - Piedritti: L=20 m,  $\phi=36$  mm;  $\phi_{\text{perf}}=120$  mm, disposte con maglia 2.0x1.50 m;
  - Calotta: L=10 m,  $\phi=32$  mm;  $\phi_{\text{perf}}=120$  mm, disposte con maglia 2.0x1.50 m;
- Calcestruzzo proiettato su calotta e piedritti di classe C32/40, avente spessore pari a 30 cm ed armato con doppia rete elettrosaldata  $\phi=12$  mm maglia 200x200 mm.

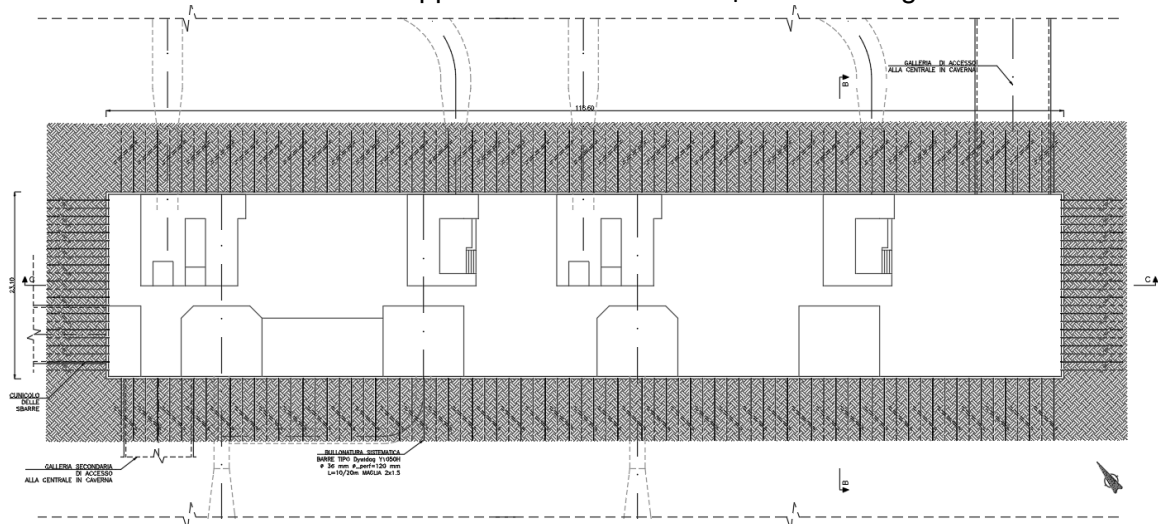


Figura 5.1 – Centrale in caverna, planimetria

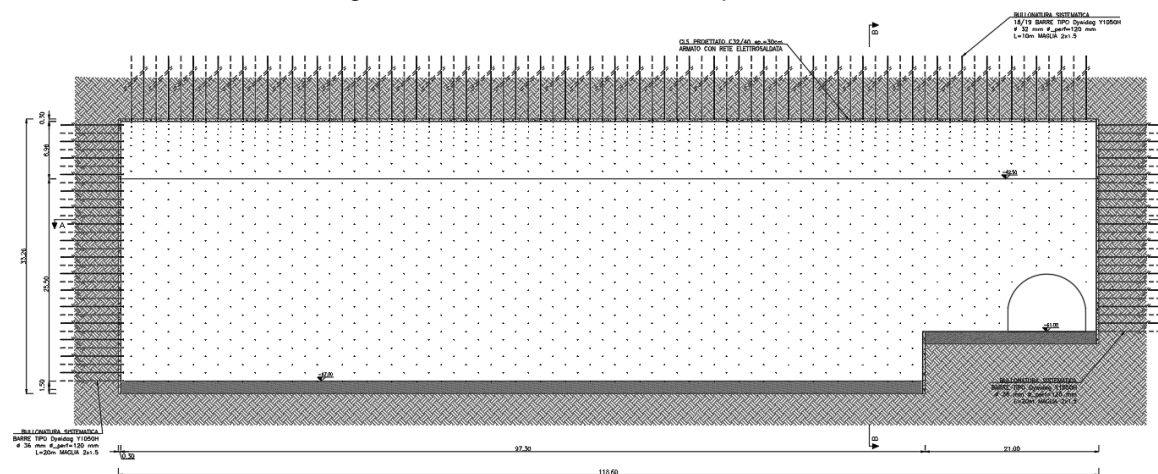


Figura 5.2 – Centrale in caverna, sezione longitudinale

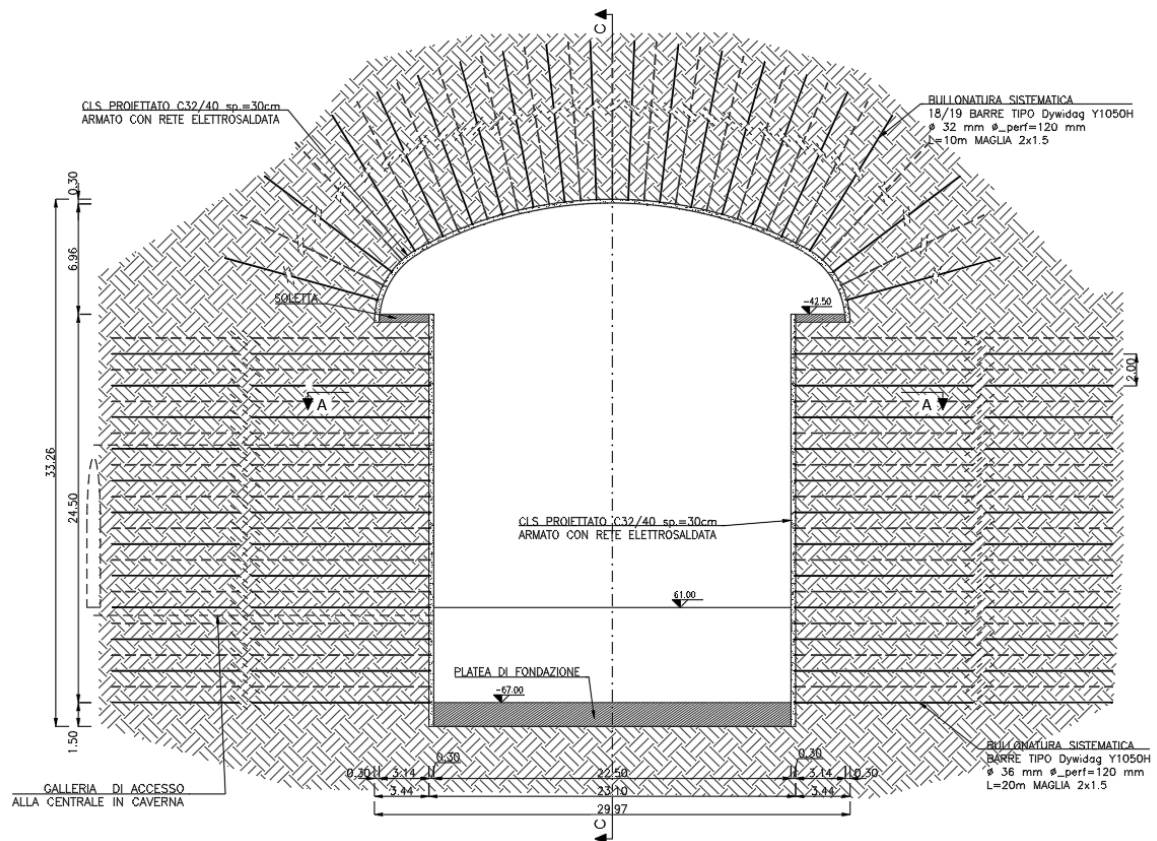


Figura 5.3 – Centrale in caverna, sezione trasversale

Alla caverna si accede mediante due gallerie di accesso (Figura 5.4) aventi una larghezza netta interna di 8.0 m ed un'altezza massima pari a 7.00 m:

- La galleria principale di accesso viene imboccata in prossimità dell'opera di presa di valle, ha una lunghezza totale pari a 4226 m circa e raggiunge la caverna alla quota di -61.0 m.s.l.m. Quest'opera costituirà la principale via di accesso alla caverna attraverso la quale verranno trasportate le macchine necessarie al funzionamento dell'impianto;
- La galleria secondaria di accesso ha origine nella caverna posta alla base del pozzo delle sbarre, ha una lunghezza totale pari a 198 m circa e raggiunge la caverna alla quota di -42.50 m.s.l.m. Quest'opera svolge una funzione provvisoria relativa alle fasi di cantierizzazione dell'impianto in quanto consentirà l'attacco per lo scavo della centrale in caverna.

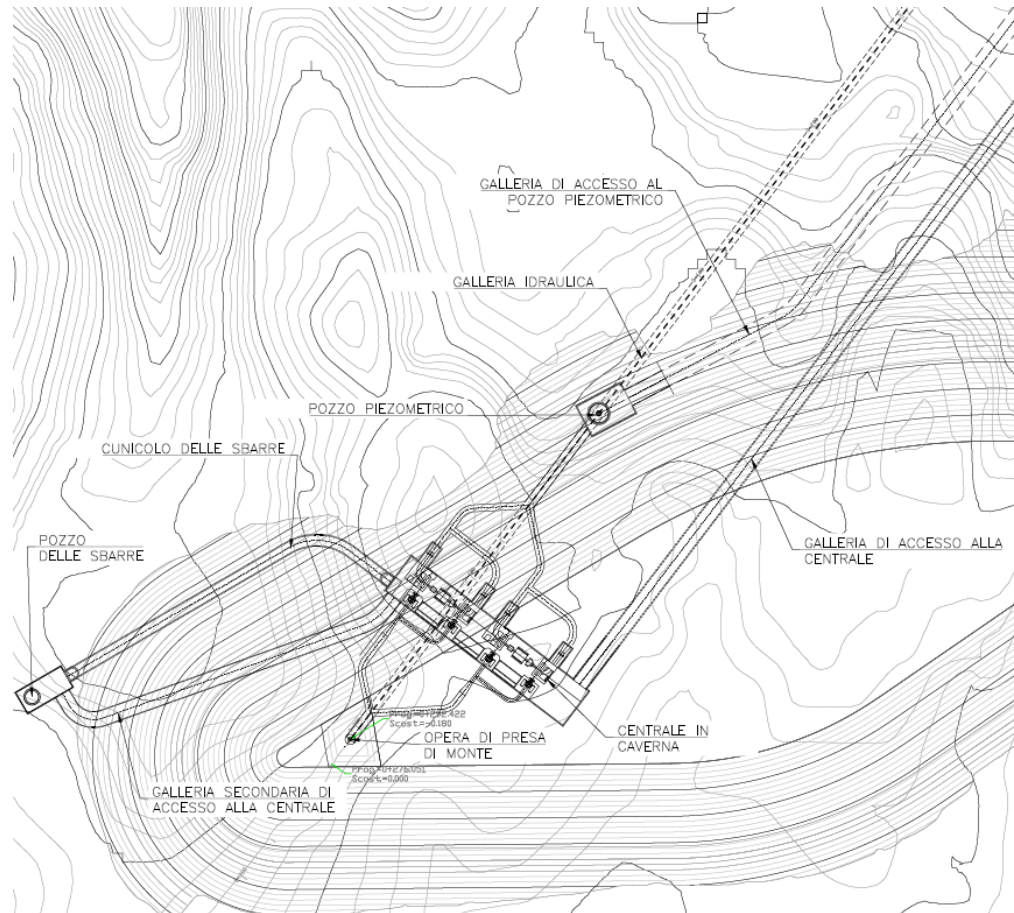


Figura 5.4 – Planimetria della centrale in caverna e delle gallerie di accesso alla stessa

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 5.4.

Questa importante opera sotterranea rappresenta un elemento singolare e particolarmente complesso nell'ambito della progettazione e realizzazione dell'impianto di Favazzina, per tutta una serie di fattori legati ai seguenti aspetti:

- le notevoli dimensioni della caverna;
- la complessità delle fasi di scavo necessarie alla sua costruzione;
- la presenza delle opere complementari di ingresso ed uscita delle acque;
- le elevate coperture previste dal layout di progetto.

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 della caverna che ospiterà la centrale è dettata, oltre che dalle esigenze funzionali di alloggiamento dei macchinari, anche dalla necessità di garantire la stabilità del cavo sia nelle fasi esecutive degli scavi sia a lungo termine.

La realizzazione della caverna destinata ad ospitare la centrale è caratterizzata da due problematiche principali che la rendono un'opera molto impegnativa:

1. la presenza un ammasso roccioso con caratteristiche non eccellenti, che potrebbe presentarsi con un grado di fratturazione moderatamente alto per via della complessa tettonica della zona in cui è situato l'impianto;
2. lo stato di sforzo in sito è governato dalla notevole copertura, di circa 660 m, che porta lo stato litostatico ad un ordine di grandezza di 17 MPa alla quota della calotta.

Se dunque 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 bullonature sistematiche collocate sul perimetro di scavo aventi la funzione di creare degli ancoraggi in grado di limitare la deformazione del cavo.

Sulla base degli elementi raccolti nella fase di indagine e delle problematiche sopra riportate si è definita una sezione tipologica per la realizzazione della caverna, sulla quale sono state svolte le analisi numeriche finalizzate al predimensionamento degli elementi di sostegno che, nella configurazione finale, risultano costituiti da:

- Chiodature passive permanenti, costituite da barre in acciaio tipo Dywidag Y1050H aventi la seguente geometria:
  - Piedritti:  $L=20$  m,  $\phi=36$  mm;  $\phi_{\text{perf}}=120$  mm, disposte con maglia  $2.0 \times 1.50$  m;
  - Calotta:  $L=10$  m,  $\phi=32$  mm;  $\phi_{\text{perf}}=120$  mm, disposte con maglia  $2.0 \times 1.50$  m;
- Calcestruzzo proiettato su calotta e piedritti di classe C32/40, avente spessore pari a 30 cm ed armato con doppia rete elettrosaldata  $\phi=12$  mm maglia  $200 \times 200$  mm.

## 5.2 Fasi di scavo della caverna



Considerate 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 della caverna (Figura 5.5), 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 della centrale in caverna sono precedute dallo scavo della galleria secondaria di accesso alla centrale, la quale ha origine nella caverna posta al di sotto del pozzo delle sbarre;
- 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 7 - 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.

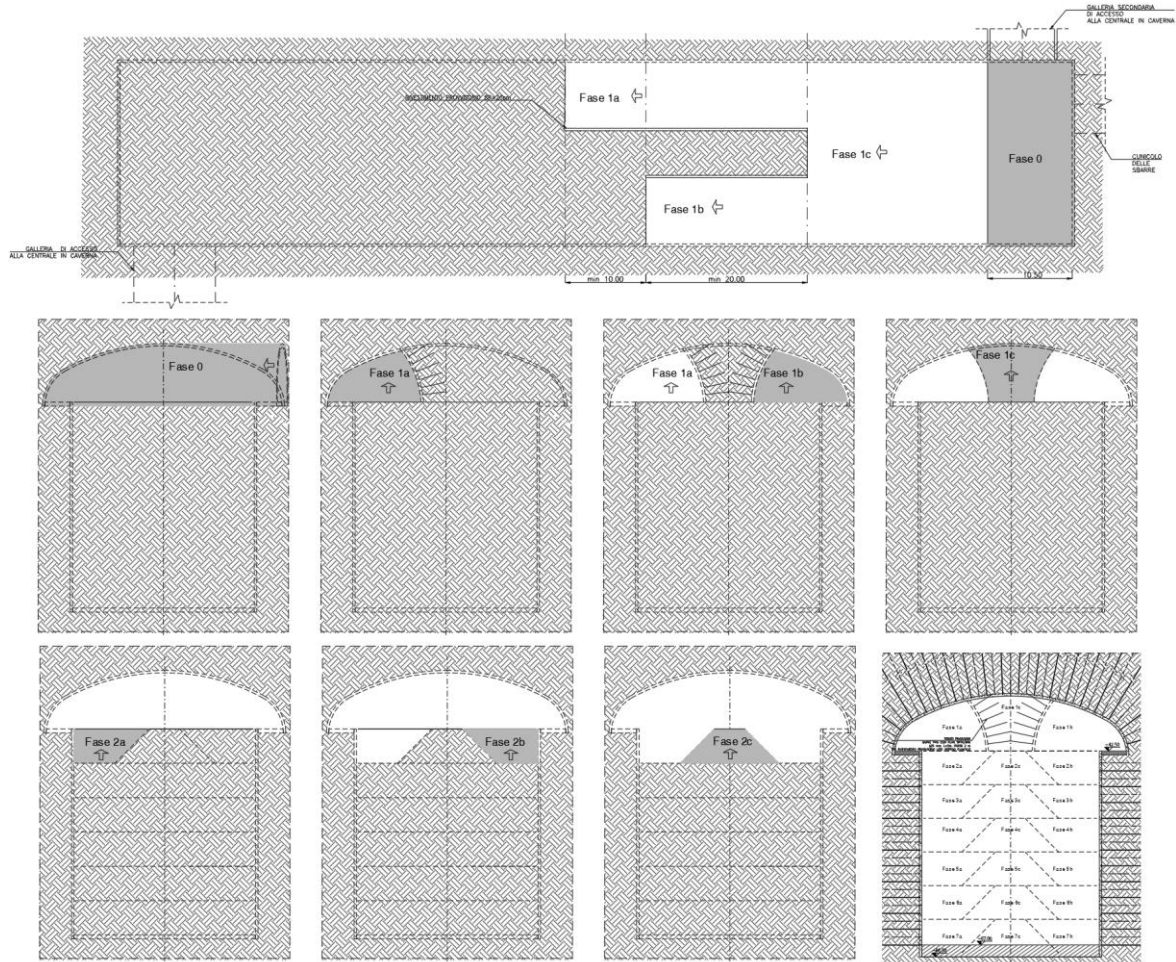


Figura 5.5 – Fasi di scavo della Centrale in Caverna, planimetria e sezione trasversale

### 5.3 Materiali

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

#### Calcestruzzo proiettato fibrorinforzato

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

$E = 210 \text{ GPa}$

#### Chiodi da roccia

chiodi provvisori 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 permanenti 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 del modello stesso; successivamente vengono illustrati i risultati ottenuti dalle simulazioni condotte.

La caverna che ospiterà la centrale rappresenta senza ombra di dubbio la situazione più complessa e onerosa fra tutte le caverne e cameroni in progetto, e pertanto essa viene presentata quale caso studio rappresentativo anche per il dimensionamento delle opere minori in progetto.

### 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 0.8.

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 se-

condo 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.

Il modello numerico è stato sufficientemente esteso 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 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 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.

## 6.2 Descrizione del modello numerico

Per la simulazione della caverna sono state considerate le condizioni geometriche relative alla sezione di massima altezza della caverna, posta in corrispondenza delle turbine ed avente altezza pari a 33.5 m (quota di scavo del piano inferiore -68.50 m).

Nella sezione di analisi non si è considerata la presenza delle nicchie laterali, 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 660 m. La stratigrafia di analisi riproduce quanto illustrato nelle sezioni geologiche e geomeccaniche e vede la presenza dei soli Gneiss occhiadini (go) appartenenti alla formazione degli Gneiss e scisti biotitici.

Come descritto nella *Relazione sulla sismica dei manufatti in sottterraneo*, cui si rimanda per ulteriori approfondimenti, per la simulazione del comportamento tensio-deformativo della caverna sono stati realizzati due differenti modelli numerici:

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

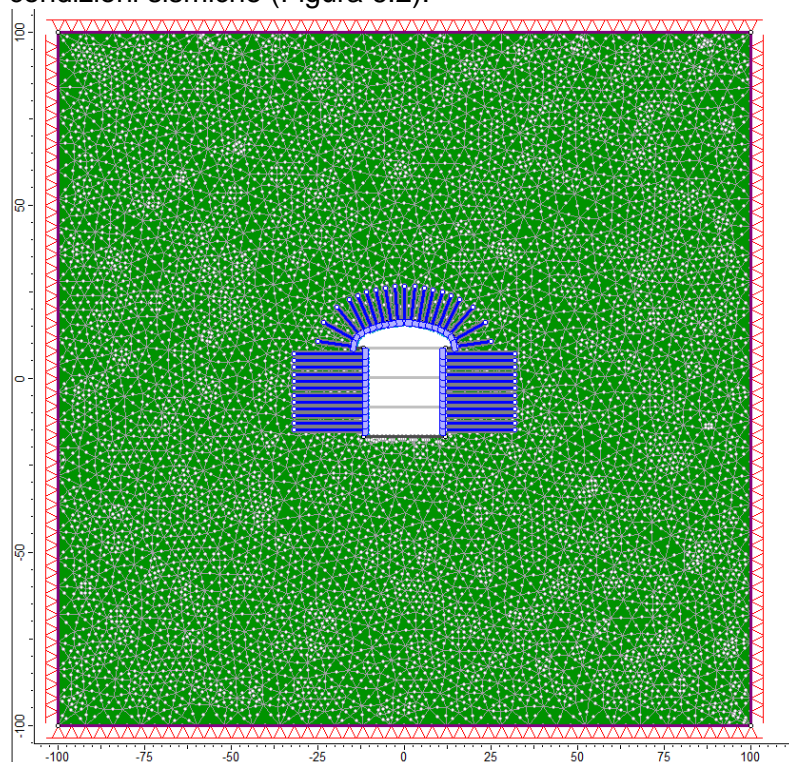


Figura 6.1 – Centrale in caverna: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa all'ultimo step della simulazione

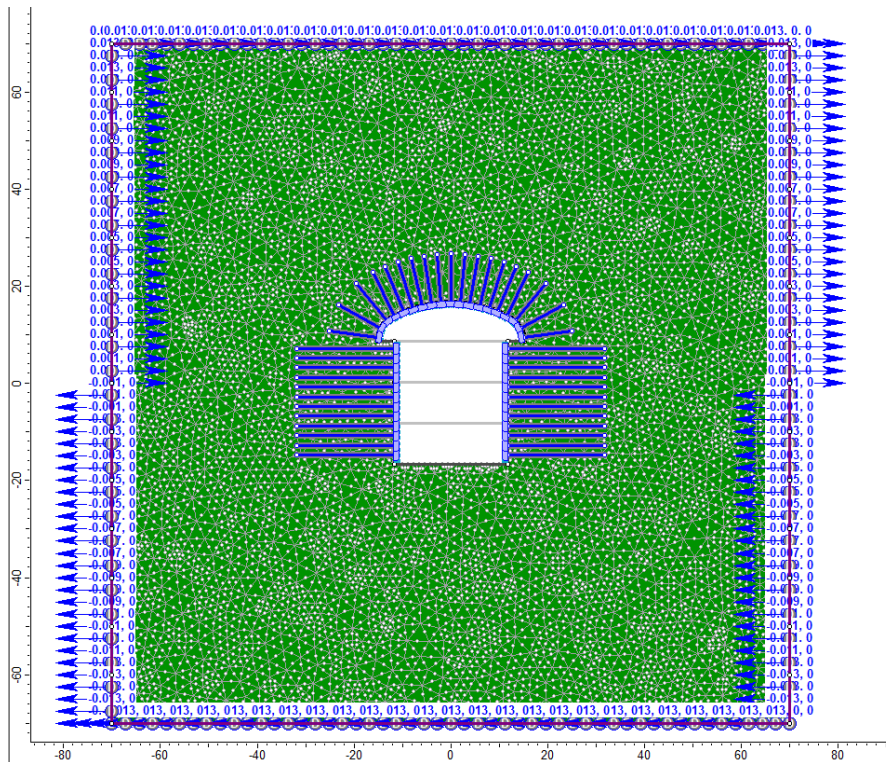


Figura 6.2 – Centrale in caverna: Geometria del modello numerico per le analisi sismiche relativa all'ultimo step della simulazione

Le diverse fasi di scavo e sostegno considerate nelle analisi sono:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- 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 del 95% sul perimetro di scavo
- STEP4 - Posa in opera delle chiodature sulla calotta e rilascio tensionale completo sul perimetro di scavo
- STEP5 - Posa in opera del calcestruzzo proiettato sulla calotta
- STEP da 6 a 14 - il completamento dello scavo e della posa del rivestimento è stato simulato attraverso 9 step successivi che ripercorrono in via semplificata le fasi costruttive illustrate al Paragrafo 5.2 della presente relazione. In particolare si è simulato, per ognuno dei livelli di scavo dal 2 al 4, uno scavo per “fette orizzontali” di altezza pari a 8.5 m in cui vengono accorpate le fasi Xa, Xb e Xc in una unica fase di scavo con contestuale rilascio parziale del 95% sul perimetro dello scavo. In alternanza alle fasi di scavo si hanno le fasi di posa del rivestimento sui piedritti (chiodature e spritzbeton) e rilascio tensionale completo sul perimetro di scavo
- STEP15 - 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.

### 6.3 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

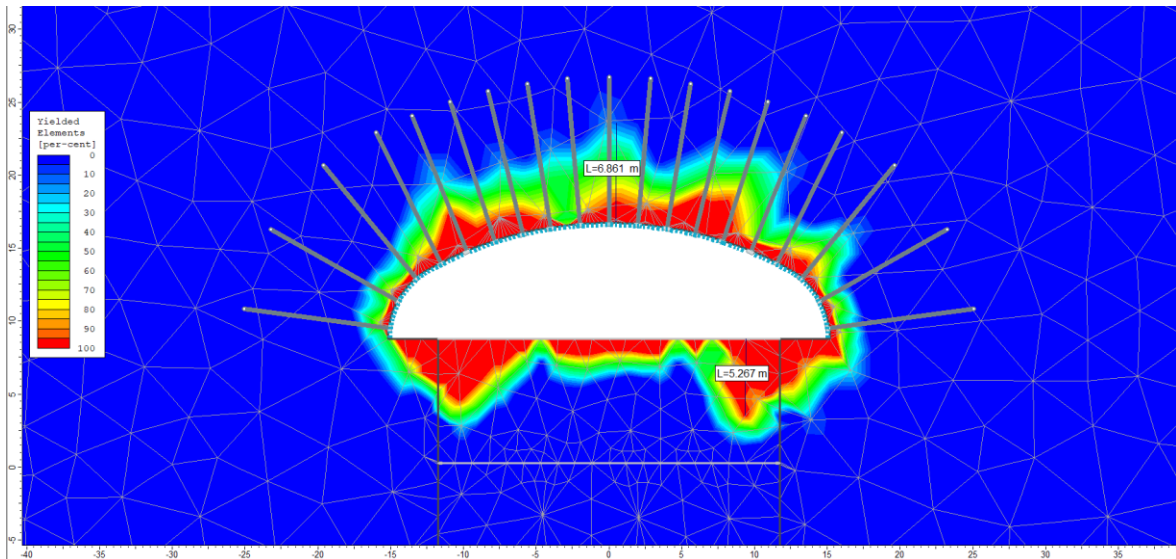


Figura 6.3 – Centrale in caverna: estensione della fascia plastica allo step 5

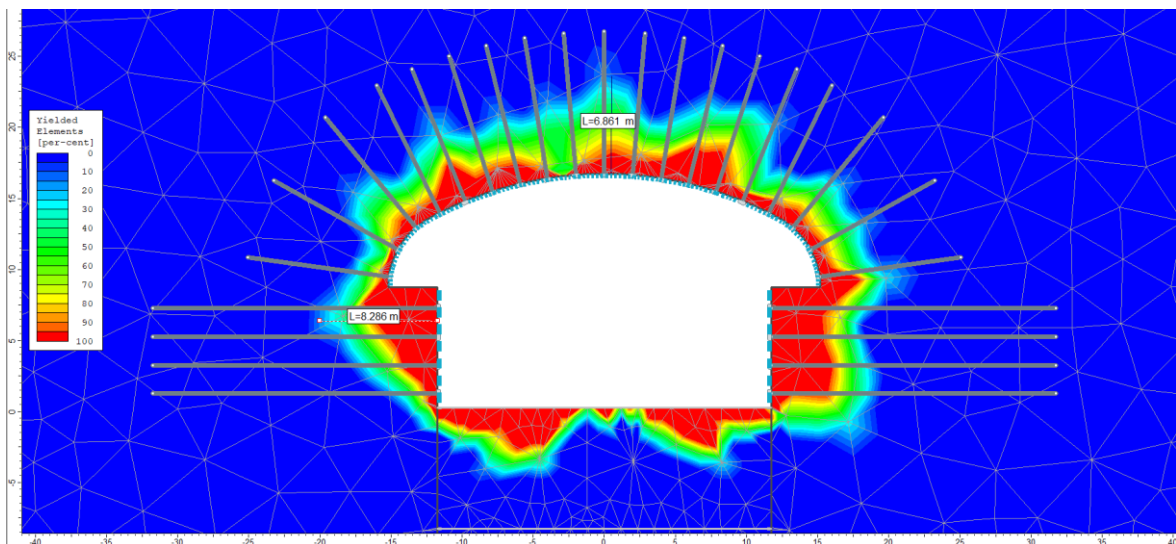


Figura 6.4 – Centrale in caverna: estensione della fascia plastica allo step 8



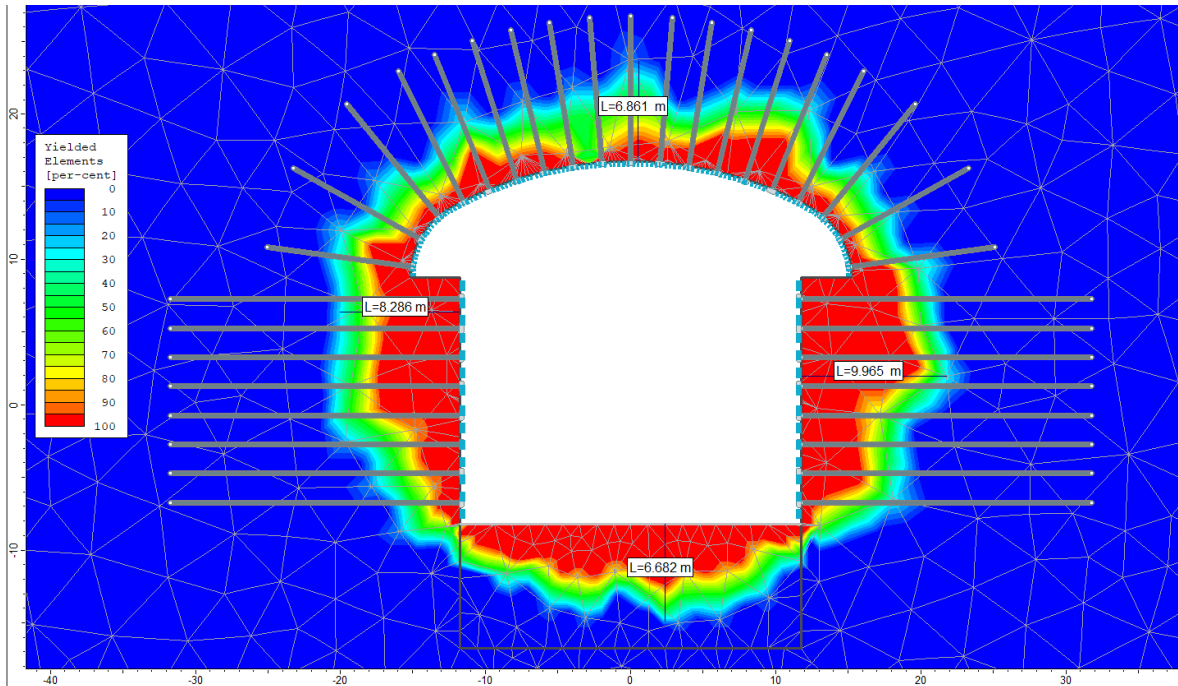


Figura 6.5 – Centrale in caverna: estensione della fascia plastica allo step 11

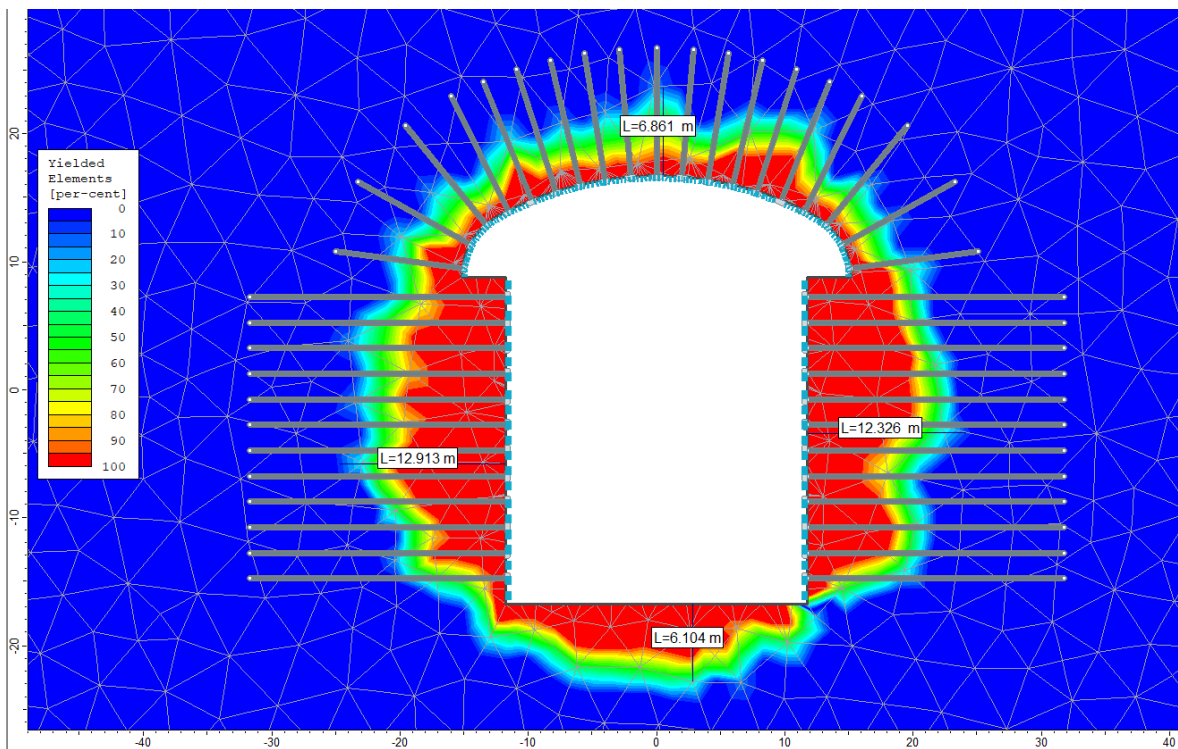


Figura 6.6 – Centrale in caverna: estensione della fascia plastica allo step 14

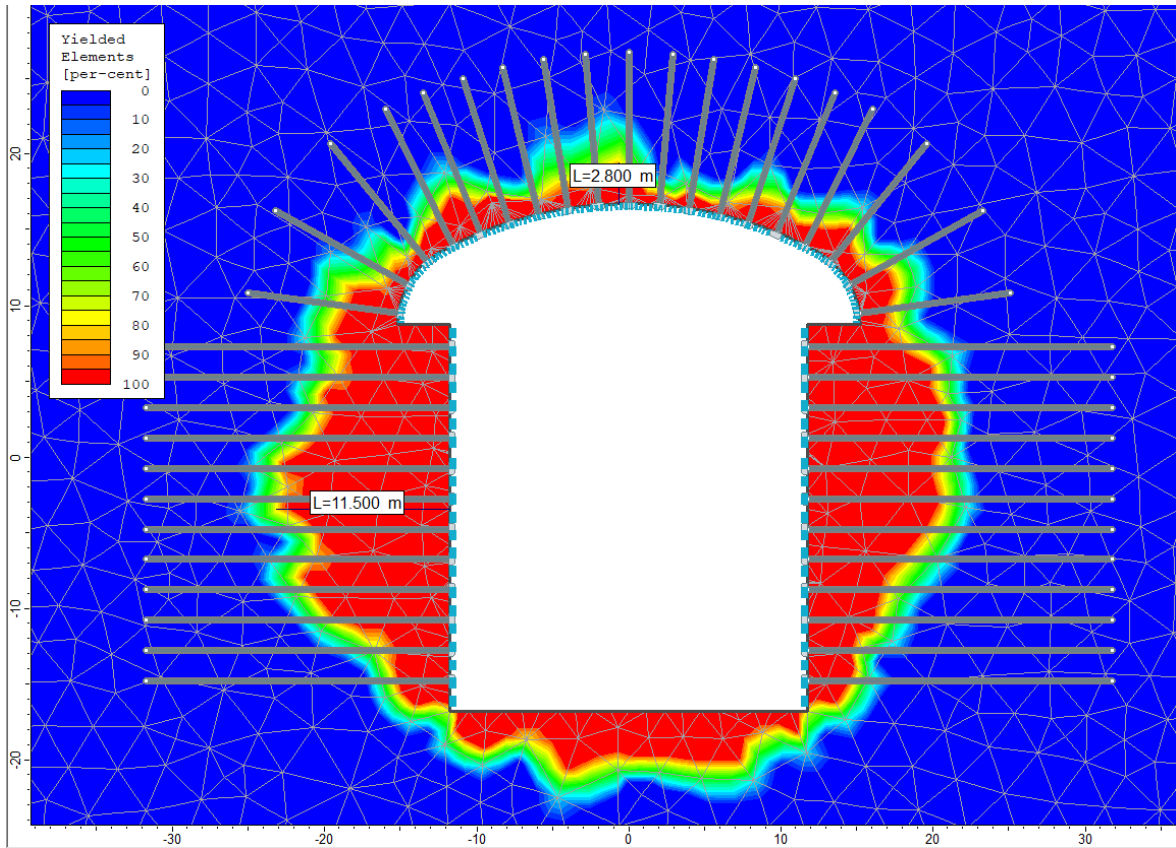


Figura 6.7 – Centrale in caverna: estensione della fascia plastica allo step 15

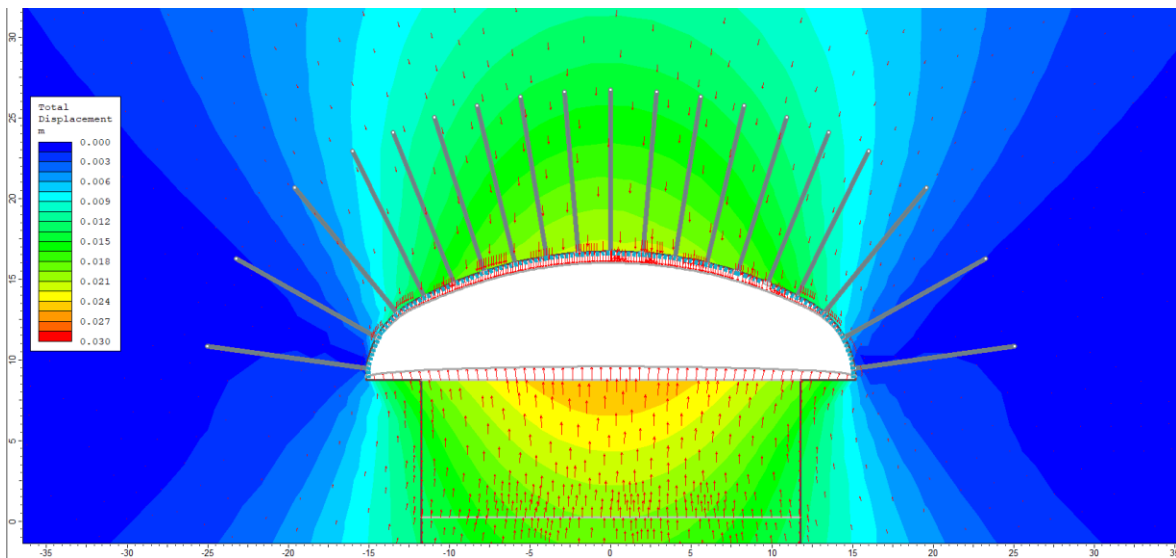


Figura 6.8 – Centrale in caverna: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 5

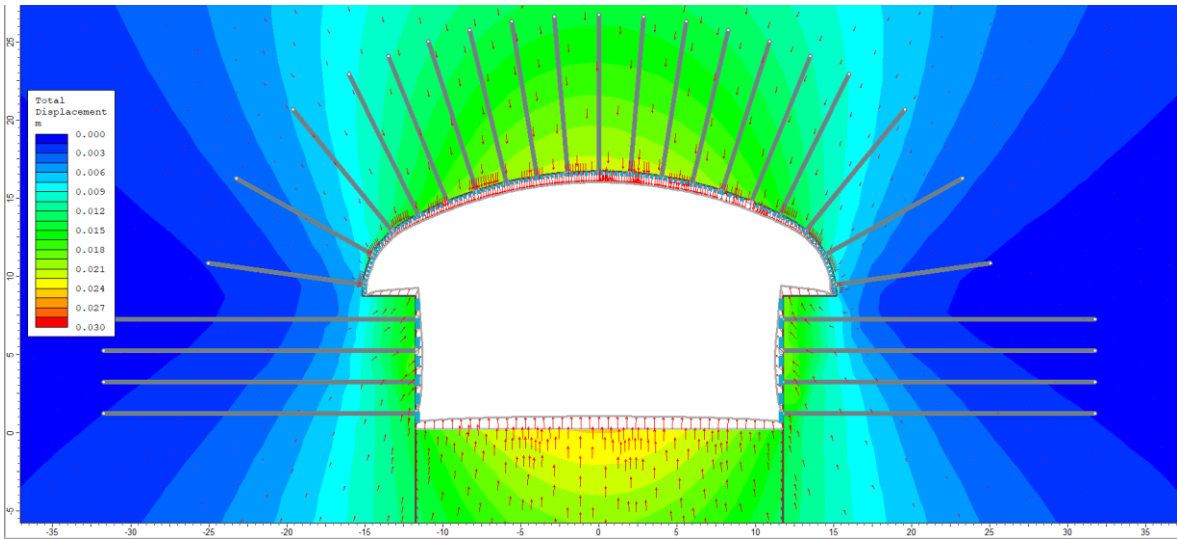


Figura 6.9 – Centrale in caverna: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 8

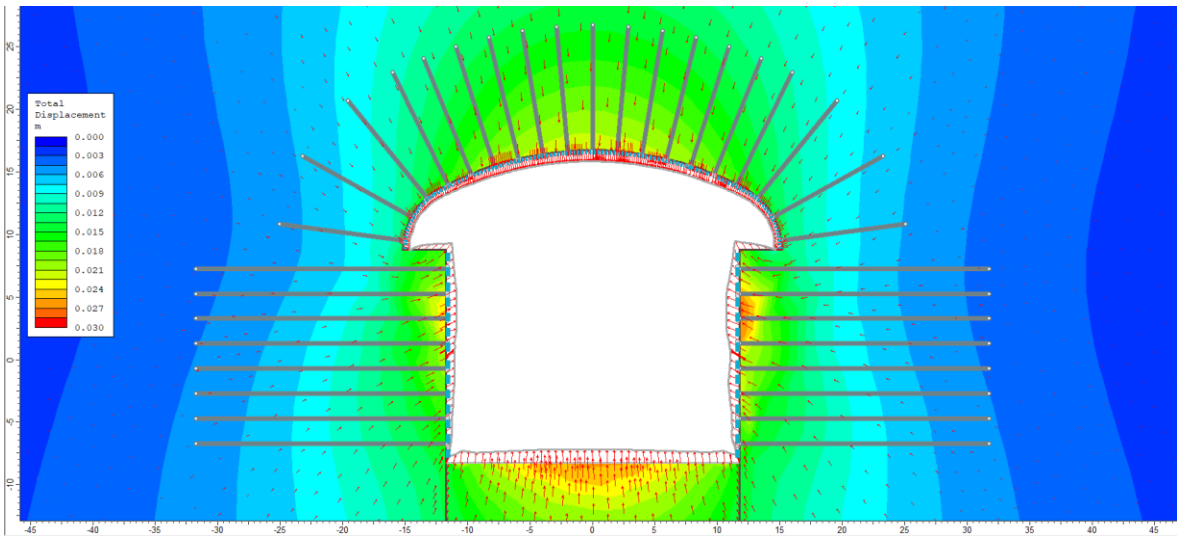


Figura 6.10 – Centrale in caverna: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 11

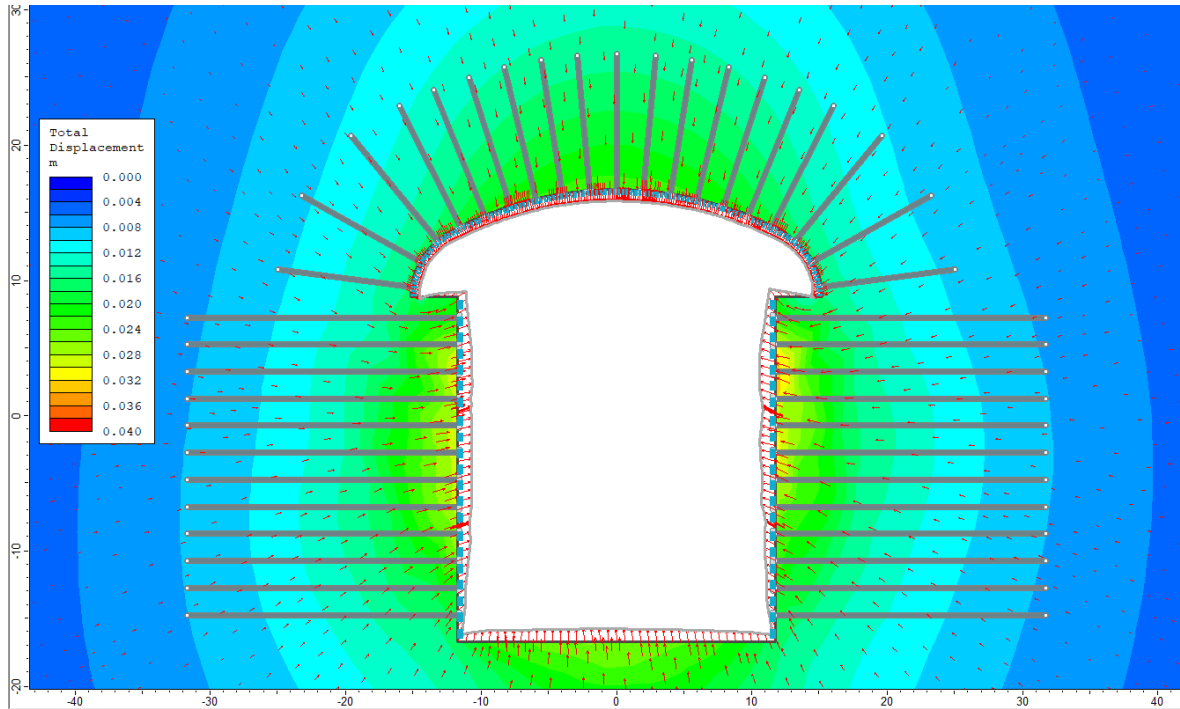


Figura 6.11 – Centrale in caverna: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 14

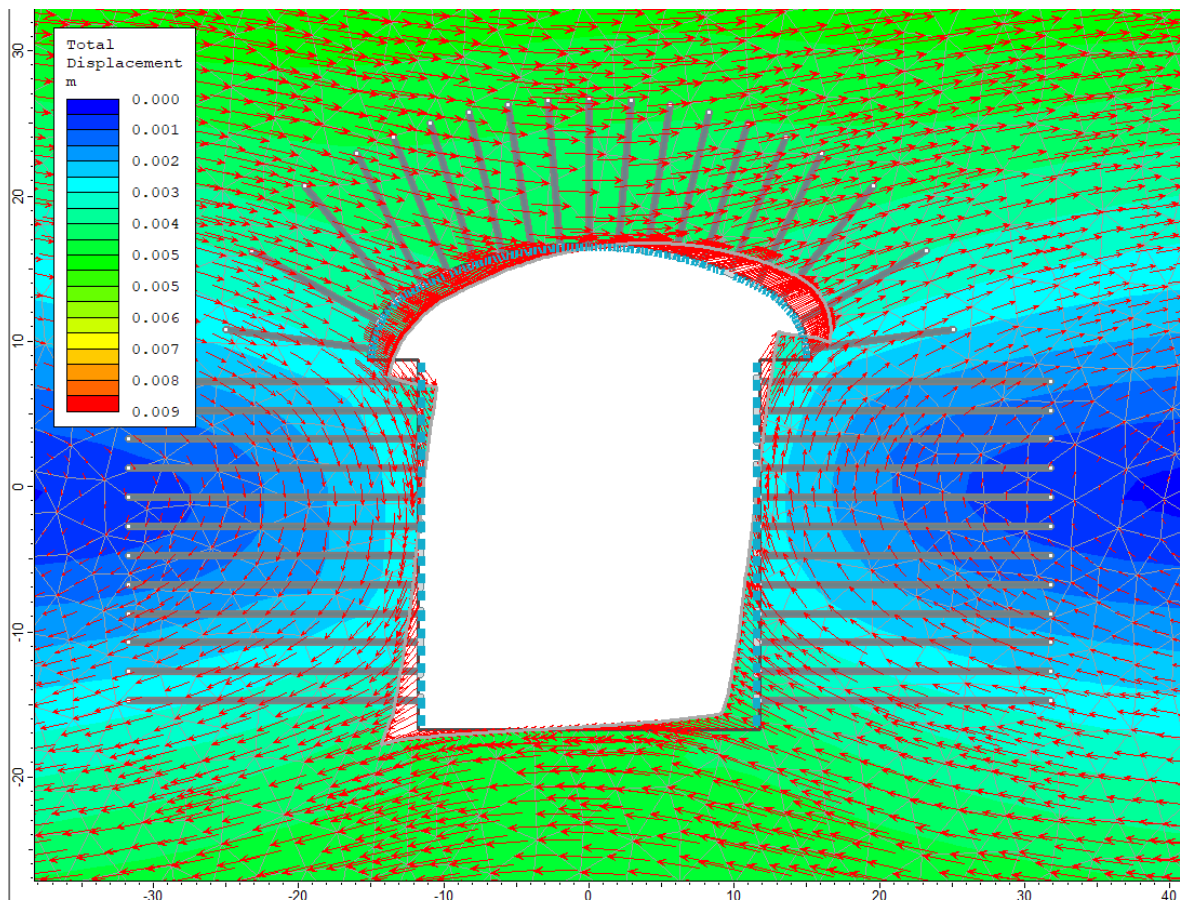


Figura 6.12 – Centrale in caverna: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 15 (gli spostamenti mostrati in figura sono riferiti allo step 14 e pertanto raffigurano l'incremento di deformazione agente sulla struttura dovuto esclusivamente all'effetto del sisma)

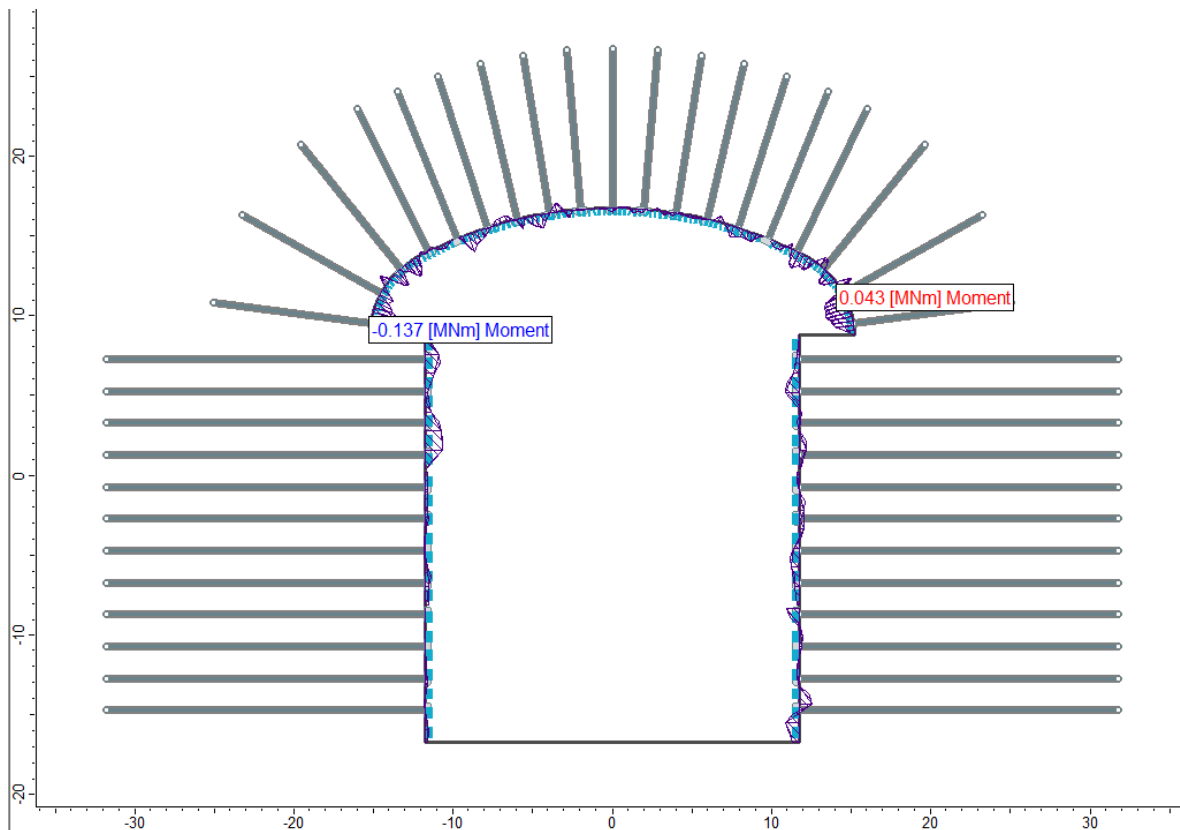


Figura 6.13 – Centrale in caverna: Diagramma di momento allo step 14

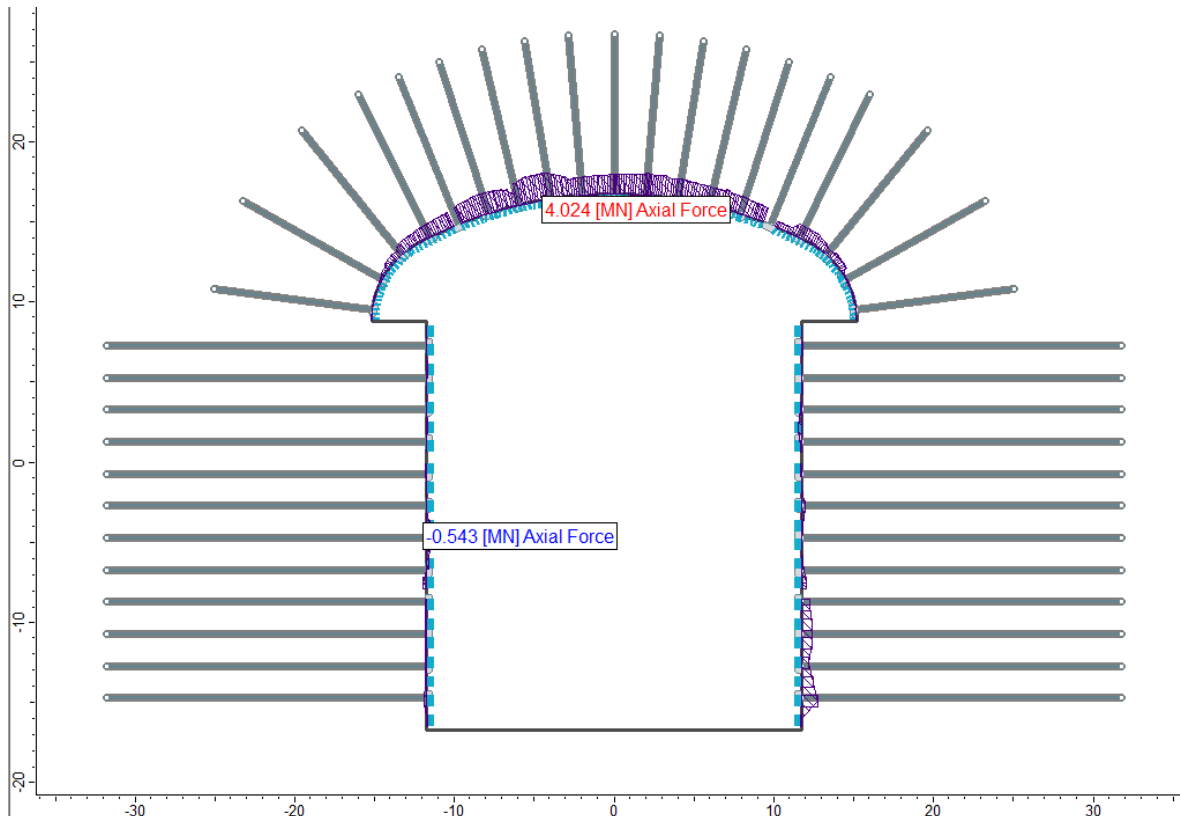


Figura 6.14 – Centrale in caverna: Diagramma di sforzo normale allo step 14

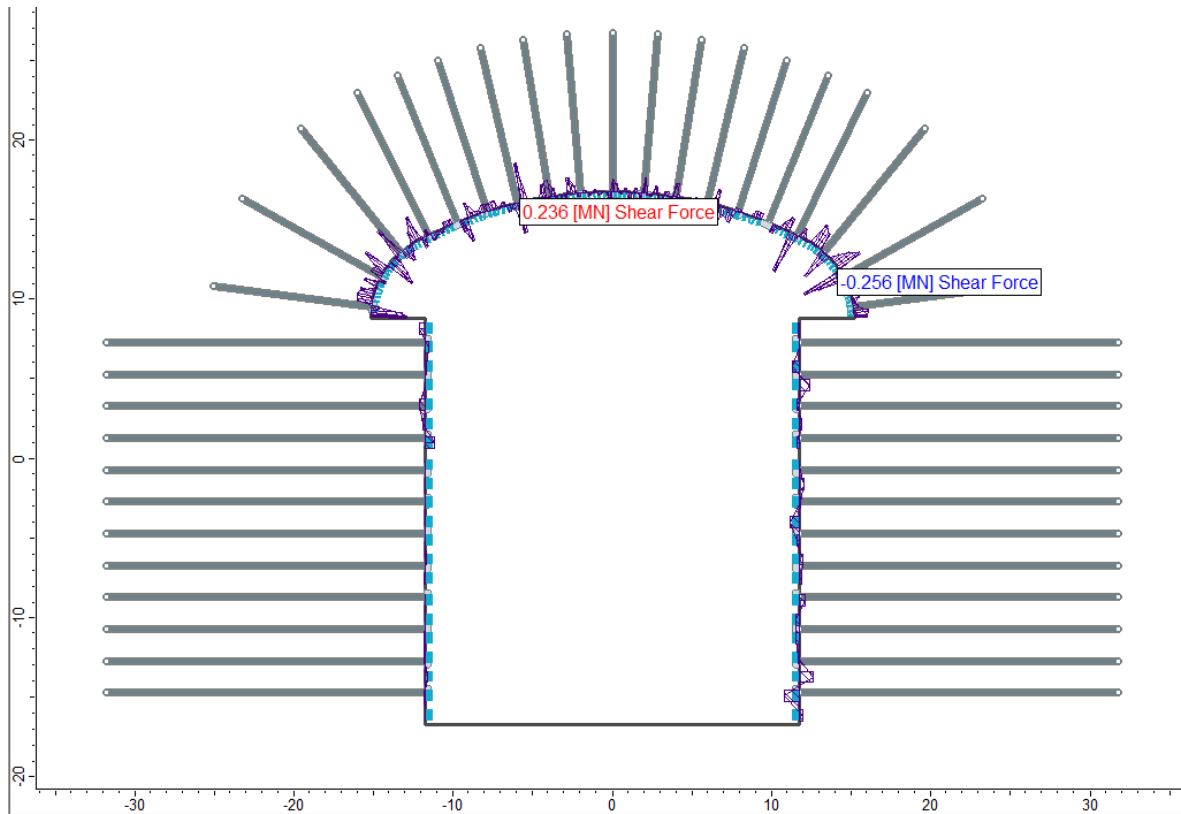


Figura 6.15 – Centrale in caverna: Diagramma di taglio allo step 14

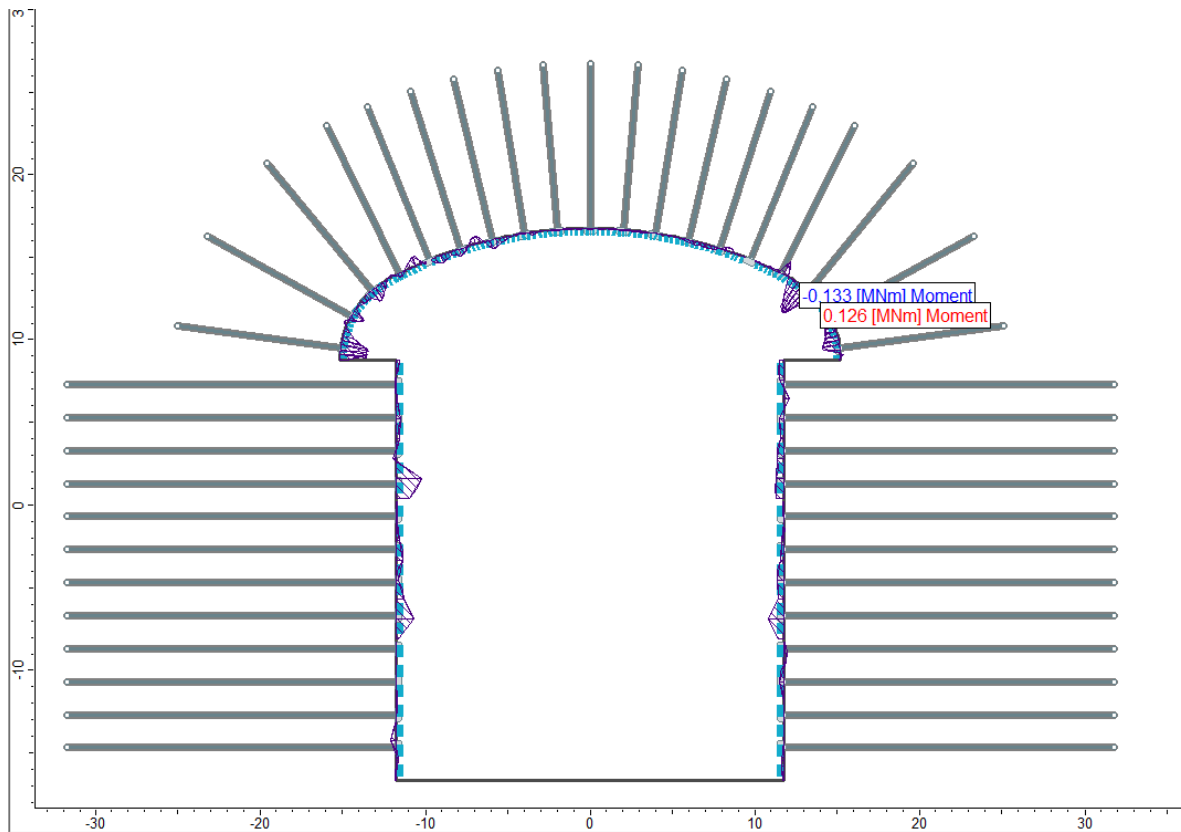


Figura 6.16 – Centrale in caverna: Diagramma di momento allo step 15

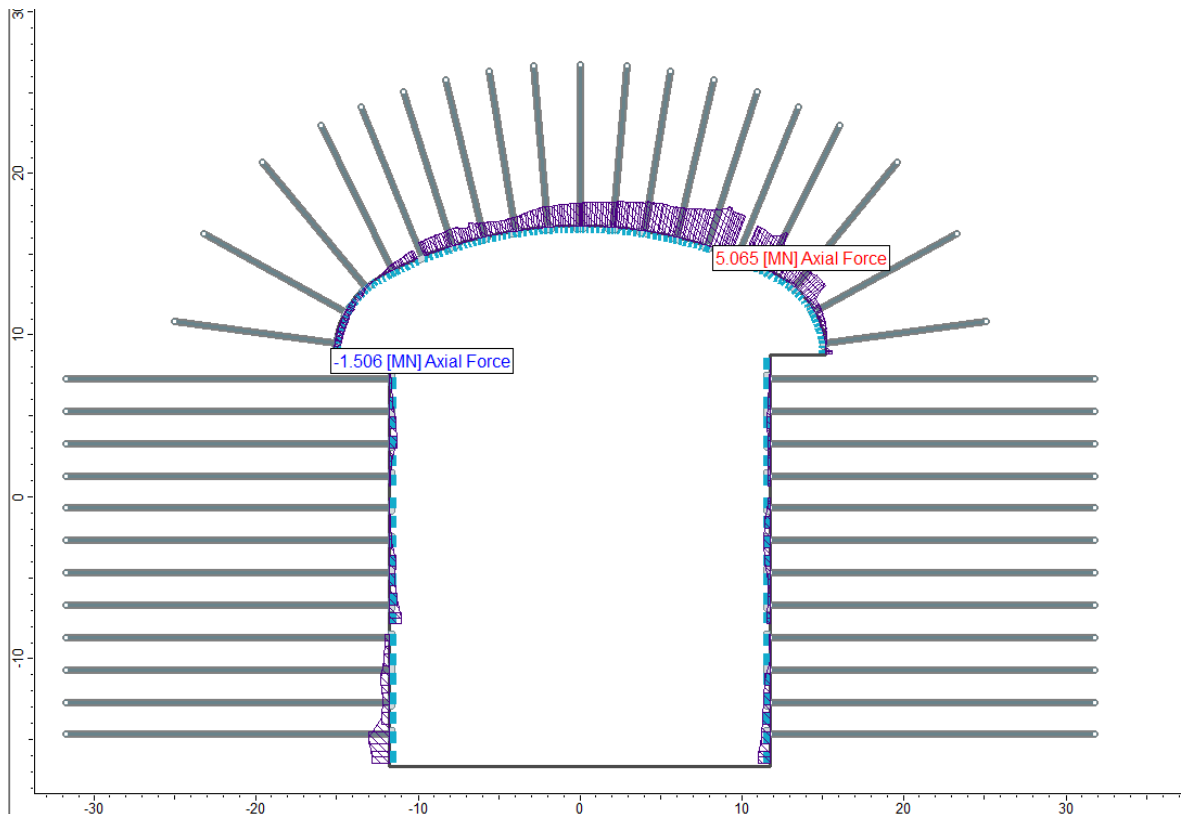


Figura 6.17 – Centrale in caverna: Diagramma di sforzo normale allo step 15

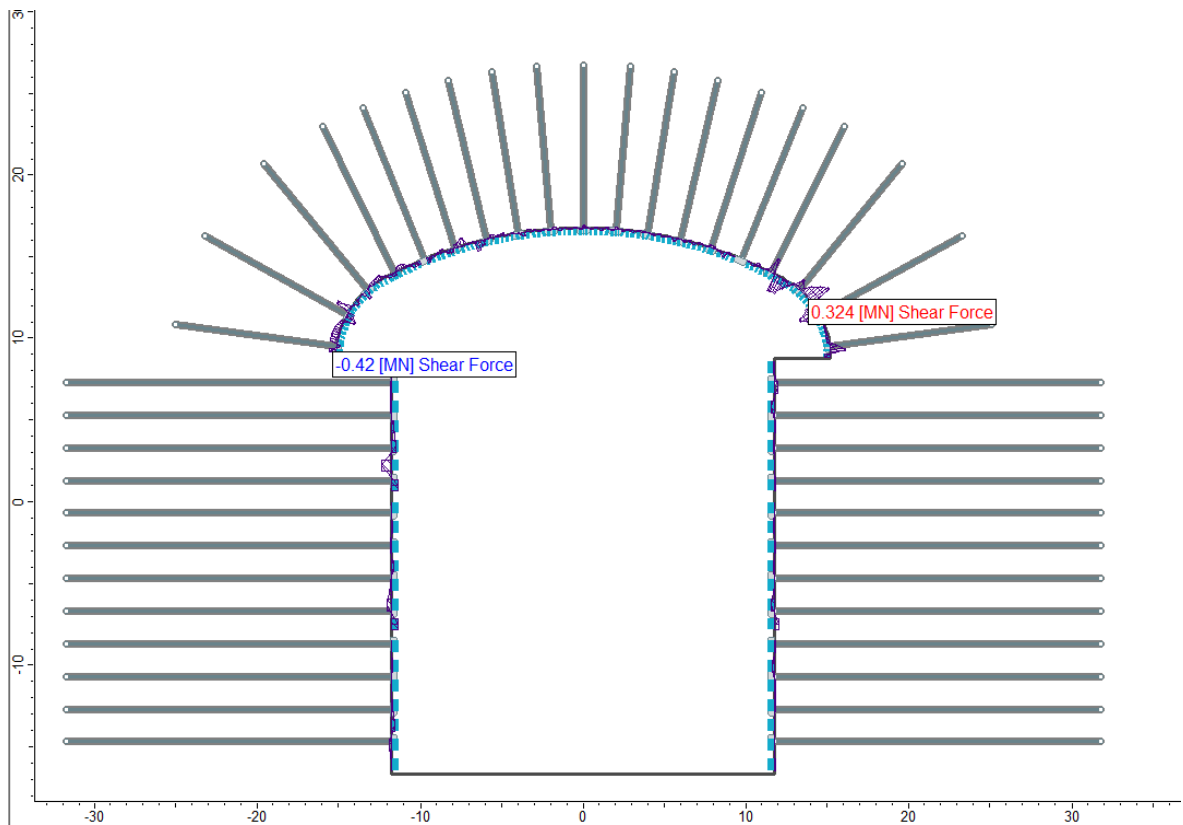


Figura 6.18 – Centrale in caverna: Diagramma di taglio allo step 15

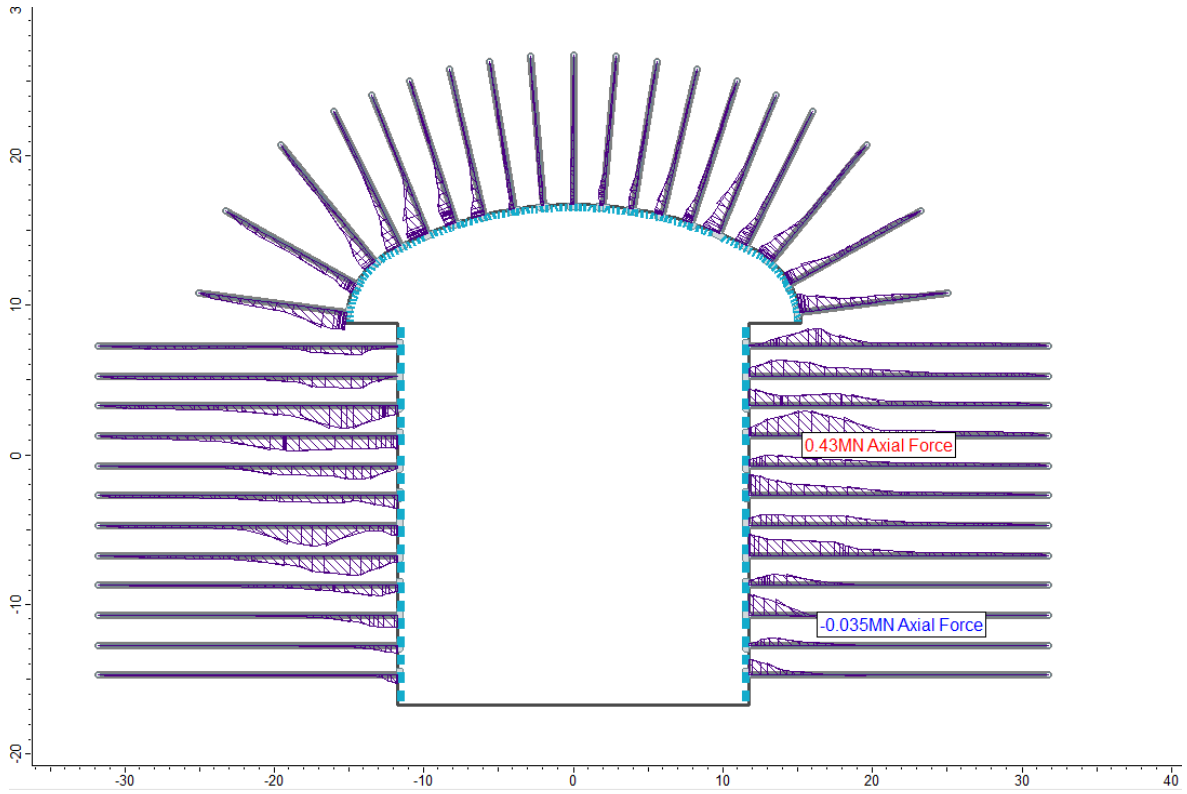


Figura 6.19 – Centrale in caverna: Sforzo normale agente sui chiodi allo step 14

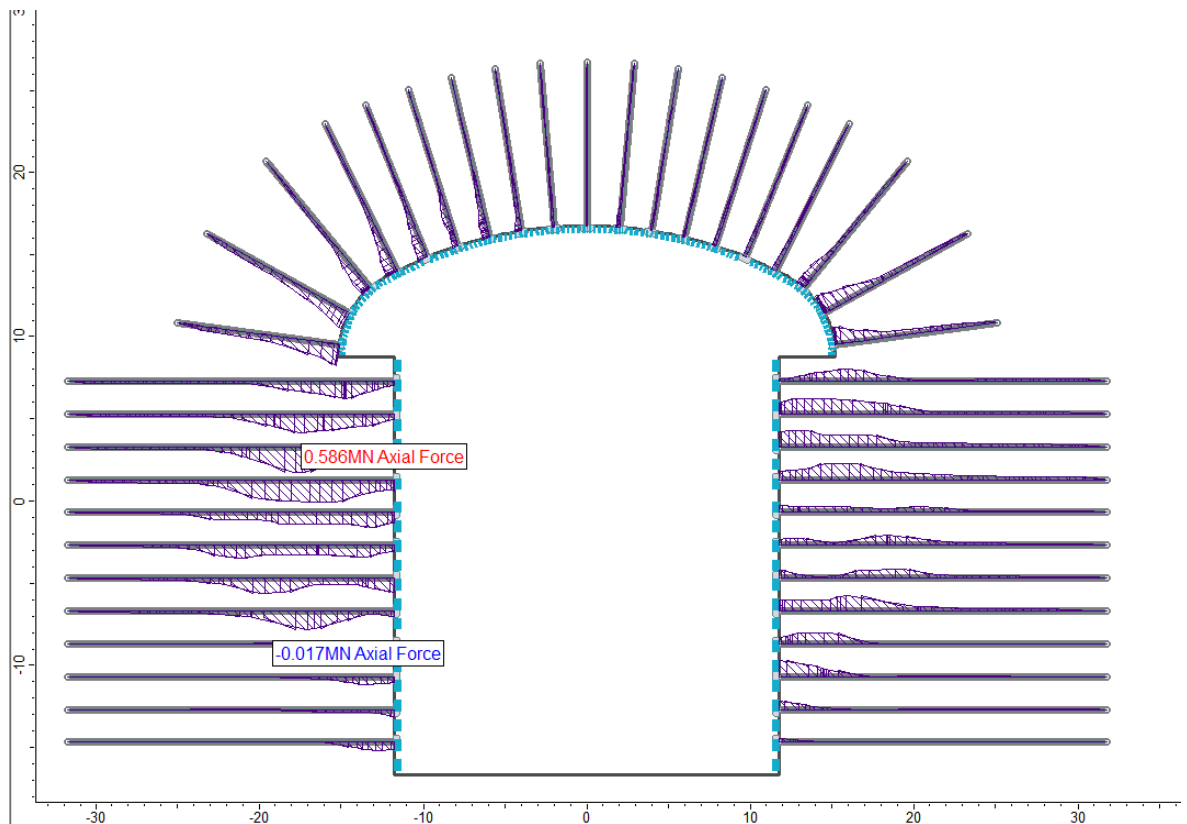


Figura 6.20 – Centrale in caverna: Sforzo normale agente sui chiodi allo step 15



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 (step 3), in prossimità del fronte di scavo, si osserva l'insorgenza di modeste zone plastiche nel terreno naturale con estensione massima pari a circa 2.00 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 20 e 24 mm;
- con l'allontanamento del fronte di scavo, dopo la posa in opera delle chiodature (step 4) ed il rilascio tensionale completo, si osserva un incremento delle zone plastiche nel terreno che ora si estendono a tutto il perimetro di scavo con un'estensione massima pari a circa 4.0 m. Gli spostamenti indotti dallo scavo hanno un lieve incremento in questo step rispetto al precedente, pari a circa 2 mm;
- Lo step 5 vede la posa del rivestimento sul contorno di scavo; le sollecitazioni agenti sul rivestimento in questa fase valori pressoché nulle poiché si è ipotizzato un rilascio pressoché totale delle tensioni prima della posa dello spritz;
- le fasi successive di scavo e posa del rivestimento nei livelli inferiori mostrano di volta in volta un incremento, via via crescente, del raggio plastico, degli spostamenti indotti e delle sollecitazioni agenti sul rivestimento. Un aspetto decisamente rilevante è costituito dal fatto che lo scavo di ciascun sottolivello della centrale comporta un incremento della plasticizzazione e degli spostamenti indotti sul contorno dell'intera cavità, compresa la calotta precedentemente realizzata. Ciò comporta un notevole incremento delle sollecitazioni agenti sugli elementi di rivestimento già posti in opera nei livelli superiori;
- le simulazioni numeriche mostrano sui piedritti e un valore dello sforzo normale prossimo a 0 ed in certi punti addirittura in trazione. Tale aspetto risulta legato principalmente al fatto che un modello numerico di tipo bidimensionale non risulta capace di cogliere in maniera precisa le complesse fasi realizzative della caverna e pertanto tali valori non risultano affidabili in quanto privi di senso fisico;
- un ulteriore aspetto di rilievo è costituito dal fatto che il campo di spostamenti nell'intorno del cavo comprenda una fascia di terreno di spessore considerevole. Nello step 14 (ultima fase di analisi statica) a circa 20 m di distanza dai piedritti si osservano nell'ammasso spostamenti dell'ordine degli 8 mm rispetto alla fase iniziale. Ciò implica la necessità di impiegare bullonature di una lunghezza considerevole (pari appunto 20 m) per fornire un sostegno adeguato in grado di limitare le convergenze del cavo.
- infine, il modello impiegato per l'analisi sismica, mostra allo step 15 un incremento minimo delle zone plastiche nel terreno. Sebbene il campo di spostamenti valutati sul ri-

vestimento abbia, in quest'ultima fase, un incremento relativamente ridotto, pari a circa 3 - 4 mm, 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 un incremento delle sollecitazioni di taglio e momento ed una diversa distribuzione dello sforzo normale agente.

## 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 calcestruzzo proiettato e chiodature.

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

### 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 $G_2$ <sup>(1)</sup>	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 Verifica a pressoflessione del rivestimento

La sezione tipo della caverna presenta, su calotta e piedritti, un rivestimento costituito da:

- Chiodature passive permanenti, costituite da barre in acciaio tipo Dywidag Y1050H aventi la seguente geometria:
  - Piedritti:  $L=20$  m,  $\phi=36$  mm;  $\phi_{perf}=120$  mm, disposte con maglia  $2.0 \times 1.50$  m;
  - Calotta:  $L=10$  m,  $\phi=32$  mm;  $\phi_{perf}=120$  mm, disposte con maglia  $2.0 \times 1.50$  m;
- Calcestruzzo proiettato su calotta e piedritti di classe C32/40, avente spessore pari a 30 cm ed armato con doppia rete elettrosaldato  $\phi=12$  mm maglia  $200 \times 200$  mm.

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.

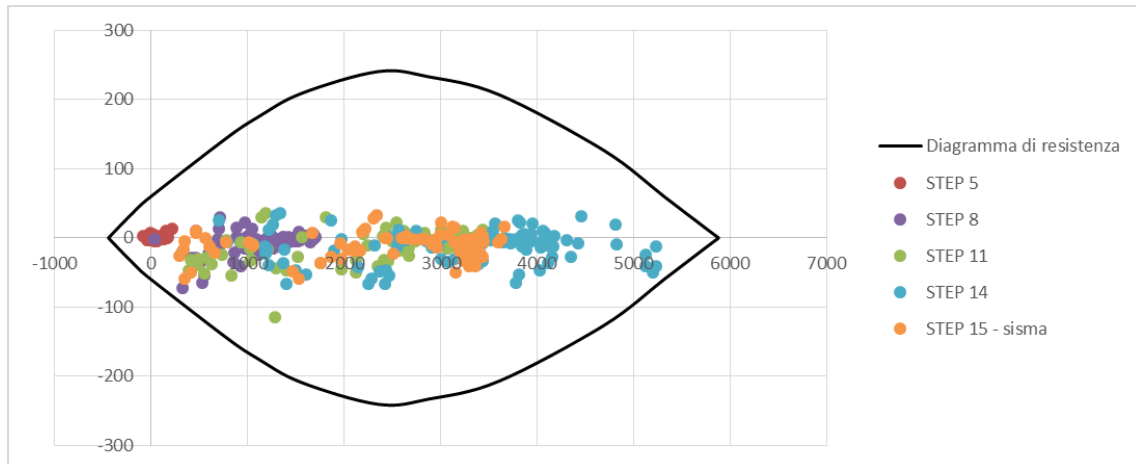


Figura 7.1 – Centrale in caverna: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento su piedritti e calotta

### 7.3 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 – Centrale in caverna: calcolo del taglio resistente del rivestimento

Dati generali			
$b_w$	=	1000	mm
$h$	=	300	mm
$d$	=	250	mm
$f_{ck}$	=	32	N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$	=	18.13	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	
$V_{min}$	=	0.52	
		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]	<b>TAGLIO RESISTENTE</b> $V_{Rd,c}$ [kN] 129.1	Verifica OK
109.9	129.1		

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 – Centrale in caverna: Verifica a taglio del rivestimento

Step di analisi	Massimo taglio agente [kN]	Taglio resistente [kN]	Verifica superata
STEP 5	90	129.1	SI
STEP 8	121		SI
STEP 11	121		SI
STEP 14	119		SI
STEP 15	120		SI

## 7.4 Verifica dei chiodi di ancoraggio

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

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

Su entrambe 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.

### 7.4.1 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 0.12 m) e  $\alpha$  è un coefficiente moltiplicativo del diametro (Tabella 7.5), il cui valore, assunto pari a **1.1**, 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 7.2).

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:

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

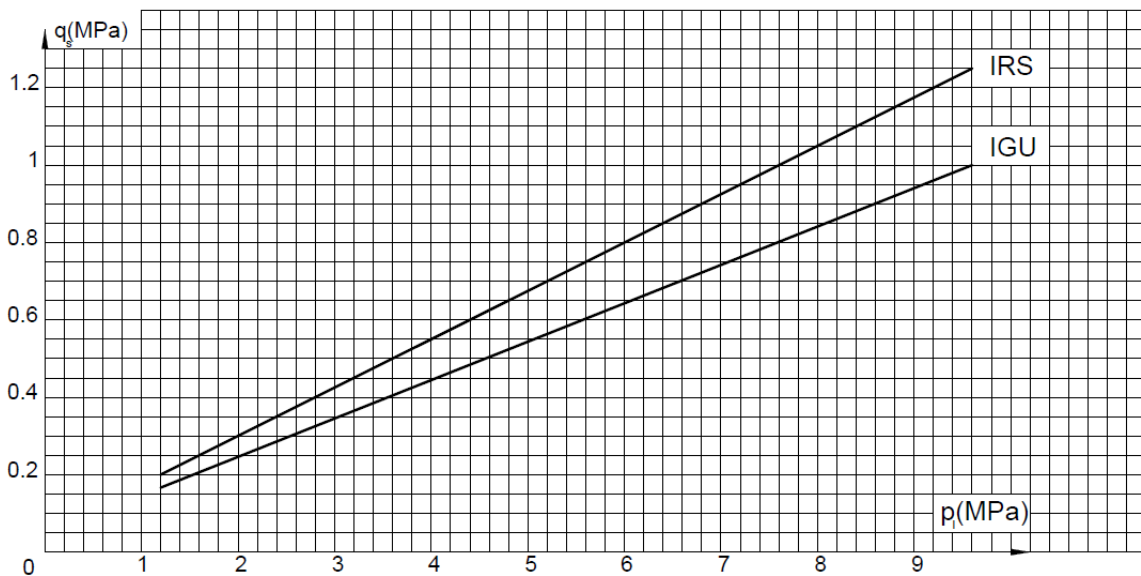
$\gamma_{Ra,p}$  = 1.20 coefficiente parziale per tiranti permanenti = R3.

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 7.2 – Abaco proposto da Bustamante e Doix per la scelta di  $q_s$ 

AMMASSO ROCCIOSO FRATTURATO E ALTERATO



#### 7.4.2 Verifica delle chiodature di ancoraggio

Gli ancoraggi in progetto sono realizzati con barre in acciaio da precompressione tipo Dywidag Y1050H, aventi le seguenti caratteristiche geometriche e di resistenza:

- Piedritti: diametro nominale pari a 36 mm, carico di snervamento caratteristico pari a 960 kN, pertanto **il carico di snervamento di progetto  $T_{yd}$  è pari a  $960/1.15 = 835$  kN.**



- Calotta: diametro nominale pari a 32 mm, carico di snervamento caratteristico pari a 760 kN, pertanto il **carico di snervamento di progetto  $T_{yd}$  è pari a  $760/1.15 = 660$  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 7.4.1).

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

$$R_{ak\_calotta} = \pi \cdot D_s \cdot L_b \cdot q_s / \xi_{a4} = 1382 \text{ kN}$$

$$R_{ak\_piedritti} = \pi \cdot D_s \cdot L_b \cdot q_s / \xi_{a4} = 2764 \text{ kN}$$

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:

$$R_{ad\_calotta} = 1382/1.2 = 1152 \text{ kN.}$$

$$R_{ad\_piedritti} = 2764/1.2 = 2304 \text{ kN.}$$

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 ed il fattore di sicurezza nei confronti della verifica a sfilamento e della verifica strutturale..

Tabella 7.6 – Centrale in caverna: massima sollecitazione di calcolo sulle chiodature

Verifica chiodature <sup>1</sup>	SLU-statico			SLV-sisma		
	Azione [kN]	FS GEO	FS STRU	Azione [kN]	FS GEO	FS STRU
Calotta	455	2.55	1.46	489	2.36	1.35
Piedritti	559	4.12	1.49	587	3.92	1.42

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.

<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.