

“TACCU SA PRUNA”

Impianto di accumulo idroelettrico mediante pompaggio
ad alta flessibilità

Comune di Esterzili (SU)

COMMITTENTE



COORDINAMENTO / MANDANTE



Progettisti: Ing. Luigi Lorenzo Papetti

PROGETTAZIONE GEOTECNICA /
MANDATARIA



Progettista: Ing. Luisella Vai

Relazione descrittiva e di calcolo dei Pozzi Verticali

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	PRIMA EMISSIONE	Mag. 22	SP	LV	PAC
Codice commessa: 1351		Codifica documento: 1351-A-GD-R-03-0			

INDICE

1. INTRODUZIONE	1
2. CRITERI DI PROGETTO E VERIFICA IMPIEGATI	2
2.1 Normativa di riferimento.....	2
2.2 Criteri di progetto e verifica agli stati limite.....	2
2.2.1 Verifiche di sfilamento delle bullonature.....	3
3. CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI	6
4. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA.....	7
4.1 Caratterizzazione geologica.....	7
4.2 Caratterizzazione geotecnica.....	8
4.3 Caratterizzazione sismica.....	9
5. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI.....	12
5.1 Opera di presa al bacino di monte	12
5.1.1 Sezione tipo P_Pre1	13
5.1.2 Sezione tipo P_Pre2	14
5.1.3 Sezione tipo P_Pre3.....	15
5.2 Pozzo Paratoie	16
5.2.1 Sezione tipo P_Par	17
5.2.2 Caverna del Pozzo Paratoie	18
5.3 Pozzo Piezometrico	19
5.3.1 Sezione tipo P_Piez1.....	20
5.3.2 Sezioni tipo P_Piez2 e P_Piez3.....	21
5.3.3 Caverna del Pozzo Piezometrico	21
5.4 Materiali.....	23
6. ANALISI NUMERICHE: STRATEGIE DI CALCOLO IMPIEGATE	25
7. OPERA DI PRESA AL BACINO DI MONTE	28
7.1 Profondità di analisi: -40 m	29
7.1.1 Analisi dei risultati.....	29
7.1.2 Verifiche strutturali	31
7.2 Profondità di analisi: -50 m	31
7.2.1 Analisi dei risultati.....	32
7.2.2 Verifiche strutturali	34
7.3 Profondità di analisi: -200 m	34
7.3.1 Analisi dei risultati.....	35

7.3.2	Verifiche strutturali	37
7.4	Profondità di analisi: -250 m	38
7.4.1	Analisi dei risultati	38
7.4.2	Verifiche strutturali	43
7.5	Profondità di analisi: -490 m	46
7.5.1	Analisi dei risultati	46
7.5.2	Verifiche strutturali	51
8.	POZZO PARATOIE	55
8.1	Analisi dei risultati	56
8.2	Verifiche strutturali	58
9.	CAVERNA DEL POZZO PARATOIE	60
9.1	Analisi dei risultati	61
9.2	Verifiche strutturali	66
10.	POZZO PIEZOMETRICO	69
10.1	Profondità di analisi: -490 m	70
10.1.1	Analisi dei risultati	70
10.1.2	Verifiche strutturali	75
10.2	Profondità di analisi: -440 m	77
10.2.1	Analisi dei risultati	77
10.2.2	Verifiche strutturali	82
11.	CAVERNA DEL POZZO PIEZOMETRICO	84
11.1	Analisi dei risultati	85
11.2	Verifiche strutturali	91

TABELLE

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

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

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

Tabella 4.1 – Unità D: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità

Tabella 4.2 – Unità S: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità

Tabella 4.3 – Unità M: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità

Tabella 4.4 – Unità A: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità

Tabella 4.5 – Riassunto dei dati di inputi sismico impiegati nei modelli di calcolo

FIGURE

- Figura 2.1 – Abaco proposto da Bustamante e Doix per la scelta di q_s
- Figura 4.1 – Carta geologica di progetto
- 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 – Profilo in asse alla via d'acqua
- Figura 5.2 – Opera di presa al bacino di monte
- Figura 5.3 – Sezione tipo P_Pre1
- Figura 5.4 – Sezione tipo P_Pre2
- Figura 5.5 – Sezione tipo P_Pre3
- Figura 5.6 – Sezione tipo P_Par
- Figura 5.7 – Caverna del Pozzo Paratoie
- Figura 5.8 – Pozzo Piezometrico
- Figura 5.9 – Sezioni tipo P_Piez1
- Figura 5.10 – Sezioni tipo P_Piez2 e P-Piez3
- Figura 5.11 – Caverna del Pozzo Piezometrico
- Figura 5.12 – Due diverse tipologie di giunti a scorrimento controllato impiegati nelle gallerie in condizioni spingenti
- Figura 7.1 – Pozzo opera di presa: Geometria del modello numerico per le analisi piane relativa all'ultimo step della simulazione
- Figura 7.2 – Pozzo opera di presa (Z=-40m): curva caratteristica del cavo non sostenuto
- Figura 7.3 – Pozzo opera di presa (Z=-40m): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 4
- Figura 7.4 – Pozzo opera di presa (Z=-40m): sforzo normale agente sul rivestimento $N_{max}=9$ kN/m
- Figura 7.5 – Pozzo opera di presa (Z=-50m): curva caratteristica del cavo non sostenuto
- Figura 7.6 – Pozzo opera di presa (Z=-50m): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 4
- Figura 7.7 – Pozzo opera di presa (Z=-50m): sforzo normale agente sul rivestimento $N_{max}=14$ kN/m
- Figura 7.8 – Pozzo opera di presa (Z=-200m): curva caratteristica del cavo non sostenuto
- Figura 7.9 – Pozzo opera di presa (Z=-200m): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 5
- Figura 7.10 – Pozzo opera di presa (Z=-200m): sforzo normale agente sul rivestimento $N_{max}=1$ MN/m e sulle bullonature $N_{max}=123$ kN
- Figura 7.11 – Pozzo opera di presa (Z=-200m): momento flettente e taglio agenti sul rivestimento $M_{max}=2$ kNm/m; $V_{max}=6$ kN/m

- Figura 7.12 – Pozzo opera di presa (Z=-250m): curva caratteristica del cavo non sostenuto per le tre condizioni simulate delle proprietà geotecniche dell'ammasso
- Figura 7.13 – Pozzo opera di presa (Z=-250m): raggio plastico, spostamenti e deformata all'ultimo step di analisi considerando le proprietà medie, minime e di faglia dell'ammasso
- Figura 7.14 – Pozzo opera di presa (Z=-250m): sforzo normale agente sul rivestimento e sulle bullonature considerando le proprietà medie, minime e di faglia dell'ammasso
- Figura 7.15 – Pozzo opera di presa (Z=-250m): momento flettente e taglio agenti sul rivestimento considerando le proprietà medie, minime e di faglia dell'ammasso
- Figura 7.16 – Pozzo opera di presa (Z=-250m): Sezione tipo P_Pre3 (20cm) - Verifiche di pressoflessione
- Figura 7.17 – Pozzo opera di presa (Z=-490m): curva caratteristica del cavo non sostenuto per le tre condizioni simulate delle proprietà geotecniche dell'ammasso
- Figura 7.18 – Pozzo opera di presa (Z=-490m): raggio plastico, spostamenti e deformata all'ultimo step di analisi considerando le proprietà medie, minime e di faglia dell'ammasso
- Figura 7.19 – Pozzo opera di presa (Z=-490m): sforzo normale agente sul rivestimento e sulle bullonature considerando le proprietà medie, minime e di faglia dell'ammasso
- Figura 7.20 – Pozzo opera di presa (Z=-250m): momento flettente e taglio agenti sul rivestimento considerando le proprietà medie, minime e di faglia dell'ammasso
- Figura 7.21 – Pozzo opera di presa (Z=-490m): Sezione tipo P_Pre3 (30cm) - Verifiche di pressoflessione
- Figura 8.1 – Pozzo Paratoie: Geometria del modello numerico per le analisi piane relativa all'ultimo step della simulazione
- Figura 8.2 – Pozzo Paratoie (Z=-88m): curva caratteristica del cavo non sostenuto per le due condizioni simulate delle proprietà geotecniche dell'ammasso
- Figura 8.3 – Pozzo Paratoie (Z=-88m): raggio plastico, spostamenti e deformata all'ultimo step di analisi considerando le proprietà medie e minime dell'ammasso
- Figura 8.4 – Pozzo Paratoie (Z=-88m): sforzo normale agente sul rivestimento considerando le proprietà medie ($N_{max}=151$ kN/m) e minime ($N_{max}=440$ kN/m) dell'ammasso
- Figura 9.1 – Caverna del Pozzo Paratoie: Geometria del modello numerico per le analisi piane relativa all'ultimo step della simulazione
- Figura 9.2 – Caverna del Pozzo Paratoie: curva caratteristica del cavo non sostenuto per le due condizioni simulate delle proprietà geotecniche dell'ammasso

- Figura 9.3 – Caverna del Pozzo Paratoie: raggio plastico, spostamenti e deformata all'ultimo step dell'analisi statica considerando le proprietà medie (in alto) e minime (in basso) dell'ammasso
- Figura 9.4 – Caverna del Pozzo Paratoie: incremento di spostamento durante la fase sismica considerando le proprietà medie (a sinistra) e minime (a destra) dell'ammasso
- Figura 9.5 – Caverna del Pozzo Paratoie: sforzo normale, momento flettente e taglio agenti sul rivestimento considerando le proprietà medie (a sinistra) e minime (a destra) dell'ammasso all'ultimo step dell'analisi statica
- Figura 9.6 – Caverna del Pozzo Paratoie: sforzo normale, momento flettente e taglio agenti sul rivestimento considerando le proprietà medie (a sinistra) e minime (a destra) dell'ammasso durante la fase sismica
- Figura 9.7 – Caverna del Pozzo Paratoie: sforzo normale agente sulle bullonature considerando le proprietà medie (a sinistra) e minime (a destra) dell'ammasso durante l'analisi statica e sismica
- Figura 9.8 – Caverna del Pozzo Paratoie: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento con parametri medi dell'ammasso roccioso
- Figura 9.9 – Caverna del Pozzo Paratoie: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento con parametri minimi dell'ammasso roccioso
- Figura 10.1 – Pozzo Piezometrico: Geometria del modello numerico per le analisi piane relativa all'ultimo step della simulazione (Sez. tipo P_Piez1)
- Figura 10.2 – Pozzo Piezometrico (Z=-490m): curva caratteristica del cavo non sostenuto per le due condizioni simulate delle proprietà geotecniche dell'ammasso
- Figura 10.3 – Pozzo Piezometrico (Z=-490m): raggio plastico, spostamenti e deformata all'ultimo step di analisi considerando le proprietà medie (in alto) e minime (in basso)
- Figura 10.4 – Pozzo Piezometrico (Z=-490m): sforzo normale agente sul rivestimento e sulle bullonature considerando le proprietà medie (in alto) e minime (in basso)
- Figura 10.5 – Pozzo Piezometrico (Z=-490m): momento flettente e taglio agenti sul rivestimento considerando le proprietà medie (in alto) e minime (in basso)
- Figura 10.6 – Pozzo Piezometrico (Z=-440m): curva caratteristica del cavo non sostenuto per le due condizioni simulate delle proprietà geotecniche dell'ammasso
- Figura 10.7 – Pozzo Piezometrico (Z=-440m): raggio plastico, spostamenti e deformata all'ultimo step di analisi considerando le proprietà medie (in alto) e minime (in basso)
- Figura 10.8 – Pozzo Piezometrico (Z=-440m): sforzo normale agente sul rivestimento e sulle bullonature considerando le proprietà medie (in alto) e minime (in basso)
- Figura 10.9 – Pozzo Piezometrico (Z=-440m): momento flettente e taglio agenti sul rivestimento considerando le proprietà medie (in alto) e minime (in basso)

- Figura 10.10 – Pozzo Piezometrico (Z=-440m): Sezione tipo P_Piez3 - Verifiche di pressoflessione
- Figura 11.1 – Caverna del Pozzo Piezometrico: Geometria del modello numerico per le analisi piane relativa all'ultimo step della simulazione (Sez. tipo C_Piez1)
- Figura 11.2 – Caverna del Pozzo Piezometrico: curva caratteristica del cavo non sostenuto per le due condizioni simulate delle proprietà geotecniche dell'ammasso
- Figura 11.3 – Caverna del Pozzo Piezometrico: raggio plastico, spostamenti e deformata all'ultimo step dell'analisi statica considerando le proprietà medie e minime dell'ammasso
- Figura 11.4 – Caverna del Pozzo Piezometrico: incremento di spostamento durante la fase sismica considerando le proprietà medie e minime dell'ammasso
- Figura 11.5 – Caverna del Pozzo Piezometrico: sforzo normale, momento flettente e taglio agenti sul rivestimento considerando le proprietà medie e minime dell'ammasso all'ultimo step dell'analisi statica
- Figura 11.6 – Caverna del Pozzo Piezometrico: sforzo normale, momento flettente e taglio agenti sul rivestimento considerando le proprietà medie e minime dell'ammasso durante la fase sismica
- Figura 11.7 – Caverna del Pozzo Piezometrico: sforzo normale agente sulle bullonature considerando le proprietà medie dell'ammasso durante l'analisi statica e sismica
- Figura 11.8 – Caverna del Pozzo Piezometrico: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento con parametri medi dell'ammasso roccioso
- Figura 11.9 – Caverna del Pozzo Piezometrico: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento con parametri minimi dell'ammasso roccioso

1. INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo 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 Esterzili (SU) nella parte sommitale della provincia Sud Sardegna. L'impianto in progetto prevede la realizzazione di un bacino artificiale a monte dell'esistente invaso di Nuraghe Arrubiu (Flumendosa) e di un impianto di pompaggio delle acque del lago verso il nuovo bacino.

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

Dopo un breve cenno sui riferimenti normativi e sui codici di calcolo impiegati, si richiamano, al Capitolo 4, la caratterizzazione geologica, geotecnica e sismica delle unità geotecniche previste in corrispondenza delle diverse opere, ottenuta sulla base dei dati della campagna geologico-geotecnica effettuata nei mesi compresi tra novembre 2021 e febbraio 2022. Il Capitolo 5 riporta una breve descrizione degli interventi in progetto e dei materiali da costruzione previsti, il Capitolo 6 illustra le strategie di analisi impiegate ed infine nei Capitoli 7 - 11 sono esposti i risultati delle analisi numeriche di progetto e delle verifiche previste dalla normativa vigente condotte per i pozzi previsti dal progetto.

2. CRITERI DI PROGETTO E VERIFICA IMPIEGATI

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

2.1 Normativa di riferimento

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

2.2 Criteri di progetto e verifica agli stati limite

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

$$E_d \leq R_d$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Approccio 1 - Combinazione 1: A1+M1+R1

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

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

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

Carichi	Effetto	Coefficiente	EQU	A1 STR	A2 GEO
Permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali G_2 (1)	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}					

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

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

2.2.1 Verifiche di sfilamento delle bullonature

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

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

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

dove:

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

dove D_d è il diametro di perforazione per la realizzazione del tirante e α è un coefficiente moltiplicativo del diametro (Tabella 2.3), il cui valore dipende dal tipo di terreno in cui viene effettuata l'iniezione cementizia per realizzare il bulbo di fondazione ed è stato assunto pari ad 1.1

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 2.1).

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

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

dove:

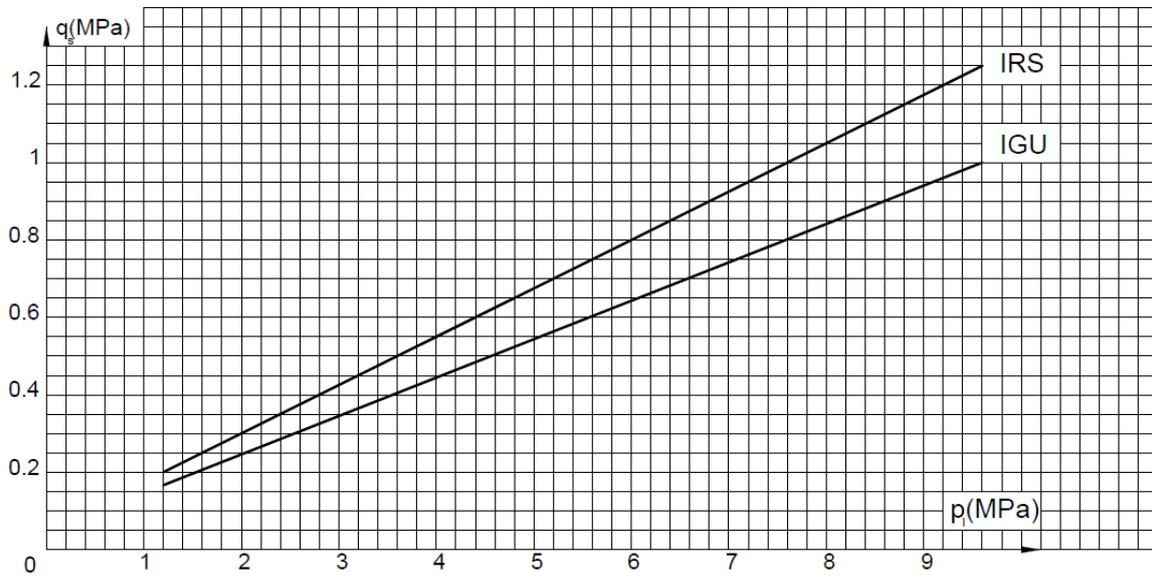
ξ_{a4} = 1.80 fattore di correlazione

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

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

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

Figura 2.1 – Abaco proposto da Bustamante e Doix per la scelta di q_s
AMMASSO ROCCIOSO FRATTURATO E ALTERATO



3. CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI

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

- Rocscience Inc. – Phase2 Versione 8.024
- Midas Information Technology – MidasGen 2020

Tutti i codici di calcolo utilizzati sono largamente impiegati a livello nazionale ed internazionale e di comprovata validità nella progettazione geotecnica e strutturale.

4. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

Il presente capitolo riporta un breve inquadramento dal punto di vista geologico, e geotecnico relativo alle zone in cui risultano ubicate le diverse opere in sotterraneo. Per una trattazione più esaustiva si rimanda ai seguenti elaborati:

- 1351-A-OP-R-01- Relazione geologica generale;
- 1351-A-GD-R-01- Relazione geotecnica generale.

4.1 Caratterizzazione geologica

Dalla planimetria geologica e dalla sezione geologica interpretativa, riportate di seguito, è possibile osservare che:

- il pozzo dell'opera di presa al bacino di monte attraverserà, a partire del piano campagna, le seguenti unità:
 - l'unità geotecnica delle dolomie (D) appartenenti alla Formazione di Dorgali, per uno spessore massimo pari a circa 40 m,
 - l'unità geotecnica delle Siltiti (S) appartenenti della Formazione di Genna Selole, per uno spessore massimo pari a circa 10 m,
 - l'unità geotecnica dei Metaconglomerati (M) appartenenti della Formazione di Monte Santa Vittoria, per uno spessore massimo pari a circa 150 m,
 - l'unità geotecnica delle Arenarie (A) appartenenti all'unità geologica delle Arenarie di San Vito, a partire da una profondità di circa 200 m fino a fondo pozzo
- il pozzo piezometrico, il pozzo paratoie e le relative caverne interesseranno unicamente l'unità geotecnica delle Arenarie (A) appartenenti all'unità geologica delle Arenarie di San Vito

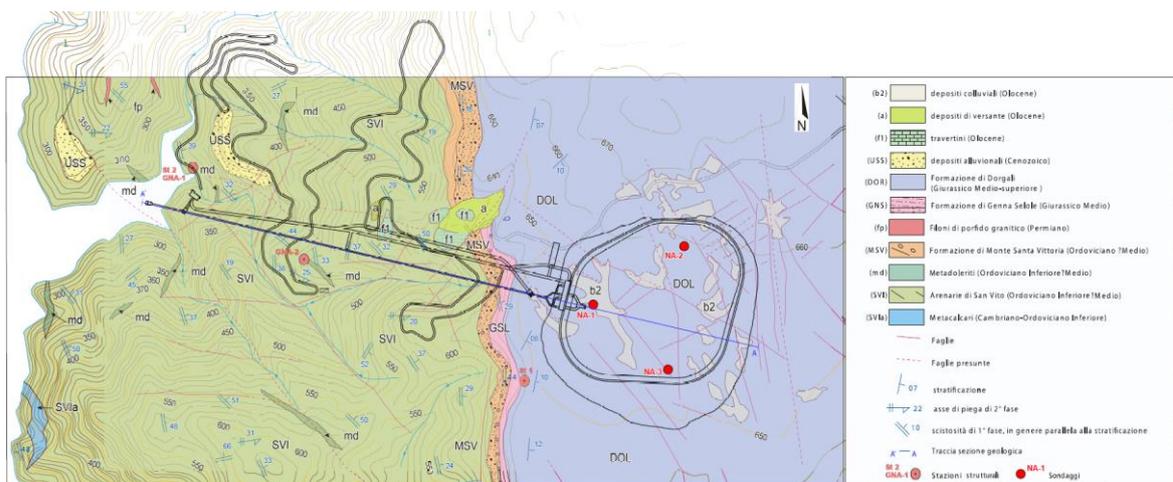


Figura 4.1 – Carta geologica di progetto

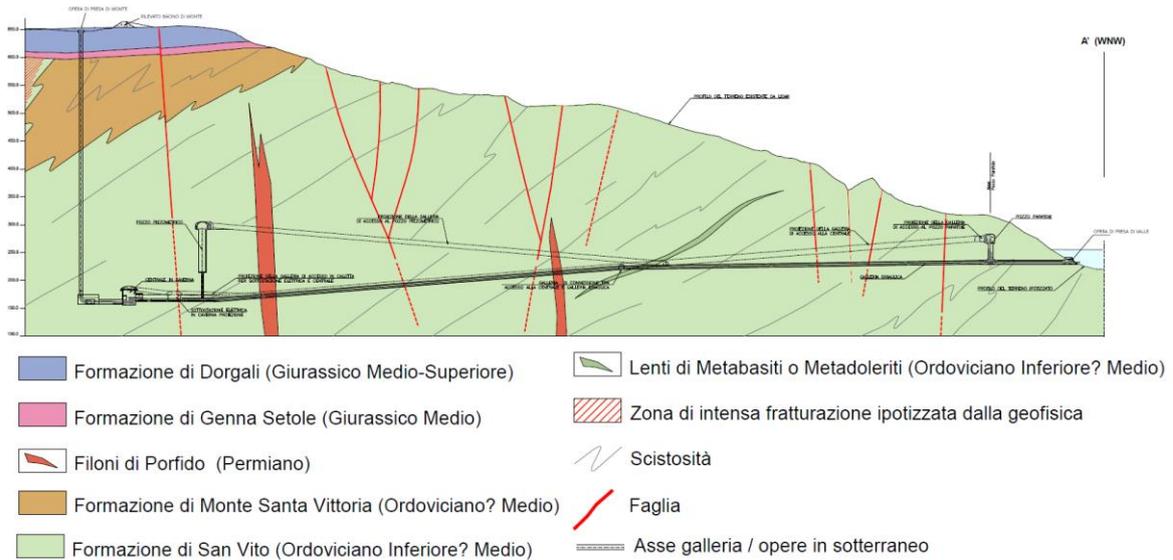


Figura 4.2 – Profilo geologico in asse alla via d'acqua

4.2 Caratterizzazione geotecnica

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

La caratterizzazione delle diverse unità geotecniche è stata effettuata basandosi sui dati finora raccolti durante le campagne di indagini svolte tra novembre 2021 e febbraio 2022. Tali dati hanno consentito di effettuare una prima caratterizzazione delle unità geotecniche in oggetto. La caratterizzazione è stata effettuata basandosi sui sondaggi a carotaggio continuo, sulle prove effettuate in foro, sulle prove effettuate su affioramenti rocciosi e sulle prove di laboratorio condotte sui campioni prelevati in sito. Per maggiori approfondimenti circa i dati raccolti durante la campagna prove e la determinazione dei parametri geotecnici si rimanda alla *Relazione Geotecnica Generale* (1351-A-GD-R-01).

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

Tabella 4.1 – Unità D: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità

γ (kN/m ³)	GSI	σ_{ci} (MPa)	m_i	m_b	s	a	v	E_i (GPa)	E_d (GPa)
27.5	65	64	9	2.579	0.0205	0.502	0.25	35.31	22.31

Tabella 4.2 – Unità S: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità

γ (kN/m ³)	GSI	σ_{ci} (MPa)	m_i	m_b	s	a	ν	E_i (GPa)	E_d (GPa)
25.6	65	43	7	2.006	0.0205	0.502	0.25	26.67	16.85

Tabella 4.3 – Unità M: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità

γ (kN/m ³)	GSI	σ_{ci} (MPa)	m_i	m_b	s	a	ν	E_i (GPa)	E_d (GPa)
25	60	11.3	5.006	1.200	0.0117	0.503	0.30	5.05	2.63

Tabella 4.4 – Unità A: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità

Unità	γ (kN/m ³)	GSI	σ_{ci} (MPa)	m_i	m_b	s	a	ν	MR	E_d (GPa)
parametri medi	26	55	70	13	2.606	0.0067	0.504	0.25	275	7.86
parametri minimi	26	40	26	12	1.408	0.0013	0.511	0.30	675	2.80
faglia	26	30	26	12	0.985	0.0004	0.522	0.35	675	1.43

Come si può osservare dalla tabella precedente, in considerazione delle differenti condizioni riscontrate durante la campagna di indagini, si prospettano tre diversi set di parametri per l'unità A, riferiti alle seguenti condizioni:

- parametri medi: da impiegarsi nelle condizioni in cui l'ammasso si presenta più integro e meno scistoso
- parametri minimi: da impiegarsi nelle condizioni in cui l'ammasso si presenta più fratturato e scistoso
- parametri di faglia: da impiegarsi nelle condizioni in cui l'ammasso viene attraversato da zone di disturbo tettonico.

4.3 Caratterizzazione sismica

La zona che ospiterà l'impianto, come è noto, è soggetta ad un rischio sismico estremamente basso. 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 gallerie e le caverne.

Come illustrato nella *Relazione sulla sismica dei manufatti in sotterraneo*, cui si 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.

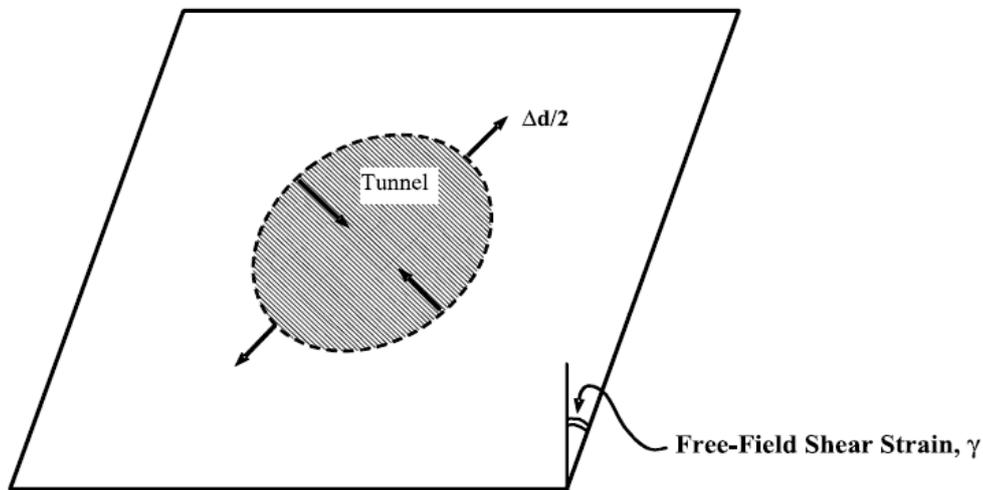


Figura 4.3 – Applicazione delle deformazioni di taglio sui bordi del modello per l'applicazione del Metodo delle deformazioni di taglio puro in campo libero

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*.

Parametri comuni¹

- 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: < 5.5
- Distanza dalla sorgente prevista: 0 - 20 km

Le formule applicate sono di seguito riepilogate:

¹ Poiché i dati raccolti dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia non sono sufficienti per effettuare uno studio di disaggregazione della pericolosità sismica si sono selezionati, tra quelli presenti in letteratura, i valori di magnitudo e distanza dalla sorgente che minimizzano l'azione sismica.

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

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

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

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

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

Tabella 4.5 – Riassunto dei dati di inputi sismico impiegati nei modelli di calcolo

Opera	Litotipo	cat suolo	S	$a_{\max,s}$	Copertura (m)	C	$a_{z,\max}$	k	V_s (m/s)	C_s (m/s)	γ_{\max}	h/2 (m)	Δx_{\max} (m)
Caverna Pozzo Paratoie	A medi	A	1	0.0716	30	0.7	0.050	66	0.033	2500	0.00001	35	0.0005
	A minimi									1000	0.00003		0.0012
Caverna Pozzo Piezometrico	A medi	A	1	0.0716	350	0.7	0.050	66	0.033	2500	0.00001	35	0.0005
	A minimi									1000	0.00003		0.0012

5. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI

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

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

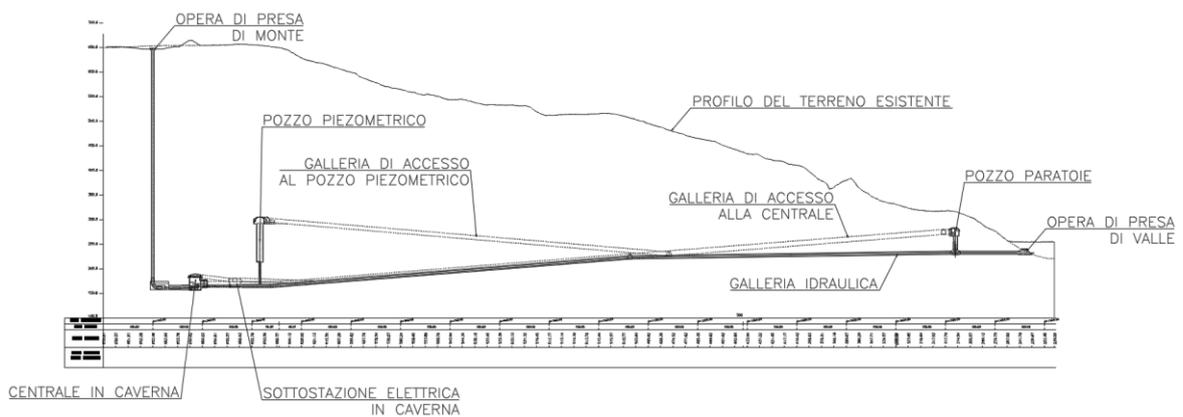


Figura 5.1 – Profilo in asse alla via d'acqua

5.1 Opera di presa al bacino di monte

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

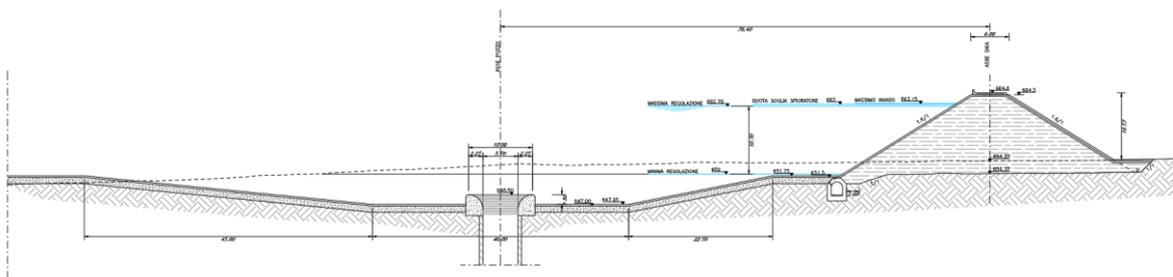


Figura 5.2 – Opera di presa al bacino di monte

Il pozzo ubicato in corrispondenza dell'opera di presa si presenta con le seguenti geometrie:

- altezza: ≈ 490.00 m
- diametro virole metalliche: 5.50 m
- spessore calcestruzzo per l'inghisaggio delle virole metalliche: 0.25 m

- spessore rivestimento: var. 0.05 ÷ 0.30 m
- diametro esterno: var. 6.10 ÷ 6.60 m

Come si è visto nel capitolo precedente, il pozzo attraverserà nell'ordine i seguenti materiali naturali:

- dolomie (unità D) per i primi 40 m circa,
- siltiti (unità S) tra i 40 m ed i 50 m da testa pozzo,
- metaconglomerati (unità M) tra i 50 m ed i 200 m da testa pozzo,
- arenarie (unità A) a partire da una profondità di circa 200 m fino a fondo pozzo.

In considerazione delle tipologie di materiale naturale presente in sito ed in funzione delle condizioni attese per l'ammasso roccioso lungo la verticale sono state dimensionate tre sezioni tipologiche di rivestimento al fine di garantire la stabilità del cavo durante l'avanzamento ed in esercizio.

Dalle indagini effettuate si è riscontrata una permeabilità molto bassa dell'ammasso roccioso e pertanto è ragionevole ritenere trascurabili, in linea di massima, le possibili venute d'acqua durante la fase realizzativa, con possibili lievi incrementi in corrispondenza delle zone maggiormente fratturate dell'ammasso. In caso si riscontrassero venute d'acqua più intense si procederà con delle iniezioni di impermeabilizzazione localizzate.

Si prevede di realizzare l'opera con il metodo tradizionale, scavando dunque il pozzo a fondo cieco.

5.1.1 Sezione tipo P_Pre1

La sezione tipo P_Pre1 (Figura 5.3) è prevista nei primi 50 m circa di avanzamento del pozzo costituente l'opera di presa di monte e dunque in corrispondenza delle unità D e S.

I materiali attraversati mostrano parametri di resistenza e deformabilità mediamente elevati, con limitata fratturazione. Inoltre, date le modeste profondità, il livello tensionale atteso sulle strutture di rivestimento risulta limitato.

Il rivestimento di tale sezione tipo sarà dunque costituito da uno strato di 5 cm di calcestruzzo proiettato di classe C30/37 fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata e da chiodature localizzate, il cui scopo è quello di sostenere eventuali cunei instabili che potrebbero originarsi durante lo scavo.

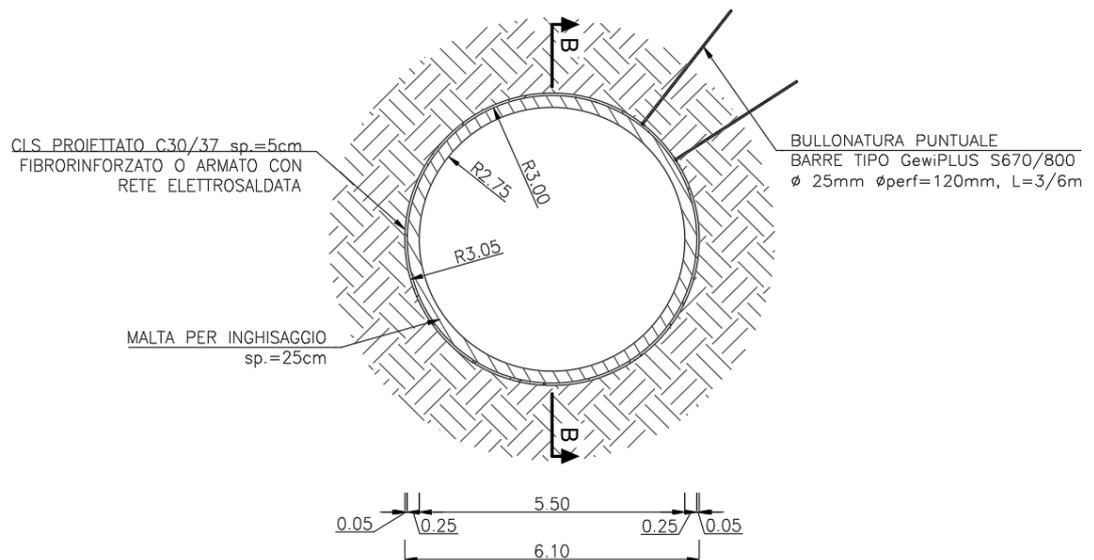


Figura 5.3 – Sezione tipo P_Pre1

5.1.2 Sezione tipo P_Pre2

La sezione tipo P_Pre2 (Figura 5.4) è prevista nel tratto di attraversamento dell'unità M e sulla maggior parte del tratto interessato dall'unità A. Tale sezione pertanto risulta quella che si prevede di impiegare maggiormente lungo la verticale di avanzamento.

I materiali attraversati mostrano parametri di resistenza e deformabilità mediamente bassi, con livelli di fratturazione variabili lungo l'avanzamento. Inoltre, data l'elevata profondità raggiunta, il livello tensionale atteso sulle strutture di rivestimento risulta moderatamente alto.

Il rivestimento di tale sezione tipo sarà dunque costituito dai seguenti elementi strutturali:

- uno strato di calcestruzzo proiettato di classe C30/37 armato con rete elettrosaldata avente spessore di 10, 15 o 25 cm in funzione delle caratteristiche dell'ammasso roccioso e dello stato tensionale atteso
- chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da tiranti a barre di tipo GewiPLUS S670/800, $\phi=25\text{mm}$, $L= \text{var. } 3 \text{ m} \div 6 \text{ m}$, collocate con maglia 2 m x 2 m o del tipo Dywidag Y1050H, $\phi=26.5\text{mm}$, $L = 6 \text{ m}$ con maglia 2x2

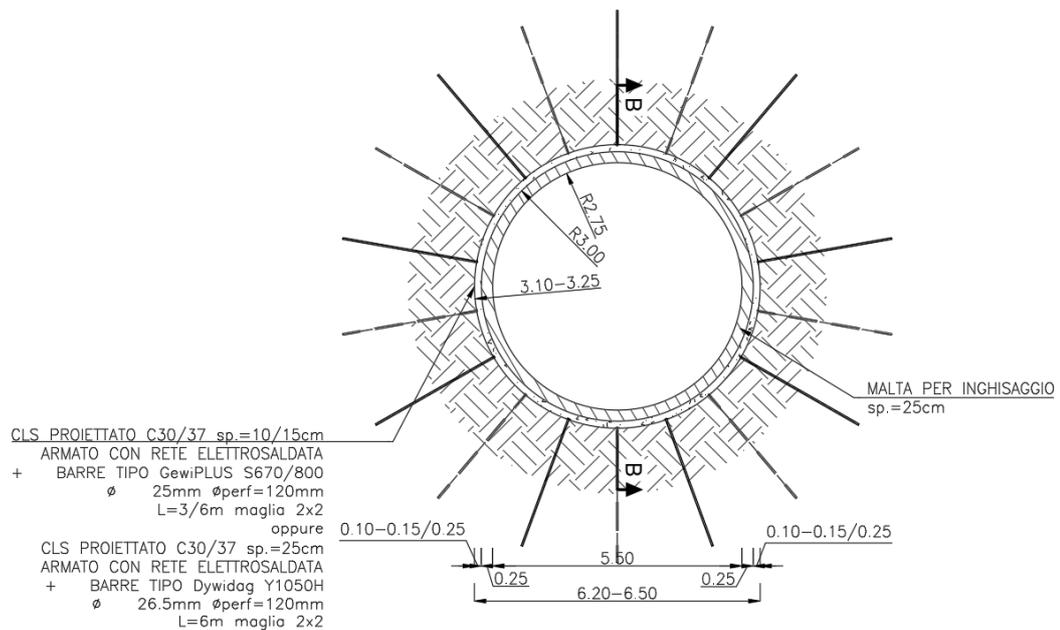


Figura 5.4 – Sezione tipo P_Pre2

5.1.3 Sezione tipo P_Pre3

La sezione tipo P_Pre3 (Figura 5.5) è prevista limitatamente ai tratti in cui l'ammasso roccioso risulta notevolmente fratturato o attraversato da zone di disturbo tettonico.

I materiali attraversati mostrano parametri di resistenza e deformabilità scadenti, con livelli di fratturazione molto elevati. Inoltre, data l'elevata profondità raggiunta, il livello tensionale atteso sulle strutture di rivestimento potrebbe risultare elevato.

Il rivestimento di tale sezione tipo sarà dunque costituito dai seguenti elementi strutturali:

- uno strato di calcestruzzo proiettato di classe C30/37 fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata avente spessore di 20 o 30 cm in funzione delle caratteristiche dell'ammasso roccioso e dello stato tensionale atteso
- centine accoppiate del tipo HEB 160 (in caso di spritz con spessore 20 cm) o del tipo HEB 180 (in caso di spritz con spessore 30 cm) in acciaio S275 e con interasse longitudinale pari ad 1.00 m in entrambi i casi.

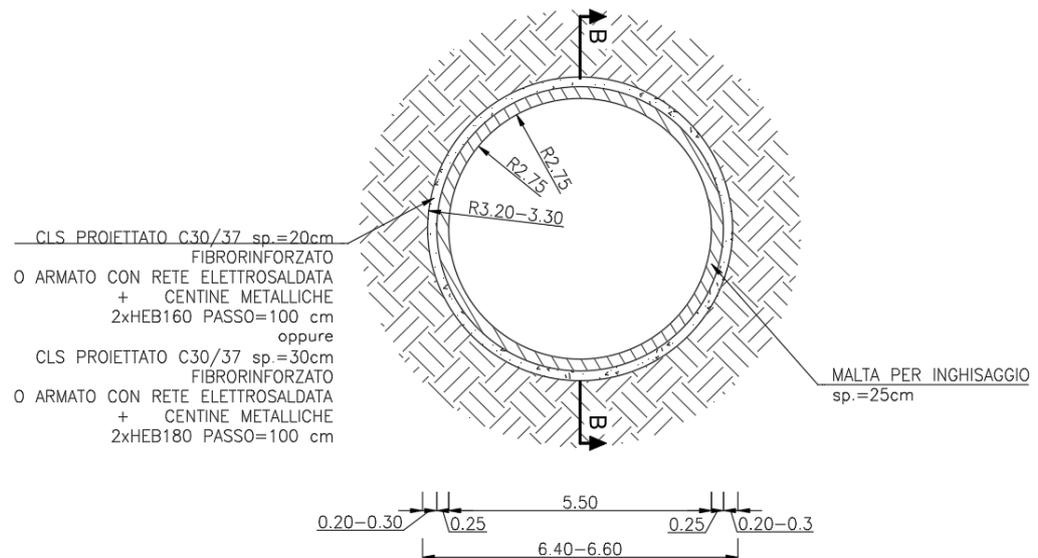


Figura 5.5 – Sezione tipo P_Pre3

5.2 Pozzo Paratoie

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

L'opera si presenta con le seguenti geometrie:

- altezza: ≈ 40 m
- diametro interno: 8.00 m
- spessore rivestimento definitivo: 0.40 m
- Spessore rivestimento di prima fase: 0.10 m
- diametro esterno: 9.00 m

Come si è visto nel capitolo precedente, il pozzo interesserà unicamente l'unità geotecnica delle Arenarie (A) appartenenti all'unità geologica delle Arenarie di San Vito. Le indagini condotte non hanno evidenziato la presenza di zone tettonizzate in corrispondenza della posizione in cui si intende ubicare il Pozzo Paratoie e pertanto le analisi sono state condotte considerando sia i parametri medi sia i parametri minimi previsti per l'unità A.

Per quanto riguarda le modalità realizzative del Pozzo Paratoie sono state previste due possibili alternative:

1. Scavo con il metodo tradizionale, realizzando dunque il pozzo a fondo cieco a partire dalla caverna di accesso;
2. Scavo con raise boring e successivo alesaggio del foro fino al diametro finale.

L'impiego delle due procedure risulta pressoché ininfluenza sotto il profilo della fattibilità tecnica dell'opera ed è dunque correlato esclusivamente a delle scelte di tipo logistico legate al cronoprogramma di realizzazione delle opere. L'impiego della tecnica del raise boring impone infatti che il Pozzo Paratoie possa venire realizzato solamente una volta che la galleria idraulica ha raggiunto la sua base. Al contrario lo scavo a fondo cieco consentirebbe di anticipare lo scavo del Pozzo Paratoie ed eventualmente usare quest'ultimo come accesso per lo scavo della galleria idraulica.

5.2.1 Sezione tipo P_Par

Per entrambe le condizioni previste per l'ammasso roccioso il rivestimento di prima fase sarà costituito da uno strato di 10 cm di calcestruzzo proiettato di classe C30/37 armato con rete elettrosaldata e da chiodature localizzate, il cui scopo è quello di sostenere eventuali cunei instabili che potrebbero originarsi durante lo scavo. A completamento dell'opera si procederà con il getto del rivestimento definitivo dello spessore di 40 cm da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C30/37.

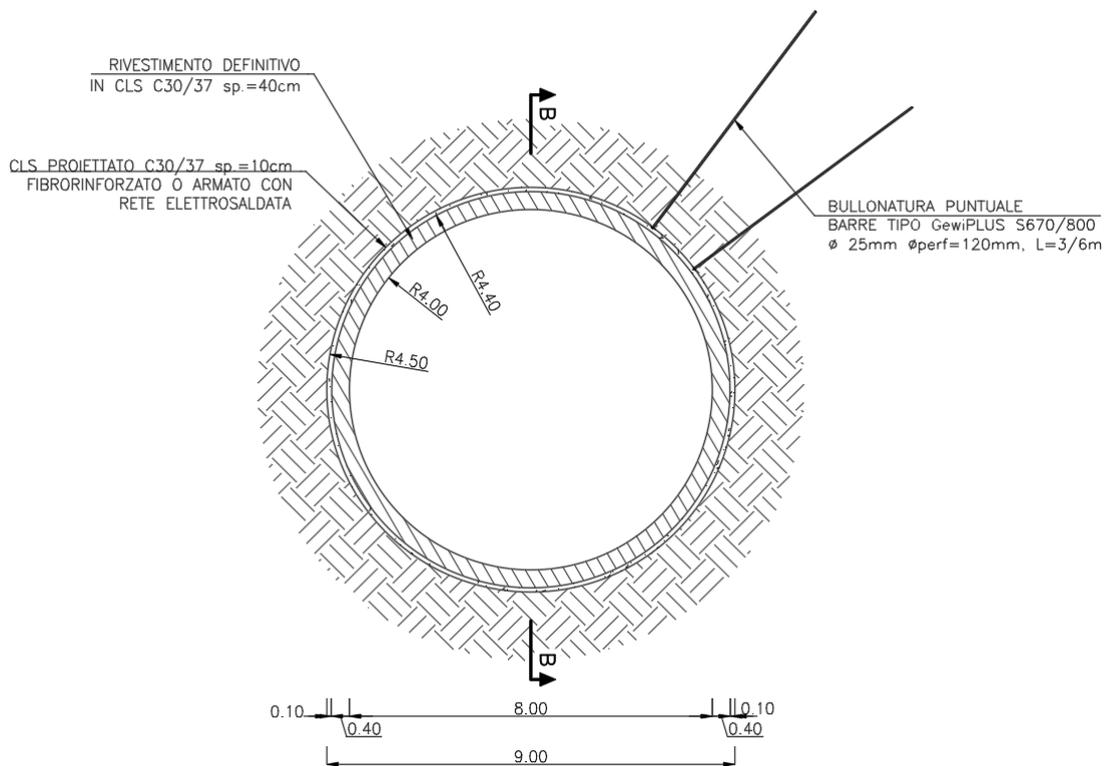


Figura 5.6 – Sezione tipo P_Par

5.2.2 Caverna del Pozzo Paratoie

In cima al Pozzo Paratoie è ubicata la caverna di accesso al Pozzo Paratoie (Figura 5.7) avente dimensioni in pianta pari a 22 m x 13 m, un'altezza massima pari a circa 16 m e una copertura pari a circa 30 m. Il progetto della caverna prevede un rivestimento costituito da:

- uno strato di calcestruzzo proiettato di classe C30/37 armato con rete elettrosaldata avente spessore pari a 30 cm;
- chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da barre di tipo Gewi-PLUS S670/800, $\phi=25\text{mm}$, L= var. 6 m ÷ 9 m, collocate con maglia 2 m x 2 m oppure 2 m x 1.5 m in funzione delle caratteristiche dell'ammasso roccioso.

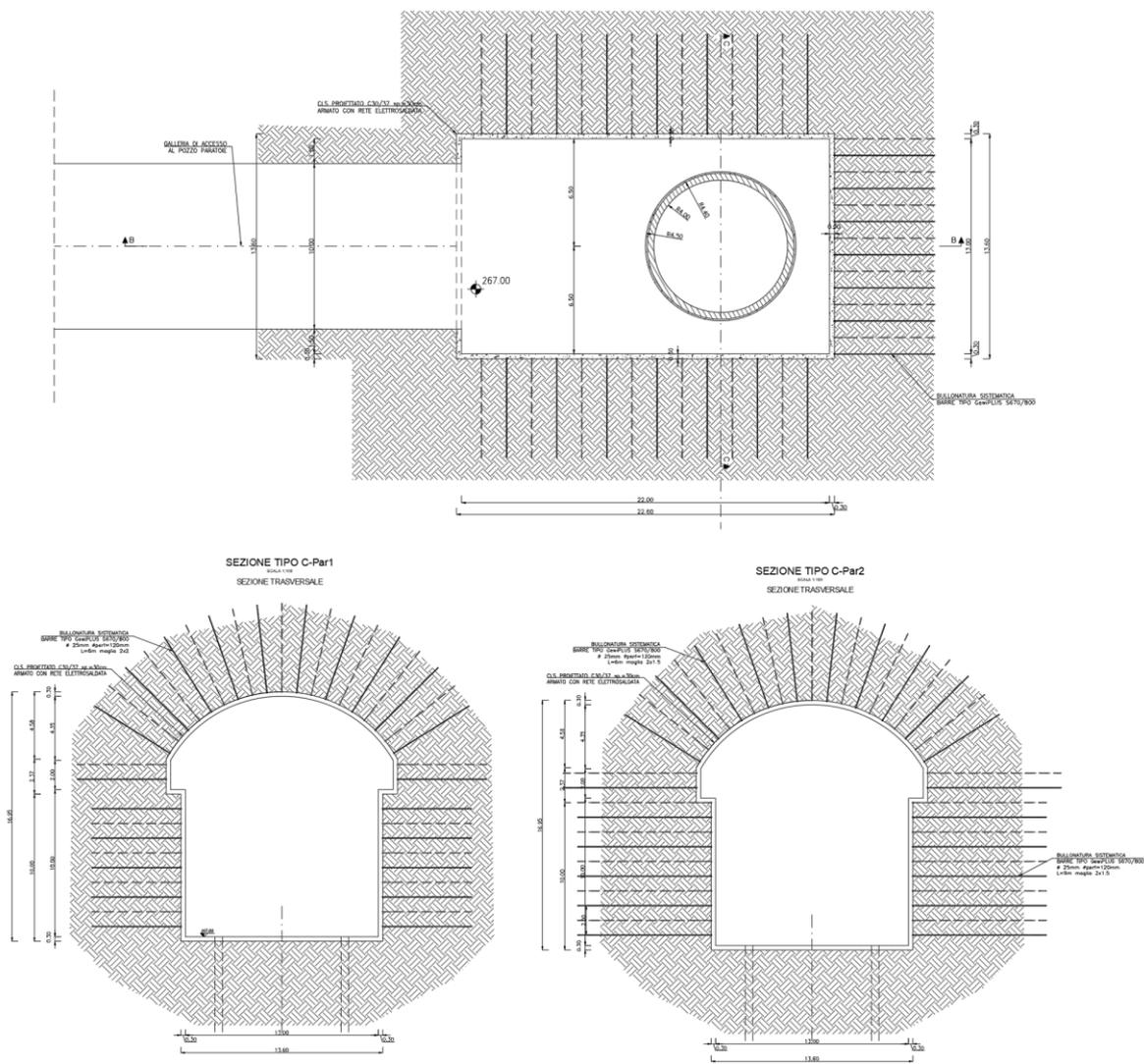


Figura 5.7 – Caverna del Pozzo Paratoie

5.3 Pozzo Piezometrico

Il Pozzo Paratoie (Figura 5.8 – Pozzo Piezometrico Figura 5.8), come mostrato in Figura 5.1, si trova immediatamente a valle della centrale in caverna.

L'opera ha un'altezza complessiva di circa 125 m e risulta composta da due tratti con caratteristiche geometriche differenti, come dettagliato nel seguito.

Tratto superiore del Pozzo Piezometrico:

- altezza: 79 m
- diametro interno: 12.00 m
- spessore rivestimento definitivo: 0.50 m
- Spessore rivestimento di prima fase: var. 0.25 ÷ 0.30 m
- diametro esterno: var. 13.50 ÷ 13.60 m

Tratto inferiore del Pozzo Piezometrico:

- altezza: ≈ 46.00 m
- diametro virole metalliche: 2.40 m
- spessore calcestruzzo per l'inghisaggio delle virole metalliche: 0.25 m
- spessore rivestimento: 0.25 m
- diametro esterno: 3.40 m

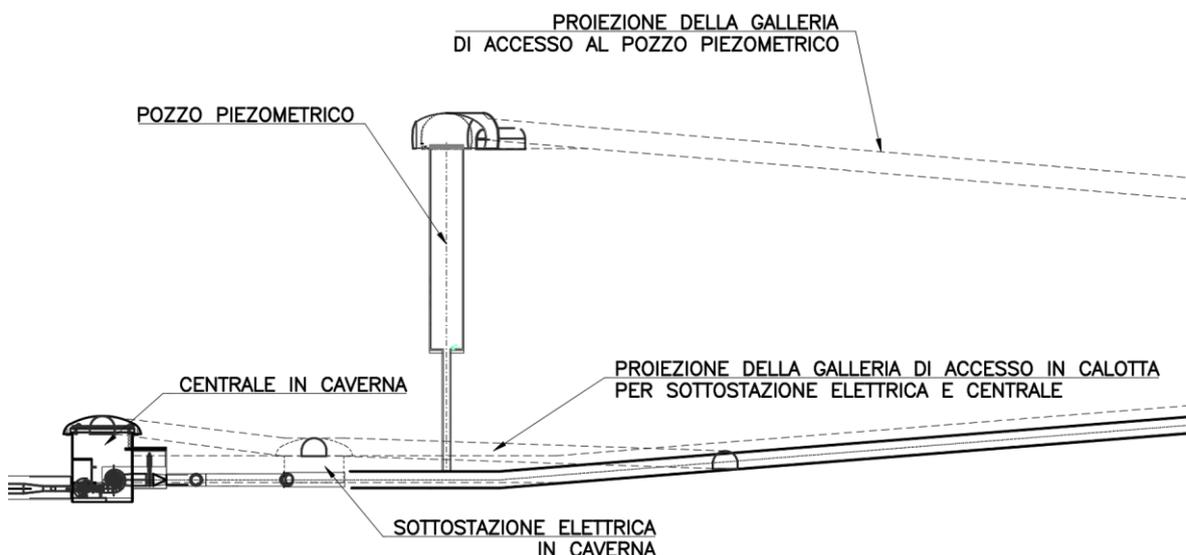


Figura 5.8 – Pozzo Piezometrico

Come si è visto nel capitolo precedente, il pozzo interesserà unicamente l'unità geotecnica delle Arenarie (A) appartenenti all'unità geologica delle Arenarie di San Vito. Le indagini condotte non hanno evidenziato la presenza di zone tettonizzate in corrispondenza della posizione in cui si intende ubicare il Pozzo Piezometrico e pertanto le analisi sono

state condotte, su entrambi i tratti, considerando sia i parametri medi sia i parametri minimi previsti per l'unità A.

Si prevede di realizzare l'opera in due fasi distinte. Dapprima verrà realizzato lo scavo del pozzo, sull'intera altezza, mediante la tecnica del raise boring raggiungendo il diametro di perforazione previsto per il tratto inferiore del Pozzo Piezometrico. Successivamente si procederà con l'alesaggio del foro nel tratto superiore fino a raggiungere il diametro finale di scavo previsto dal progetto.

5.3.1 Sezione tipo P_Piez1

Per il tratto inferiore del Pozzo Piezometrico (Figura 5.9) il rivestimento sarà costituito dai seguenti elementi strutturali:

- uno strato di calcestruzzo proiettato di classe C30/37 armato con rete elettrosaldata avente spessore pari a 25 cm;
- chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da barre di tipo GewiPLUS S670/800, $\phi=25\text{mm}$, $L= \text{var. } 2 \text{ m} \div 3 \text{ m}$, in funzione delle caratteristiche dell'ammasso roccioso e collocate con maglia $2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$

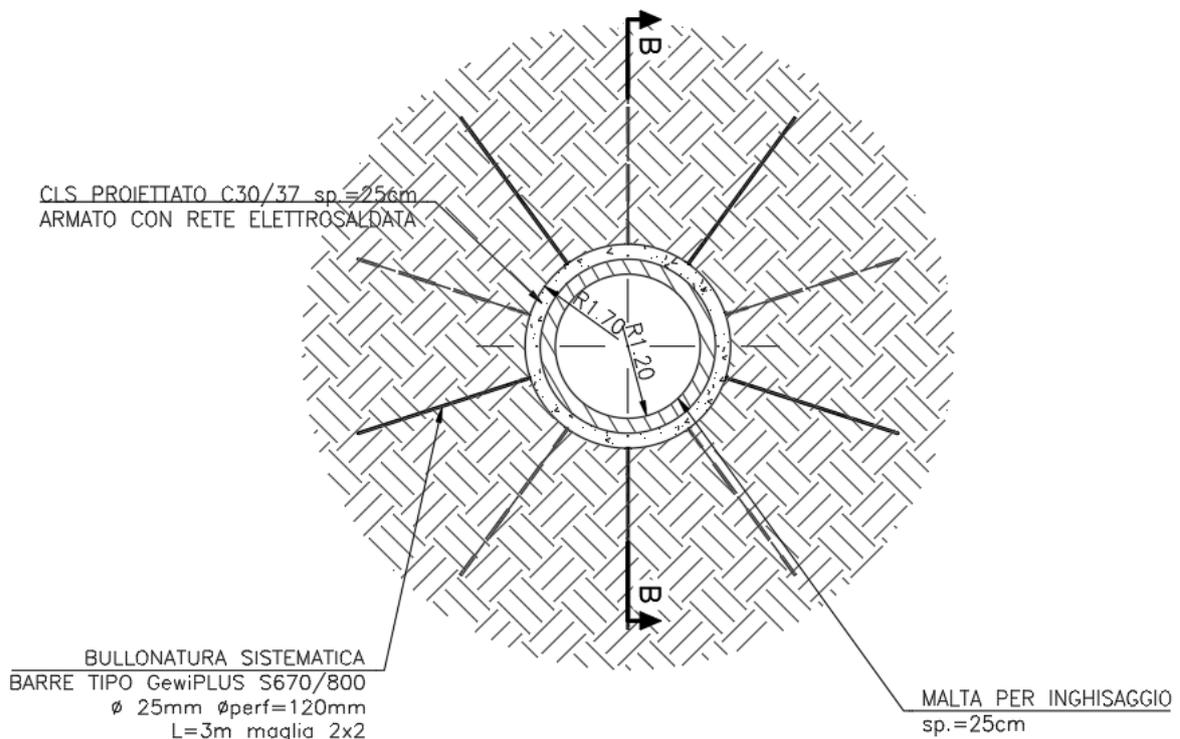


Figura 5.9 – Sezioni tipo P_Piez1

5.3.2 Sezioni tipo P_Piez2 e P_Piez3

Per il tratto superiore del Pozzo Piezometrico (Figura 5.10) il rivestimento sarà costituito dai seguenti elementi strutturali:

- per le condizioni medie dell'ammasso roccioso (sezione tipo P_Piez2) si prevede la posa di uno strato di 25 cm di calcestruzzo proiettato di classe C30/37 armato con rete elettrosaldata e di chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da barre di tipo GewiPLUS S670/800, $\varphi=25\text{mm}$, $L=6\text{ m}$, collocate con maglia $2.0\text{ m} \times 2.5\text{ m}$;
- per le condizioni minime dell'ammasso roccioso (sezione tipo P_Piez3) si prevede la posa di uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato di classe C30/37 fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata e di centine accoppiate del tipo HEB 180 con interasse longitudinale pari ad 1.00 m ;
- A completamento dell'opera si procederà con il getto del rivestimento definitivo dello spessore di 50 cm da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C30/37.

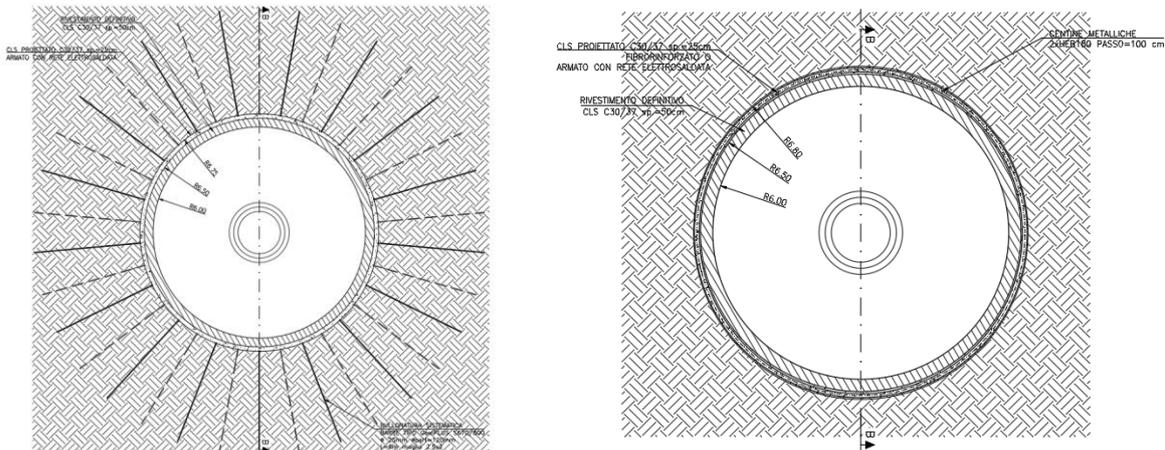


Figura 5.10 – Sezioni tipo P_Piez2 e P_Piez3

5.3.3 Caverna del Pozzo Piezometrico

In cima al Pozzo Piezometrico è ubicata la caverna del Pozzo Piezometrico (Figura 5.11) avente dimensioni in pianta pari a $26.30\text{ m} \times 17.60\text{ m}$, un'altezza massima pari a circa 13 m e una copertura pari a circa 350 m . Il progetto della caverna prevede un rivestimento costituito da:

- per le condizioni medie dell'ammasso roccioso si prevede la posa di uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato di classe C30/37 armato con rete elettrosaldata e di chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da barre di tipo GewiPLUS S670/800, $\varphi=25\text{mm}$, $L = \text{var. } 6\text{ m} \div 9\text{ m}$, collocate con maglia $2.0\text{ m} \times 1.5\text{ m}$;
- per le condizioni minime dell'ammasso roccioso si prevede la posa di uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato di classe C30/37 fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata e di centine accoppiate del tipo HEB 200 con interasse longitudinale pari ad 1.00 m dotate di giunti di scorrimento a deformazione controllata (Figura 5.12). Tali

elementi vengono usualmente impiegati nella realizzazione di gallerie in condizioni particolarmente difficili quali la presenza di rocce o terreni con comportamento spingente (usualmente dovuto a fenomeni di squeezing o swelling) e consentono dapprima una deformazione controllata del rivestimento (l'entità della deformazione e la forza di contrasto ad essa dipendono dalle caratteristiche del giunto stesso) fino ad una soglia limite oltre la quale il rivestimento si oppone alle deformazioni con la sua completa rigidità. Durante la fase di deformazione controllata si ha un importante rilascio tensionale da parte dell'ammasso roccioso che evita l'insorgenza di carichi eccessivi sul rivestimento durante la fase successiva.

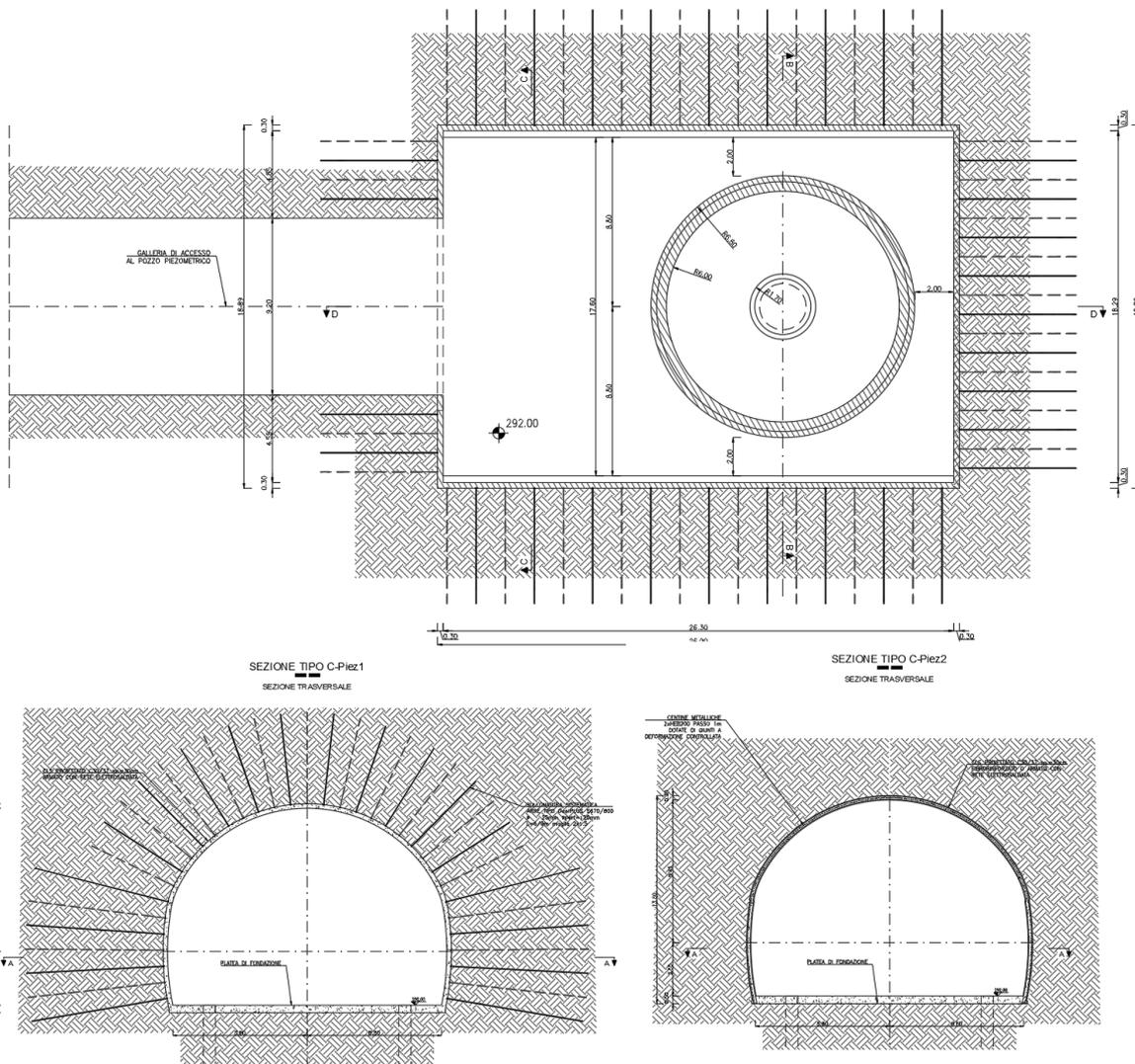


Figura 5.11 – Caverna del Pozzo Piezometrico



Figura 5.12 – Due diverse tipologie di giunti a scorrimento controllato impiegati nelle gallerie in condizioni spingenti

5.4 Materiali

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

Calcestruzzo per rivestimento definitivo gettato in opera

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

Calcestruzzo proiettato fibrorinforzato

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

Acciaio per armature in barre o reti elettrosaldate

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

Acciaio per centine

tipo di acciaio	S275
-----------------	------

tensione di snervamento	$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
tensione di calcolo	$f_{yd} = 261.9 \text{ N/mm}^2$
tensione di rottura	$f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico	$E = 210 \text{ GPa}$

Chiodi da roccia

chiodi a barre tipo GEWI® Plus S670/800 Threadbar

tensione caratteristica di rottura	$f_{ptk} \geq 800 \text{ N/mm}^2$
tensione caratteristica di snervamento	$f_{p0.2k} \geq 670 \text{ N/mm}^2$

chiodi a barre in acciaio da precompressione 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: STRATEGIE DI CALCOLO IMPIEGATE

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

Per la valutazione del comportamento tensio-deformativo del terreno e delle strutture di sostegno delle opere in sotterraneo sono state condotte delle analisi numeriche di simulazione dello scavo con il metodo degli elementi finiti, in condizioni di deformazione piana, 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 0.5 dal piano campagna fino alla profondità di 50 m e pari a 0.75 per profondità superiori ai 50 m.

In primo luogo, per ciascuna sezione di analisi, è stato sviluppato un modello numerico volto a definire la curva caratteristica dell'opera alla profondità considerata. In tale simulazione lo scavo è rappresentato come una graduale riduzione della pressione applicata alle pareti del cavo (p), volta a simulare il progressivo deconfinamento dell'ammasso roccioso all'avvicinarsi del fronte di scavo alla sezione di calcolo e al successivo avanzamento del fronte stesso, cui corrisponde uno spostamento radiale (ur) crescente in funzione delle caratteristiche dell'ammasso roccioso. Il metodo impiegato consente di ricavare la pressione che agisce sulle eventuali strutture di sostegno e lo spostamento radiale sul perimetro di scavo nella situazione finale di equilibrio, a distanza x dal fronte di scavo. Al contempo tale metodo fornisce una prima indicazione sul comportamento tensio-deformativo dell'ammasso roccioso al progredire dello scavo dell'opera.

La simulazione delle diverse fasi di scavo e costruzione è stata condotta successivamente "attivando", nel corso della sequenza delle analisi, le caratteristiche degli elementi che nel modello rappresentano le strutture di sostegno e di rivestimento. Al tempo stesso, in accordo alle modalità esecutive seguite, lo scavo è stato riprodotto mediante

l'usuale procedimento che consiste nel "disattivare elementi scavati" ed applicare sul contorno dello scavo delle forze nodali che portino su di esso, in modo graduale, a componenti di sollecitazione (normale e di taglio) nulle.

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, sulla base del modello precedentemente sviluppato, 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 eventuali 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 dell'opera
- simulazione delle fasi esecutive previste.

I modelli numerici sono stati sufficientemente estesi nelle due direzioni per permettere di ritenere trascurabili le condizioni di vincolo introdotte sui bordi dei modelli stessi. Nel caso della Caverna del Pozzo Piezometrico, considerata l'elevata copertura della stessa, il modello non è stato esteso fino al piano campagna, ma si è tenuto conto del reale carico geostatico definendo nel software la copertura voluta.

Le strutture costituenti il rivestimento delle opere, realizzato in calcestruzzo proiettato eventualmente armato con centine, 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 concerne l'applicazione delle forzanti di tipo sismico si sono adottati i criteri illustrati di seguito:

- pozzi verticali: in considerazione della modestissima sismicità del sito, della tipologia di opere e della geometria delle stesse si è ritenuta trascurabile la forzante di tipo sismico nel dimensionamento dei rivestimenti
- caverne di accesso ai pozzi: in considerazione della tipologia di opere e della complessa geometria delle stesse si è ritenuto di considerare nelle analisi la forzante di tipo sismico, nonostante la modestissima sismicità del sito.

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

1. Modello in condizioni statiche: sufficientemente esteso nelle due direzioni per permettere di ritenere del tutto trascurabili le condizioni di vincolo introdotte;
2. Modello in condizioni sismiche: specifico per la simulazione delle condizioni sismiche, simula con più efficacia la “scatola di taglio” tipica del *Metodo delle deformazioni di taglio puro in campo libero*.

7. OPERA DI PRESA AL BACINO DI MONTE

Come si è visto al Paragrafo 5.1 della presente relazione il pozzo che costituisce l'opera di presa di monte ha uno sviluppo pari a circa 490 m ed attraversa nell'ordine i seguenti materiali naturali:

- dolomie (unità D) per i primi 40 m circa,
- siltiti (unità S) tra i 40 m ed i 50 m da testa pozzo,
- metaconglomerati (unità M) tra i 50 m ed i 200 m da testa pozzo,
- arenarie (unità A) a partire da una profondità di circa 200 m fino a fondo pozzo.

Al fine di effettuare un predimensionamento delle strutture di rivestimento necessarie a garantire la stabilità dell'opera, sia in fase esecutiva sia in fase di esercizio, sono state effettuate una serie di analisi numeriche volte a definire le sollecitazioni di progetto attese sui rivestimenti. Le analisi numeriche sono state sviluppate secondo i criteri illustrati nel precedente capitolo. Il modello ad elementi finiti impiegato (Figura 7.1) è di tipo bidimensionale ed è stato sviluppato, in condizioni di deformazione piana, su più sezioni orizzontali poste a diverse profondità. I modelli posti a diversa profondità risultano tra loro pressoché identici e differiscono solamente per le tensioni geostatiche imposte come condizione al contorno e per le proprietà geotecniche dei diversi materiali attraversati dall'opera. Le condizioni di vincolo imposte sono costituite da cerniere applicate su tutti i bordi del modello.

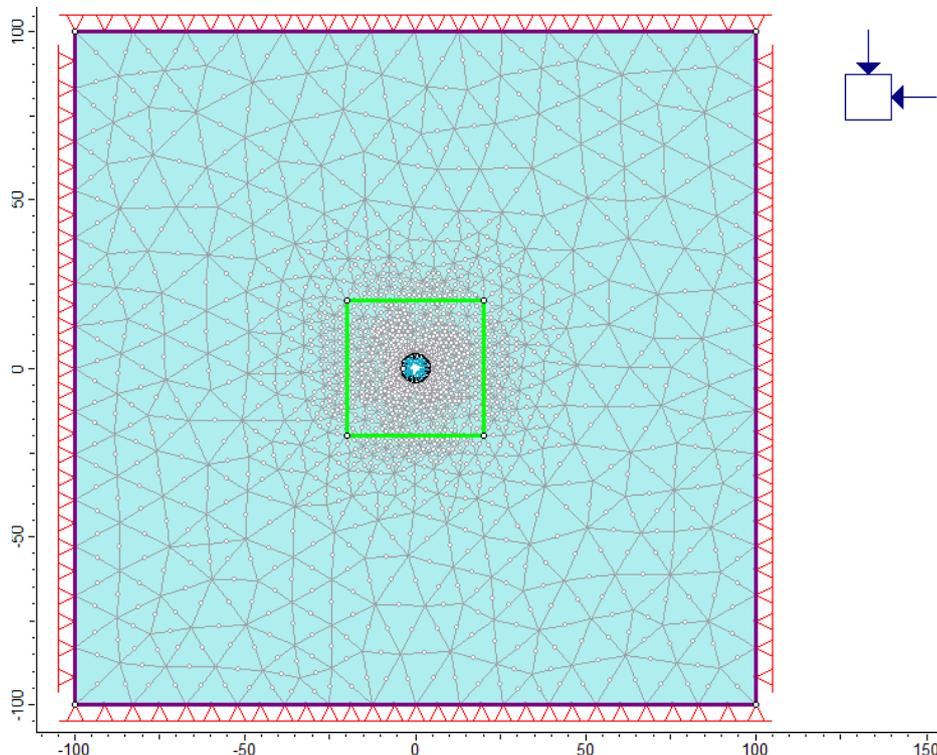


Figura 7.1 – Pozzo opera di presa: Geometria del modello numerico per le analisi piane relativa all'ultimo step della simulazione

Poiché gli sforzi interni dovuti al carico idraulico vengono completamente assorbiti dalle virole metalliche il rivestimento dell'opera viene dimensionato esclusivamente in funzione dei carichi esterni. Nei paragrafi successivi si riportano, per ciascuna sezione di analisi, una breve sintesi dei principali risultati ottenuti dalle simulazioni numeriche effettuate e delle verifiche strutturali condotte sulle strutture di rivestimento.

7.1 Profondità di analisi: -40 m

Questo modello è rappresentativo delle condizioni di scavo attese nell'unità geotecnica delle Dolomie (D) appartenenti alla Formazione di Dorgali. Al fine di massimizzare le azioni sollecitanti l'analisi è stata effettuata considerando la profondità massima attesa per tale formazione.

7.1.1 Analisi dei risultati

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati:

- I diagrammi di convergenza confinamento attraverso cui si sono definite le percentuali di rilascio parziale da attribuire alle diverse fasi della simulazione
- il diagramma con l'estensione della fascia plastica ed il campo di spostamento del terreno nell'intorno del cavo relativi all'ultimo step dell'analisi statica
- i diagrammi di sollecitazione attesi sui rivestimenti previsti

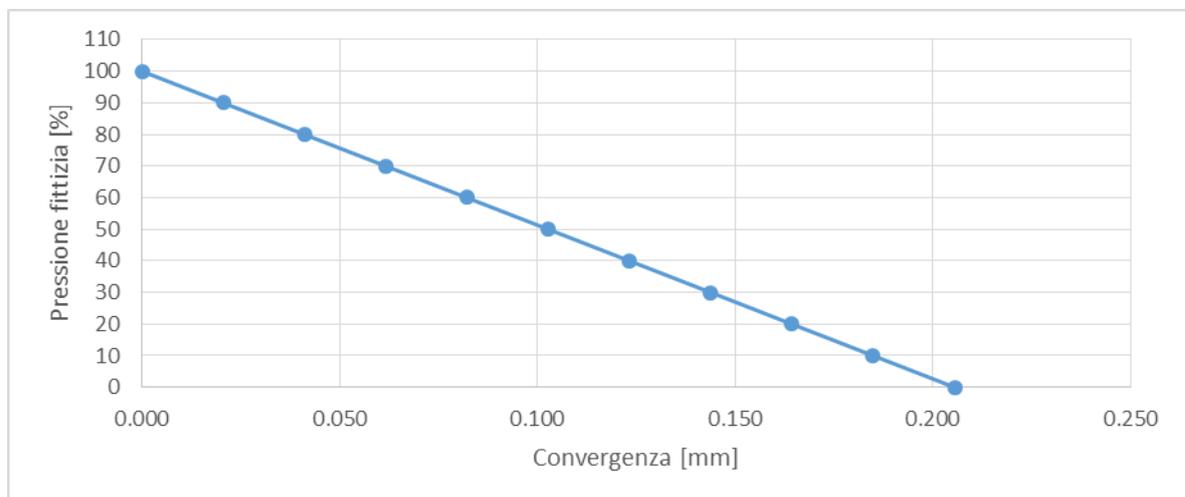


Figura 7.2 – Pozzo opera di presa (Z=-40m): curva caratteristica del cavo non sostenuto

Le analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento mostrano come l'ammasso roccioso mantenga un comportamento sostanzialmente elastico fino al totale rilascio delle forze agenti sul perimetro. Si registrano valori di convergenza inferiori al millimetro e non si verificano plasticizzazioni dell'ammasso roccioso. Tali aspetti indicano dunque come il perimetro di scavo rimanga sostanzialmente stabile anche in assenza di interventi di sostegno. In via cautelativa si prevede comunque la posa, sul perimetro di

scavo, di uno strato di calcestruzzo proiettato armato con rete elettrosaldata ed eventualmente di chiodature localizzate volte ad ancorare eventuali blocchi instabili che potrebbero formarsi sul contorno di scavo.

Sulla base delle analisi precedenti si sono ipotizzate le seguenti fasi di simulazione ed i relativi valori del rilascio tensionale parziale:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione con rilascio tensionale parziale pari al 80% delle forze agenti
- STEP4 - Posa del rivestimento con rilascio tensionale completo delle forze agenti

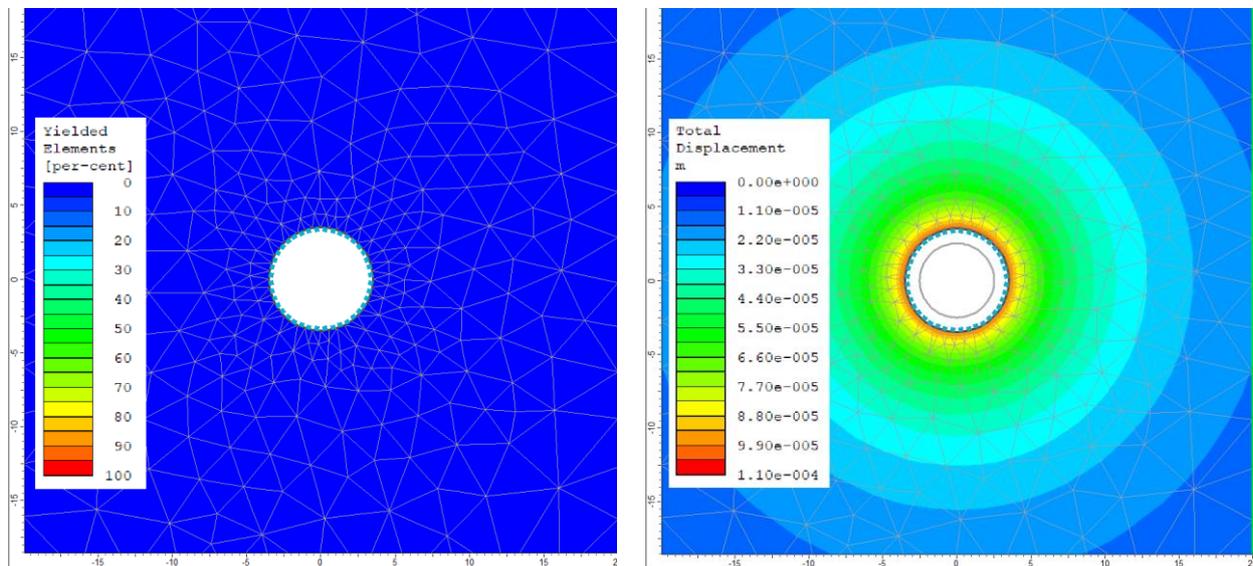


Figura 7.3 – Pozzo opera di presa (Z=-40m): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 4

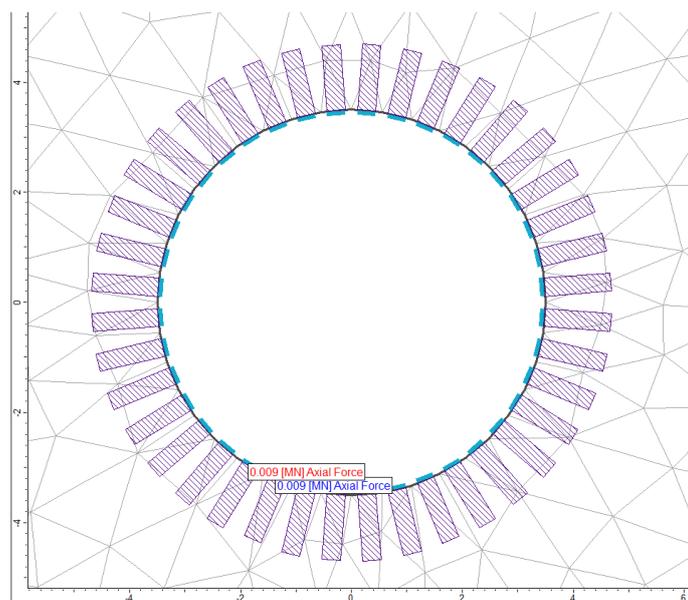


Figura 7.4 – Pozzo opera di presa (Z=-40m): sforzo normale agente sul rivestimento $N_{\max}=9$ kN/m

L'esame delle simulazioni numeriche evidenzia che:

- l'ammasso roccioso mantiene un comportamento sostanzialmente elastico in tutte le fasi di analisi
- gli spostamenti massimi calcolati allo step 4 valgono circa 0.1 mm in corrispondenza del contorno di scavo e pertanto risultano assolutamente trascurabili
- le sollecitazioni agenti sul rivestimento mostrano valori estremamente contenuti ed inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel paragrafo successivo.

7.1.2 Verifiche strutturali

Come si è visto al Capitolo 5 della presente relazione per il tratto sommitale del pozzo, ubicato nella formazione di Dorgali, si prevede di impiegare la sezione tipo P_Pre1, la quale presenta un rivestimento estremamente leggero costituito da:

- calcestruzzo proiettato di classe C30/37 con spessore 5 cm fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata ϕ 10 mm maglia 20 cm x 20 cm
- eventuali chiodature localizzate

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

Azioni sollecitanti:

$$N_k = 0.009 \text{ MN}$$

$$N_d = 0.012 \text{ MN.}$$

Considerando lo spessore del rivestimento pari ad 0.05 m ed il calcestruzzo di classe C30/37 si ha:

$$\sigma_{c,d} = 0.24 \text{ MPa}$$

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

Come si può osservare la massima tensione di compressione risulta pari a 0.24 MPa, la quale è inferiore al valore della resistenza di calcolo a compressione f_{cd} che per un calcestruzzo di classe C30/37 vale 17.00 MPa. La verifica risulta pertanto superata.

7.2 Profondità di analisi: -50 m

Questo modello è rappresentativo delle condizioni di scavo attese nell'unità geotecnica delle Siltiti (S) appartenenti alla Formazione di Genna Selole. Al fine di massimizzare

le azioni sollecitanti l'analisi è stata effettuata considerando la profondità massima attesa per tale formazione.

7.2.1 Analisi dei risultati

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati:

- I diagrammi di convergenza confinamento attraverso cui si sono definite le percentuali di rilascio parziale da attribuire alle diverse fasi della simulazione
- il diagramma con l'estensione della fascia plastica ed il campo di spostamento del terreno nell'intorno del cavo relativi all'ultimo step dell'analisi statica
- i diagrammi di sollecitazione attesi sui rivestimenti previsti

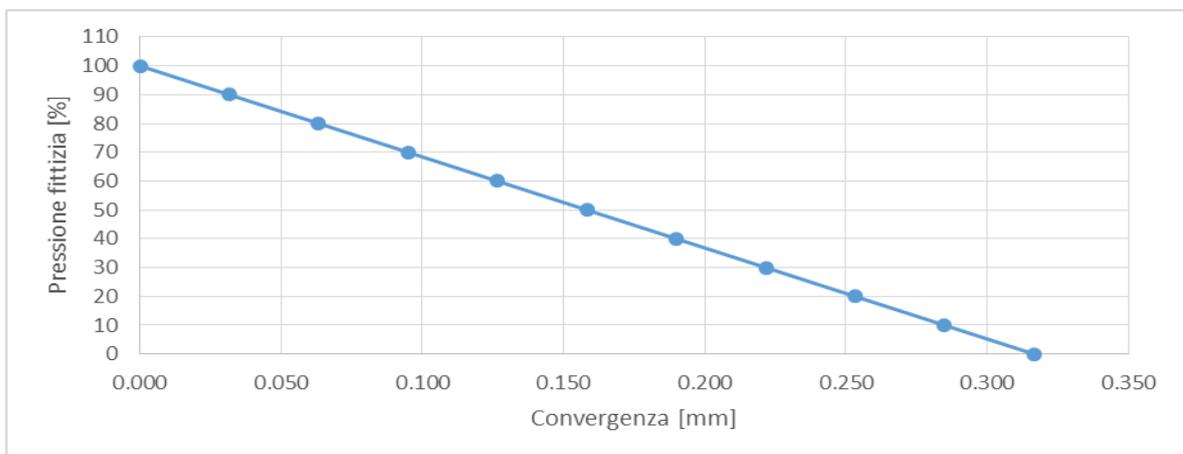


Figura 7.5 – Pozzo opera di presa (Z=-50m): curva caratteristica del cavo non sostenuto

Le analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento mostrano, anche in questo caso, come l'ammasso roccioso mantenga un comportamento sostanzialmente elastico fino al totale rilascio delle forze agenti sul perimetro. Si registrano valori di convergenza inferiori al millimetro e non si verificano plasticizzazioni dell'ammasso roccioso. Tali aspetti indicano dunque come il perimetro di scavo rimanga sostanzialmente stabile anche in assenza di interventi di sostegno. In via cautelativa si prevede, come per il caso precedente, la posa sul perimetro di scavo di uno strato di calcestruzzo proiettato armato con rete elettrosaldata ed eventualmente di chiodature localizzate volte ad ancorare eventuali blocchi instabili che potrebbero formarsi sul contorno di scavo.

Sulla base delle analisi precedenti si sono ipotizzate le seguenti fasi di simulazione ed i relativi valori del rilascio tensionale parziale:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione con rilascio tensionale parziale pari al 80% delle forze agenti
- STEP4 - Posa del rivestimento con rilascio tensionale completo delle forze agenti

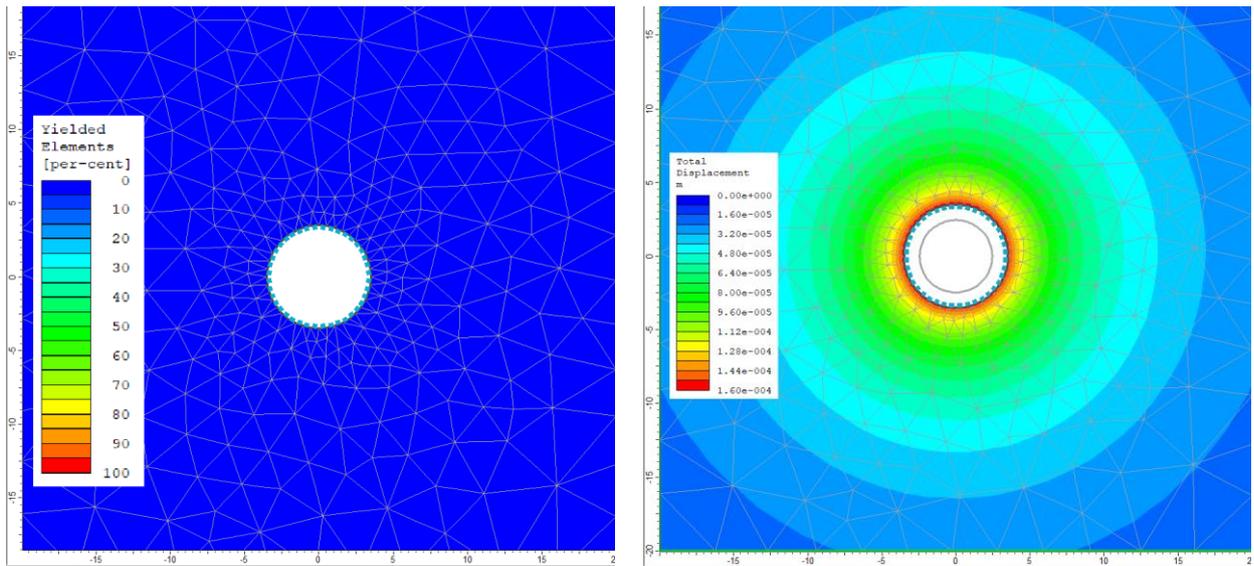


Figura 7.6 – Pozzo opera di presa (Z=-50m): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 4

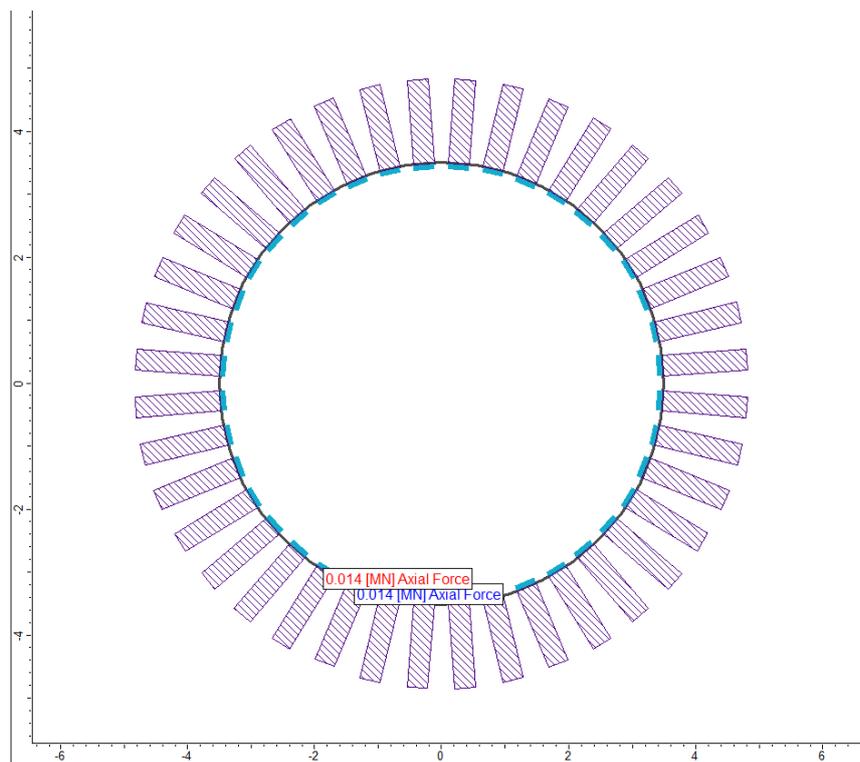


Figura 7.7 – Pozzo opera di presa (Z=-50m): sforzo normale agente sul rivestimento $N_{max}=14$ kN/m

L'esame delle simulazioni numeriche evidenzia che:

- l'ammasso roccioso mantiene un comportamento sostanzialmente elastico in tutte le fasi di analisi
- gli spostamenti massimi calcolati allo step 4 valgono circa 0.2 mm in corrispondenza del contorno di scavo e pertanto risultano assolutamente trascurabili

- le sollecitazioni agenti sul rivestimento mostrano valori estremamente contenuti ed inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel paragrafo successivo.

7.2.2 Verifiche strutturali

Come si è visto al Capitolo 5 della presente relazione per il tratto del pozzo ubicato nella formazione di Genna Selole, si prevede di impiegare la sezione tipo P_Pre1, la quale presenta un rivestimento estremamente leggero costituito da:

- calcestruzzo proiettato di classe C30/37 con spessore 5 cm fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata ϕ 10 mm maglia 20 cm x 20 cm
- eventuali chiodature localizzate

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

Azioni sollecitanti:

$$N_k = 0.014 \text{ MN}$$

$$N_d = 0.018 \text{ MN.}$$

Considerando lo spessore del rivestimento pari ad 0.05 m ed il calcestruzzo di classe C30/37 si ha:

$$\sigma_{c,d} = 0.36 \text{ MPa}$$

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

Come si può osservare la massima tensione di compressione risulta pari a 0.36 MPa, la quale è inferiore al valore della resistenza di calcolo a compressione f_{cd} che per un calcestruzzo di classe C30/37 vale 17.00 MPa. La verifica risulta pertanto superata.

7.3 Profondità di analisi: -200 m

Questo modello è rappresentativo delle condizioni di scavo attese nell'unità geotecnica dei Metaconglomerati (M) appartenenti alla Formazione di Monte Santa Vittoria. Al fine di massimizzare le azioni sollecitanti l'analisi è stata effettuata considerando la profondità massima attesa per tale formazione.

7.3.1 Analisi dei risultati

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati:

- I diagrammi di convergenza confinamento attraverso cui si sono definite le percentuali di rilascio parziale da attribuire alle diverse fasi della simulazione
- il diagramma con l'estensione della fascia plastica ed il campo di spostamento del terreno nell'intorno del cavo relativi all'ultimo step dell'analisi statica
- i diagrammi di sollecitazione attesi sui rivestimenti previsti

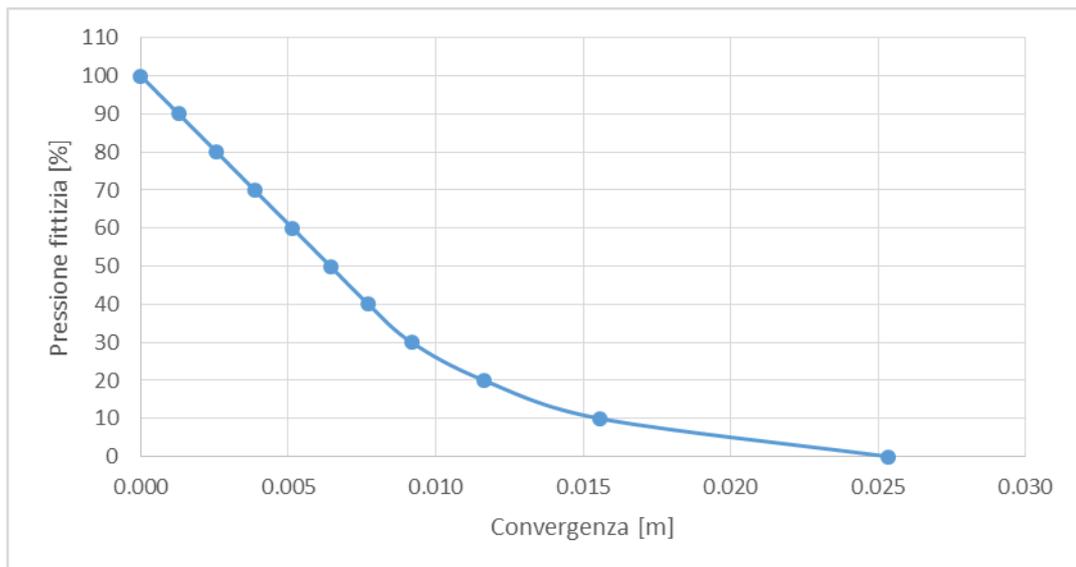


Figura 7.8 – Pozzo opera di presa (Z=-200m): curva caratteristica del cavo non sostenuto

Le analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento mostrano come l'ammasso roccioso mantenga un comportamento sostanzialmente elastico fino ad un rilascio parziale nell'ordine del 70%. Superata tale soglia iniziano a formarsi le prime zone di plasticizzazione nell'intorno del cavo che, nel caso di scavo non sostenuto, raggiungono un'estensione di circa 3 m al rilascio totale delle forze agenti.

Sulla base delle analisi precedenti si sono ipotizzate le seguenti fasi di simulazione ed i relativi valori del rilascio tensionale parziale:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione con rilascio tensionale parziale pari al 80% delle forze agenti
- STEP4 - Posa in opera delle chiodature sistematiche sul contorno di scavo con rilascio tensionale parziale fino al 90% delle forze agenti
- STEP5 – Posa in opera del calcestruzzo proiettato con rilascio tensionale completo delle forze agenti

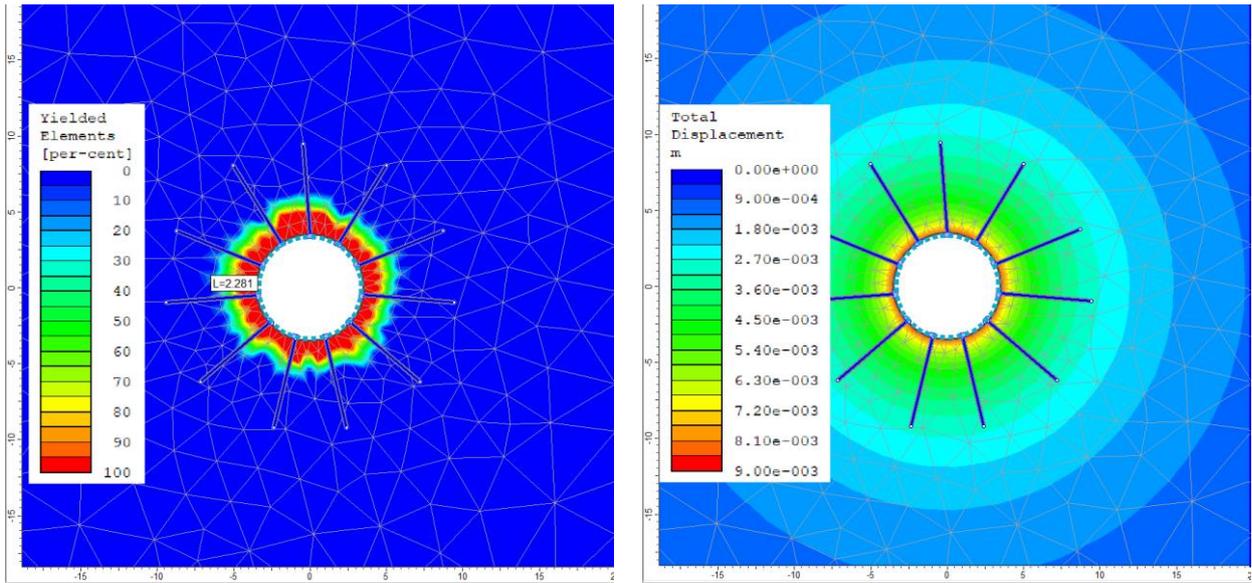


Figura 7.9 – Pozzo opera di presa (Z=-200m): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 5

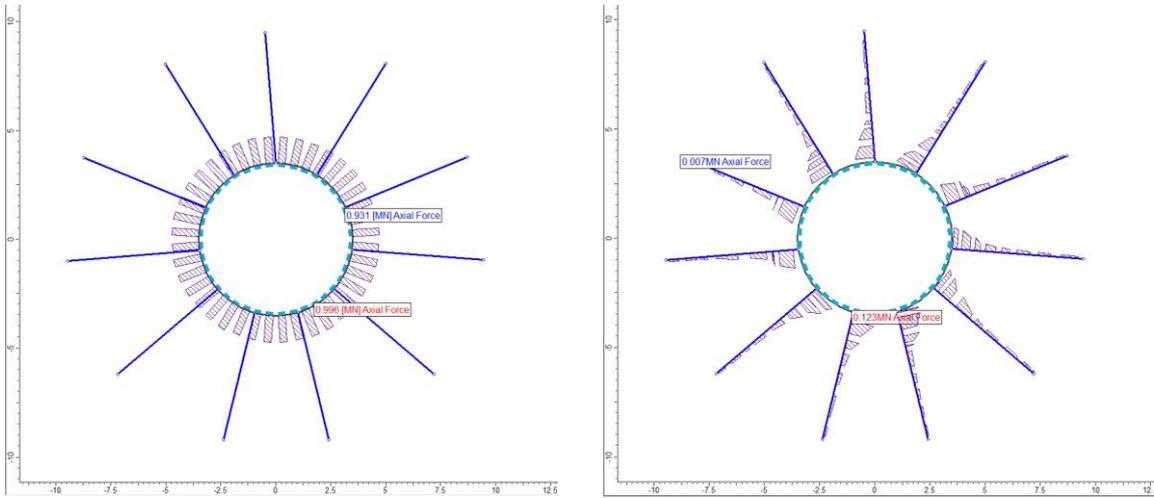


Figura 7.10 – Pozzo opera di presa (Z=-200m): sforzo normale agente sul rivestimento $N_{max}=1$ MN/m e sulle bullonature $N_{max}=123$ kN

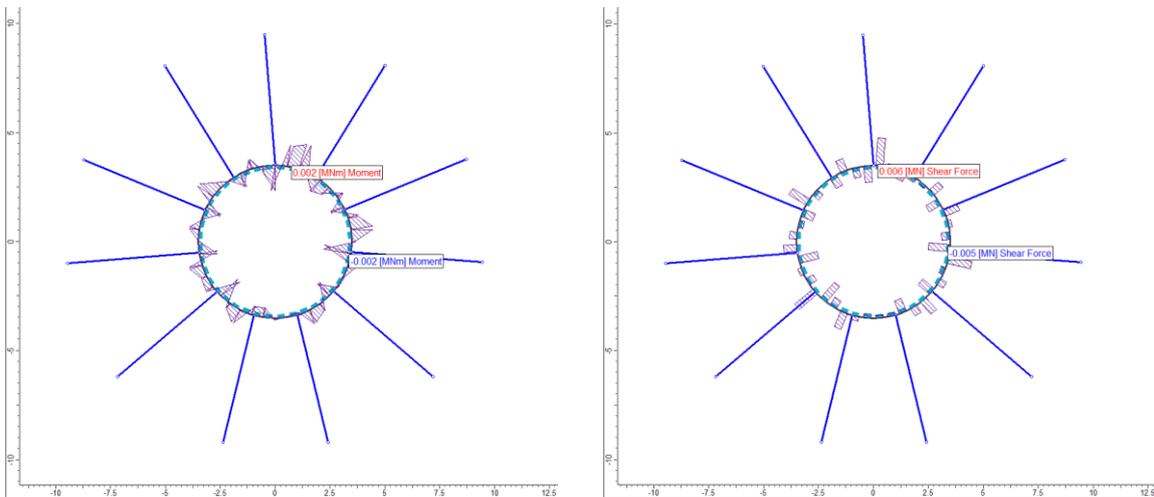


Figura 7.11 – Pozzo opera di presa (Z=-200m): momento flettente e taglio agenti sul rivestimento $M_{max}=2$ kNm/m; $V_{max}=6$ kN/m

L'esame delle simulazioni numeriche evidenzia che:

- Le plasticizzazioni dell'ammasso roccioso appaiono contenute ed il raggio plastico raggiunge allo step 5 il valore massimo di circa 2.20 m
- gli spostamenti massimi calcolati allo step 5 valgono circa 9 mm in corrispondenza del contorno di scavo e pertanto risultano accettabili
- le sollecitazioni di compressione agenti sul rivestimento mostrano valori moderatamente elevati, mentre le sollecitazioni di trazione agenti sulle bullonature risultano estremamente contenute. In entrambi i casi le sollecitazioni risultano inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel paragrafo successivo.

7.3.2 Verifiche strutturali

Come si è visto al Capitolo 5 della presente relazione per il tratto del pozzo ubicato nella formazione di Monte Santa Vittoria, si prevede di impiegare la sezione tipo P_Pre2, la quale presenta, nella sezione considerata, un rivestimento costituito da:

- calcestruzzo proiettato di classe C30/37 con spessore 15 cm armato con rete elettrosaldata ϕ 10 mm maglia 20 cm x 20 cm
- chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da barre di tipo Gewi-PLUS S670/800, $\phi=25\text{mm}$, $L=6\text{ m}$, collocate con maglia 2 m x 2 m.

Data la geometria circolare e le condizioni di carico simmetriche sul perimetro di scavo il momento flettente ed il taglio agenti mostrano valori trascurabili nonostante la presenza delle chiodature, pertanto il rivestimento può essere considerato soggetto esclusivamente allo sforzo normale di compressione. Si riporta di seguito la verifica di compressione del rivestimento.

Azioni sollecitanti sul rivestimento:

$$N_k = 1.006 \text{ MN} \quad N_d = 1.308 \text{ MN.}$$

Considerando lo spessore del rivestimento pari ad 0.15 m ed il calcestruzzo di classe C30/37 si ha:

$$\sigma_{c,d} = 8.72 \text{ MPa} \quad f_{c,d} = 17.00 \text{ MPa.}$$

Come si può osservare la massima tensione di compressione risulta pari a 8.72 MPa, la quale è inferiore al valore della resistenza di calcolo a compressione f_{cd} che per un calcestruzzo di classe C30/37 vale 17.00 MPa. La verifica risulta pertanto superata.

Le bullonature risultano soggette alle seguenti sollecitazioni massime:

$$N_k = 123 \text{ kN} \quad N_d = 160 \text{ kN.}$$

La resistenza allo sfilamento di progetto della barra può essere calcolata mediante la formula di Bustamante e Doix, adottando le geometrie di progetto ed i parametri di resistenza indicati al Paragrafo 2.2.1 della presente relazione corrisponde a 690 kN, mentre il carico di snervamento di progetto delle barre impiegate corrisponde a 310 kN e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

7.4 Profondità di analisi: -250 m

Come si è visto in precedenza, superati i 200 m di profondità il pozzo dell'opera di presa di monte si intesta nel substrato delle Arenarie di San Vito. In considerazione dell'elevata estensione dell'opera in tale strato le analisi sono state ripetute in per due differenti profondità. Nel primo caso si sono simulate le condizioni di carico attese nella parte superiore dello strato, mentre nel secondo caso si sono simulate le condizioni di carico attese alla massima profondità raggiunta dall'opera (i risultati relativi a quest'ultima condizione vengono esposti nel paragrafo seguente).

Questo modello dunque è rappresentativo delle condizioni di scavo attese nell'unità geotecnica delle Arenarie (A) appartenenti alla Formazione di San Vito. L'analisi è stata effettuata simulando le condizioni di carico relative ad una profondità di 250 m, prossima al tetto della formazione.

In considerazione dell'assenza di informazioni dirette circa le condizioni dell'ammasso a tale profondità (i sondaggi geognostici hanno raggiunto la profondità massima di circa 60 m) le analisi sono state ripetute considerando le proprietà medie, le proprietà minime e le proprietà di faglia attribuite alla formazione. Tale impostazione consente di fornire un quadro completo delle possibili condizioni di scavo attese e dei relativi interventi di sostegno.

7.4.1 Analisi dei risultati

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati:

- I diagrammi di convergenza confinamento attraverso cui si sono definite le percentuali di rilascio parziale da attribuire alle diverse fasi della simulazione
- il diagramma con l'estensione della fascia plastica ed il campo di spostamento del terreno nell'intorno del cavo relativi all'ultimo step dell'analisi statica
- i diagrammi di sollecitazione attesi sui rivestimenti previsti

Le analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento mostrano come l'ammasso roccioso, nel caso in cui venga simulato con i parametri medi, mantenga un comportamento sostanzialmente elastico fino al totale rilascio delle forze agenti sul peri-

metro. Si registrano valori di convergenza inferiori al centimetro e non si verificano plasticizzazioni dell'ammasso roccioso.

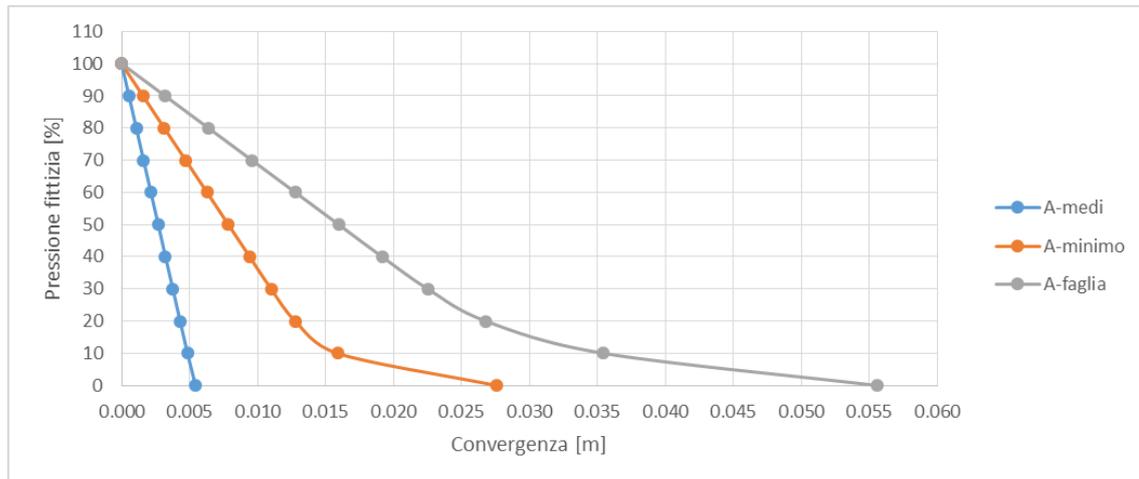


Figura 7.12 – Pozzo opera di presa (Z=-250m): curva caratteristica del cavo non sostenuto per le tre condizioni simulate delle proprietà geotecniche dell'ammasso

Nei casi in cui all'ammasso roccioso vengono attribuite le proprietà minime o quelle di faglia si evidenzia un comportamento sostanzialmente elastico fino ad un rilascio parziale nell'ordine del 80%. Superata tale soglia iniziano a formarsi le prime zone di plasticizzazione nell'intorno del cavo che, nel caso di scavo non sostenuto, raggiungono un'estensione rispettivamente di circa 2.5 m e 3.0 m al rilascio totale delle forze agenti.

Sulla base delle analisi precedenti si sono ipotizzate le seguenti fasi di simulazione ed i relativi valori del rilascio tensionale parziale:

Simulazione con le proprietà medie e minime

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione con rilascio tensionale parziale pari al 80% delle forze agenti
- STEP4 - Posa in opera delle chiodature sistematiche sul contorno di scavo con rilascio tensionale parziale fino al 90% delle forze agenti
- STEP5 – Posa in opera del calcestruzzo proiettato con rilascio tensionale completo delle forze agenti

Simulazione con le proprietà di faglia

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione con rilascio tensionale parziale pari al 80% delle forze agenti

- STEP4 - Posa in opera delle centine e del calcestruzzo proiettato sul contorno di scavo con rilascio tensionale completo delle forze agenti

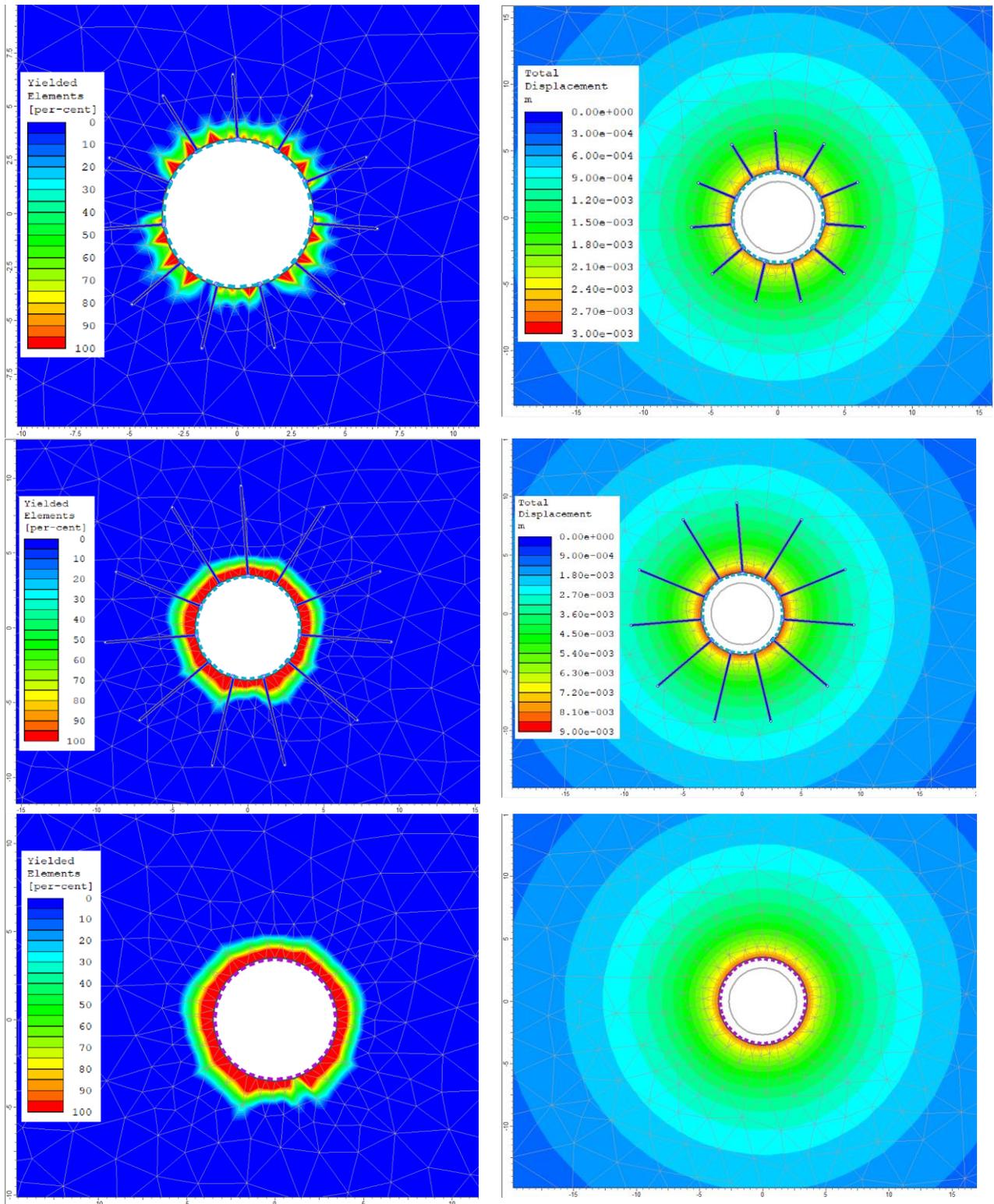


Figura 7.13 – Pozzo opera di presa (Z=-250m): raggio plastico, spostamenti e deformata all'ultimo step di analisi considerando le proprietà medie, minime e di faglia dell'ammasso

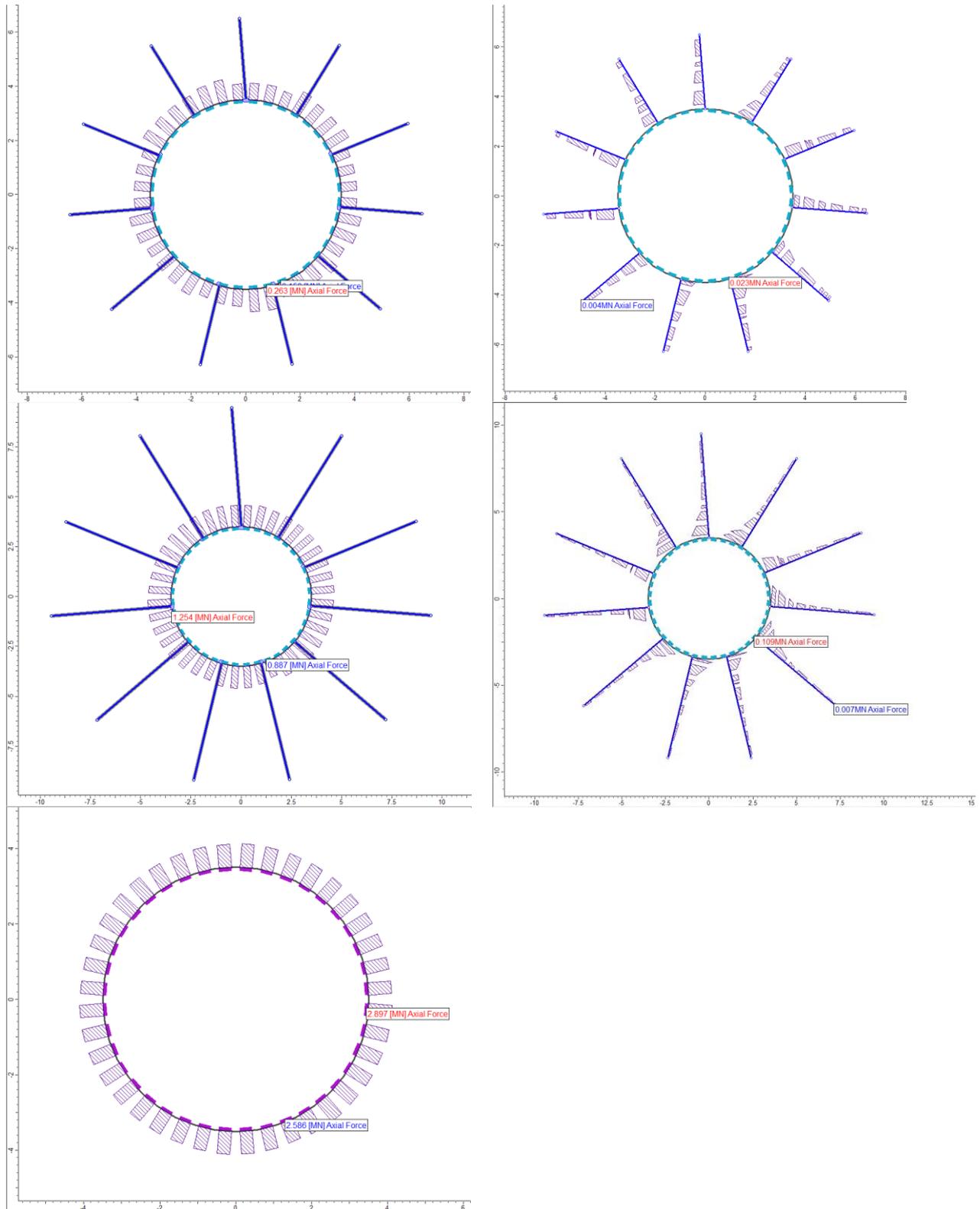


Figura 7.14 – Pozzo opera di presa (Z=-250m): sforzo normale agente sul rivestimento e sulle bullonature considerando le proprietà medie, minime e di faglia dell'ammasso

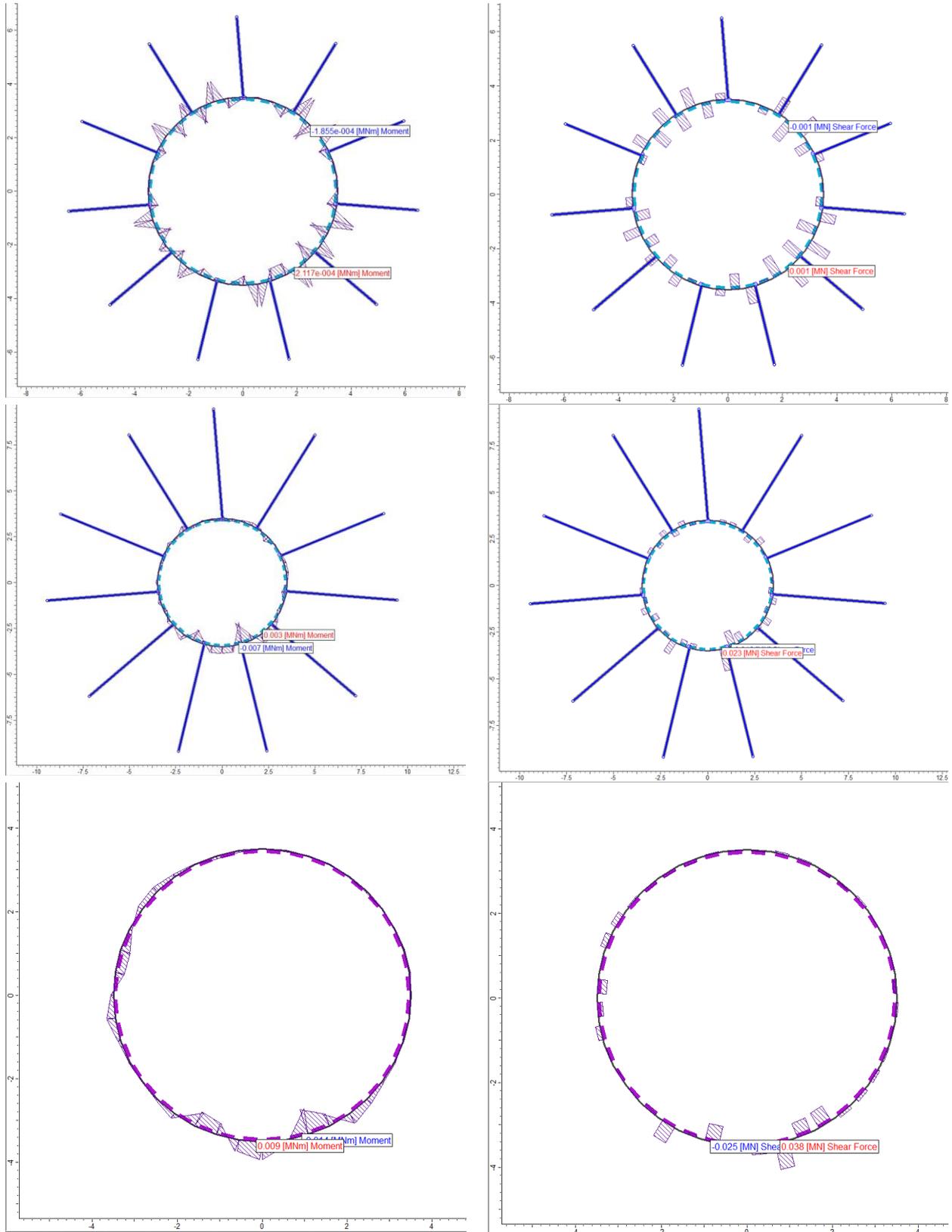


Figura 7.15 – Pozzo opera di presa (Z=-250m): momento flettente e taglio agenti sul rivestimento considerando le proprietà medie, minime e di faglia dell'ammasso

L'esame delle simulazioni numeriche evidenzia che:

- Le plasticizzazioni dell'ammasso roccioso appaiono contenute ed il raggio plastico raggiunge all'ultimo step di analisi il valore massimo di circa 1.0 m considerando le proprietà medie, 1.90 m considerando le proprietà minime e 1.80 m considerando le proprietà di faglia dell'ammasso
- gli spostamenti massimi calcolati all'ultimo step di analisi in corrispondenza del contorno di scavo valgono circa 3 mm considerando le proprietà medie, 9 mm considerando le proprietà minime e 15 mm considerando le proprietà di faglia dell'ammasso e pertanto risultano accettabili
- le sollecitazioni di compressione agenti sul rivestimento mostrano valori modesti considerando le proprietà medie, moderati considerando le proprietà minime ed elevati considerando le proprietà di faglia dell'ammasso. In tutti i casi le sollecitazioni risultano inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel paragrafo successivo.

7.4.2 Verifiche strutturali

Si riportano di seguito le verifiche strutturali effettuate sugli elementi di rivestimento dimensionati per la profondità di -250 m ed in funzione delle caratteristiche assegnate all'ammasso roccioso.

Arenarie (A) con parametri medi

Per il tratto del pozzo ubicato nella formazione di San Vito con coperture medie e parametri medi dell'ammasso roccioso si prevede di impiegare la sezione tipo P_Pre2, la quale presenta, nella sezione considerata, un rivestimento costituito da:

- calcestruzzo proiettato di classe C30/37 con spessore 10 cm armato con rete elettrosaldato ϕ 10 mm maglia 20 cm x 20 cm
- chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da barre di tipo Gewi-PLUS S670/800, $\phi=25\text{mm}$, $L=3\text{ m}$, collocate con maglia 2 m x 2 m.

Data la geometria circolare e le condizioni di carico simmetriche sul perimetro di scavo il momento flettente ed il taglio agenti mostrano valori trascurabili nonostante la presenza delle chiodature, pertanto il rivestimento può essere considerato soggetto esclusivamente allo sforzo normale di compressione. Si riporta di seguito la verifica di compressione del rivestimento.

Azioni sollecitanti sul rivestimento:

$$N_k = 0.263 \text{ MN}$$

$$N_d = 0.342 \text{ MN.}$$

Considerando lo spessore del rivestimento pari ad 0.10 m ed il calcestruzzo di classe C30/37 si ha:

$$\sigma_{c,d} = 3.42 \text{ MPa}$$

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

Come si può osservare la massima tensione di compressione risulta pari a 3.42 MPa, la quale è inferiore al valore della resistenza di calcolo a compressione f_{cd} che per un calcestruzzo di classe C30/37 vale 17.00 MPa. La verifica risulta pertanto superata.

Le bullonature risultano soggette alle seguenti sollecitazioni massime:

$$N_k = 23 \text{ kN}$$

$$N_d = 30 \text{ kN.}$$

La resistenza allo sfilamento di progetto della barra può essere calcolata mediante la formula di Bustamante e Doix, adottando le geometrie di progetto ed i parametri di resistenza indicati al Paragrafo 2.2.1 della presente relazione corrisponde a 345 kN, mentre il carico di snervamento di progetto delle barre impiegate corrisponde a 310 kN e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

Arenarie (A) con parametri minimi

Per il tratto del pozzo ubicato nella formazione di San Vito con coperture medie e parametri minimi dell'ammasso roccioso si prevede di impiegare la sezione tipo P_Pre2, la quale presenta, nella sezione considerata, un rivestimento costituito da:

- calcestruzzo proiettato di classe C30/37 con spessore 15 cm armato con rete elettrosaldata ϕ 10 mm maglia 20 cm x 20 cm
- chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da barre di tipo Gewi-PLUS S670/800, $\phi=25\text{mm}$, $L=6 \text{ m}$, collocate con maglia 2 m x 2 m.

Data la geometria circolare e le condizioni di carico simmetriche sul perimetro di scavo il momento flettente ed il taglio agenti mostrano valori trascurabili nonostante la presenza delle chiodature, pertanto il rivestimento può essere considerato soggetto esclusivamente allo sforzo normale di compressione. Si riporta di seguito la verifica di compressione del rivestimento.

Azioni sollecitanti sul rivestimento:

$$N_k = 1.254 \text{ MN}$$

$$N_d = 1.630 \text{ MN.}$$

Considerando lo spessore del rivestimento pari ad 0.15 m ed il calcestruzzo di classe C30/37 si ha:

$$\sigma_{c,d} = 10.87 \text{ MPa}$$

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

Come si può osservare la massima tensione di compressione risulta pari a 10.87 MPa, la quale è inferiore al valore della resistenza di calcolo a compressione f_{cd} che per un calcestruzzo di classe C30/37 vale 17.00 MPa. La verifica risulta pertanto superata.

Le bullonature risultano soggette alle seguenti sollecitazioni massime:

$$N_k = 109 \text{ kN} \quad N_d = 142 \text{ kN.}$$

La resistenza allo sfilamento di progetto della barra può essere calcolata mediante la formula di Bustamante e Doix, adottando le geometrie di progetto ed i parametri di resistenza indicati al Paragrafo 2.2.1 della presente relazione corrisponde a 690 kN, mentre il carico di snervamento di progetto delle barre impiegate corrisponde a 310 kN e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

Arenarie (A) con parametri di faglia

Per il tratto del pozzo ubicato nella formazione di San Vito con coperture medie e parametri di faglia dell'ammasso roccioso si prevede di impiegare la sezione tipo P_Pre3, la quale presenta, nella sezione considerata, un rivestimento costituito da:

- calcestruzzo proiettato di classe C30/37 con spessore 20 cm fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata
- centine accoppiate del tipo HEB 160 in acciaio S275 con interasse longitudinale pari ad 1.00 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.

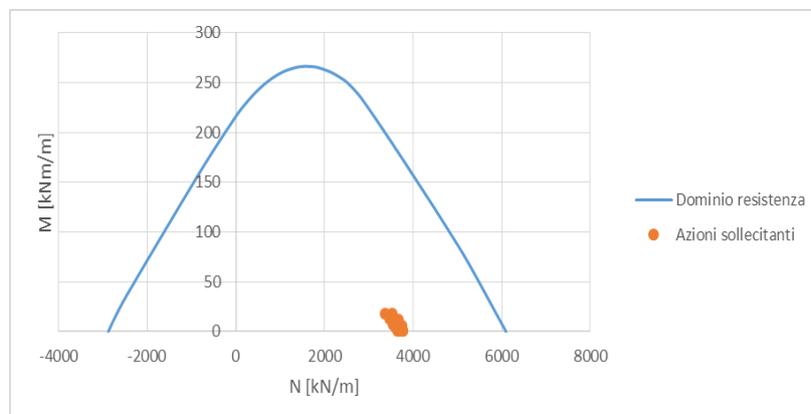


Figura 7.16 – Pozzo opera di presa (Z=-250m): Sezione tipo P_Pre3 (20cm) - Verifiche di pressoflessione

7.5 Profondità di analisi: -490 m

Nel presente paragrafo si riportano i risultati delle simulazioni numeriche e delle verifiche strutturali condotte considerando le proprietà geotecniche attribuite alle Arenarie di San Vito e le condizioni di carico attese alla massima profondità raggiunta dall'opera.

Come per il caso precedente, in considerazione dell'assenza di informazioni dirette circa le condizioni dell'ammasso a tale profondità, le analisi sono state ripetute considerando le proprietà medie, le proprietà minime e le proprietà di faglia attribuite alla formazione. Tale impostazione consente di fornire un quadro completo delle possibili condizioni di scavo attese e dei relativi interventi di sostegno.

7.5.1 Analisi dei risultati

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati:

- I diagrammi di convergenza confinamento attraverso cui si sono definite le percentuali di rilascio parziale da attribuire alle diverse fasi della simulazione
- il diagramma con l'estensione della fascia plastica ed il campo di spostamento del terreno nell'intorno del cavo relativi all'ultimo step dell'analisi statica
- i diagrammi di sollecitazione attesi sui rivestimenti previsti

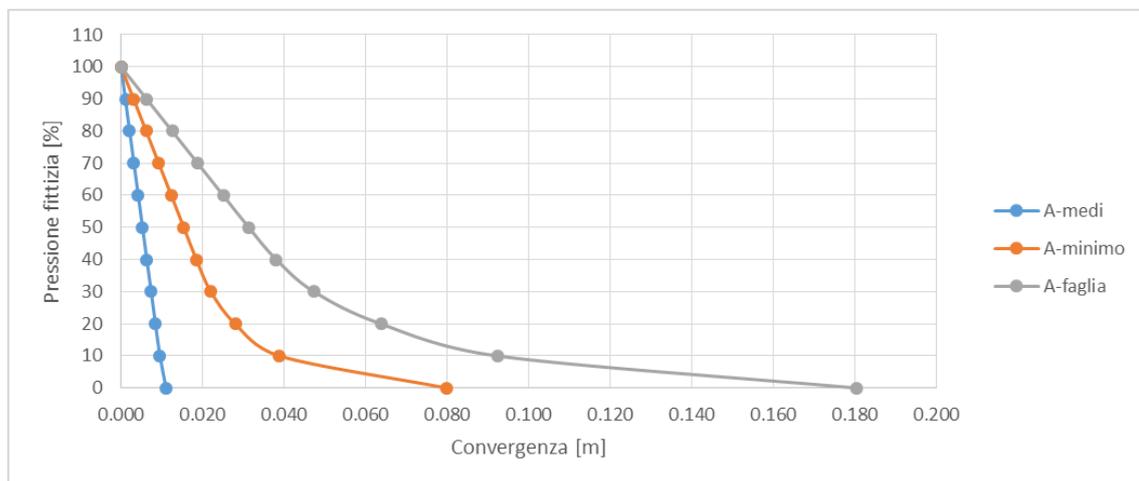


Figura 7.17 – Pozzo opera di presa (Z=-490m): curva caratteristica del cavo non sostenuto per le tre condizioni simulate delle proprietà geotecniche dell'ammasso

Le analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento mostrano come l'ammasso roccioso, nel caso in cui venga simulato con i parametri medi, mantenga un comportamento sostanzialmente elastico fino al totale rilascio delle forze agenti sul peri-

metro. Si registrano valori di convergenza pari a circa un centimetro e non si verificano plasticizzazioni dell'ammasso roccioso.

Nei casi in cui all'ammasso roccioso vengono attribuite le proprietà minime o quelle di faglia si evidenzia un comportamento sostanzialmente elastico fino ad un rilascio parziale nell'ordine rispettivamente de 70% e del 60%. Superata tale soglia iniziano a formarsi le prime zone di plasticizzazione nell'intorno del cavo che, nel caso di scavo non sostenuto, raggiungono un'estensione rispettivamente di circa 4.4 m e 6.0 m al rilascio totale delle forze agenti.

Sulla base delle analisi precedenti si sono ipotizzate le seguenti fasi di simulazione ed i relativi valori del rilascio tensionale parziale:

Simulazione con le proprietà medie e minime

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione con rilascio tensionale parziale pari al 80% delle forze agenti
- STEP4 - Posa in opera delle chiodature sistematiche sul contorno di scavo con rilascio tensionale parziale fino al 90% delle forze agenti
- STEP5 – Posa in opera del calcestruzzo proiettato con rilascio tensionale completo delle forze agenti

Simulazione con le proprietà di faglia

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione con rilascio tensionale parziale pari al 80% delle forze agenti
- STEP4 - Posa in opera delle centine e del calcestruzzo proiettato sul contorno di scavo con rilascio tensionale completo delle forze agenti

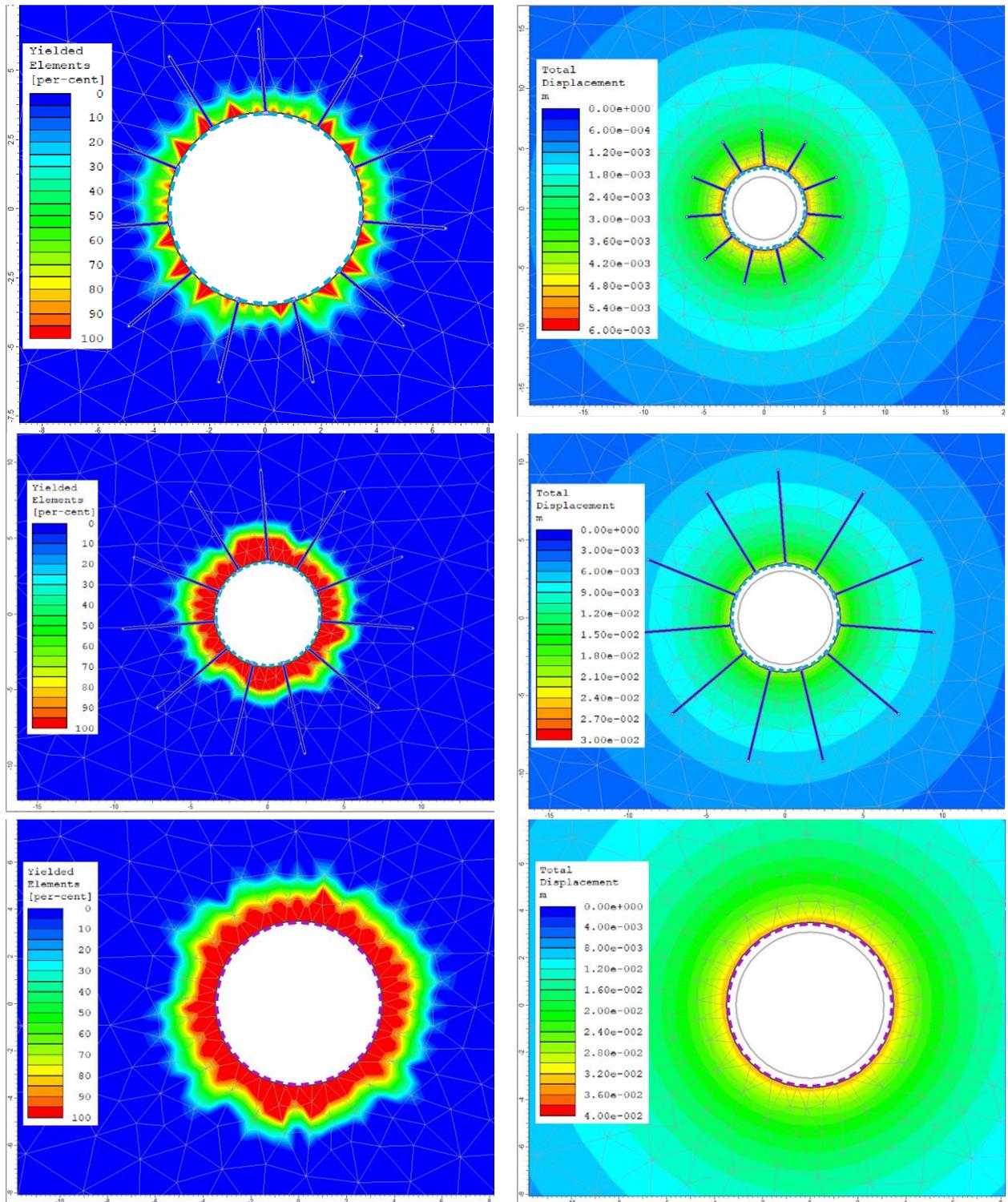


Figura 7.18 – Pozzo opera di presa (Z=-490m): raggio plastico, spostamenti e deformata all'ultimo step di analisi considerando le proprietà medie, minime e di faglia dell'ammasso

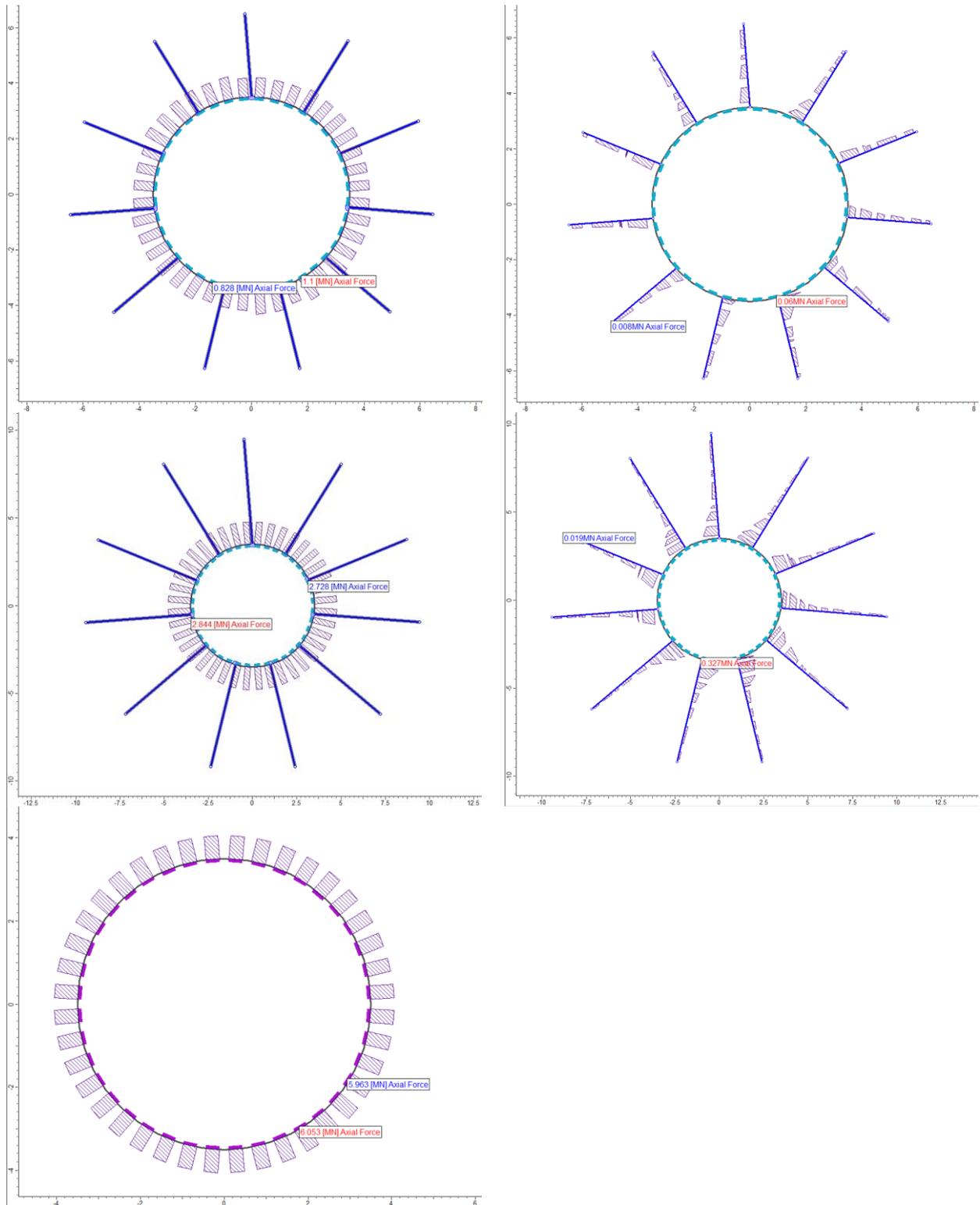


Figura 7.19 – Pozzo opera di presa (Z=-490m): sforzo normale agente sul rivestimento e sulle bullonature considerando le proprietà medie, minime e di faglia dell'ammasso

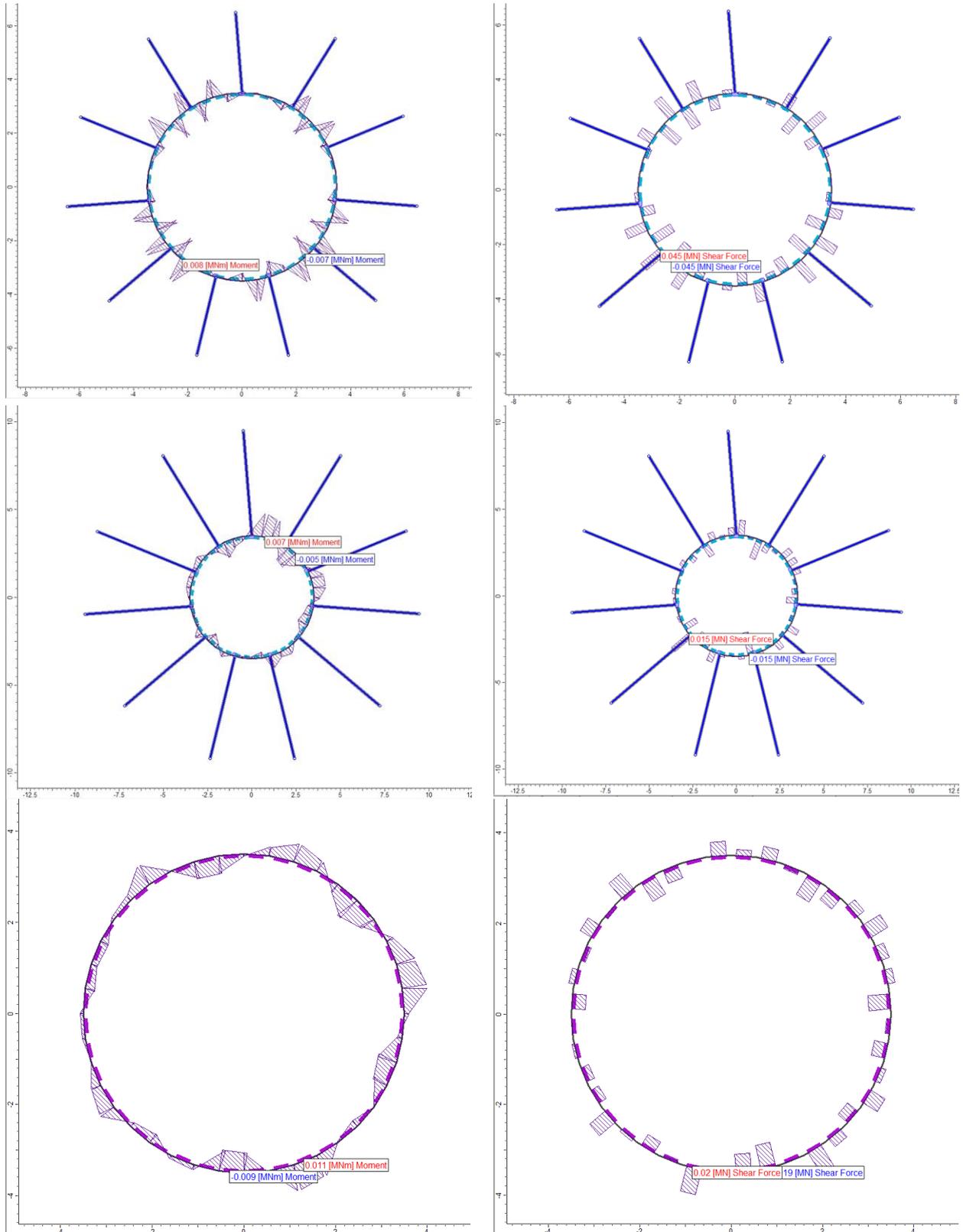


Figura 7.20 – Pozzo opera di presa (Z=-250m): momento flettente e taglio agenti sul rivestimento considerando le proprietà medie, minime e di faglia dell'ammasso

L'esame delle simulazioni numeriche evidenzia che:

- Le plasticizzazioni dell'ammasso roccioso appaiono contenute ed il raggio plastico raggiunge all'ultimo step di analisi il valore massimo di circa 1.0 m considerando le proprietà medie, 2.50 m considerando le proprietà minime e 2.00 m considerando le proprietà di faglia dell'ammasso
- gli spostamenti massimi calcolati all'ultimo step di analisi in corrispondenza del contorno di scavo valgono circa 5 mm considerando le proprietà medie, 20 mm considerando le proprietà minime e 35 mm considerando le proprietà di faglia dell'ammasso e pertanto risultano accettabili
- le sollecitazioni di compressione agenti sul rivestimento mostrano valori modesti considerando le proprietà medie, moderati considerando le proprietà minime ed elevati considerando le proprietà di faglia dell'ammasso. In tutti i casi le sollecitazioni risultano inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel paragrafo successivo.

7.5.2 Verifiche strutturali

Si riportano di seguito le verifiche strutturali effettuate sugli elementi di rivestimento dimensionati per la profondità di -490 m ed in funzione delle caratteristiche assegnate all'ammasso roccioso.

Arenarie (A) con parametri medi

Per il tratto del pozzo ubicato nella formazione di San Vito con copertura massima e parametri medi dell'ammasso roccioso si prevede di impiegare la sezione tipo P_Pre2, la quale presenta, nella sezione considerata, un rivestimento costituito da:

- calcestruzzo proiettato di classe C30/37 con spessore 15 cm armato con rete elettrosaldato ϕ 10 mm maglia 20 cm x 20 cm
- chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da barre di tipo Gewi-PLUS S670/800, $\phi=25\text{mm}$, $L=3\text{ m}$, collocate con maglia 2 m x 2 m.

Data la geometria circolare e le condizioni di carico simmetriche sul perimetro di scavo il momento flettente ed il taglio agenti mostrano valori trascurabili nonostante la presenza delle chiodature, pertanto il rivestimento può essere considerato soggetto esclusivamente allo sforzo normale di compressione. Si riporta di seguito la verifica di compressione del rivestimento.

Azioni sollecitanti sul rivestimento:

$$N_k = 1.100 \text{ MN}$$

$$N_d = 1.430 \text{ MN.}$$

Considerando lo spessore del rivestimento pari ad 0.15 m ed il calcestruzzo di classe C30/37 si ha:

$$\sigma_{c,d} = 9.53 \text{ MPa}$$

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

Come si può osservare la massima tensione di compressione risulta pari a 9.53 MPa, la quale è inferiore al valore della resistenza di calcolo a compressione f_{cd} che per un calcestruzzo di classe C30/37 vale 17.00 MPa. La verifica risulta pertanto superata.

Le bullonature risultano soggette alle seguenti sollecitazioni massime:

$$N_k = 60 \text{ kN} \quad N_d = 78 \text{ kN.}$$

La resistenza allo sfilamento di progetto della barra può essere calcolata mediante la formula di Bustamante e Doix, adottando le geometrie di progetto ed i parametri di resistenza indicati al Paragrafo 2.2.1 della presente relazione corrisponde a 345 kN, mentre il carico di snervamento di progetto delle barre impiegate corrisponde a 310 kN e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

Arenarie (A) con parametri minimi

Per il tratto del pozzo ubicato nella formazione di San Vito con copertura massima e parametri minimi dell'ammasso roccioso si prevede di impiegare la sezione tipo P_Pre2, la quale presenta, nella sezione considerata, un rivestimento costituito da:

- calcestruzzo proiettato di classe C30/37 con spessore 25 cm armato con rete elettrosaldata ϕ 10 mm maglia 20 cm x 20 cm
- chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da barre di tipo Dywidag Y1050H, $\phi=26.5\text{mm}$, $L=6 \text{ m}$, collocate con maglia 2 m x 2 m.

Data la geometria circolare e le condizioni di carico simmetriche sul perimetro di scavo il momento flettente ed il taglio agenti mostrano valori trascurabili nonostante la presenza delle chiodature, pertanto il rivestimento può essere considerato soggetto esclusivamente allo sforzo normale di compressione. Si riporta di seguito la verifica di compressione del rivestimento.

Azioni sollecitanti sul rivestimento:

$$N_k = 2.844 \text{ MN}$$

$$N_d = 3.697 \text{ MN.}$$

Considerando lo spessore del rivestimento pari ad 0.25 m ed il calcestruzzo di classe C30/37 si ha:

$$\sigma_{c,d} = 14.79 \text{ MPa}$$

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

Come si può osservare la massima tensione di compressione risulta pari a 14.79 MPa, la quale è inferiore al valore della resistenza di calcolo a compressione f_{cd} che per un calcestruzzo di classe C30/37 vale 17.00 MPa. La verifica risulta pertanto superata.

Le bullonature risultano soggette alle seguenti sollecitazioni massime:

$$N_k = 327 \text{ kN} \quad N_d = 425 \text{ kN.}$$

La resistenza allo sfilamento di progetto della barra può essere calcolata mediante la formula di Bustamante e Doix, adottando le geometrie di progetto ed i parametri di resistenza indicati al Paragrafo 2.2.1 della presente relazione corrisponde a 690 kN, mentre il carico di snervamento di progetto delle barre impiegate corrisponde a 500 kN e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

Arenarie (A) con parametri di faglia

Per il tratto del pozzo ubicato nella formazione di San Vito con copertura massima e parametri di faglia dell'ammasso roccioso si prevede di impiegare la sezione tipo P_Pre3, la quale presenta, nella sezione considerata, un rivestimento costituito da:

- calcestruzzo proiettato di classe C30/37 con spessore 30 cm fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata
- centine accoppiate del tipo HEB 180 in acciaio S275 con interasse longitudinale pari ad 1.00 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.

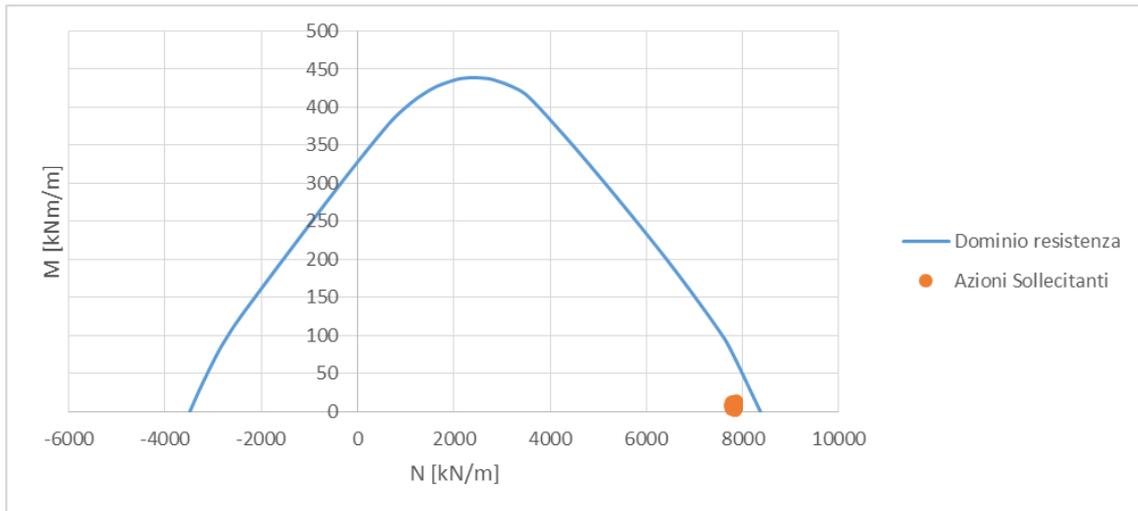


Figura 7.21 – Pozzo opera di presa ($Z=-490\text{m}$): Sezione tipo P_Pre3 (30cm) - Verifiche di pressoflessione

8. POZZO PARATOIE

Come si è visto al Paragrafo 5.2 della presente relazione il Pozzo Paratoie ha uno sviluppo pari a circa 40 m, con una copertura in testa pari a circa 49 m, ed attraversa unicamente l'unità geotecnica delle Arenarie (A) appartenenti all'unità geologica delle Arenarie di San Vito. Le indagini condotte non hanno evidenziato la presenza di zone tettonizzate in corrispondenza della posizione in cui si intende ubicare il Pozzo Paratoie e pertanto, in considerazione dell'assenza di informazioni dirette circa le condizioni dell'ammasso alle profondità interessate dalla realizzazione dell'opera, le analisi sono state condotte considerando sia i parametri medi sia i parametri minimi previsti per l'unità A.

Al fine di effettuare un predimensionamento delle strutture di rivestimento necessarie a garantire la stabilità dell'opera, sia in fase esecutiva sia in fase di esercizio, sono state effettuate una serie di analisi numeriche volte a definire le sollecitazioni di progetto attese sui rivestimenti. Le analisi numeriche sono state sviluppate secondo i criteri illustrati nel Capitolo 6. Il modello ad elementi finiti impiegato (Figura 8.1) è di tipo bidimensionale ed è stato sviluppato, in condizioni di deformazione piana, considerando la massima profondità raggiunta dall'opera, pari a circa 88 m. Le condizioni di vincolo imposte sono costituite da cerniere applicate su tutti i bordi del modello.

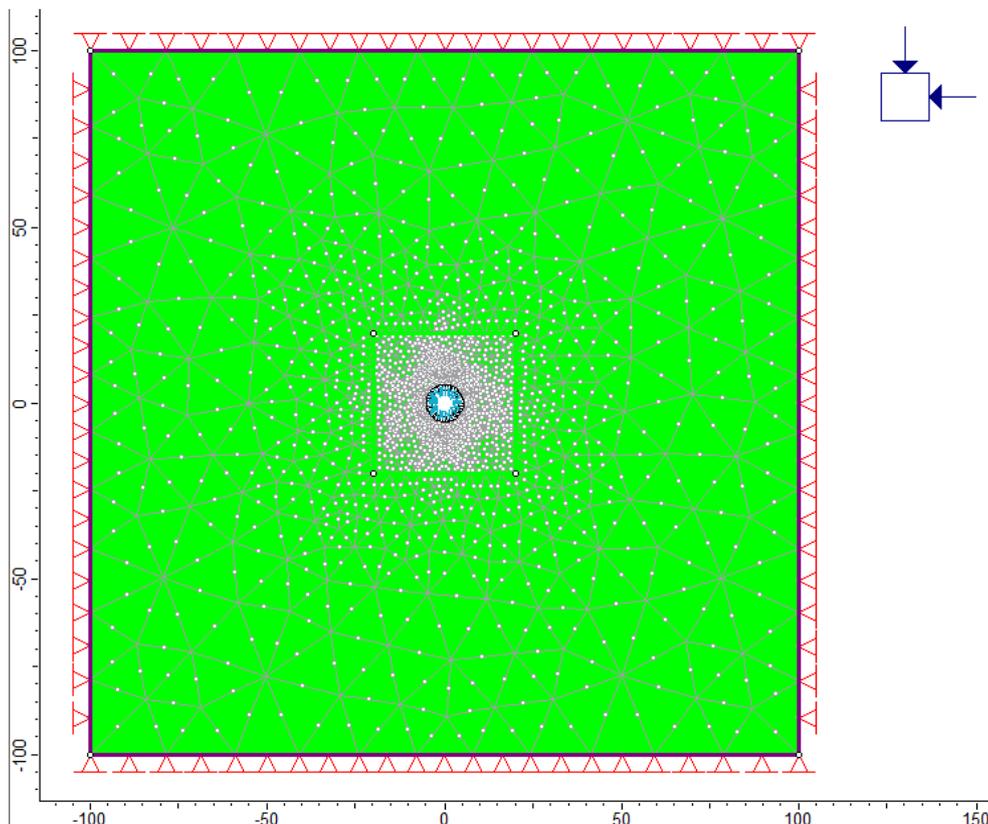


Figura 8.1 – Pozzo Paratoie: Geometria del modello numerico per le analisi piane relativa all'ultimo step della simulazione

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

8.1 Analisi dei risultati

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati:

- I diagrammi di convergenza confinamento attraverso cui si sono definite le percentuali di rilascio parziale da attribuire alle diverse fasi della simulazione
- il diagramma con l'estensione della fascia plastica ed il campo di spostamento del terreno nell'intorno del cavo relativi all'ultimo step dell'analisi statica
- i diagrammi di sollecitazione attesi sui rivestimenti previsti

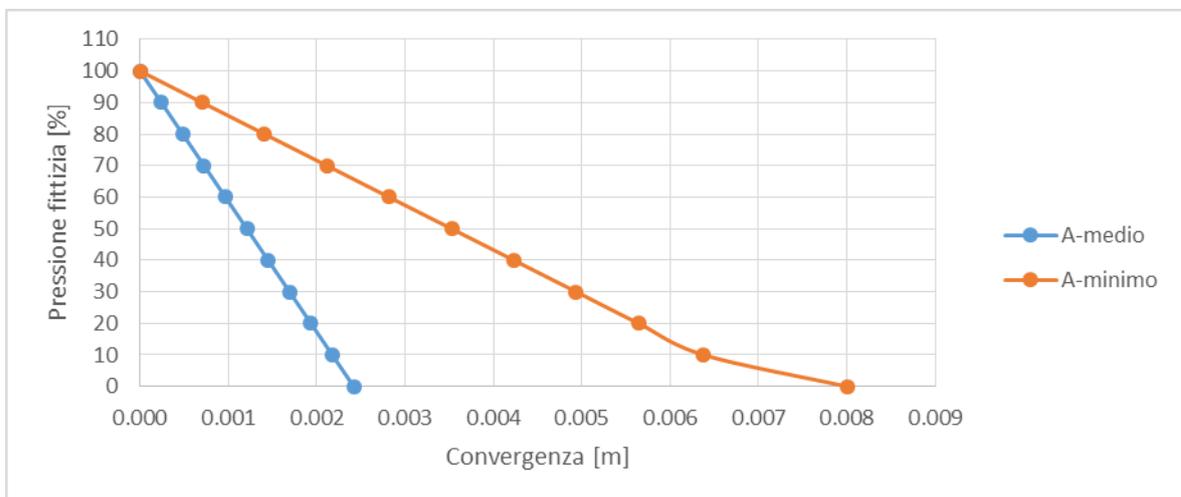


Figura 8.2 – Pozzo Paratoie (Z=-88m): curva caratteristica del cavo non sostenuto per le due condizioni simulate delle proprietà geotecniche dell'ammasso

Le analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento mostrano come l'ammasso roccioso, nel caso in cui venga simulato con i parametri medi, mantenga un comportamento sostanzialmente elastico fino al totale rilascio delle forze agenti sul perimetro. Si registrano valori di convergenza pari a circa 2.5 mm e non si verificano plasticizzazioni dell'ammasso roccioso. Tali aspetti indicano dunque come il perimetro di scavo rimanga sostanzialmente stabile anche in assenza di interventi di sostegno. In via cautelativa si prevede comunque la posa sul perimetro di scavo di uno strato di calcestruzzo proiettato armato con rete elettrosaldato ed eventualmente di chiodature localizzate volte ad ancorare eventuali blocchi instabili che potrebbero formarsi sul contorno di scavo.

Nel caso in cui all'ammasso roccioso vengano attribuite le proprietà minime si evidenzia un comportamento sostanzialmente elastico fino ad un rilascio parziale nell'ordine del 90%. Superata tale soglia iniziano a formarsi le prime zone di plasticizzazione

nell'intorno del cavo che, nel caso di scavo non sostenuto, raggiungono un'estensione di circa 1.5 m al rilascio totale delle forze agenti.

Sulla base delle analisi precedenti si sono ipotizzate le seguenti fasi di simulazione ed i relativi valori del rilascio tensionale parziale:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione con rilascio tensionale parziale pari al 80% delle forze agenti
- STEP4 - Posa del rivestimento con rilascio tensionale completo delle forze agenti

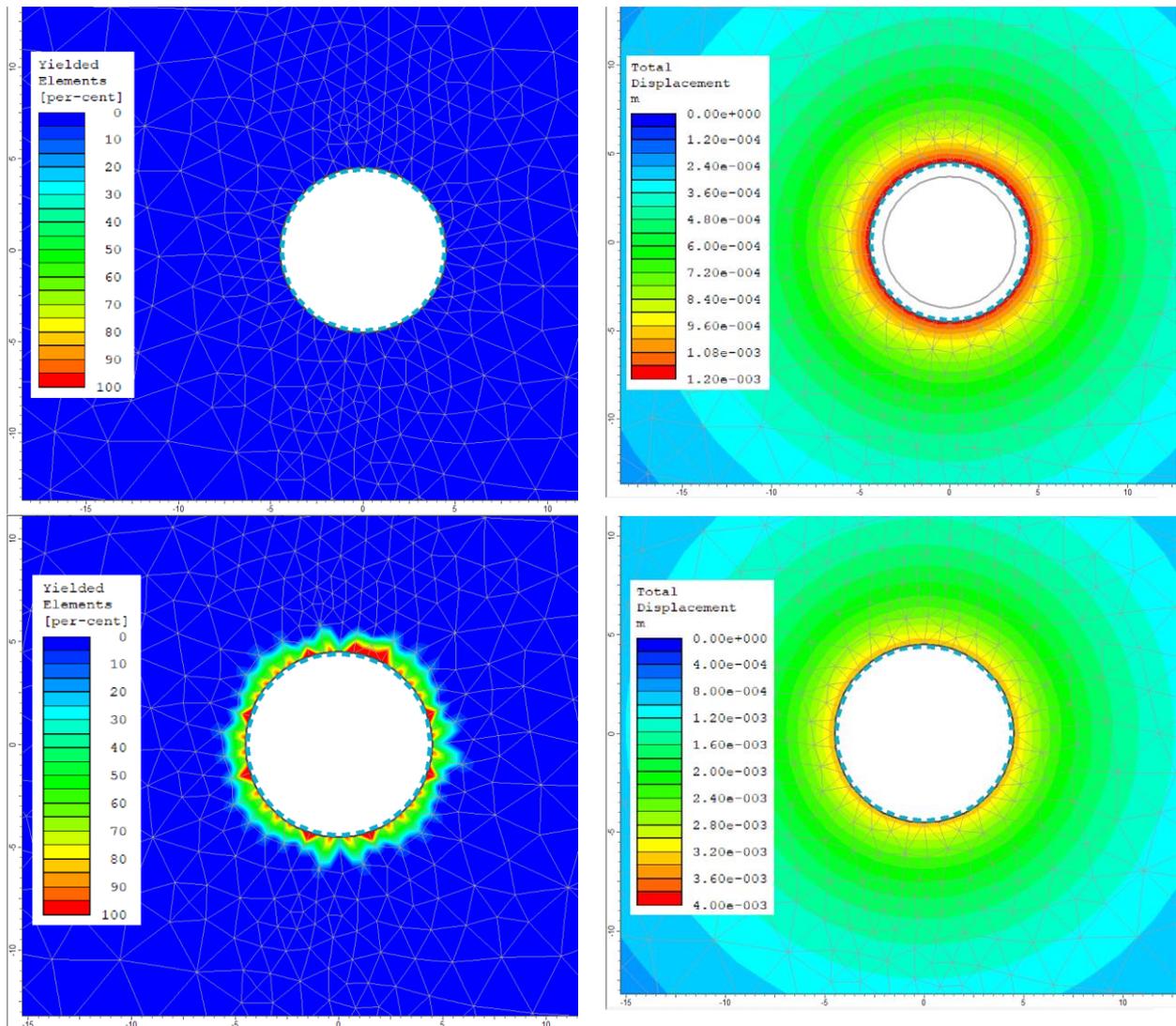


Figura 8.3 – Pozzo Paratoie (Z=-88m): raggio plastico, spostamenti e deformata all'ultimo step di analisi considerando le proprietà medie e minime dell'ammasso

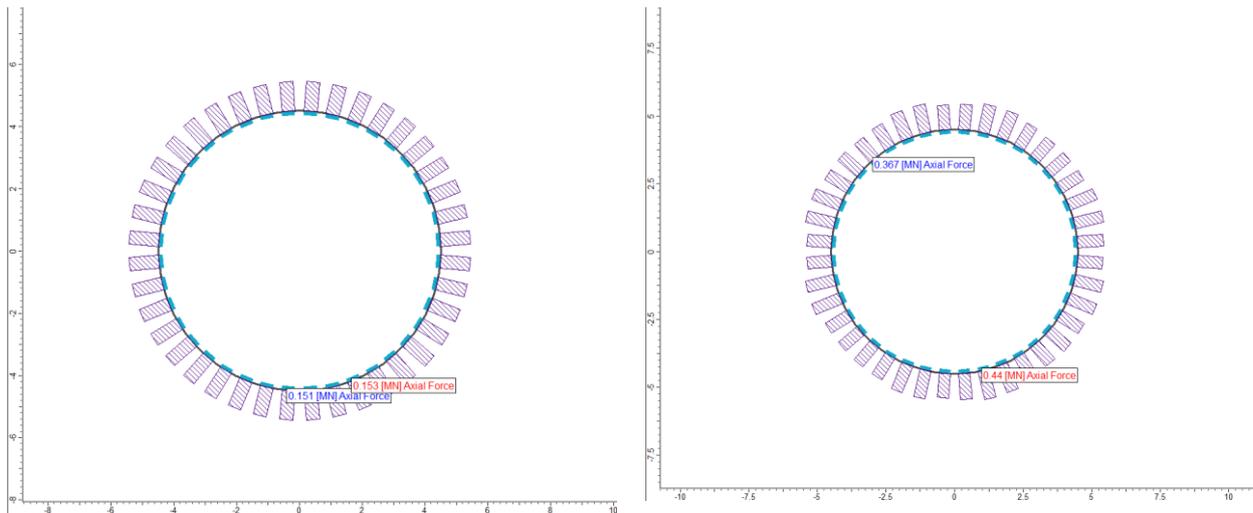


Figura 8.4 – Pozzo Paratoie (Z=-88m): sforzo normale agente sul rivestimento considerando le proprietà medie ($N_{max}=151$ kN/m) e minime ($N_{max}=440$ kN/m) dell'ammasso

L'esame delle simulazioni numeriche evidenzia che:

- considerando le proprietà medie dell'ammasso roccioso questo mantiene un comportamento sostanzialmente elastico in tutte le fasi di analisi, mentre considerando le proprietà minime le plasticizzazioni appaiono contenute ed il raggio plastico raggiunge all'ultimo step di analisi il valore massimo di circa 0.8 m
- gli spostamenti massimi calcolati all'ultimo step di analisi in corrispondenza del contorno di scavo valgono circa 1.2 mm considerando le proprietà medie e 3.4 mm considerando le proprietà minime dell'ammasso e pertanto risultano accettabili
- le sollecitazioni di compressione agenti sul rivestimento mostrano valori modesti in entrambi i casi di analisi. In tutti i casi le sollecitazioni risultano inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel paragrafo successivo.

8.2 Verifiche strutturali

Si riportano di seguito le verifiche strutturali effettuate sugli elementi di rivestimento dimensionati per la profondità di -88 m ed in funzione delle caratteristiche assegnate all'ammasso roccioso.

La sezione tipo P_Par presenta un rivestimento costituito da:

- calcestruzzo proiettato di classe C30/37 con spessore 10 cm fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldada ϕ 10 mm maglia 20 cm x 20 cm
- eventuali chiodature localizzate

Data la geometria circolare e le condizioni di carico simmetriche sul perimetro di scavo il rivestimento risulta soggetto esclusivamente allo sforzo normale di compressione,

mentre il momento flettente ed il taglio risultano pressoché trascurabili. Si riporta di seguito la verifica di compressione del rivestimento.

Azioni sollecitanti sul rivestimento per le due condizioni analizzate:

$$\begin{array}{ll} N_{k_medie} = 0.153 \text{ MN} & N_{k_min} = 0.440 \text{ MN} \\ N_{d_medie} = 0.199 \text{ MN} & N_{d_min} = 0.572 \text{ MN}. \end{array}$$

Considerando lo spessore del rivestimento pari ad 0.10 m ed il calcestruzzo di classe C30/37 si ha:

$$\begin{array}{l} \sigma_{c,d_medie} = 2.59 \text{ MPa} \\ \sigma_{c,d_min} = 5.72 \text{ MPa} \\ f_{c,d} = 17.00 \text{ MPa}. \end{array}$$

Come si può osservare la massima tensione di compressione risulta pari a 5.72 MPa, la quale è inferiore al valore della resistenza di calcolo a compressione f_{cd} che per un calcestruzzo di classe C30/37 vale 17.00 MPa. La verifica risulta pertanto superata.

9. CAVERNA DEL POZZO PARATOIE

Come si è visto al Paragrafo 5.2 della presente relazione, in corrispondenza della sommità del Pozzo Paratoie verrà ubicata la caverna di accesso allo stesso.

La caverna ha dimensioni in pianta pari a 22 m x 13 m, un'altezza massima pari a circa 16 m e presenta una copertura pari a circa 30 m. L'opera ed attraversa unicamente l'unità geotecnica delle Arenarie (A) appartenenti all'unità geologica delle Arenarie di San Vito. Le indagini condotte non hanno evidenziato la presenza di zone tettonizzate in corrispondenza della posizione in cui si intende ubicare il Pozzo Paratoie e pertanto, in considerazione dell'assenza di informazioni dirette circa le condizioni dell'ammasso alle profondità interessate dalla realizzazione dell'opera, le analisi sono state condotte considerando sia i parametri medi sia i parametri minimi previsti per l'unità A.

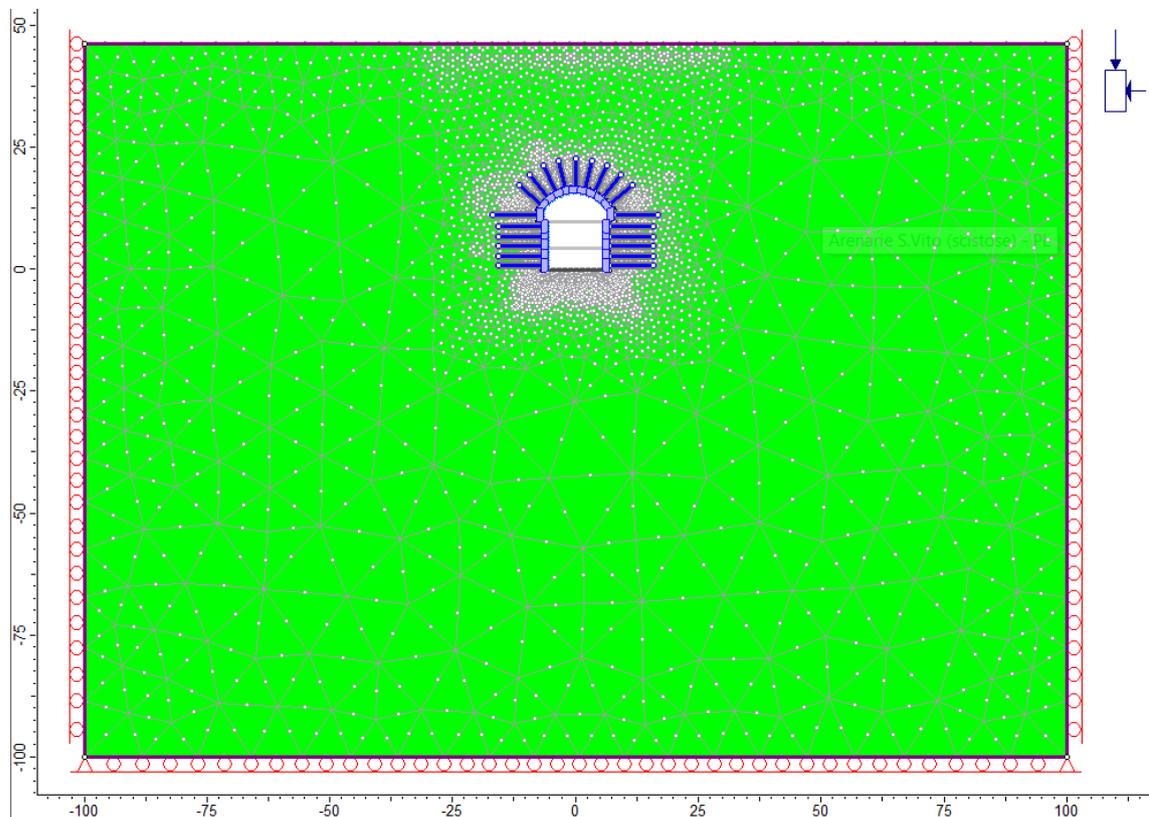


Figura 9.1 – Caverna del Pozzo Paratoie: Geometria del modello numerico per le analisi piane relativa all'ultimo step della simulazione

Al fine di effettuare un predimensionamento delle strutture di rivestimento necessarie a garantire la stabilità dell'opera, sia in fase esecutiva sia in fase di esercizio, sono state effettuate una serie di analisi numeriche volte a definire le sollecitazioni di progetto attese sui rivestimenti. Le analisi numeriche sono state sviluppate secondo i criteri illustrati nel Capitolo 6. Il modello ad elementi finiti impiegato (Figura 9.1) è di tipo bidimensionale ed è stato sviluppato, in condizioni di deformazione piana, considerando la copertura me-

dia presente sull'opera. In considerazione della copertura non troppo elevata il modello è stato esteso fino al piano campagna; le condizioni di vincolo imposte sono costituite da carrelli verticali posti sui bordi laterali e carrelli orizzontali posti sul bordo inferiore.

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

9.1 Analisi dei risultati

Per la simulazione della caverna sono state considerate le condizioni geometriche relative ad una sezione "standard", in cui non si è considerata la presenza dei pozzi e della galleria di accesso. 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.

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati:

- I diagrammi di convergenza confinamento attraverso cui si sono definite le percentuali di rilascio parziale da attribuire alle diverse fasi della simulazione
- il diagramma con l'estensione della fascia plastica ed il campo di spostamento del terreno nell'intorno del cavo relativi all'ultimo step dell'analisi statica
- i diagrammi di sollecitazione attesi sui rivestimenti previsti

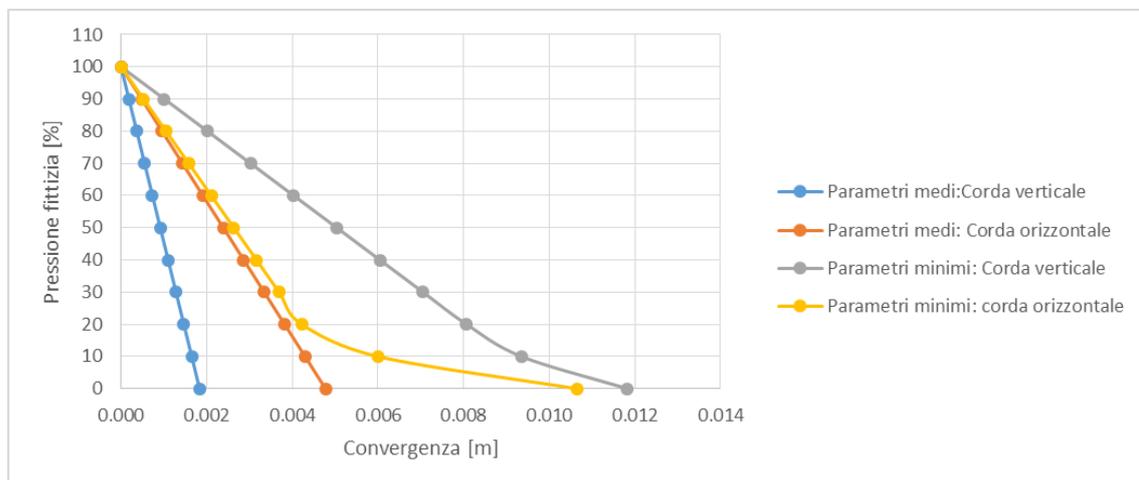


Figura 9.2 – Caverna del Pozzo Paratoie: curva caratteristica del cavo non sostenuto per le due condizioni simulate delle proprietà geotecniche dell'ammasso

Le analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento mostrano come l'ammasso roccioso, nel caso in cui venga simulato con i parametri medi, mantenga un comportamento sostanzialmente elastico fino al totale rilascio delle forze agenti sul peri-

metro. Si registrano valori di convergenza pari a circa 5 mm per la calotta e 2 mm per i piedritti e non si verificano plasticizzazioni rilevanti dell'ammasso roccioso. Tali aspetti indicano dunque come il perimetro di scavo rimanga sostanzialmente stabile anche in assenza di interventi di sostegno. In via cautelativa si prevede comunque la posa sul perimetro di scavo di uno strato di calcestruzzo proiettato armato con rete elettrosaldata e di chiodature sistematiche sul perimetro.

Nel caso in cui all'ammasso roccioso vengano attribuite le proprietà minime si evidenzia un comportamento sostanzialmente elastico fino ad un rilascio parziale nell'ordine dell'80% per i piedritti e del 90% per la calotta. Superate tali soglie iniziano a formarsi le prime zone di plasticizzazione nell'intorno del cavo che, nel caso di scavo non sostenuto, raggiungono sui piedritti un'estensione di circa 5.5 m al rilascio totale delle forze agenti.

Sulla base delle analisi precedenti si sono ipotizzate le seguenti fasi di simulazione ed i relativi valori del rilascio tensionale parziale:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione con rilascio tensionale parziale pari al 80% delle forze agenti
- STEP4 - Posa in opera delle chiodature sistematiche sul contorno di scavo con rilascio tensionale parziale fino al 90% delle forze agenti
- STEP5 – Posa in opera del calcestruzzo proiettato con rilascio tensionale completo delle forze agenti

L'esame delle simulazioni numeriche evidenzia che:

- considerando le proprietà medie dell'ammasso roccioso questo mantiene un comportamento sostanzialmente elastico in tutte le fasi di analisi, mentre considerando le proprietà minime le plasticizzazioni appaiono moderate ed il raggio plastico raggiunge all'ultimo step di analisi il valore massimo di circa 4.5 m
- gli spostamenti massimi calcolati all'ultimo step di analisi in corrispondenza del contorno di scavo valgono circa 1.3 mm considerando le proprietà medie e 6.9 mm considerando le proprietà minime dell'ammasso e pertanto risultano accettabili
- le sollecitazioni di compressione agenti sul rivestimento mostrano valori modesti in entrambi i casi di analisi. In tutti i casi le sollecitazioni risultano inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel paragrafo successivo.
- l'applicazione delle orzanti sismiche comporta variazioni minimali del campo di deformazione e delle sollecitazioni agenti sul rivestimento.

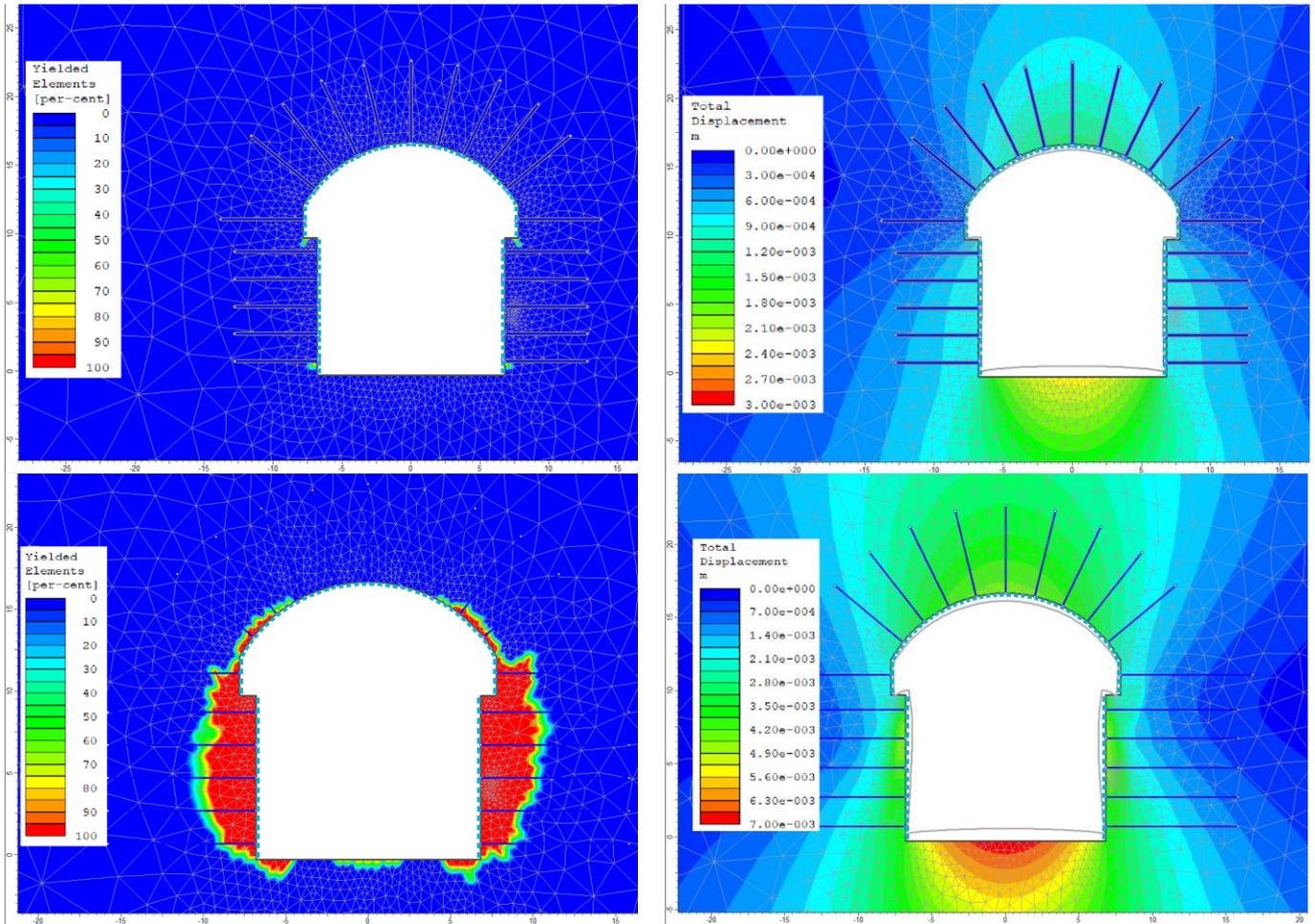


Figura 9.3 – Caverna del Pozzo Paratoio: raggio plastico, spostamenti e deformata all'ultimo step dell'analisi statica considerando le proprietà medie (in alto) e minime (in basso) dell'ammasso

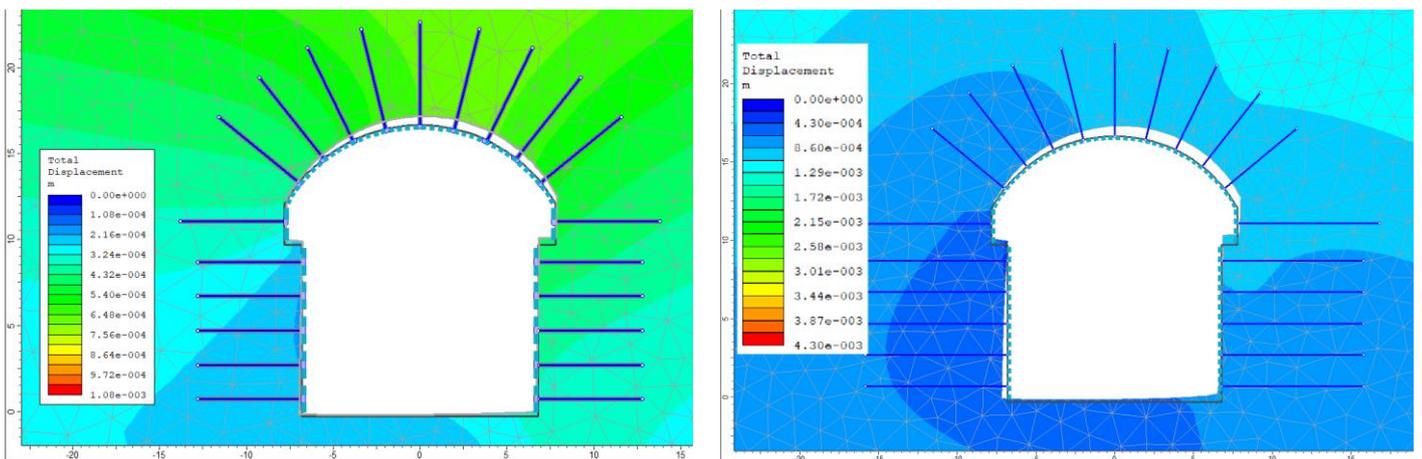


Figura 9.4 – Caverna del Pozzo Paratoio: incremento di spostamento durante la fase sismica considerando le proprietà medie (a sinistra) e minime (a destra) dell'ammasso

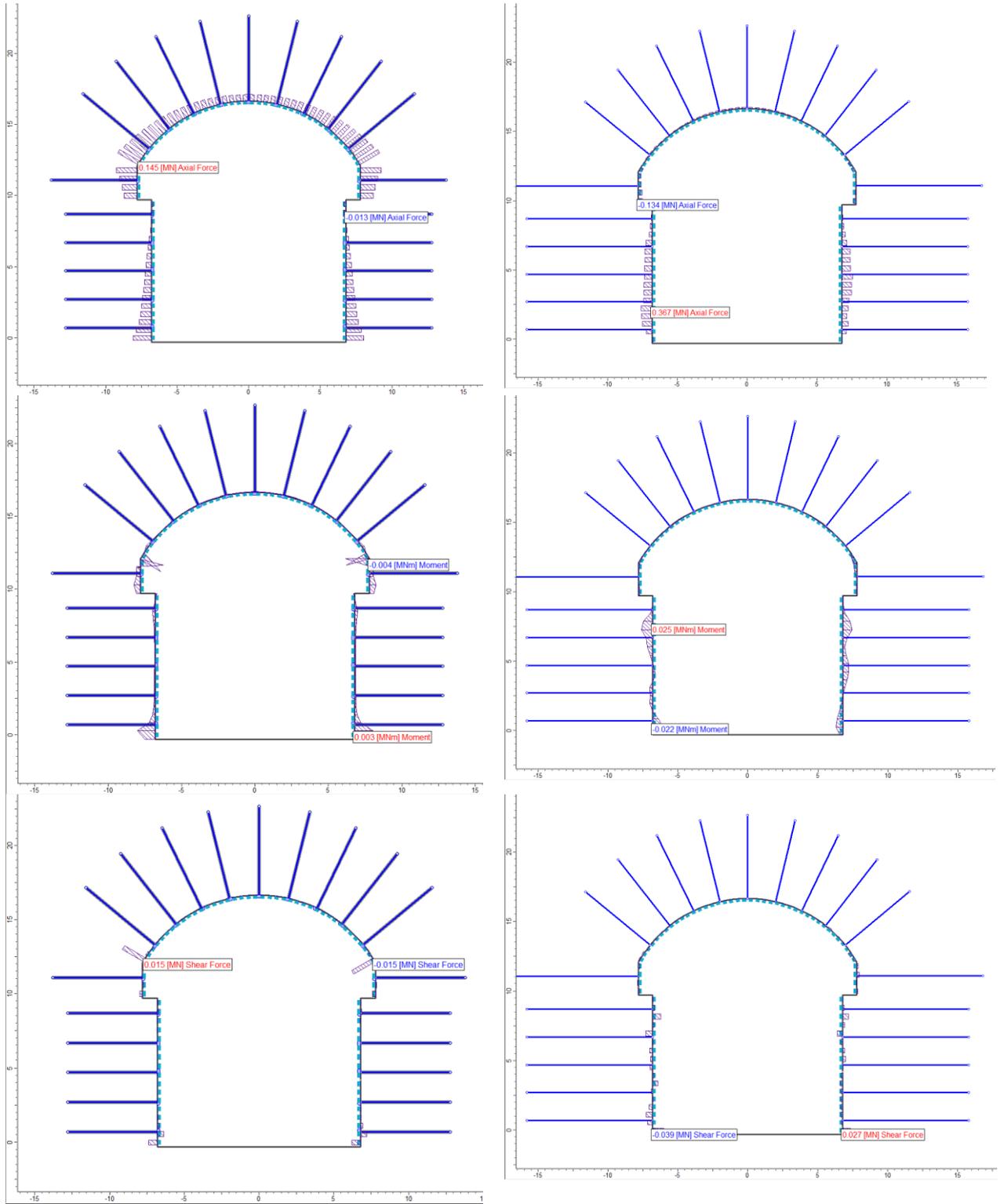


Figura 9.5 – Caverna del Pozzo Paratoie: sforzo normale, momento flettente e taglio agenti sul rivestimento considerando le proprietà medie (a sinistra) e minime (a destra) dell'ammasso all'ultimo step dell'analisi statica

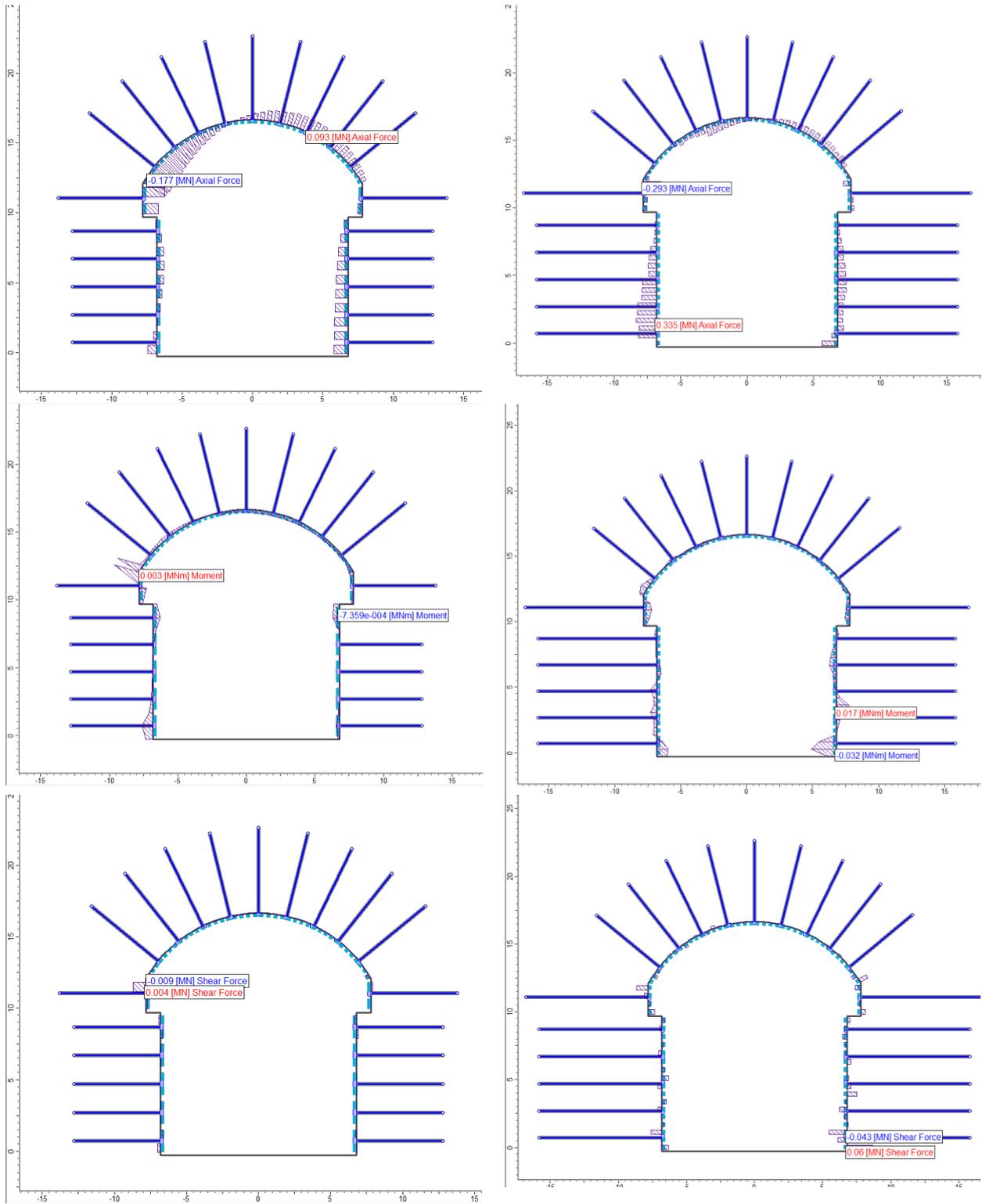


Figura 9.6 – Caverna del Pozzo Paratoio: sforzo normale, momento flettente e taglio agenti sul rivestimento considerando le proprietà medie (a sinistra) e minime (a destra) dell'ammasso durante la fase sismica

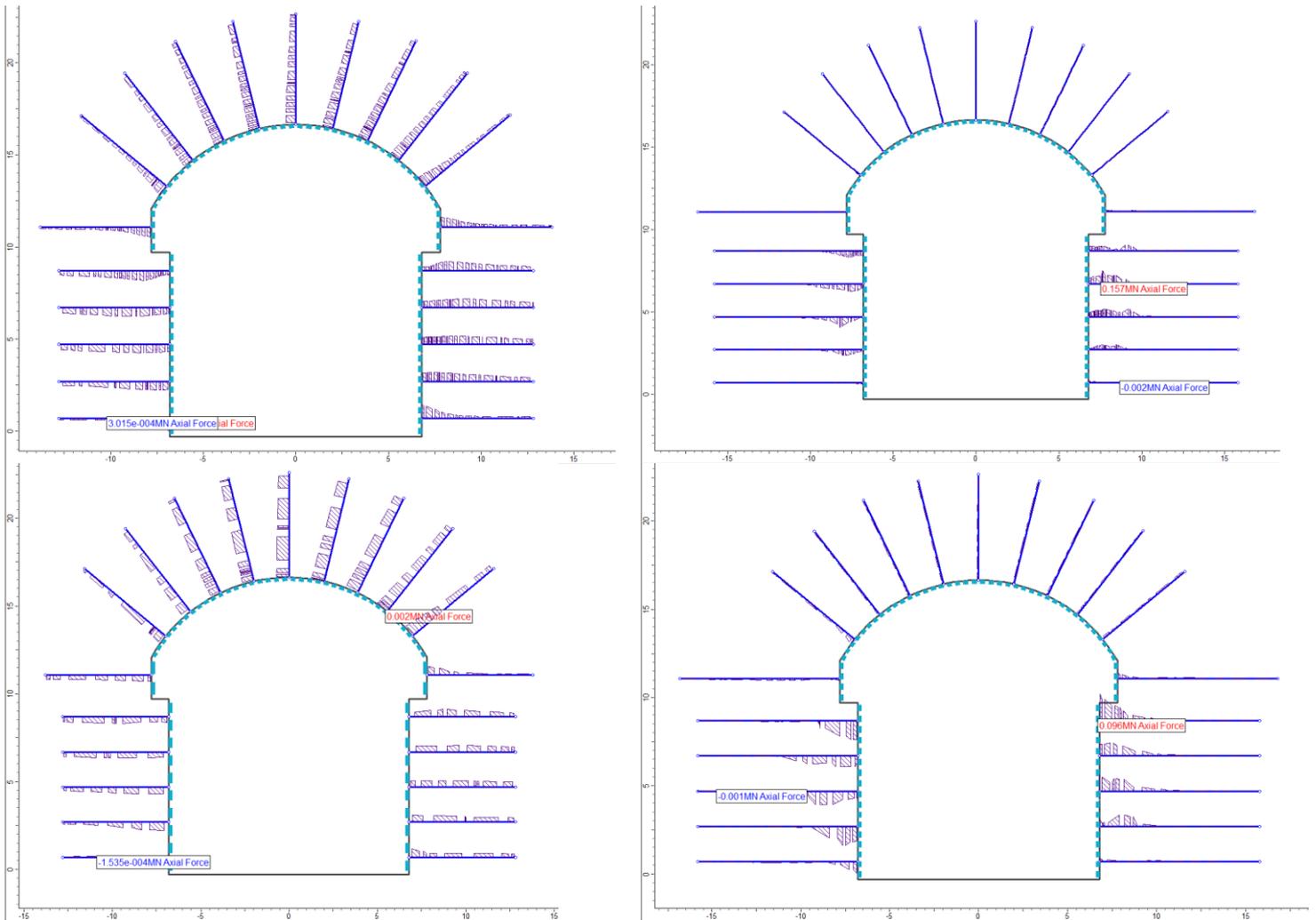


Figura 9.7 – Caverna del Pozzo Paratoio: sforzo normale agente sulle bullonature considerando le proprietà medie (a sinistra) e minime (a destra) dell'ammasso durante l'analisi statica e sismica

9.2 Verifiche strutturali

Nei seguenti paragrafi vengono illustrate le principali verifiche strutturali condotte sul rivestimento della caverna in funzione delle caratteristiche assegnate all'ammasso roccioso.

Arenarie (A) con parametri medi

Nel caso in cui l'ammasso roccioso si presentasse con i parametri medi di resistenza e deformabilità si prevede di realizzare il rivestimento della caverna impiegando i seguenti elementi strutturali:

- calcestruzzo proiettato di classe C30/37 con spessore 30 cm armato con rete elettrosaldata ϕ 10 mm maglia 20 cm x 20 cm
- chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da barre di tipo Gewi-PLUS S670/800, $\phi=25\text{mm}$, $L=6\text{ m}$, collocate con maglia 2 m x 2 m.

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

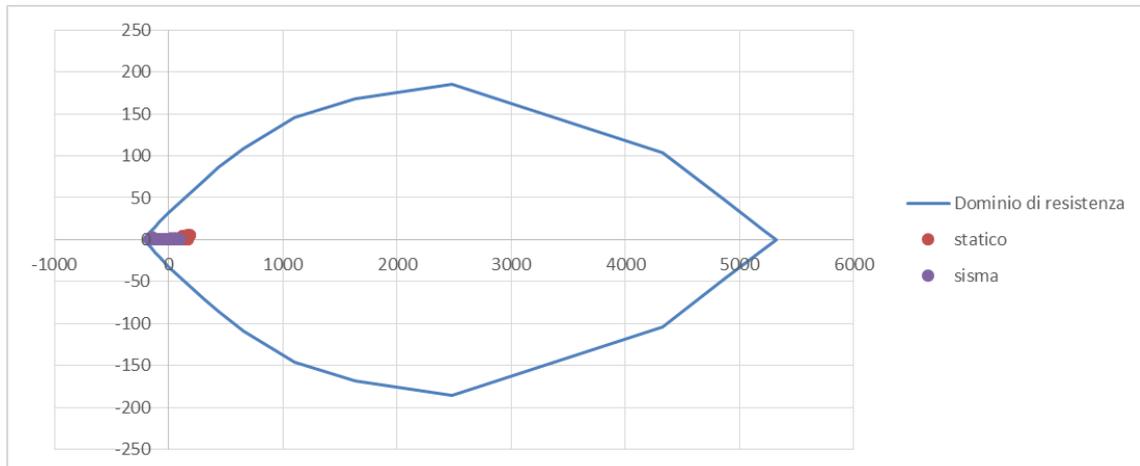


Figura 9.8 – Caverna del Pozzo Paratoie: Verifiche di presso-flessione per il rivestimento con parametri medi dell'ammasso roccioso

Il rivestimento presenta una resistenza a taglio pari a 125 kN/m. La massima sollecitazione di taglio vale 20 kN/m in campo statico e 9 kN/m in campo sismico, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Le azioni di progetto agenti sulle bullonature risultano inferiori ai 10 kN e pertanto considerata la loro modestissima entità viene omessa la verifica.

Arenarie (A) con parametri minimi

Nel caso in cui l'ammasso roccioso si presentasse con i parametri minimi di resistenza e deformabilità si prevede di realizzare il rivestimento della caverna impiegando i seguenti elementi strutturali:

- calcestruzzo proiettato di classe C30/37 con spessore 30 cm armato con due strati di rete elettrosaldata ϕ 10 mm maglia 20 cm x 20 cm
- chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da barre di tipo Gewi-PLUS S670/800, $\phi=25\text{mm}$, L= 6 m in calotta e L = 9 m sui piedritti, collocate con maglia 2 m x 1.5 m.

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

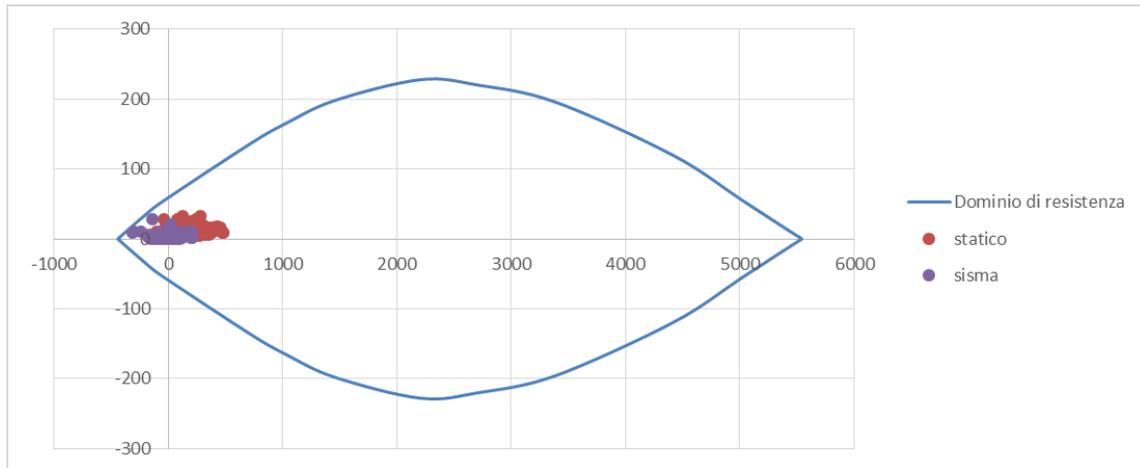


Figura 9.9 – Caverna del Pozzo Paratoie: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento con parametri minimi dell'ammasso roccioso

Il rivestimento presenta una resistenza a taglio pari a 125 kN/m. La massima sollecitazione di taglio vale 51 kN/m in campo statico e 52 kN/m in campo sismico, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Le bullonature più sollecitate sono quelle posizionate sui piedritti che risultano soggette alle seguenti sollecitazioni massime:

analisi statica	$N_k = 157 \text{ kN}$	$N_d = 204 \text{ kN}$
analisi sismica	$N_k = 96 \text{ kN}$	

La resistenza allo sfilamento di progetto della barra può essere calcolata mediante la formula di Bustamante e Doix, adottando le geometrie di progetto ed i parametri di resistenza indicati al Paragrafo 2.2.1 della presente relazione corrisponde a 1035 kN, mentre il carico di snervamento di progetto delle barre impiegate corrisponde a 310 kN e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

10. POZZO PIEZOMETRICO

Come si è visto al Paragrafo 5.3 della presente relazione il Pozzo Piezometrico ha uno sviluppo complessivo di circa 125 m e risulta composto da due tratti con caratteristiche geometriche differenti, come dettagliato nel seguito.

Tratto superiore del Pozzo Piezometrico:

- altezza: 79 m
- diametro interno: 12.00 m
- spessore rivestimento definitivo: 0.50 m
- Spessore rivestimento di prima fase: var. 0.25 ÷ 0.30 m
- diametro esterno: var. 13.50 ÷ 13.60 m

Tratto inferiore del Pozzo Piezometrico:

- altezza: \approx 46.00 m
- diametro virole metalliche: 2.40 m
- spessore calcestruzzo per l'inghisaggio delle virole metalliche: 0.25 m
- spessore rivestimento: 0.25 m
- diametro esterno: 3.40 m

L'opera risulta totalmente immersata nell'unità geotecnica delle Arenarie (A) appartenenti all'unità geologica delle Arenarie di San Vito. Le indagini condotte non hanno evidenziato la presenza di zone tettonizzate in corrispondenza della posizione in cui si intende ubicare il Pozzo Piezometrico e pertanto, in considerazione dell'assenza di informazioni dirette circa le condizioni dell'ammasso alle profondità interessate dalla realizzazione dell'opera, le analisi sono state condotte considerando sia i parametri medi sia i parametri minimi previsti per l'unità A.

Al fine di effettuare un predimensionamento delle strutture di rivestimento necessarie a garantire la stabilità dell'opera, sia in fase esecutiva sia in fase di esercizio, sono state effettuate una serie di analisi numeriche volte a definire le sollecitazioni di progetto attese sui rivestimenti. Le analisi numeriche sono state sviluppate secondo i criteri illustrati nel Capitolo 6. Il modello ad elementi finiti impiegato (Figura 10.1) è di tipo bidimensionale ed è stato sviluppato, in condizioni di deformazione piana, su due diverse sezioni orizzontali poste a diverse profondità. I modelli posti a diversa profondità risultano rappresentativi delle due differenti geometrie dell'opera ed oltre al diametro del pozzo differiscono solamente per le tensioni geostatiche imposte come condizione al contorno. Le condizioni di vincolo imposte sono costituite da cerniere applicate su tutti i bordi del modello.

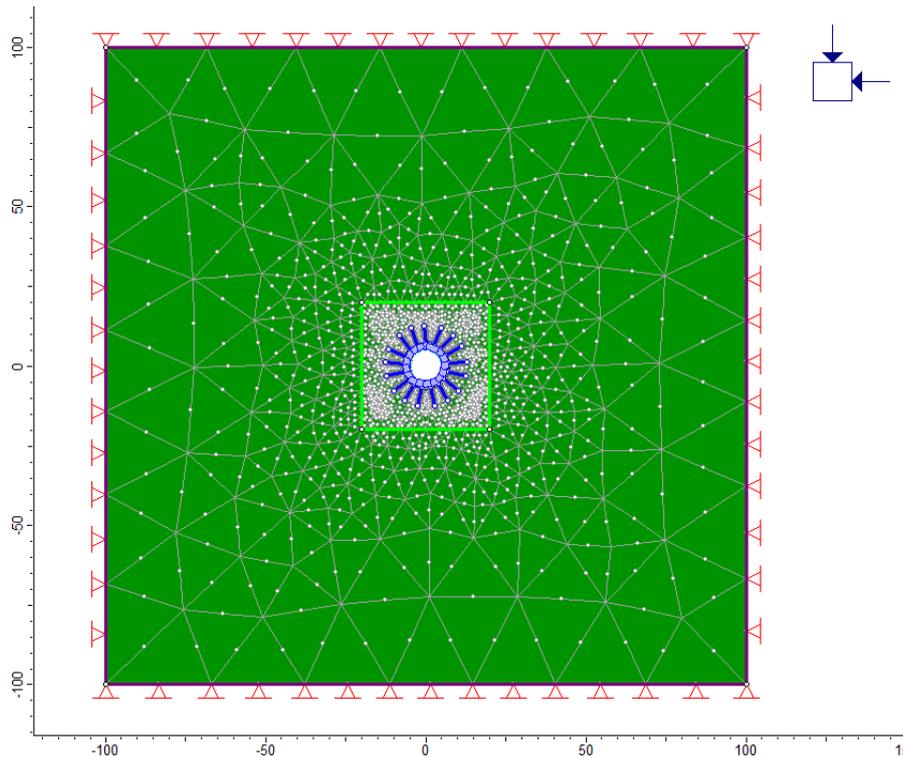


Figura 10.1 – Pozzo Piezometrico: Geometria del modello numerico per le analisi piane relativa all'ultimo step della simulazione (Sez. tipo P_Piez1)

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

10.1 Profondità di analisi: -490 m

Questo modello è rappresentativo delle condizioni di scavo attese per il tratto inferiore del Pozzo Piezometrico realizzato tramite la tecnica del Raise Boring fino al diametro finale di 3.40 m. L'analisi è stata effettuata simulando le condizioni di carico relative alla massima profondità raggiunta dall'opera, pari a 490 m. Poiché in questa sezione del pozzo gli sforzi interni dovuti al carico idraulico vengono completamente assorbiti dalle virole metalliche il rivestimento dell'opera viene dimensionato esclusivamente in funzione dei carichi esterni.

10.1.1 Analisi dei risultati

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati:

- I diagrammi di convergenza confinamento attraverso cui si sono definite le percentuali di rilascio parziale da attribuire alle diverse fasi della simulazione

- il diagramma con l'estensione della fascia plastica ed il campo di spostamento del terreno nell'intorno del cavo relativi all'ultimo step dell'analisi statica
- i diagrammi di sollecitazione attesi sui rivestimenti previsti

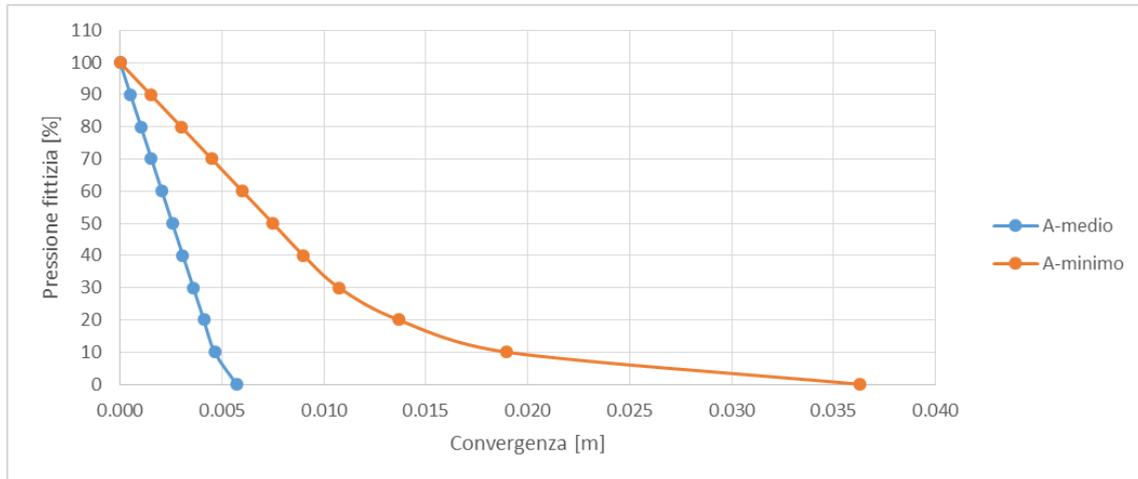


Figura 10.2 – Pozzo Piezometrico (Z=-490m): curva caratteristica del cavo non sostenuto per le due condizioni simulate delle proprietà geotecniche dell'ammasso

Le analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento mostrano come l'ammasso roccioso, nel caso in cui venga simulato con i parametri medi, mantenga un comportamento sostanzialmente elastico fino al totale rilascio delle forze agenti sul perimetro. Si registrano valori di convergenza pari a circa 5 mm e non si verificano plasticizzazioni significative dell'ammasso roccioso (per rilasci tensionali superiori al 90% si osserva l'insorgere di limitate zone plastiche con raggio inferiore ai 30 cm).

Nel caso in cui all'ammasso roccioso vengano attribuite le proprietà minime si evidenzia un comportamento sostanzialmente elastico fino ad un rilascio parziale nell'ordine del 70%. Superata tale soglia iniziano a formarsi le prime zone di plasticizzazione nell'intorno del cavo che, nel caso di scavo non sostenuto, raggiungono il valore massimo di circa 1.5 m al rilascio totale delle forze agenti.

Sulla base delle analisi precedenti si sono ipotizzate le seguenti fasi di simulazione ed i relativi valori del rilascio tensionale parziale:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione con rilascio tensionale parziale pari al 80% delle forze agenti
- STEP4 - Posa in opera delle chiodature sistematiche sul contorno di scavo con rilascio tensionale parziale fino al 90% delle forze agenti
- STEP5 – Posa in opera del calcestruzzo proiettato con rilascio tensionale completo delle forze agenti

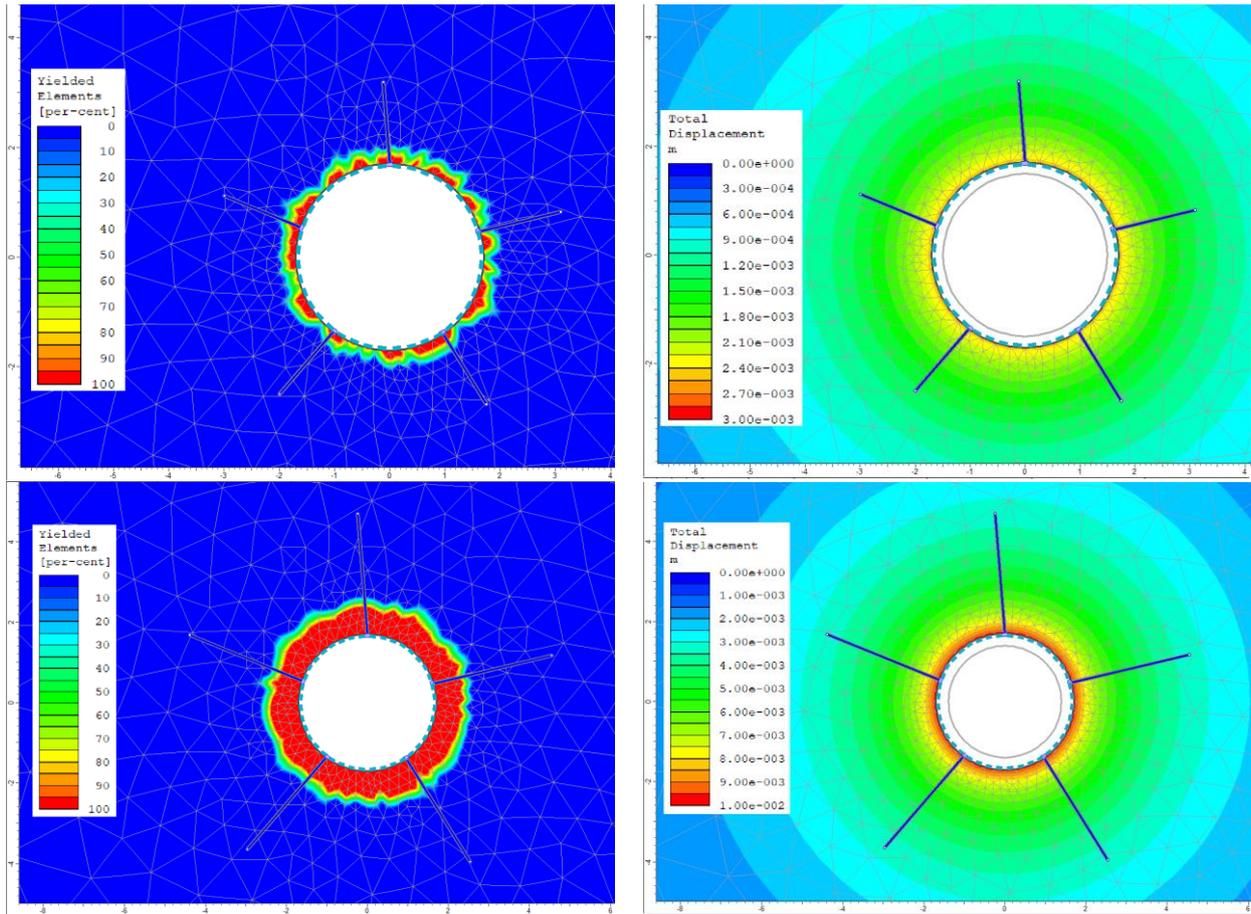


Figura 10.3 – Pozzo Piezometrico (Z=-490m): raggio plastico, spostamenti e deformata all'ultimo step di analisi considerando le proprietà medie (in alto) e minime (in basso)

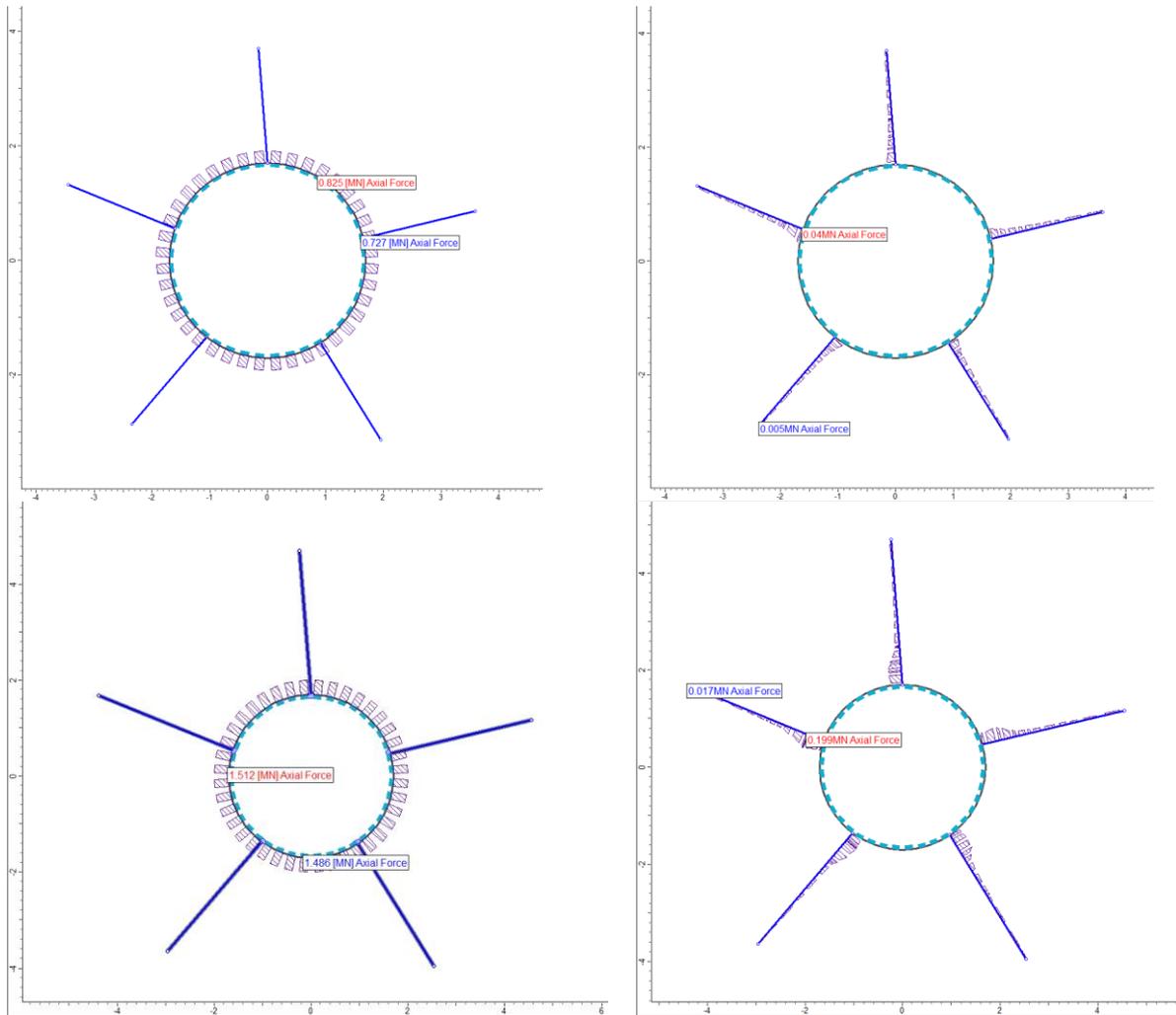


Figura 10.4 – Pozzo Piezometrico (Z=-490m): sforzo normale agente sul rivestimento e sulle bullonature considerando le proprietà medie (in alto) e minime (in basso)

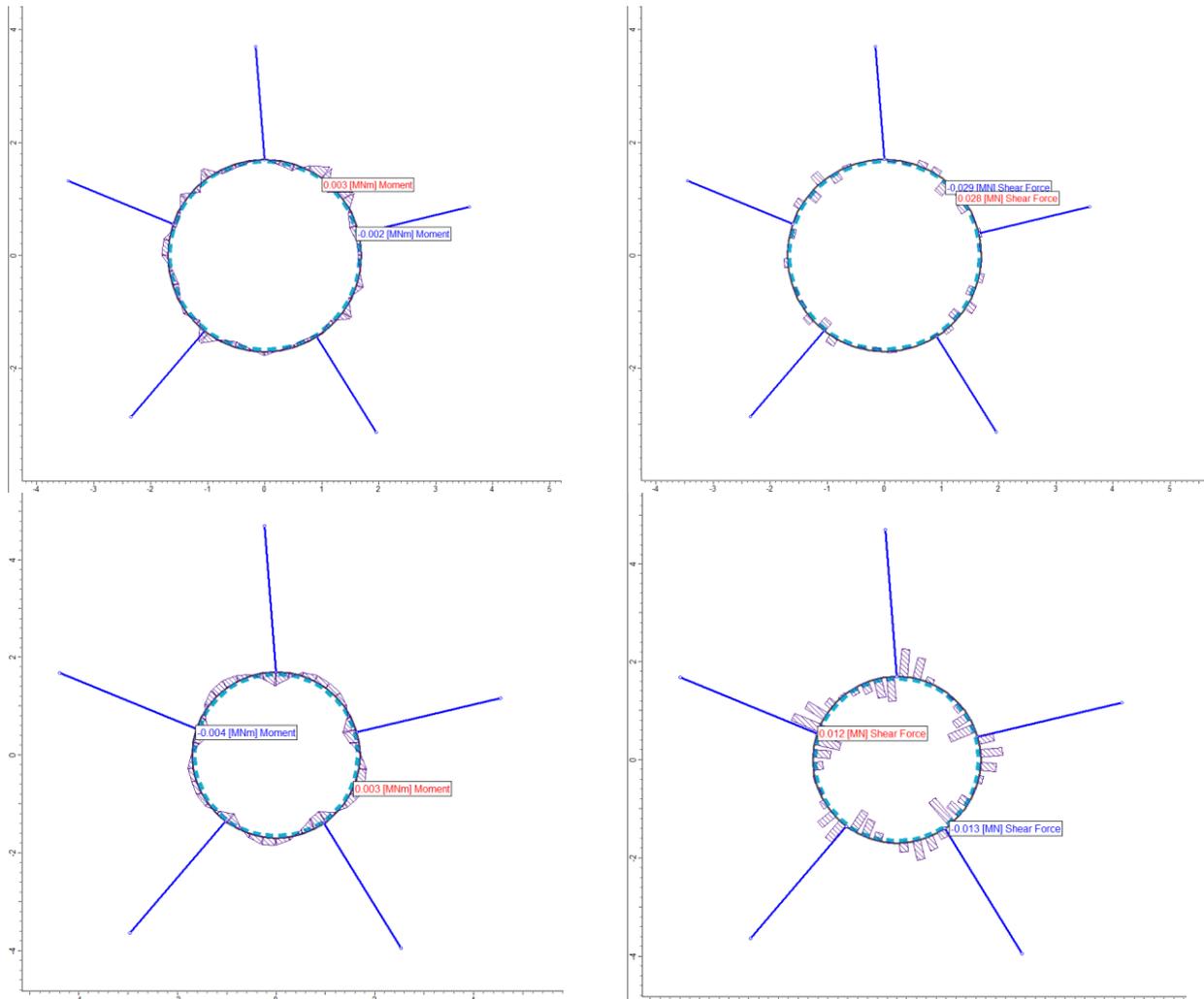


Figura 10.5 – Pozzo Piezometrico (Z=-490m): momento flettente e taglio agenti sul rivestimento considerando le proprietà medie (in alto) e minime (in basso)

L'esame delle simulazioni numeriche evidenzia che:

- Le plasticizzazioni dell'ammasso roccioso appaiono contenute ed il raggio plastico raggiunge all'ultimo step di analisi il valore massimo di circa 0.20 m considerando le proprietà medie e 1.10 m considerando le proprietà minime dell'ammasso
- gli spostamenti massimi calcolati all'ultimo step di analisi in corrispondenza del contorno di scavo valgono circa 2.5 mm considerando le proprietà medie e 10 mm considerando le proprietà minime dell'ammasso e pertanto risultano accettabili
- le sollecitazioni di compressione agenti sul rivestimento mostrano valori modesti considerando le proprietà medie e moderati considerando le proprietà minime dell'ammasso. In tutti i casi le sollecitazioni risultano inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel paragrafo successivo.

10.1.2 Verifiche strutturali

Si riportano di seguito le verifiche strutturali effettuate sugli elementi di rivestimento dimensionati per la profondità di -490 m ed in funzione delle caratteristiche assegnate all'ammasso roccioso.

Arenarie (A) con parametri medi

Per il tratto inferiore del Pozzo Piezometrico si prevede di impiegare la sezione tipo P_Piez1, la quale presenta, nella sezione considerata, un rivestimento costituito da:

- calcestruzzo proiettato di classe C30/37 con spessore 25 cm armato con rete elettrosaldata ϕ 10 mm maglia 20 cm x 20 cm
- chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da barre di tipo Gewi-PLUS S670/800, $\phi=25\text{mm}$, $L=3\text{ m}$, collocate con maglia 2 m x 2 m.

Data la geometria circolare e le condizioni di carico simmetriche sul perimetro di scavo il momento flettente ed il taglio agenti mostrano valori trascurabili nonostante la presenza delle chiodature, pertanto il rivestimento può essere considerato soggetto esclusivamente allo sforzo normale di compressione. Si riporta di seguito la verifica di compressione del rivestimento.

Azioni sollecitanti sul rivestimento:

$$N_k = 0.825 \text{ MN}$$

$$N_d = 1.073 \text{ MN.}$$

Considerando lo spessore del rivestimento pari ad 0.25 m ed il calcestruzzo di classe C30/37 si ha:

$$\sigma_{c,d} = 4.29 \text{ MPa}$$

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

Come si può osservare la massima tensione di compressione risulta pari a 4.29 MPa, la quale è inferiore al valore della resistenza di calcolo a compressione f_{cd} che per un calcestruzzo di classe C30/37 vale 17.00 MPa. La verifica risulta pertanto superata.

Le bullonature risultano soggette alle seguenti sollecitazioni massime:

$$N_k = 40 \text{ kN}$$

$$N_d = 52 \text{ kN.}$$

La resistenza allo sfilamento di progetto della barra può essere calcolata mediante la formula di Bustamante e Doix, adottando le geometrie di progetto ed i parametri di resistenza indicati al Paragrafo 2.2.1 della presente relazione corrisponde a 345 kN, mentre il

carico di snervamento di progetto delle barre impiegate corrisponde a 310 kN e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

Arenarie (A) con parametri minimi

La sezione tipo P_Piez1, associata ai parametri minimi dell'ammasso roccioso presenta un rivestimento costituito da:

- calcestruzzo proiettato di classe C30/37 con spessore 25 cm armato con rete elettrosaldato ϕ 10 mm maglia 20 cm x 20 cm
- chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da barre di tipo Gewi-PLUS S670/800, $\phi=25\text{mm}$, $L=3\text{ m}$, collocate con maglia 2 m x 2 m.

Data la geometria circolare e le condizioni di carico simmetriche sul perimetro di scavo il momento flettente ed il taglio agenti mostrano valori trascurabili nonostante la presenza delle chiodature, pertanto il rivestimento può essere considerato soggetto esclusivamente allo sforzo normale di compressione. Si riporta di seguito la verifica di compressione del rivestimento.

Azioni sollecitanti sul rivestimento:

$$N_k = 1.512 \text{ MN}$$

$$N_d = 1.966 \text{ MN.}$$

Considerando lo spessore del rivestimento pari ad 0.25 m ed il calcestruzzo di classe C30/37 si ha:

$$\sigma_{c,d} = 7.86 \text{ MPa}$$

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

Come si può osservare la massima tensione di compressione risulta pari a 7.86 MPa, la quale è inferiore al valore della resistenza di calcolo a compressione f_{cd} che per un calcestruzzo di classe C30/37 vale 17.00 MPa. La verifica risulta pertanto superata.

Le bullonature risultano soggette alle seguenti sollecitazioni massime:

$$N_k = 199 \text{ kN}$$

$$N_d = 259 \text{ kN.}$$

La resistenza allo sfilamento di progetto della barra può essere calcolata mediante la formula di Bustamante e Doix, adottando le geometrie di progetto ed i parametri di resistenza indicati al Paragrafo 2.2.1 della presente relazione corrisponde a 345 kN, mentre il carico di snervamento di progetto delle barre impiegate corrisponde a 310 kN e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

10.2 Profondità di analisi: -440 m

Questo modello è rappresentativo delle condizioni di scavo attese per il tratto superiore del Pozzo Piezometrico realizzato tramite la tecnica del Raise Boring e poi alesato fino al diametro finale di 13.60 m. L'analisi è stata effettuata simulando le condizioni di carico relative alla massima profondità raggiunta dall'opera in questa sezione, pari a 440 m. Poiché in questa sezione del pozzo non sono presenti le virole metalliche gli sforzi interni dovuti al carico idraulico verranno assorbiti da un apposito rivestimento interno in calcestruzzo armato.

10.2.1 Analisi dei risultati

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati:

- I diagrammi di convergenza confinamento attraverso cui si sono definite le percentuali di rilascio parziale da attribuire alle diverse fasi della simulazione
- il diagramma con l'estensione della fascia plastica ed il campo di spostamento del terreno nell'intorno del cavo relativi all'ultimo step dell'analisi statica
- i diagrammi di sollecitazione attesi sui rivestimenti previsti

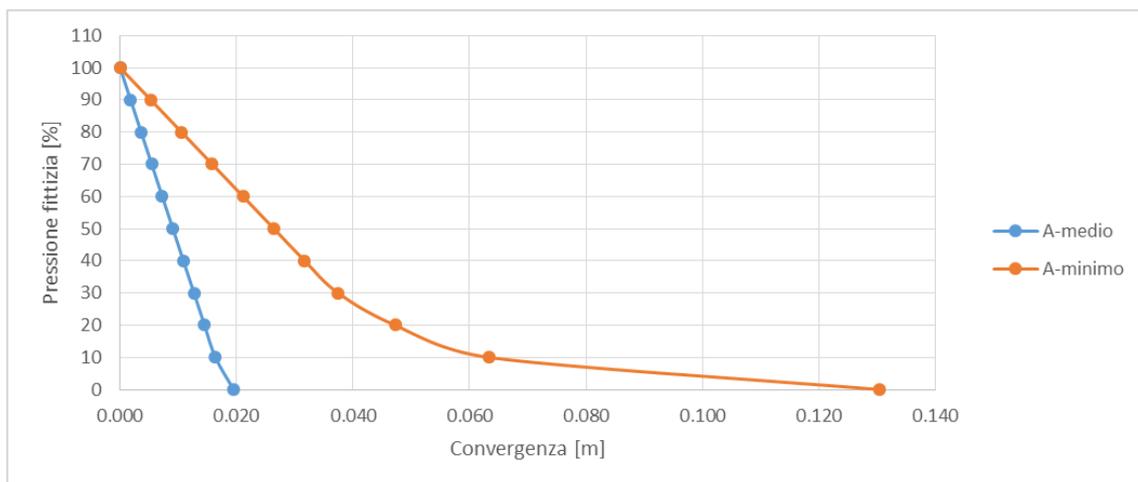


Figura 10.6 – Pozzo Piezometrico (Z=-440m): curva caratteristica del cavo non sostenuto per le due condizioni simulate delle proprietà geotecniche dell'ammasso

Le analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento mostrano come l'ammasso roccioso, nel caso in cui venga simulato con i parametri medi, mantenga un comportamento sostanzialmente elastico fino ad un rilascio parziale nell'ordine del 90%. Superata tale soglia iniziano a formarsi le prime zone di plasticizzazione nell'intorno del cavo che, nel caso di scavo non sostenuto, raggiungono il valore massimo di circa 1.5 m al rilascio totale delle forze agenti.

Nel caso in cui all'ammasso roccioso vengano attribuite le proprietà minime si evidenzia un comportamento sostanzialmente elastico fino ad un rilascio parziale nell'ordine del 70%. Superata tale soglia iniziano a formarsi le prime zone di plasticizzazione nell'intorno del cavo che, nel caso di scavo non sostenuto, raggiungono il valore massimo di circa 6.0 m al rilascio totale delle forze agenti.

Sulla base delle analisi precedenti si sono ipotizzate le seguenti fasi di simulazione ed i relativi valori del rilascio tensionale parziale:

Simulazione con le proprietà medie

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione con rilascio tensionale parziale pari al 80% delle forze agenti
- STEP4 - Posa in opera delle chiodature sistematiche sul contorno di scavo con rilascio tensionale parziale fino al 90% delle forze agenti
- STEP5 – Posa in opera del calcestruzzo proiettato con rilascio tensionale completo delle forze agenti

Simulazione con le proprietà minime

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione con rilascio tensionale parziale pari al 90% delle forze agenti
- STEP4 - Posa in opera delle centine e del calcestruzzo proiettato sul contorno di scavo con rilascio tensionale completo delle forze agenti

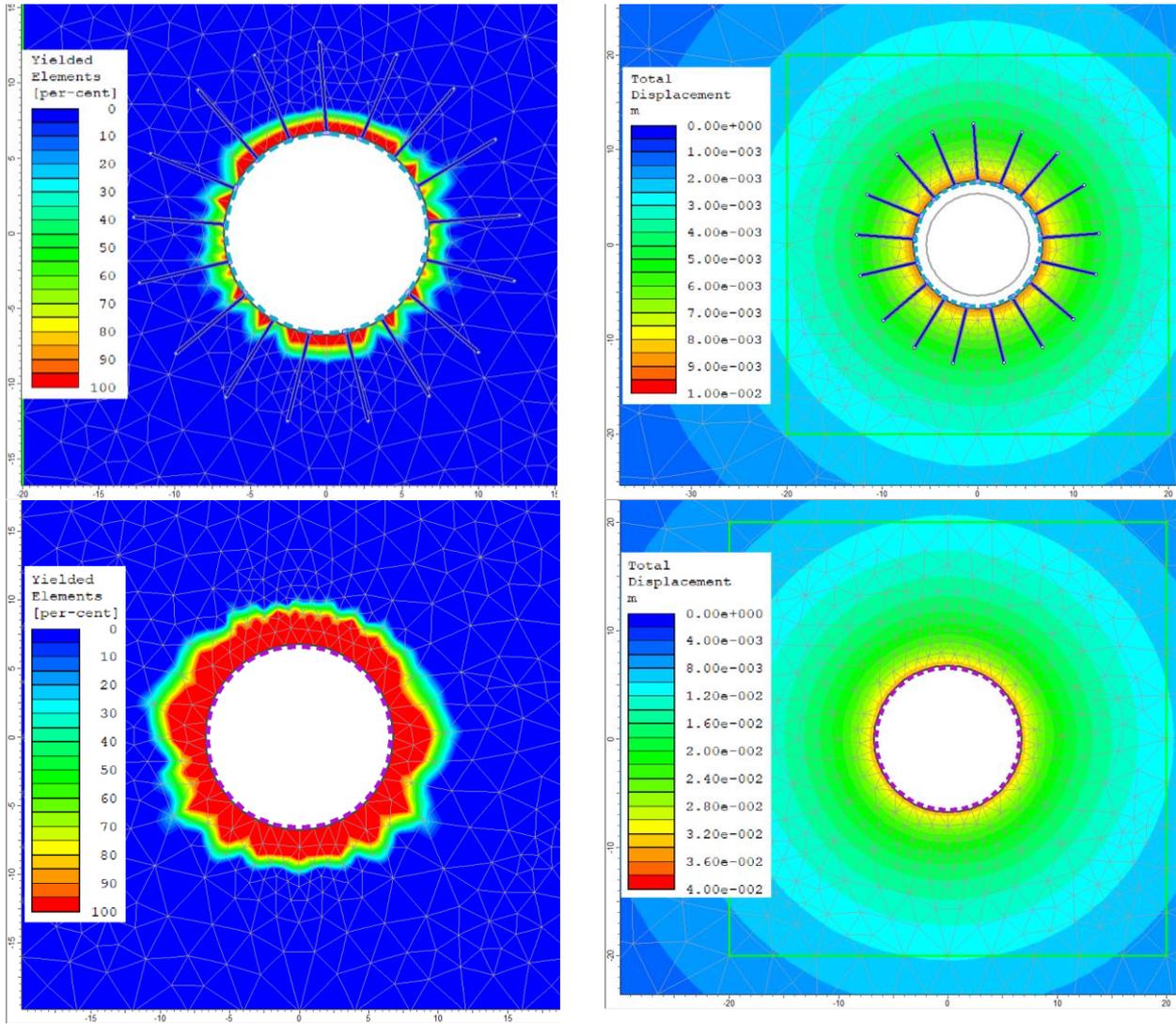


Figura 10.7 – Pozzo Piezometrico (Z=-440m): raggio plastico, spostamenti e deformata all'ultimo step di analisi considerando le proprietà medie (in alto) e minime (in basso)

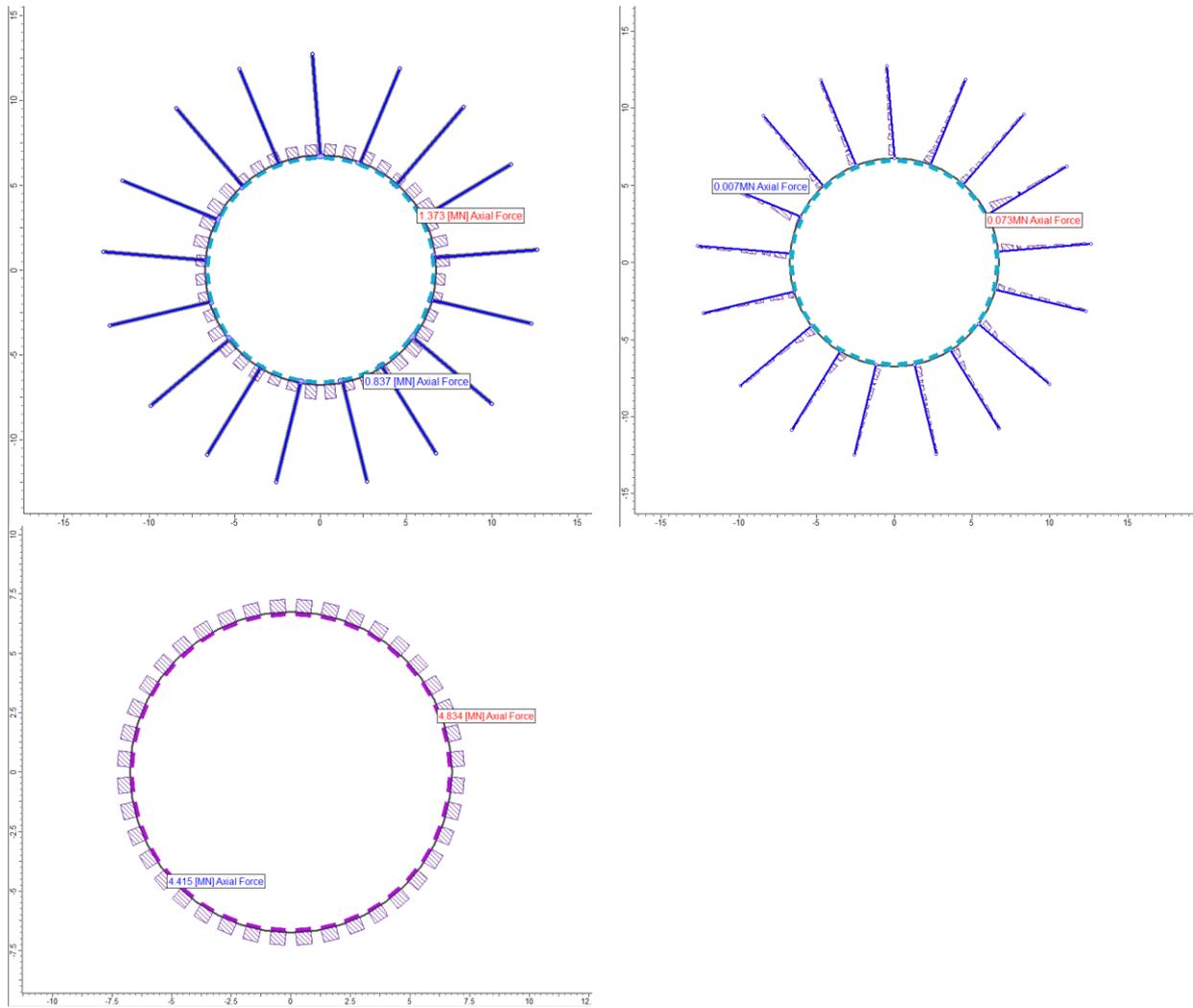


Figura 10.8 – Pozzo Piezometrico (Z=-440m): sforzo normale agente sul rivestimento e sulle bullonature considerando le proprietà medie (in alto) e minime (in basso)

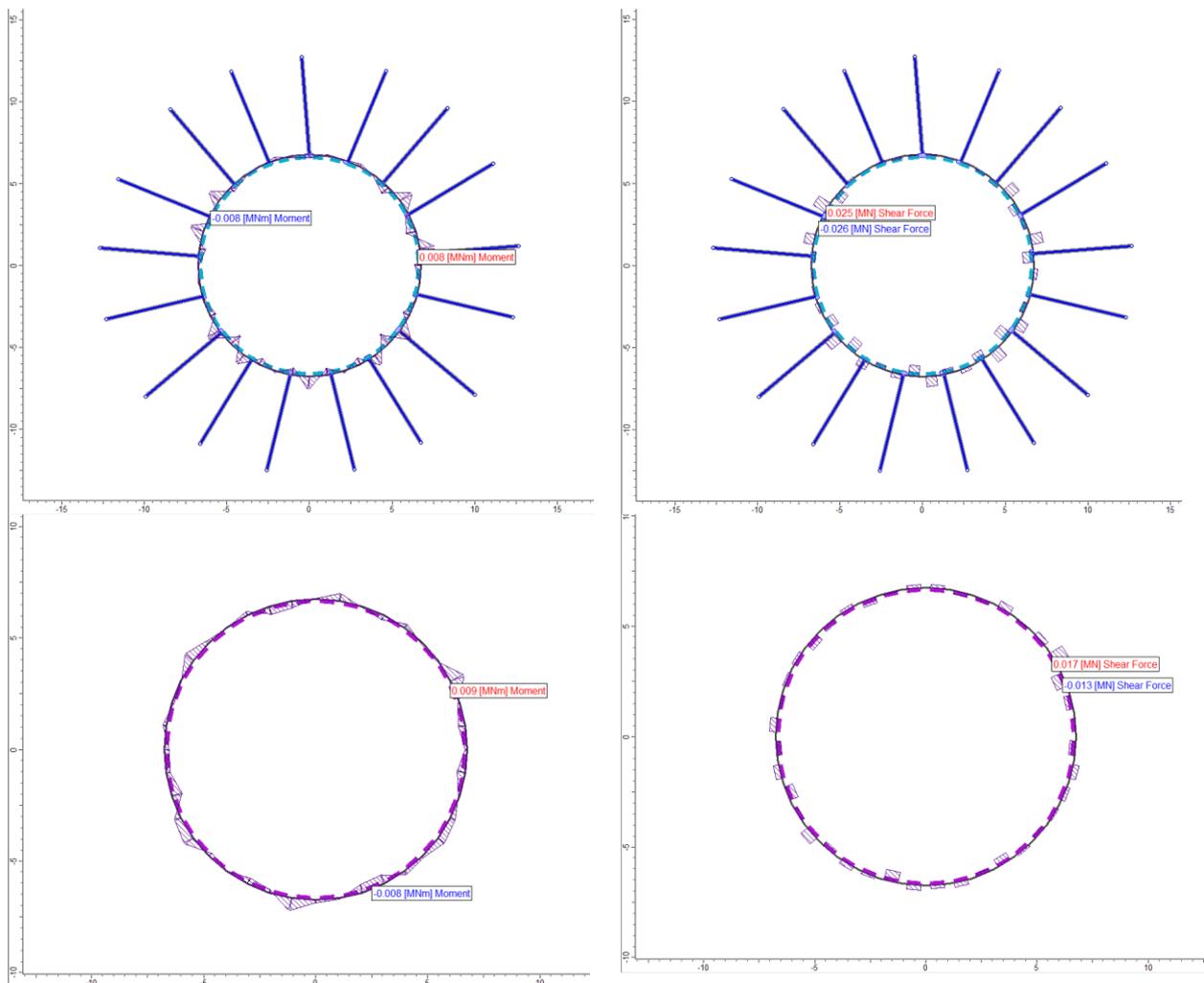


Figura 10.9 – Pozzo Piezometrico (Z=-440m): momento flettente e taglio agenti sul rivestimento considerando le proprietà medie (in alto) e minime (in basso)

L'esame delle simulazioni numeriche evidenzia che:

- Le plasticizzazioni dell'ammasso roccioso appaiono contenute ed il raggio plastico raggiunge all'ultimo step di analisi il valore massimo di circa 1.00 m considerando le proprietà medie e 2.50 m considerando le proprietà minime dell'ammasso
- gli spostamenti massimi calcolati all'ultimo step di analisi in corrispondenza del contorno di scavo valgono circa 9.1 mm considerando le proprietà medie e 35 mm considerando le proprietà minime dell'ammasso e pertanto risultano accettabili
- le sollecitazioni di compressione agenti sul rivestimento mostrano valori moderati considerando le proprietà medie ed elevati considerando le proprietà minime dell'ammasso. In tutti i casi le sollecitazioni risultano inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel paragrafo successivo.

10.2.2 Verifiche strutturali

Si riportano di seguito le verifiche strutturali effettuate sugli elementi di rivestimento dimensionati per la profondità di -440 m ed in funzione delle caratteristiche assegnate all'ammasso roccioso.

Arenarie (A) con parametri medi

Per il tratto superiore del Pozzo Piezometrico, in concomitanza dei parametri medi dell'ammasso roccioso, si prevede di impiegare la sezione tipo P_Piez2, la quale presenta un rivestimento costituito da:

- calcestruzzo proiettato di classe C30/37 con spessore 25 cm armato con rete elettrosaldata ϕ 10 mm maglia 20 cm x 20 cm
- chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da barre di tipo Gewi-PLUS S670/800, $\phi=25\text{mm}$, $L=6\text{ m}$, collocate con maglia 2 m x 2.50 m.

Data la geometria circolare e le condizioni di carico simmetriche sul perimetro di scavo il momento flettente ed il taglio agenti mostrano valori trascurabili nonostante la presenza delle chiodature, pertanto il rivestimento può essere considerato soggetto esclusivamente allo sforzo normale di compressione. Si riporta di seguito la verifica di compressione del rivestimento.

Azioni sollecitanti sul rivestimento:

$$N_k = 1.373 \text{ MN}$$

$$N_d = 1.785 \text{ MN.}$$

Considerando lo spessore del rivestimento pari ad 0.25 m ed il calcestruzzo di classe C30/37 si ha:

$$\sigma_{c,d} = 7.14 \text{ MPa}$$

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

Come si può osservare la massima tensione di compressione risulta pari a 7.14 MPa, la quale è inferiore al valore della resistenza di calcolo a compressione f_{cd} che per un calcestruzzo di classe C30/37 vale 17.00 MPa. La verifica risulta pertanto superata.

Le bullonature risultano soggette alle seguenti sollecitazioni massime:

$$N_k = 73 \text{ kN}$$

$$N_d = 95 \text{ kN.}$$

La resistenza allo sfilamento di progetto della barra può essere calcolata mediante la formula di Bustamante e Doix, adottando le geometrie di progetto ed i parametri di resi-

stenza indicati al Paragrafo 2.2.1 della presente relazione corrisponde a 690 kN, mentre il carico di snervamento di progetto delle barre impiegate corrisponde a 310 kN e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

Arenarie (A) con parametri minimi

Per il tratto superiore del Pozzo Piezometrico, in concomitanza dei parametri minimi dell'ammasso roccioso, si prevede di impiegare la sezione tipo P_Piez3, la quale presenta un rivestimento costituito da:

Per il tratto del pozzo ubicato nella formazione di San Vito con copertura massima e parametri di faglia dell'ammasso roccioso si prevede di impiegare la sezione tipo P_Pre3, la quale presenta, nella sezione considerata, un rivestimento costituito da:

- calcestruzzo proiettato di classe C30/37 con spessore 30 cm fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata
- centine accoppiate del tipo HEB 180 in acciaio S275 con interasse longitudinale pari ad 1.00 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.

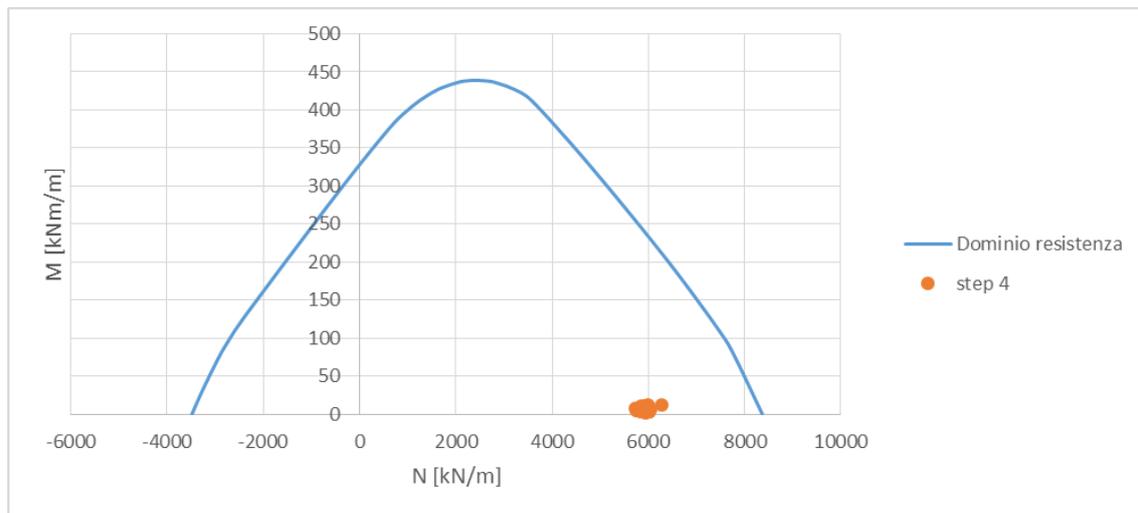


Figura 10.10 – Pozzo Piezometrico (Z=-440m): Sezione tipo P_Piez3 - Verifiche di pressoflessione

11. CAVERNA DEL POZZO PIEZOMETRICO

Come si è visto al Paragrafo 5.3 della presente relazione, in corrispondenza della sommità del Pozzo Piezometrico verrà ubicata la caverna di accesso allo stesso.

La caverna ha dimensioni in pianta pari a 26.30 m x 17.60 m, un'altezza massima pari a circa 13 m e una copertura pari a circa 350 m. L'opera ed attraversa unicamente l'unità geotecnica delle Arenarie (A) appartenenti all'unità geologica delle Arenarie di San Vito. Le indagini condotte non hanno evidenziato la presenza di zone tettonizzate in corrispondenza della posizione in cui si intende ubicare il Pozzo Piezometrico e pertanto, in considerazione dell'assenza di informazioni dirette circa le condizioni dell'ammasso alle profondità interessate dalla realizzazione dell'opera, le analisi sono state condotte considerando sia i parametri medi sia i parametri minimi previsti per l'unità A.

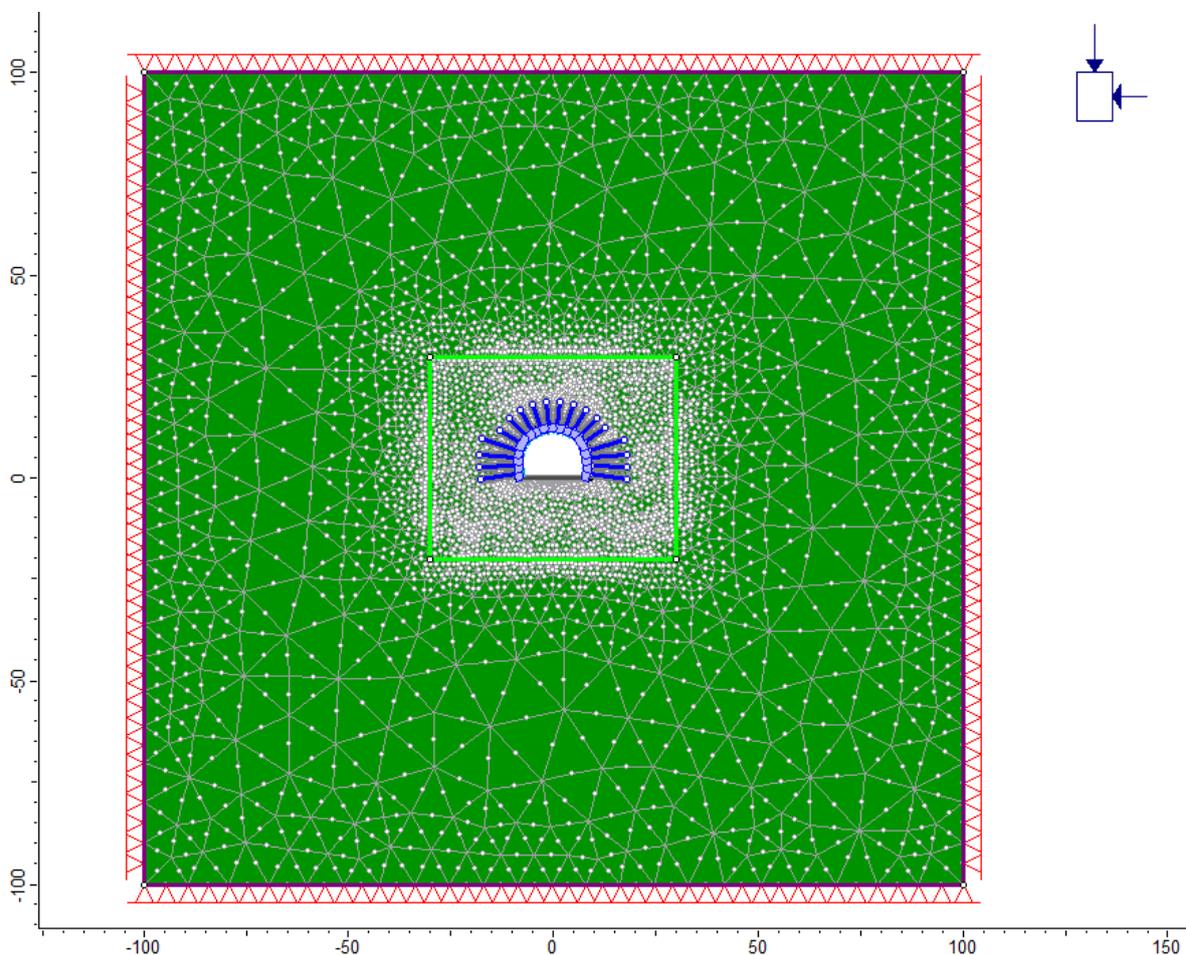


Figura 11.1 – Caverna del Pozzo Piezometrico: Geometria del modello numerico per le analisi piane relativa all'ultimo step della simulazione (Sez. tipo C_Piez1)

Al fine di effettuare un predimensionamento delle strutture di rivestimento necessarie a garantire la stabilità dell'opera, sia in fase esecutiva sia in fase di esercizio, sono sta-

te effettuate una serie di analisi numeriche volte a definire le sollecitazioni di progetto attese sui rivestimenti. Le analisi numeriche sono state sviluppate secondo i criteri illustrati nel Capitolo 6. Il modello ad elementi finiti impiegato (Figura 11.1) è di tipo bidimensionale ed è stato sviluppato, in condizioni di deformazione piana, considerando la copertura media presente sull'opera. In considerazione della copertura elevata il modello non è stato esteso fino al piano campagna; le condizioni di vincolo imposte sono costituite da cerniere applicate su tutti i bordi del modello.

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

11.1 Analisi dei risultati

Per la simulazione della caverna sono state considerate le condizioni geometriche relative ad una sezione "standard", in cui non si è considerata la presenza dei pozzi e della galleria di accesso. 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.

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati:

- I diagrammi di convergenza confinamento attraverso cui si sono definite le percentuali di rilascio parziale da attribuire alle diverse fasi della simulazione
- il diagramma con l'estensione della fascia plastica ed il campo di spostamento del terreno nell'intorno del cavo relativi all'ultimo step dell'analisi statica
- i diagrammi di sollecitazione attesi sui rivestimenti previsti

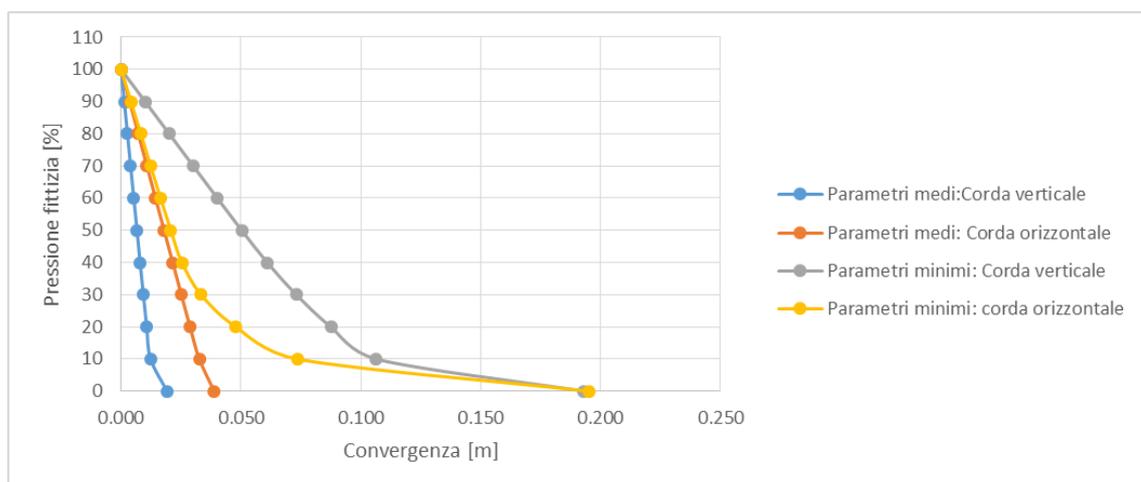


Figura 11.2 – Caverna del Pozzo Piezometrico: curva caratteristica del cavo non sostenuto per le due condizioni simulate delle proprietà geotecniche dell'ammasso

Le analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento mostrano come l'ammasso roccioso, nel caso in cui venga simulato con i parametri medi, mantenga un comportamento sostanzialmente elastico fino ad un rilascio parziale nell'ordine del 90%. Superata tale soglia iniziano a formarsi le prime zone di plasticizzazione nell'intorno del cavo che, nel caso di scavo non sostenuto, raggiungono al rilascio totale delle forze agenti il valore massimo di circa 2.5 m in corrispondenza dei piedritti. Si registrano valori di convergenza pari a circa 4 cm per la calotta e 2 cm per i piedritti in concomitanza di limitate zone plastiche. Tali aspetti indicano dunque come il perimetro di scavo rimanga sostanzialmente stabile anche in assenza di interventi di sostegno. Il progetto della sezione prevede comunque la posa sul perimetro di scavo di uno strato di calcestruzzo proiettato armato con rete elettrosaldata e di chiodature sistematiche sul perimetro.

Nel caso in cui all'ammasso roccioso vengano attribuite le proprietà minime si evidenzia un comportamento sostanzialmente elastico fino ad un rilascio parziale nell'ordine dell'50% per i piedritti e del 80% per la calotta. Superate tali soglie iniziano a formarsi le prime zone di plasticizzazione nell'intorno del cavo che, nel caso di scavo non sostenuto ed al rilascio totale delle forze agenti, raggiungono un'estensione massima di circa 10 m sui piedritti e 8 m in calotta e arco rovescio.

Sulla base delle analisi precedenti si sono ipotizzate le seguenti fasi di simulazione ed i relativi valori del rilascio tensionale parziale:

Simulazione con le proprietà medie

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione con rilascio tensionale parziale pari al 90% delle forze agenti
- STEP4 - Posa in opera delle chiodature sistematiche sul contorno di scavo con rilascio tensionale parziale fino al 95% delle forze agenti
- STEP5 – Posa in opera del calcestruzzo proiettato con rilascio tensionale completo delle forze agenti

Simulazione con le proprietà minime

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione con rilascio tensionale parziale pari al 90% delle forze agenti
- STEP4 - Posa in opera delle centine e del calcestruzzo proiettato sul contorno di scavo con rilascio tensionale completo delle forze agenti

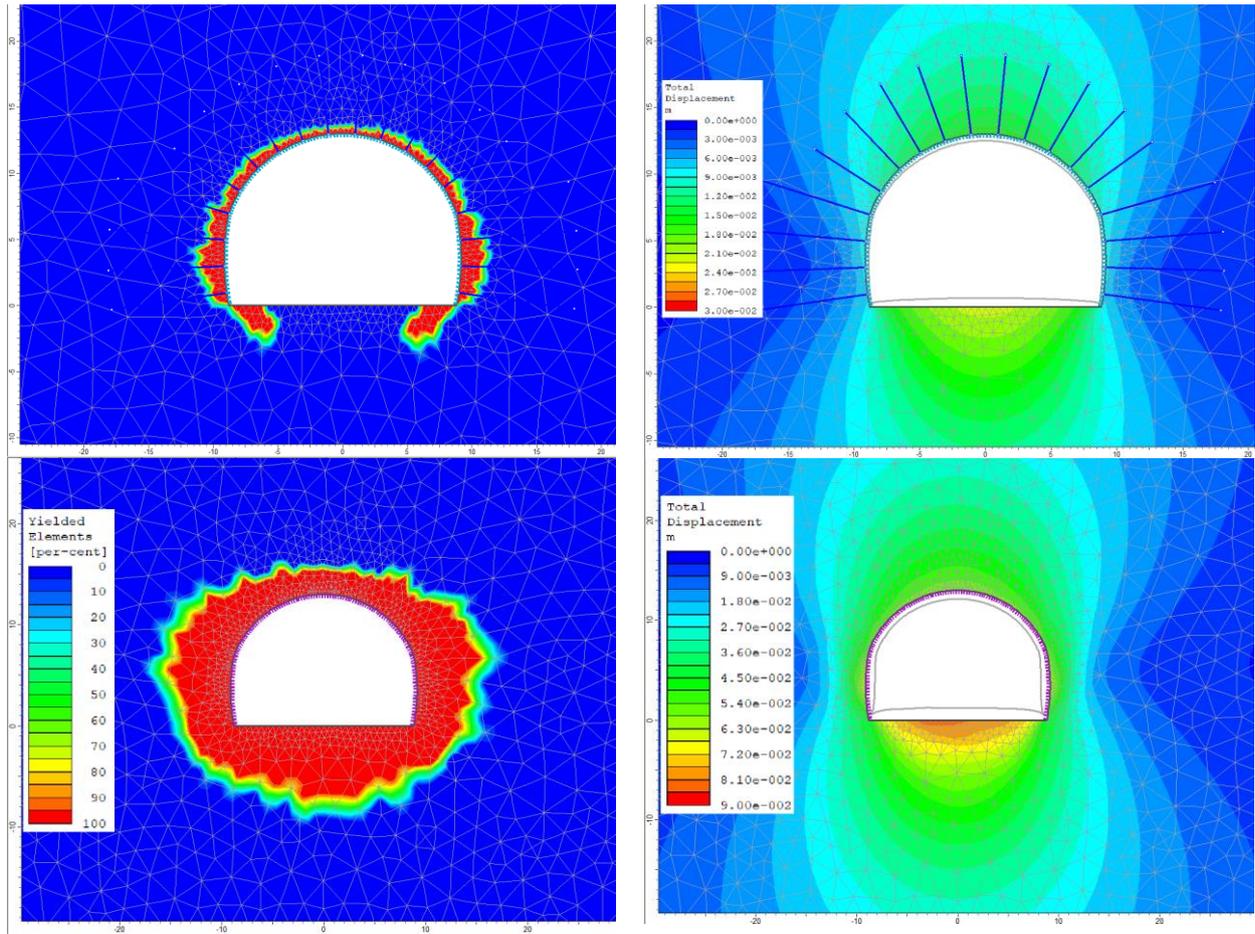


Figura 11.3 – Caverna del Pozzo Piezometrico: raggio plastico, spostamenti e deformata all'ultimo step dell'analisi statica considerando le proprietà medie e minime dell'ammasso

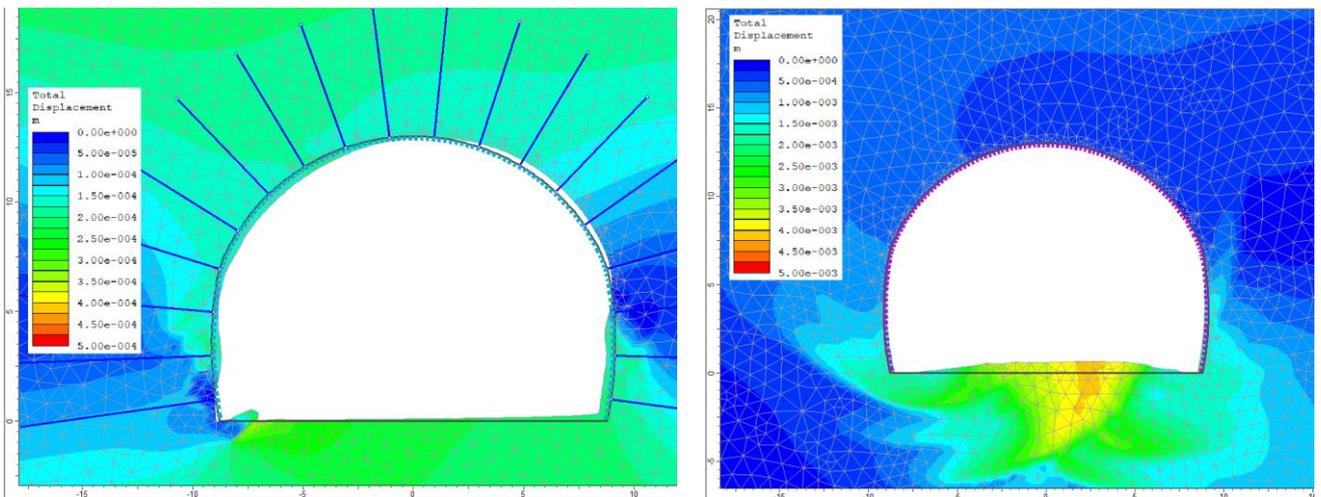


Figura 11.4 – Caverna del Pozzo Piezometrico: incremento di spostamento durante la fase sismica considerando le proprietà medie e minime dell'ammasso

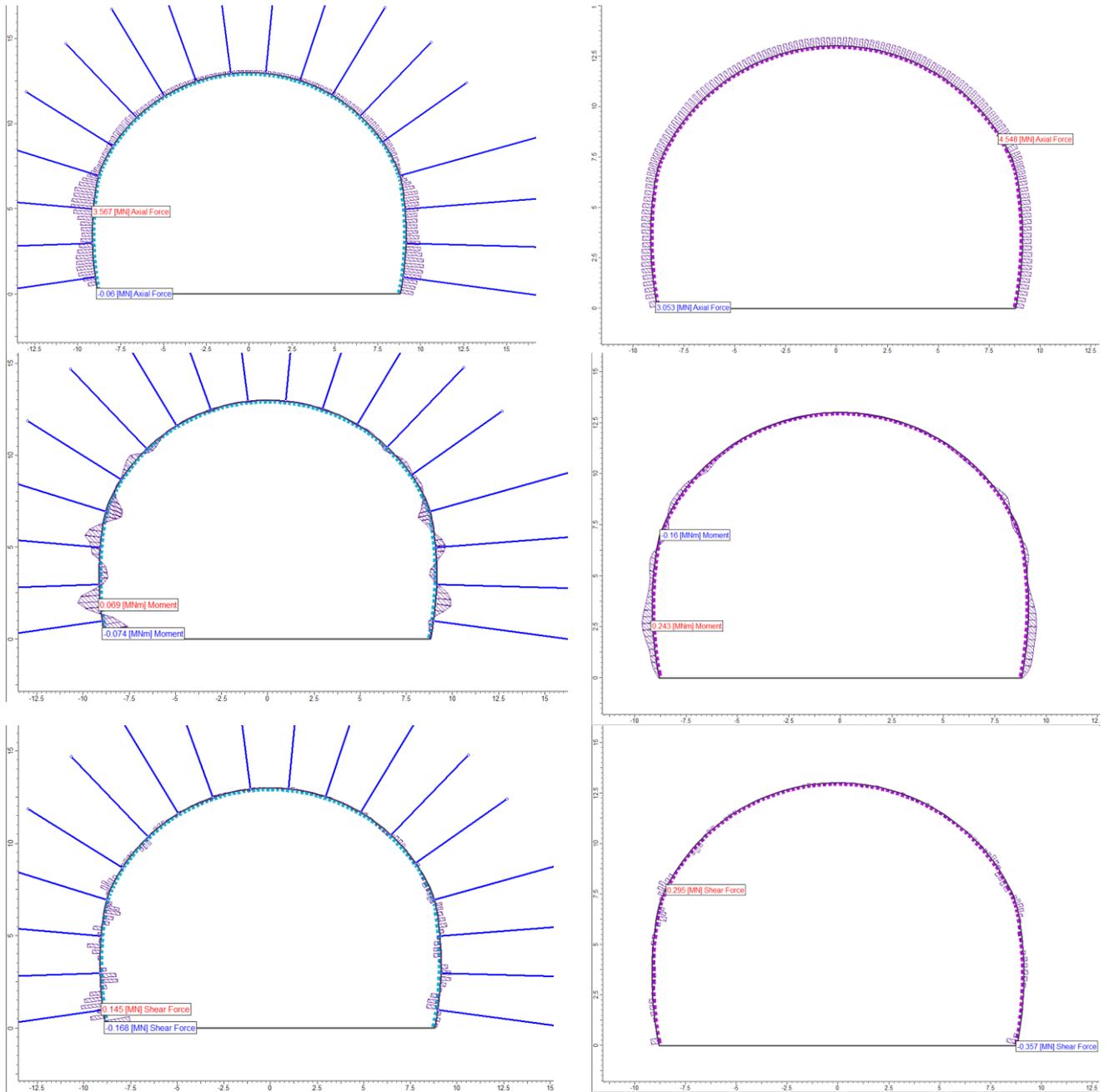


Figura 11.5 – Caverna del Pozzo Piezometrico: sforzo normale, momento flettente e taglio agenti sul rivestimento considerando le proprietà medie e minime dell’ammasso all’ultimo step dell’analisi statica

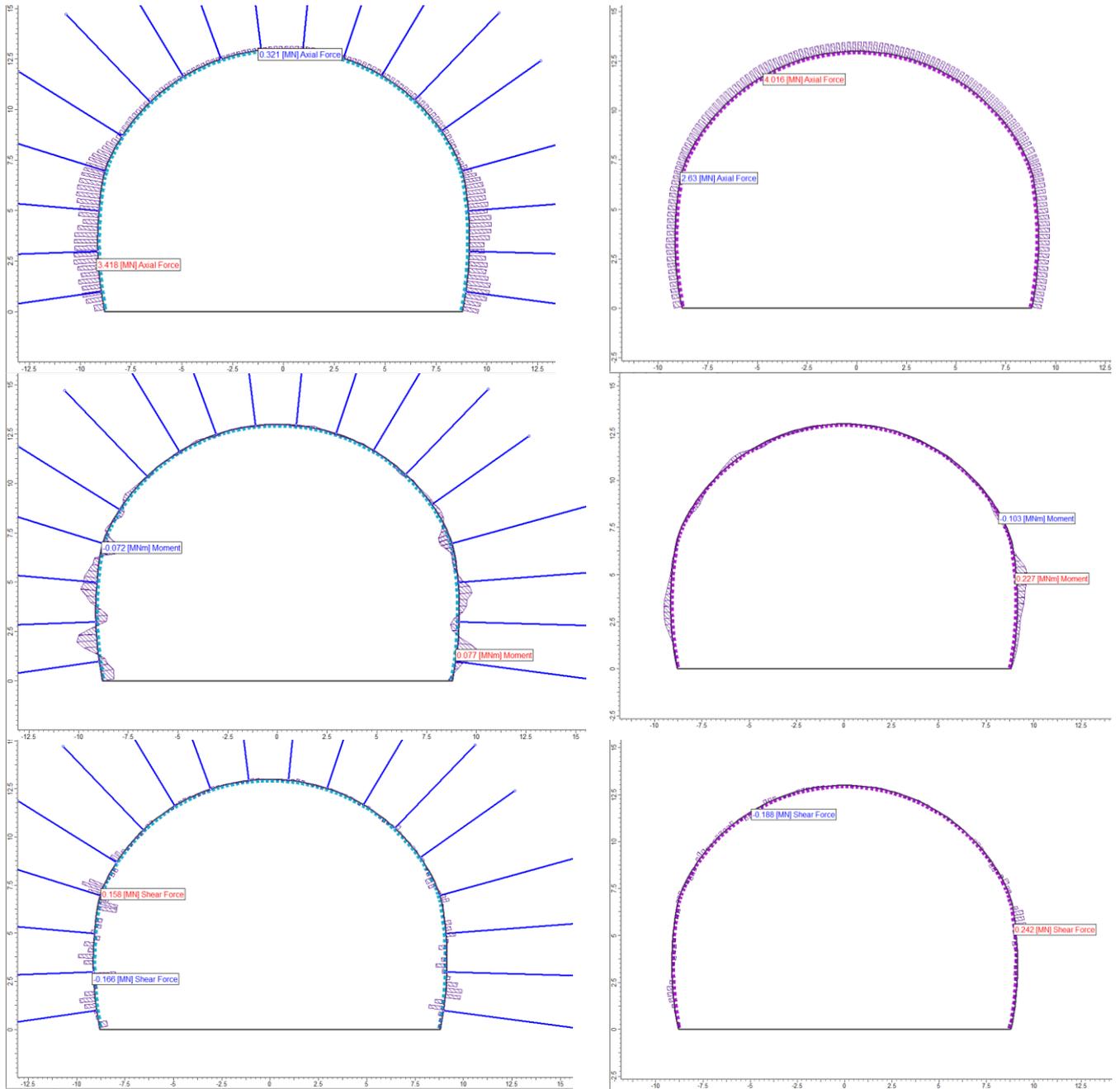


Figura 11.6 – Caverna del Pozzo Piezometrico: sforzo normale, momento flettente e taglio agenti sul rivestimento considerando le proprietà medie e minime dell'ammasso durante la fase sismica

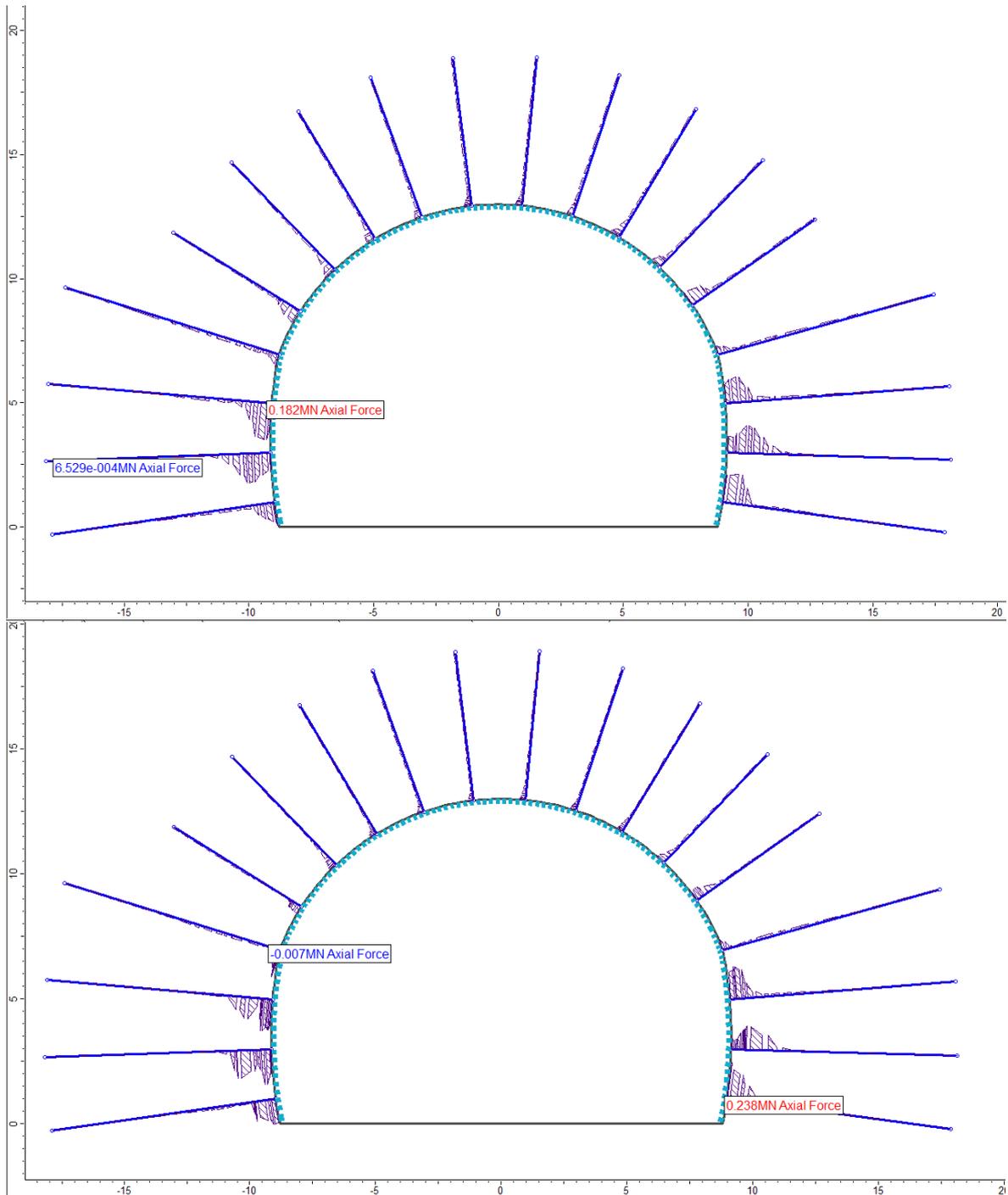


Figura 11.7 – Caverna del Pozzo Piezometrico: sforzo normale agente sulle bullonature considerando le proprietà medie dell'ammasso durante l'analisi statica e sismica

L'esame delle simulazioni numeriche evidenzia che:

- considerando le proprietà medie dell'ammasso roccioso le plasticizzazioni appaiono contenute, si registrano valori massimi del raggio plastico pari a circa 1.80 m in corrispondenza dei piedritti. Considerando invece le proprietà minime dell'ammasso si evidenziano ampie zone plastiche nell'intorno del cavo ed il raggio plastico raggiunge all'ultimo step di analisi il valore massimo di circa 6 m

- gli spostamenti massimi calcolati all'ultimo step di analisi in corrispondenza del contorno di scavo valgono circa 2 cm considerando le proprietà medie e 6 cm considerando le proprietà minime dell'ammasso e pertanto risultano rilevanti ma ancora accettabili
- le sollecitazioni di compressione agenti sul rivestimento mostrano valori rilevanti in entrambi i casi di analisi. In tutti i casi le sollecitazioni risultano inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel paragrafo successivo.
- l'applicazione delle orzanti sismiche comporta variazioni minimali del campo di deformazione e delle sollecitazioni agenti sul rivestimento.

11.2 Verifiche strutturali

Nei seguenti paragrafi vengono illustrate le principali verifiche strutturali condotte sul rivestimento della caverna in funzione delle caratteristiche assegnate all'ammasso roccioso.

Arenarie (A) con parametri medi

Nel caso in cui l'ammasso roccioso si presentasse con i parametri medi di resistenza e deformabilità si prevede di realizzare il rivestimento della caverna impiegando i seguenti elementi strutturali:

- calcestruzzo proiettato di classe C30/37 con spessore 30 cm armato con due strati di rete elettrosaldata ϕ 12 mm maglia 20 cm x 20 cm
- chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da barre di tipo Gewi-PLUS S670/800, $\phi=25\text{mm}$, L= 6 m in calotta e L = 9 m sui piedritti, collocate con maglia 2 m x 1.5 m.

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

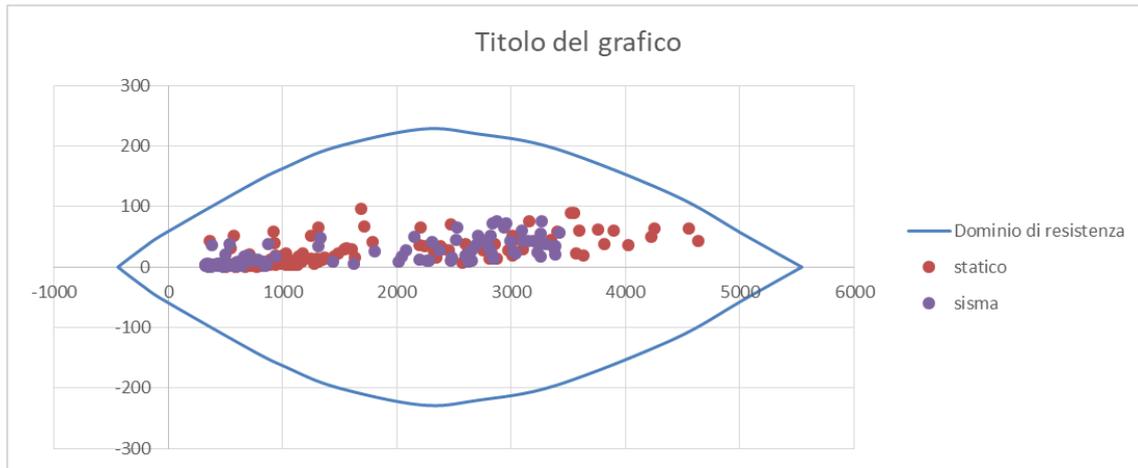


Figura 11.8 – Caverna del Pozzo Piezometrico: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento con parametri medi dell'ammasso roccioso

Il rivestimento presenta una resistenza a taglio pari a 125 kN/m. Escludendo alcuni punti singolari la massima sollecitazione di taglio vale 122 kN/m in campo statico e 121 kN/m in campo sismico, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Le bullonature più sollecitate sono quelle posizionate sui piedritti che risultano soggette alle seguenti sollecitazioni massime:

analisi statica	$N_k = 182 \text{ kN}$	$N_d = 237 \text{ kN}$
analisi sismica	$N_k = 238 \text{ kN}$	

La resistenza allo sfilamento di progetto della barra può essere calcolata mediante la formula di Bustamante e Doix, adottando le geometrie di progetto ed i parametri di resistenza indicati al Paragrafo 2.2.1 della presente relazione corrisponde a 1035 kN, mentre il carico di snervamento di progetto delle barre impiegate corrisponde a 310 kN e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

Arenarie (A) con parametri minimi

Nel caso in cui l'ammasso roccioso si presentasse con i parametri minimi di resistenza e deformabilità si prevede di realizzare il rivestimento della caverna impiegando i seguenti elementi strutturali:

- calcestruzzo proiettato di classe C30/37 con spessore 30 cm fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata
- centine accoppiate del tipo HEB 200 in acciaio S275 con interasse longitudinale pari ad 1.00 m dotate di giunti di scorrimento a deformazione controllata

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

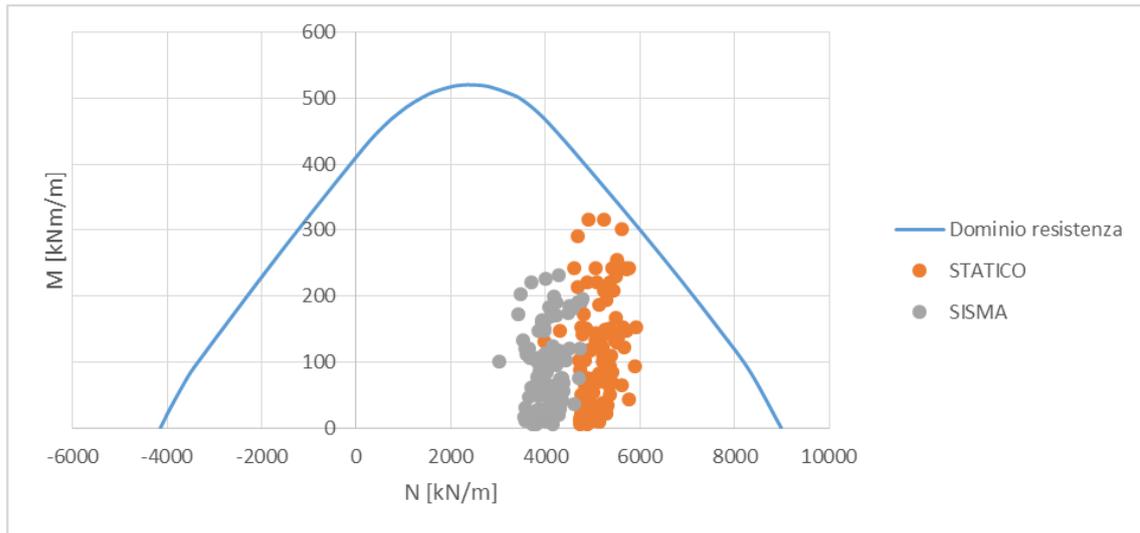


Figura 11.9 – Caverna del Pozzo Piezometrico: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento con parametri minimi dell'ammasso roccioso

Il rivestimento presenta una resistenza a taglio pari a 751 kN/m. La massima sollecitazione di taglio vale 2464 kN/m in campo statico e 340 kN/m in campo sismico, pertanto la verifica risulta soddisfatta.