

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA

S.O. GALLERIE

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO

LOTTO 2

Relazione Geotecnica delle Gallerie Naturali

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I R O P 0 2 R 0 7 R H G N 0 0 0 0 0 0 2 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Emissione per gara	G. Quarzicci F. Bergamo	Ottobre 2022	G. Quarzicci	Ottobre 2022	C. Urciuoli	Ottobre 2022	ITALFERR S.p.A. U.O. GALLERIE Aut. Ing. Alessandro Perotti Ufficio degli Ingegneri di Roma n° 19846	

File: IR0P02R07RHGN0000002A

n. Elab.:

				POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO LOTTO 2					
RELAZIONE NATURALI	GEOTECNICA	DELLE	GALLERIE	COMMESSA IR0P	LOTTO 02	CODIFICA R 07 RH	DOCUMENTO GN 00 00 002	REV. A	FOGLIO 2 di 192

INDICE

1	PREMESSA	4
2	SCOPO E CONTENUTI DEL DOCUMENTO	5
3	NORMATIVE E SPECIFICHE TECNICHE DI RIFERIMENTO	6
4	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
5	DOCUMENTI PRODOTTI A SUPPORTO	8
6	ALLEGATI	9
7	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	10
7.1	IL TRACCIATO E LE OPERE IN SOTTERRANEO	10
8	FASE CONOSCITIVA	12
8.1	IL MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO	12
8.2	CARATTERISTICHE DI SISMICITÀ DELLA ZONA.....	16
8.3	INDAGINI GEOTECNICHE.....	16
8.4	CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA	17
8.4.1	<i>Depositi di versante (DT)</i>	19
8.4.2	<i>Scaglia Rossa (SAA)</i>	31
8.4.3	<i>Scaglia Bianca (SBI)</i>	39
8.4.4	<i>Marne (FUC)</i>	44
8.4.5	<i>Maiolica (MAI)</i>	49
8.4.6	<i>Calcari Diasprini umbro-marchigiani (CDU)</i>	54
8.4.7	<i>Calcari di Posidonia (POD)</i>	59
8.4.8	<i>Corniola (COI)</i>	61
8.4.9	<i>Calcere massiccio (MAS2)</i>	65
8.4.10	<i>Prove geofisiche</i>	72
8.4.11	<i>Condizioni idrauliche del sottosuolo</i>	81
8.5	RISCHI POTENZIALI	83
9	FASE DI DIAGNOSI	85
9.1	CLASSI DI COMPORTAMENTO DEL FRONTE DI SCAVO	85

9.2	DEFINIZIONE DELLE TRATTE A COMPORTAMENTO TENSIO-DEFORMATIVO OMOGENEO	86
10	FASE DI TERAPIA	90
10.1	DEFINIZIONE DEL METODO DI SCAVO	90
10.2	SEZIONI DI AVANZAMENTO	90
10.3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI	95
10.4	ANALISI E VERIFICA DELLE SEZIONI TIPO	97
10.4.1	<i>Criteri di verifica</i>	97
10.4.2	<i>Definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici utilizzati nelle analisi</i>	100
10.4.3	<i>Analisi n.1 – Sezione Tipo A0</i>	101
10.4.4	<i>Analisi n.2 – Sezione Tipo A1</i>	113
10.4.5	<i>Analisi n.3 – Sezione Tipo A1</i>	124
10.4.6	<i>Analisi n.4 – Sezione Tipo A2</i>	135
10.4.7	<i>Analisi n.5 – Sezione Tipo A2</i>	145
10.4.8	<i>Analisi n.6 – Sezione Tipo B1</i>	155
10.4.9	<i>Analisi n.7 - Sezione Tipo C1</i>	165
	<i>Analisi n.8 – Sezione Tipo A2</i>	176
10.5	AZIONI DI MITIGAZIONE DEI POTENZIALI RISCHI.....	186
11	FASE DI VERIFICA E MESSA A PUNTO DEL PROGETTO.....	190
11.1	MONITORAGGIO IN CORSO D'OPERA.....	190
12	CONCLUSIONI	192

	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO LOTTO 2					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE NATURALI	COMMESSA IROP	LOTTO 02	CODIFICA R 07 RH	DOCUMENTO GN 00 00 002	REV. A

1 PREMESSA

Nel presente documento sono analizzate le tematiche progettuali e gli aspetti tecnici relativi al Lotto 2 del Progetto di Fattibilità Tecnico-Economica (di seguito denominato per brevità 'PFTE') della tratta P.M. 228 – Castelplanio, nell'ambito del potenziamento infrastrutturale Orte-Falconara.

Il tracciato di progetto ricade all'interno del territorio della Provincia di Ancona ed è suddiviso in 3 lotti funzionali, per una lunghezza complessiva di circa 21 km, suddivisi come di seguito:

- Lotto 1: da PM228 (pk 0+000) a Bivio Nord Albacina (pk 7+200);
- Lotto 2: da Bivio Nord Albacina (pk 0+000) a Serra San Quirico (i) (pk 8+889);
- Lotto 3: da Serra San Quirico (e) (pk 0+000 a Castelplanio (e) (pk 6+272).

Il Lotto 2 oggetto di questa relazione ha una lunghezza complessiva di circa 9 km e prevede la realizzazione di sei gallerie naturali con configurazione singola canna doppio binario e due gallerie artificiali scatolari a doppio binario.

Nel 2003 era stato redatto da ITF il progetto preliminare nell'ambito della Legge Obiettivo che già si articolava con 3 Lotti funzionali. Rispetto al tracciato di PP, che non ha ricevuto alcuna approvazione da parte degli Enti, il tracciato di PFTE recepisce gli aggiornamenti normativi intercorsi.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO LOTTO 2					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE NATURALI	COMMESSA IROP	LOTTO 02	CODIFICA R 07 RH	DOCUMENTO GN 00 00 002	REV. A

2 SCOPO E CONTENUTI DEL DOCUMENTO

Lo scopo del documento è la descrizione delle principali soluzioni tecnico-progettuali individuate per la realizzazione delle sei gallerie presenti nel Lotto 2. Gli obiettivi della progettazione sono stati i seguenti:

- definizione delle caratteristiche geometriche e tecniche delle gallerie e delle opere connesse;
- caratterizzazione geotecnica di terreni/rocce interessati dalla realizzazione delle gallerie;
- individuazione delle problematiche connesse al comportamento dei terreni/rocce in fase di scavo in funzione del quadro geologico, idrogeologico e geotecnico;
- definizione della tecnologia di scavo delle gallerie e delle opere accessorie;
- individuazione delle interferenze con opere e strutture preesistenti in superficie e nel sottosuolo.

La progettazione delle opere in sotterraneo, condotta secondo il metodo ADECO-RS (Rif. [13]), si è articolata nelle seguenti fasi:

1. fase conoscitiva: è finalizzata allo studio e all'analisi del contesto geologico e geotecnico in cui sarà realizzata la galleria; i risultati dello studio geologico sono descritti nella specifica Relazione Geologica e Idrogeologica a cui si rimanda per l'illustrazione del modello geologico (Rif. [11]); la sintesi dello studio geotecnico con la definizione del modello geotecnico di sottosuolo e dei parametri di progetto è illustrata nel capitolo 8.5;

2. fase di diagnosi: si esegue la valutazione della risposta deformativa dell'ammasso allo scavo in assenza di interventi di stabilizzazione per la determinazione delle categorie di comportamento;

3. fase di terapia: sulla base dei risultati delle precedenti fasi progettuali, si individuano le modalità di scavo e la tipologia di macchinario da utilizzarsi per realizzare l'opera in condizioni di sicurezza. Le soluzioni progettuali sono state analizzate per verificarne l'adeguatezza: nel capitolo 10 sono illustrati metodi e risultati delle analisi condotte per la verifica della stabilità globale della cavità, per il dimensionamento/verifica dei rivestimenti, nelle diverse fasi costruttive e in condizioni di esercizio.

4. fase di verifica e messa a punto: il progetto è completato dal piano di monitoraggio da predisporre ed attuare nella fase realizzativa. Nel piano di monitoraggio sono individuati i valori delle grandezze fisiche a cui riferirsi in corso d'opera per controllare la risposta deformativa dell'ammasso al procedere dello scavo, verificare la rispondenza con le previsioni progettuali e mettere a punto le soluzioni progettuali nell'ambito delle variabilità previste in progetto.

	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO LOTTO 2					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE NATURALI	COMMESSA IROP	LOTTO 02	CODIFICA R 07 RH	DOCUMENTO GN 00 00 002	REV. A

3 NORMATIVE E SPECIFICHE TECNICHE DI RIFERIMENTO

- Rif. [1] Decreto Ministero delle Infrastrutture e Trasporti 17/01/2018, “Aggiornamento delle Nuove norme Tecniche per le Costruzioni”;
- Rif. [2] C.S.LL.PP., Circolare n°7 del 21/01/2019, “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al DM 14/01/2018”.
- Rif. [3] Decreto Ministeriale 28/10/2005. “Sicurezza nelle gallerie ferroviarie”;
- Rif. [4] Regolamento (UE) N° 1303/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità concernente la “sicurezza nelle gallerie ferroviarie” del sistema ferroviario dell’Unione europea, rettificato dal Regolamento (UE) 2016/912 del 9 giugno 2016 e modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- Rif. [5] SIG, “Linee guida per la progettazione, l’appalto e la costruzione di opere in sotterraneo”, 1997
- Rif. [6] ITA, “Guidelines for the design of tunnels”, 1988.
- Rif. [7] AGI, “Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche”, 1977.
- Rif. [8] RFI, doc RFI DTC SI MA IFS 001 E “Manuale di Progettazione delle opere civili” (31/12/2020);
- Rif. [9] RFI, doc RFI DTC SI SP IFS 001 E - “Capitolato generale tecnico d’appalto delle opere civili” (20/12/2019);
- Rif. [10] ITALFERR, Specifica Tecnica PPA.0002403 “Linee guida per la progettazione geotecnica delle gallerie naturali” (dicembre 2015).

4 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- Rif. [11] S.O. Geologia, Gestione terre e Bonifiche, documento n. IROF00R69RGGE0001001A “Relazione geologica”;
- Rif. [12] S.O. Geologia, Gestione Terre e Bonifiche – Elaborati Specialistici;
- Rif. [13] S.O. Sicurezza, manutenzione e interoperabilità – Elaborati specialistici;
- Rif. [14] S.O. Impiantistica Industriali e Tecnologici – Elaborati Specialistici;
- Rif. [15] S.O. Idrologia e Idraulica – Elaborati specialistici;
- Rif. [16] S.O. Opere Civili – Elaborati specialistici;
- Rif. [17] Lunardi P. (2006). Progetto e Costruzione di Gallerie: Analisi delle deformazioni controllate nelle rocce e nei suoli - ADECO-RS – (Hoepli Ed.);
- Rif. [18] Bernaud D., Benamar I., Rousset G. (1994). La “nouvelle méthode implicite” pour le calcul des tunnel dans les milieux élastoplastiques et viscoplastiques – Revue Francaise de Géotechnique, N° 68.
- Rif. [19] Bernaud D., Rousset G. (1992). La « nouvelle méthode implicite » pour l’étude du dimensionnement des tunnels – Revue Francaise de Géotechnique, N° 60.
- Rif. [20] Oreste P.P. (1999). Aspetti notevoli dell’analisi e dimensionamento dei sostegni di gallerie attraverso i metodi di calcolo numerici – Gallerie e grandi opere sotterranee, N.° 57.
- Rif. [21] Tamez E. (1984) “Estabilidad de tuneles excavados en suelos” - Mexican Engineering Academy.

- Rif. [22] Broms B.B., Bennermark H. (1967). Stability of a clay at a vertical opening. J.Soil Mech. Found. Div. ASCE.
- Rif. [23] Skempton, A.W., (1986), "Standard Penetration Test Procedures and The Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation", Geotechnique, 36(3): 425-447;
- Rif. [24] F.H. Kulhawy and P.W. Mayne (1990), "Manual on estimating soil properties for foundation design", New York: Electric Power Res. Inst., Geotechnical Engineering Group, and (EPRI-EL-6800), Cornell University, 2-28 to 2-36;
- Rif. [25] Schmertmann, J.H.: Guidelines for cone penetration test, performance and design, Report no. FHWA-TS-78-209, Washington D.C., US Department of Transportation, p. 145 (1978);
- Rif. [26] Bolton M.D. (1986) "The strength and dilatancy of sands" Geotechnique, 36(1), 65-78.
- Rif. [27] de Mello, V.F.B. (1971) The standard penetration test, State of the Art Report. Proc. 4th Panamerican Conf. on Soil Mech. and Found. Engng, Puerto Rico, v. 1, pp. 1-86;
- Rif. [28] Stroud, M. A. 1989. The Standard Penetration Test – Its Application and Interpretation. Proceedings of the Geotechnology Conference on Penetration Testing in the UK, Thomas Telford.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO LOTTO 2					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE NATURALI	COMMESSA IROP	LOTTO 02	CODIFICA R 07 RH	DOCUMENTO GN 00 00 002	REV. A

5 DOCUMENTI PRODOTTI A SUPPORTO

I contenuti della presente relazione sono completati e arricchiti dai seguenti elaborati di progetto:

- Rif. [29] S.O. Gallerie, documento n. IR0P02R07RHGN0000001A “Relazione tecnica delle opere in sotterraneo”.
- Rif. [30] S.O. Gallerie, documento n. IR0P02R07RHGA0000001A “Relazione geotecnica delle opere di imbocco”;
- Rif. [31] S.O. Gallerie, documento n. IR0P02R07RHGA0000002A “Relazione di calcolo di stabilità della cava”;
- Rif. [32] S.O. Gallerie, documento n. IR0P02R07SPGN0000001A “Caratteristiche dei materiali – Note generali”;
- Rif. [33] S.O. Gallerie, documento n. IR0P02R07F5GN0000001A “Profilo geotecnico”.
- Rif. [34] S.O. Gallerie, documento n. IR0P02R07WBG0000001A “Sezioni di intradosso”.
- Rif. [35] S.O. Gallerie, documento n. IR0P02R07PZGN00 00001A “Uscite/accessi pedonali - Innesti con la galleria di linea - Pianta e sezioni”.
- Rif. [36] S.O. Gallerie, documento n. IR0P02R07WBG0000004A “Uscite/Accessi pedonali - Sezioni di intradosso.”
- Rif. [37] S.O. Gallerie, documento n. IR0P02R07F5GN0000002A “Uscite/accessi pedonali - Profilo geotecnico”.
- Rif. [38] S.O. Gallerie, documento n. IR0P02R07BBGN0000001A “Nicchie Tecnologiche – Carpenteria, scavo e consolidamenti”;
- Rif. [39] S.O. Gallerie, documento n. IR0P02R07WBG0000002A “Sezioni di avanzamento – Carpenteria, scavo e consolidamenti – Tav. 1 di 2”.
- Rif. [40] S.O. Gallerie, documento n. IR0P02R07WBG0000003A “Sezioni di avanzamento – Carpenteria, scavo e consolidamenti – Tav. 2 di 2”.
- Rif. [41] S.O. Gallerie, documento n. IR0P02R07WBG0000005A “Uscite/accessi pedonali - Sezioni di avanzamento – Carpenteria, scavo e consolidamenti – Tav. 1 di 2”.
- Rif. [42] S.O. Gallerie, documento n. IR0P02R07WBG0000006A “Uscite/accessi pedonali - Sezioni di avanzamento – Carpenteria, scavo e consolidamenti – Tav. 2 di 2”.
- Rif. [43] S.O. Gallerie doc IR0P02R07RHGN0000002A “Analisi di spostamenti superficiali da dati radar satellitari elaborati con tecnica SqueeSarTM”;

6 ALLEGATI

Il documento è corredato dai seguenti allegati:

All. [1] [Analisi numeriche – Fasi di calcolo e Risultati]

7 DESCRIZIONE DELL'OPERA

7.1 Il tracciato e le opere in sotterraneo

Il progetto prevede il raddoppio della tratta compresa tra PM228 e Castelplanio con un tracciato prevalentemente in variante. L'intervento è suddiviso in tre lotti funzionali, di lunghezza complessiva pari a circa 21 km, nel quale le opere in sotterraneo interessano il Lotto 1 ed il Lotto 2 per una estensione in sotterraneo totale di 9,9 km pari a circa il 45% del tracciato.

Il Lotto 2 oggetto della presente relazione ha uno sviluppo di 9 km e si sviluppa per circa il 50% in sotterraneo mediante 6 gallerie naturali.

Sono previste gallerie con configurazione singola canna doppio binario e due gallerie artificiali scatolari a doppio binario.

Nella tabella seguente sono riportate le principali caratteristiche geometriche delle gallerie del Lotto 2 (Tabella 1).

Tabella 1 – Caratteristiche geometriche Gallerie naturali e artificiali scatolari del Lotto 2

Gallerie	PK iniziale (BD)	PK finale (BD)	Lunghezza (m)	Copertura massima (m)	Sezione tipo
GN01 - Galleria Valtreara	0+070.00	0+937.53	867.53	83	Galleria canna unica – doppio binario scavo tradizionale
GN02 - Galleria Genga	1+694.00	2+230.00	536	93	Galleria canna unica – doppio binario scavo tradizionale
GN03 - Galleria Mogiano	2+975.00	3+450.00	475	59	Galleria canna unica – doppio binario scavo tradizionale
GA01	3+455.00	3+795.00	340	-	Galleria artificiale scatolare
GN04 - Galleria Ponte Chiarodovo	4+143.00	4+399.25	256.25	90	Galleria canna unica – doppio binario scavo tradizionale
GN05 - Galleria La Rossa	4+755.00	5+935.00	1180.00	230	Galleria canna unica – doppio binario scavo tradizionale

GA02	6+160.00	6+325.00	165.00	-	Galleria artificiale scatolare
GN06 - Galleria Murano	6+325.00	7+294.00	969	65	Galleria artificiale scatolare + Galleria canna unica – doppio binario scavo tradizionale

Alle gallerie presenti lungo il tracciato di linea, vanno aggiunte le gallerie relative alle uscite/accessi di emergenza pedonali; nello specifico sono previste 2 uscite/accessi pedonali per le gallerie GN05 “La Rossa” e GN06 “Murano”.

Nella tabella seguente sono riportate le progressive di innesto e le lunghezze delle uscite/accessi di emergenza previste (**Tabella 2**).

Per tutti i dettagli relativi al tracciato e alle tipologie di opere previste si rimanda alla Relazione tecnica delle opere in sotterraneo” (Rif. [29]).

Tabella 2 – Uscite/accessi di emergenza

Uscite/accessi di emergenza	pk innesto	Lunghezza (m)
Uscita/accesso di emergenza pedonale della GN05 - Galleria La Rossa	4+985.00	290.56
Uscita/accesso di emergenza pedonale GN06 - Galleria Murano	6+920.00	122.51

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO LOTTO 2					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE NATURALI	COMMESSA IROP	LOTTO 02	CODIFICA R 07 RH	DOCUMENTO GN 00 00 002	REV. A

8 FASE CONOSCITIVA

Nella fase conoscitiva si acquisiscono gli elementi necessari alla caratterizzazione e modellazione geologica del sito e alla caratterizzazione e modellazione geotecnica del volume significativo interessato dalle opere in sotterraneo. Nel seguito si riporta un breve inquadramento geologico e la sintesi della caratterizzazione e modellazione geotecnica.

8.1 Il modello geologico di riferimento

Metodi e risultati dello studio geologico sono illustrati e commentati negli elaborati specialistici di progetto (Rif. [12]). Si riporta di seguito una breve sintesi dei principali caratteri litologici e strutturali delle formazioni interessate dallo scavo della galleria.

L'area oggetto di studio ricade nel territorio della Provincia di Ancona; il nuovo tracciato ferroviario comprensivo dei tre lotti così come previsto da progetto, si snoderà tra l'area industriale a est di Fabriano (zona Ponte Moscano) e la stazione di Castelplanio-Cupramontana, per un totale di circa 21.5 km.

L'area di studio, nel tratto Fabriano-Serra San Quirico, è caratterizzata dai massicci e delle dorsali montuose dell'Appennino Umbro-Marchigiano mentre nel settore compreso tra Serra San Quirico e Castelplanio la morfologia è pedemontana-collinare.

In virtù delle differenti formazioni affioranti appartenenti alla Successione Umbro-Marchigiana, la morfologia è più dolce e blanda in corrispondenza delle litologie pelitiche (Marne a Fucoidi) e più aspra e acclive in corrispondenza delle litologie più calcaree. I depositi continentali, piuttosto estesi, sono costituiti da alluvioni prevalentemente ghiaiose, ma con significativa presenza di orizzonti pelitici e da coperture detritiche più o meno grossolane.

Per quanto riguarda le caratteristiche di sismicità della zona di studio si rimanda allo specifico elaborato di progetto (Rif. [11] e Rif. [12]).

Lo studio geologico (Rif. [11] e Rif. [12]) ha permesso di individuare le differenti unità geologiche che costituiscono il sottosuolo dell'area interessata dall'intervento in progetto:

- **Calcare massiccio – MAS2 (Cretaceo inferiore):** è il prodotto di una sedimentazione carbonatica di mare sottile. Si riconoscono due unità: il Calcare Massiccio del Burano (MAS) e il Calcare Massiccio del M. Nerone (MAS1-MAS2). In generale, è costituito (per uno spessore fino a circa 700-800 m) da una successione di spessi banchi calcarei biancastri rosati o nocciola.
- **Corniola – COI (Giurassico):** la formazione affiora a est di Genga, in continuità sia stratigrafica che tettonica con il Calcare Massiccio. È costituita da calcari a grana molto fine (micriti), grigiastri o beige, con selce bruna o grigio-chiara e con intercalazioni pelitiche grigio-verdastre, piuttosto abbondanti nella porzione superiore. Si rinvengono frequenti livelli calcareo-detritici a granulometria variabile da fine a grossolana.

- **Calcarei di Posidonia – POD (Giurassico):** la formazione è costituita da calcari e calcari marnosi, talora nodulari, e da calcari detritici biancastri o beige, con selce via via più abbondante verso l'alto.
- **Calcarei Diasprini umbro-marchigiani – CDU (Giurassico):** la formazione è suddivisa in due membri, cartografati separatamente: i Calcarei diasprini (CDU1 – membro inferiore) e i Calcarei a Saccocoma ed Aptici (CDU2 – membro superiore). I Calcarei diasprini (CDU1) sono costituiti da calcari fango-sostenuti parzialmente o completamente silicizzati, grigio-verdastri o rossastri di aspetto granulare, in strati da sottili a medi, con selce varicolore in liste e noduli. I Calcarei a Saccocoma ed Aptici (CDU2) sono costituiti da calcari fango-sostenuti selciferi, a luoghi da calcari granulo-sostenuti biodetritici, spesso ricchi in Aptici, di colore grigio-verdastro e talora rossastro, in strati medi e sottili.
- **Maiolica – MAI (Giurassico):** la formazione è diffusamente presente nella zona centrale dell'area in studio. È costituita quasi esclusivamente da micriti biancastre, in strati medi, con selce nera e con sottili intercalazioni di peliti nerastre, che aumentano di spessore e frequenza verso la parte sommitale della formazione.
- **Marne a Fucoidi – FUC (Cretaceo inferiore):** la formazione è costituita essenzialmente da marne, marne argillose e calcari marnosi; affiorano tra M. Le Conche e Serra San Quirico. La porzione inferiore è costituita da marne e marne argillose policrome e da sottili intercalazioni calcareo-marnose verdoline e beige. Sporadicamente sono presenti liste e noduli di selce verdastra. La porzione superiore è caratterizzata da calcari marnosi e marne calcaree in strati medi, biancastri, con sottili intercalazioni di marne argillose grigio-verdi e con selce verdastra in strati, liste e noduli.
- **Scaglia Bianca – SBI (Cretaceo inferiore):** la formazione affiora tra Fabriano e Serra San Quirico ed è costituita da: a) calcari e calcari marnosi biancastri, a frattura scagliosa, in strati medi, con sottili livelli bituminosi, e da strati di selce rosata, nella parte inferiore (SBI1); b) calcari e calcari marnosi bianchi con selce nerastra, zonata, nella parte superiore (SBI2). Localmente sono presenti intercalazioni di livelli calcarenitici.
- **Scaglia Rossa – SAA (Cretaceo inferiore):** la formazione è suddivisa in tre membri, tutti affioranti tra Fabriano e Serra San Quirico. Il membro inferiore (SAA1) è costituito da calcari marnosi rosati, talora con bande policrome, e da selce rossa in liste e noduli. Il membro intermedio (SAA2) è caratterizzato da calcari rossi e rosso mattone privo di selce; all'interno di tale membro sono presenti livelli marnosi e marnoso calcarei. Il membro superiore (SAA3) è costituito da calcari e calcari marnosi rossastri con selce rossa in liste e noduli ed ha talora uno spessore ridotto, fino a pochi metri.
- **Sintema del Fiume Musone – MUS (Quaternario):** sono riferibili a questa unità i depositi alluvionali attuali (MUSb) e terrazzati (MUSbn) costituiti da materiali ghiaiosi, talora grossolani, legati ad apporti laterali, con intercalazioni sabbiose e limose.

All'unità in esame vengono inoltre riferiti: materiali detritici di versante sciolti o a luoghi stratificati/cementati (MUSa), costituiti da elementi ruditici a spigoli vivi con matrice argillosa più o meno abbondante; depositi siltosi-argillosi di origine colluviale (MUSb2), con frazione sabbiosa e con elementi marnosi in relazione alla natura del bacino di alimentazione; depositi di frana attivi (MUSa1), quiescenti (MUSa1q) e antichi (MUSa1a).

- **Sintema di Matelica – MTI (Quaternario):** le caratteristiche dei depositi di questa unità risultano spesso differenti in funzione delle diverse litologie, nelle aree montane i materiali sono essenzialmente ciottolosi (generalmente centimetrici e più raramente decimetrici), con spigoli da angolosi a subangolosi e grado di cementazione talora piuttosto spinto, mentre nelle aree collinari sono più arrotondati ed eterogenei e con abbondante matrice sabbioso-siltosa.

I depositi alluvionali terrazzati (MTIbn) sono costituiti da ghiaie, sabbie, limi e argille. L'unità in parola include anche materiali detritici di versante (MTIa), costituiti da elementi calcarei e silicei, a spigoli vivi o debolmente arrotondati, in matrice limoso-argillosa generalmente scarsa. Possono essere stratificati e/o cementati oppure rimaneggiati da processi colluviali recenti. Non mancano depositi eluvio-colluviali (MTIb2), costituiti da sabbie limose e limi sabbiosi con elementi ghiaiosi, arenacei, e rari elementi calcarei.

Lungo il tracciato dell'intervento in oggetto è prevista la realizzazione di sei gallerie naturali, le formazioni sopra descritte si presentano in successioni stratigrafiche variabili:

- **Galleria Valtreara:** lo scavo della galleria si sviluppa per i primi 500 m circa all'interno della formazione della Scaglia Rossa – Membro intermedio (SAA2) per poi passare, alla pk 0+500 (in corrispondenza del sondaggio FCS73), all'interno della formazione della Scaglia Rossa – Membro inferiore (SAA1).
- **Galleria Genga:** lo scavo della galleria si sviluppa per la quasi totalità all'interno della formazione della Marne a Fucoidi (FUC), per poi intercettare, in prossimità della zona dell'imbocco lato Castelplanio, alla pk. 2+100 i calcari della formazione della Maiolica (MAI) affioranti lungo le scarpate dell'attuale linea ferroviaria.
- **Galleria Mogiano:** lo scavo della galleria naturale interessa la formazione della Maiolica (MAI); in superficie si riscontra uno spessore di circa 7 m di alluvioni terrazzate e depositi di versante (tale ricostruzione è supportata dalle evidenze del sondaggio FCS16). Alla pk 3+060 lo scavo della galleria intercetta la formazione dei Calcari Diasprini Umbro-Marchegiani (CDU2 da 3+060 a 3+160 e CDU1 da 3+160 a 3+380). Tale formazione affiora con continuità nell'area della frazione di Mogiano. Dalla pk 3+380 fino al termine della galleria naturale lo scavo passa nella formazione dei Calcari a Posidonia (POD) con in superficie uno strato modesto di coltre detritica, come riscontrabile più a valle dalle evidenze del sondaggio FCS17. In uscita dalla galleria naturale è prevista la realizzazione della galleria artificiale scatolare GA01.
- **Galleria Ponte Chiarodovo:** lo scavo della galleria naturale interessa nel tratto di imbocco lato PM228 la formazione della Corniola (COI) per poi intercettare, in corrispondenza della pk 4+160, una faglia che separa la formazione della Corniola (COI) dal Calcare massiccio (MAS2). Per maggiori dettagli su questa struttura si rimanda allo specifico elaborato di progetto (Rif. [11]). Da tale progressiva, la galleria entra quindi all'interno della formazione del Calcare Massiccio (MAS2) dove, alla pk 4+300 circa, intercetta un'ulteriore faglia per poi proseguire all'interno della stessa formazione fino al termine della galleria.

- Galleria La Rossa: il tracciato si sviluppa ad una distanza di circa 50 m dalla galleria ferroviaria esistente ed interamente all'interno della formazione del Calcarea massiccio (MAS2), attraversando tre faglie (pk 5+090, 5+300 e 5+840) di cui per un maggiore dettaglio si rimanda agli specifici elaborati di progetto (Rif. [12]). In merito all'interferenza con la galleria ferrovia esistente si rimanda invece al capitolo 8.5 della presente relazione.

Lo scavo dell'uscita di emergenza interessa anch'esso per tutto il suo sviluppo la formazione del Calcarea Massiccio (MAS2).
- Galleria Murano: lo scavo della galleria naturale è caratterizzato dapprima da un tratto a bassa copertura in cui intercetta i calcari della formazione della Maiolica (MAI) con in superficie uno spessore modesto di deposito alluvionale. Alla pk. 6+340 circa il tracciato intercetta una faglia che mette in contatto la formazione della Maiolica (MAI) con quella della Scaglia Rossa (SAA2). Successivamente una ulteriore faglia, in corrispondenza della pk 6+460 circa, mette in contatto tale formazione nuovamente con i calcari della Maiolica (MAI). Nella Maiolica prosegue lo scavo della galleria fino alla pk 6+700. In corrispondenza di tale progressiva lo scavo della galleria passa dalla formazione della Maiolica (MAI) a quella delle Marne a Fucoidi (FUC) e, successivamente, la presenza di una ulteriore faglia (pk 6+820) segna di nuovo l'ingresso all'interno della formazione della Maiolica (MAI).

Alla pk 7+040 circa la presenza di una faglia mette in contatto le Marne a Fucoidi (FUC) con la precedente formazione della Maiolica (MAI). In corrispondenza della pk 7+180 il tracciato attraversa il limite stratigrafico tra le Marne a Fucoidi (FUC) e la sovrastante formazione della Scaglia Bianca (SBI) e successivamente con la formazione della Scaglia Rossa (SAA1) (pk 7+240) per poi terminare nella zona di imbocco lato Castelplanio all'interno dei depositi alluvionali terrazzati (MTIbn).

	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO LOTTO 2					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE NATURALI	COMMESSA IROP	LOTTO 02	CODIFICA R 07 RH	DOCUMENTO GN 00 00 002	REV. A

8.2 Caratteristiche di sismicità della zona

Per le caratteristiche di sismicità della zona si rimanda agli elaborati di progetto Rif. [12]. **INSERIRE QUALCOSA**

8.3 Indagini geotecniche

I risultati delle indagini geotecniche, in situ e di laboratorio, hanno permesso di definire il modello geotecnico rappresentativo delle condizioni stratigrafiche e delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni/rocce interessati dalle opere in sotterraneo lungo il tracciato. L'ubicazione dei sondaggi ed il modello geotecnico sono rappresentati nell'elaborato "Profilo geotecnico" (Rif. [33]). Nei paragrafi che seguono si riepilogano in sintesi i risultati della caratterizzazione e modellazione geotecnica per ciascuna delle formazioni interessate dallo scavo delle gallerie.

Ai fini della caratterizzazione geotecnica delle unità che interessano le opere in progetto, sono stati utilizzati i dati relativi alle seguenti campagne geotecniche:

- *Campagna indagini Italferr 2021 -Potenziamento infrastrutturale Orte-Falconara, raddoppio della tratta PM228-Castelplanio - PFTE.*
- *Campagna indagini Italferr 2022 -Potenziamento infrastrutturale Orte-Falconara, raddoppio della tratta PM228-Castelplanio – Arricchimento PFTE.*

Con riferimento alle tratte in sotterraneo, nella campagna indagini del 2021 a supporto del PFTE del raddoppio della tratta PM228-Castelplanio sono stati eseguiti:

- n. 28 sondaggi a carotaggio continuo (profondità variabili tra 40 m e 360 m dal piano campagna), attrezzati con strumentazione geotecnica in foro;
- n. 55 prove dilatometriche nei fori di sondaggio;
- n. 63 prove di permeabilità di tipo Lefranc e Lugeon;
- n. 44 prove SPT;
- n. 3 prove sismiche in foro di tipo Down-hole;
- n. 5 prospezioni sismiche MASW;
- n. 14 stop gestrutturali;
- n. 75 rilievi geomeccanici (Waypoint)

Il numero totale dei campioni analizzati nella tratta di interesse e sottoposti a prove di laboratorio è di 195. Sui campioni indisturbati sono state eseguite le seguenti prove meccaniche:

- n. 8 prove di taglio diretto (TD);
- n. 4 prove di compressione triassiale consolidate non drenate (CIU);
- n. 1 prova di compressione triassiale consolidata drenata (CID);

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO LOTTO 2					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE NATURALI	COMMESSA IROP	LOTTO 02	CODIFICA R 07 RH	DOCUMENTO GN 00 00 002	REV. A

- n. 54 prove di compressione monoassiale;
- n. 67 misure della velocità sonica Vp e Vs;
- n. 58 prove di carico puntuale (PLT);
- n. 3 prove di trazione indiretta;
- n. 5 prove di compressione triassiale in roccia

Con riferimento alle tratte in sotterraneo, nella campagna indagini del 2022 a supporto dell'arricchimento del PFTE del raddoppio della tratta PM228-Castelplanio sono stati eseguiti:

- n. 6 sondaggi a carotaggio continuo (profondità variabili tra 40 m e 360 m dal piano campagna), attrezzati con strumentazione geotecnica in foro;
- n. 24 prove dilatometriche nei fori di sondaggio;
- n. 24 prove di permeabilità di tipo Lefranc e Lugeon;
- n. 27 prove SPT;
- n. 5 prove sismiche in foro di tipo Down-hole;
- n. 3 prospezioni sismiche MASW;

Il numero totale dei campioni analizzati nella tratta di interesse e sottoposti a prove di laboratorio è di 195. Sui campioni indisturbati sono state eseguite le seguenti prove meccaniche:

- n. 1 prova di taglio diretto (TD);
- n. 18 prove di compressione monoassiale;
- n. 18 prove di carico puntuale (PLT);

Per ulteriori dettagli relativi alle campagne di indagini si rimanda agli specifici elaborati di progetto specialistici (Rif. [12]).

L'ubicazione dei sondaggi è rappresentata nell'elaborato 'Profilo geotecnico' (Rif. [33]).

Nei paragrafi che seguono sono riepilogati nel dettaglio i risultati della caratterizzazione e modellazione geotecnica eseguita per ciascuna delle formazioni interessate dalle opere lungo il tracciato. Per quanto concerne l'elaborazione delle prove geofisiche, in foro e di superficie, si rimanda nel dettaglio al paragrafo 8.4.10 della presente Relazione.

8.4 Caratterizzazione e modellazione geotecnica

A partire dal modello geologico di riferimento (§ 8.1), l'analisi e l'interpretazione dei risultati delle indagini geotecniche in sito e in laboratorio hanno consentito di individuare nell'area interessata dall'intervento in progetto le seguenti 8 Unità Geotecniche corrispondenti alle formazioni geologiche descritte nel capitolo 7:

1. Depositi di versante (DT)
2. Scaglia rossa (SAA)
3. Scaglia bianca (SBI)
4. Marne (FUC)
5. Maiolica (MAI)
6. Calcari diasprini umbro-marchigiani (CDU)
7. Calcari di posidonia (POD).
8. Corniola (COI)
9. Calcare massiccio (MAS2)

Si rimanda all'elaborato "Profilo geotecnico" (Rif. [33]) per la rappresentazione delle caratteristiche geometriche (spessori ed estensione) di tali Unità Geotecniche.

Sono illustrate nel seguito le caratteristiche fisiche e meccaniche di ciascuna Unità Geotecnica, ricavate dalle prove eseguite in sito e in laboratorio. La Tabella 3 riporta i simboli di riferimento adottati nella caratterizzazione geotecnica.

Tabella 3 - simboli di riferimento adottati per la caratterizzazione

γ	kN/m^3	Peso dell'unità di volume
γ_s	kN/m^3	Peso specifico
w	%	Umidità naturale
w _L	%	Limite liquido
w _P	%	Limite plastico
I _P	%	Indice di plasticità
D _r	-	Densità relativa
ϕ'_{SPT}	°	Angolo di attrito efficace da prove SPT
c' _{TX}	kPa	Coesione efficace da prove triassiali
ϕ'_{TX}	°	Angolo di attrito efficace da prove triassiali
c' _{TD}	kPa	Coesione efficace da prove di taglio diretto
ϕ'_{TD}	°	Angolo di attrito efficace da prove di taglio diretto
σ_{ci}	MPa	Resistenza a compressione monoassiale da prove CM
$\sigma_{ci,PLT}$	MPa	Resistenza a compressione monoassiale da prove PLT
E _i	GPa	Modulo elastico della roccia intatta
K ₀	-	Coefficiente di spinta in quiete
E' _{DTM}	MPa	Modulo elastico da prove dilatometriche
E' _{SPT}	MPa	Modulo elastico da prove SPT
G _{0,SPT}	MPa	Modulo di taglio iniziale da prove SPT
k	m/s	Coefficiente di permeabilità
GSI _{rilievi}	-	Indice di qualità GSI da rilievi geomeccanici
GSI _{WP}	-	Indice di qualità GSI da Waypoint

8.4.1 Depositi di versante (DT)

I depositi di versante affiorano diffusamente nell'area di studio ed includono le formazioni geologiche: MTIa, MTIbn, MUSbn, MUSa.

Le analisi granulometriche eseguite sui campioni prelevati mostrano la prevalenza della componente a grana grossa. Il terreno è classificabile mediamente come ghiaia con sabbia e limo debolmente argilloso, a luoghi l'unità geotecnica si presenta come limo con argilla. (AGI, 1977) (Figura 2).



Figura 1 Sondaggio FCL22 (5-10 m da p.c.) e sondaggio FCS9 (0-5 m da p.c.)

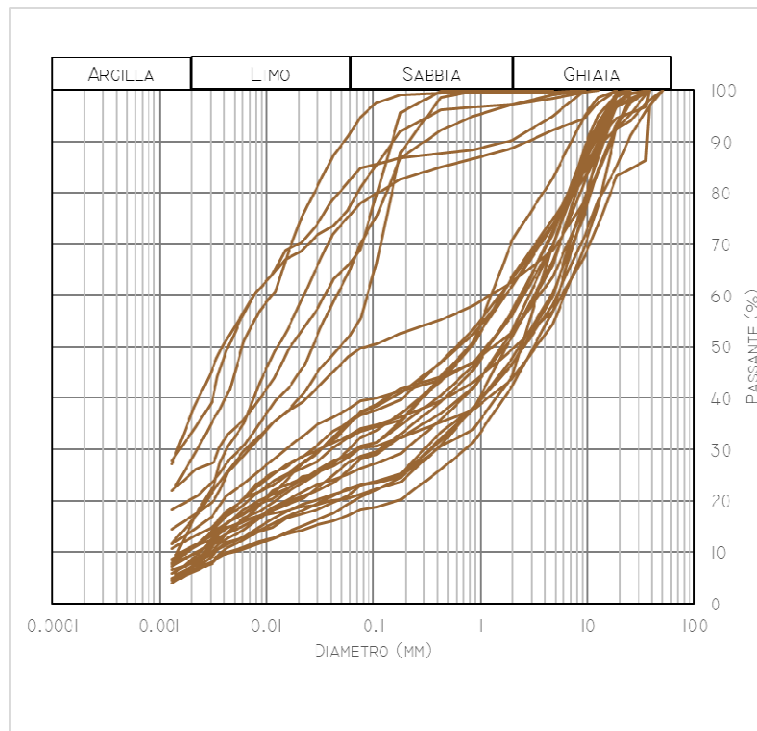


Figura 2 Analisi granulometrica

Sono stati prelevati, a profondità variabili tra 3 m e 18 m da piano campagna, 13 campioni indisturbati sottoposti a prove di laboratorio e 31 campioni rimaneggiati (questi ultimi utilizzati solo per determinare la composizione granulometrica e i limiti di Atterberg del terreno ove pertinente).

L'analisi dei risultati delle prove di sito e di laboratorio ha consentito di tracciare un quadro complessivo delle principali grandezze fisiche e meccaniche dell'unità indagata.

Il peso dell'unità di volume è compreso tra $17,5 \div 20 \text{ kN/m}^3$ mentre il peso specifico è compreso tra $25,5 \div 27,3 \text{ kN/m}^3$.

I limiti di Atterberg per le frazioni coesive sono compresi negli intervalli di seguito riportati:

- Limite plastico, w_p : 4% ÷ 33%
- Limite liquido, w_L : 16% ÷ 50%
- Indice di Plasticità, I_p : 2% ÷ 20%.

Il contenuto d'acqua naturale w risulta compreso tra il 14% ed il 29%.

Si riportano in Tabella 4 per ciascun campione i valori delle caratteristiche fisiche dell'unità geotecnica dei *Depositi di versante (DT)*:

Tabella 4 - caratteristiche fisiche

Sondaggio	Campione	Profondità da p.c.	γ	w	w _L	w _P	I _p
(-)	(-)	(m)	(kN/m ³)	(%)	(%)	(%)	(%)
FCS31	CR1	3			20	15	5
FCS31	CR2	6			20	14	6
FCS31	CR3	10			23	14	9
FCS31	CR4	15			50	33	17
FCL32	CI1	4.4			41	25	16
FCL32	CR1	8			22	16	6
FCS34	CI1	3.6			40	26	14
FCS34	CR1	9.3			18	12	6
FCS34	CR2	13.6			26	15	11
FCS71	CR1	2.85					
FCS71	CI1	10.25	18.8	29.5	47	29	18
FCL34 bis	CI1	3.15	17.6	22.8	44	27	17
FCL34 bis	CR1	5.9			24	15	9
FCS18	CR1	3.45			34	23	11
FCS18	CI1	8.75	18.8	23.7	26	20	6
FCS18	CR2	12.15			22	16	6
FCS18	CR3	17.65			23	14	9
FCS30	CI1	11.5	19.9	22.3	29	20	9
FCS30	CR1	17.9			19	15	4
FCL22	CR1	5.8			29	9	20
FCL22	CR2	10.2			19	4	15
FCL24	CR1	5.5			18	13	5
FCL24	CI1	8.9	19.0	26.3	37	23	14
FCL24	CR2	12.2			16	12	4
FCL25	CR1	4.2			18	13	5
FCL25	CR2	9.2			17	13	4
FCL25	CR3	11.5			31	21	10
FCL52	CI1	6.8	19.4	23.9	19	17	2
FCL52	CR1	8.4			21	15	6
FCS9	CR1	4.2			21	16	5
FCS16	CR1	6.65			44	24	20
FCS72	CR1	6.8					
PD2_2	CR1	3.85	18.7				
PD2_2	CR2	6.85	19.6				
PD2_9	CR1	3.15					
PD2_9	CR2	7.45					
PD2_9	CR3	10.85					
PD2_13	CI1	3.15					
PD2_13	CI2	8.2	20.1	15.6	22	14	8
PD2_13	CI3	11.7			20	13	7
PD2_13	CI4	19.2		14.2	30	18	12
PD2_13	CI5	27.75	20.1	17.6	35	18	17
PD2_13	CR1	17.7					
PD2_13	CR2	22.45					
PD2_15	CI1	3.175	19.6	17.6	32	19	13

Caratteristiche meccaniche

Sono stati analizzati, ai fini della caratterizzazione meccanica, i risultati delle prove di sito e di laboratorio condotte sui campioni indisturbati. Le profondità di prelievo dei 13 campioni indisturbati variano tra 3,2 e 27,8 m da p.c.

Per determinare le caratteristiche di resistenza dell'unità geotecnica dei *Depositi di versante*, sono stati elaborati i risultati di 4 prove di taglio diretto (TD), 2 prove triassiali (1 CIU e 1 CID) e di 44 prove SPT.

L'involuppo di resistenza nel piano degli invarianti t' ed s' (Figura 3) derivante delle 2 prove triassiali consolidate eseguite sui campioni indisturbati restituisce un valore di coesione c' pari a circa 16 kPa e angolo di resistenza al taglio ϕ' pari a circa 27°. I risultati si riferiscono a campioni prelevati alle profondità di 10,3 e 11,5 m da piano campagna.

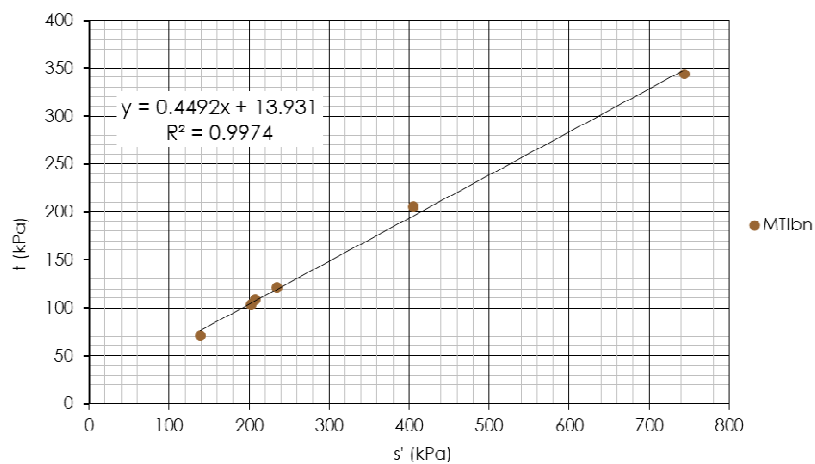


Figura 3 involuppo di resistenza delle prove triassiali

L'involuppo di resistenza dei risultati delle prove di taglio diretto nel piano di Mohr-Coulomb (Figura 4), fornisce un valore di intercetta di coesione c' pari a circa 3 kPa e angolo di resistenza al taglio ϕ' pari a circa 32°.

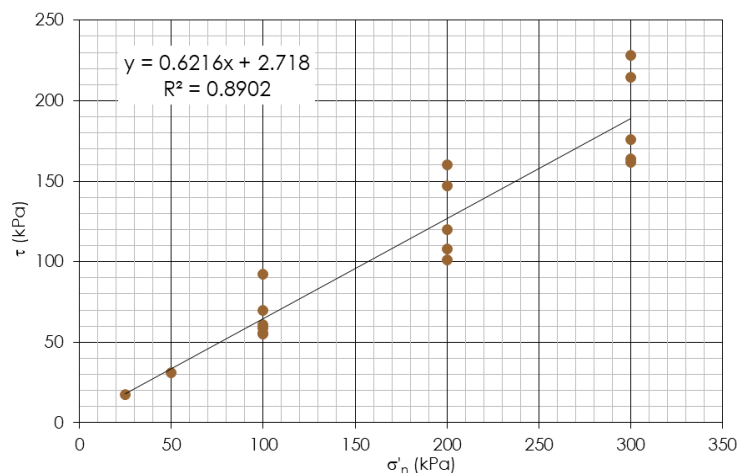


Figura 4 involuppo di resistenza delle prove di taglio diretto

Di seguito le tabelle riassuntive dei valori a rottura dedotti dalle prove di taglio diretto e delle prove di compressione triassiale:

Prove di taglio diretto			
Sondaggio e Campione	Profondità da p.c.	σ'_n	τ
(-)	(m)	(kPa)	(kPa)
FCL34 bis - CI1	3.2	100	55
		200	108
		300	162
FCS18 - CI1	8.8	100	59
		200	120
		300	176
FCL24 - CI1	8.9	100	61
		200	101
		300	164
PD2_15 - CI1	3.2	25	18
		50	31
		100	56

Prove di compressione triassiale						
Prova	Sondaggio / Campione	Profondità da p.c.	σ'_1	σ'_3	$(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$	$(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$
(-)	(-)	(m)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
CID	FCS71 - CI1	10.25	316	100	108	208
			610	200	205	405
			1088	400	344	744
CIU	FCS30 - CI1	11.5	211	68	72	140
			306	100	103	203
			356	114	121	235

Le 44 prove penetrometriche dinamiche SPT sono state elaborate con riferimento alle correlazioni empiriche dei terreni granulari di letteratura (Rif. [24] - Rif. [26]). In Figura 5 si riporta l'andamento, in funzione della profondità, del numero di colpi N_{SPT} , della densità relativa D_r e dell'angolo di attrito efficace ϕ' , definito utilizzando le correlazioni empiriche di riferimento.

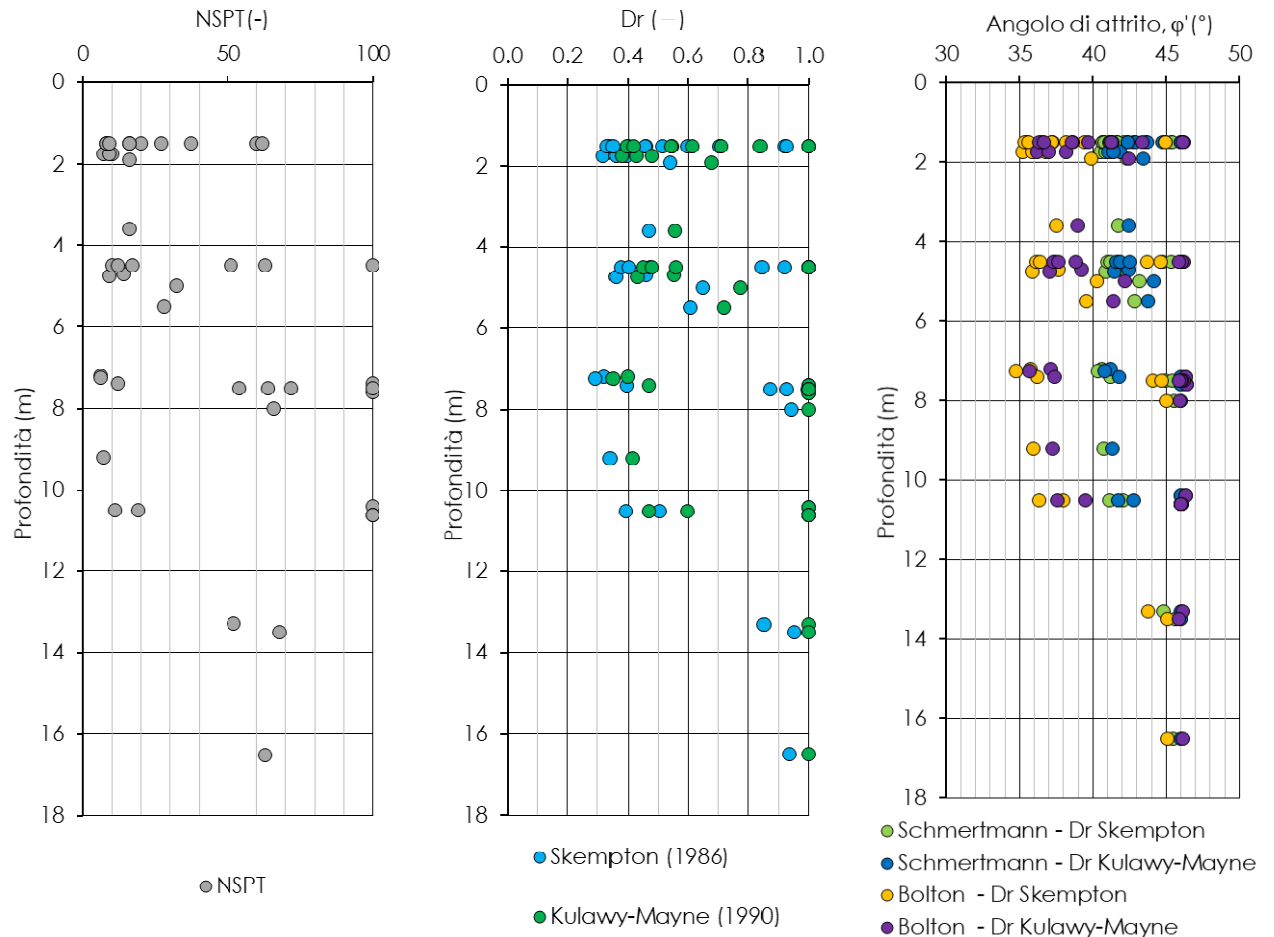


Figura 5 NSPT, densità relativa e angolo di attrito da prove SPT

I risultati delle prove SPT mostrano un angolo di attrito compreso tra 25° e 46° e densità relativa compresa tra 0,3 e 1,0. Di seguito la tabella riassuntiva, con i valori numerici, delle prove relative ad ogni verticale di indagine. Quando la prova SPT ha dato come risultato “rifiuto” è stato attribuito un valore pari a 100 colpi:

Sondaggio	z	N _{SPT}
FCL22	1.9	16
FCL22	7.2	6
FCL24	9.2	7
FCL32	1.75	10
FCL32	4.7	14
FCL32	7.6	100
FCL34 bis	1.75	7
FCL34 bis	4.75	9
FCL34 bis	7.4	100
FCL34 bis	10.4	100
FCL52	1.75	9
FCL52	7.25	6
FCS3	1.5	8
FCS3	4.5	10
FCS30	1.5	60
FCS30	4.5	51
FCS30	7.5	54
FCS30	10.5	11
FCS30	13.3	52
FCS30	16.5	63
FCS31	1.5	62
FCS31	4.5	100

Sondaggio	z	N _{SPT}
FCS31	7.5	72
FCS31	10.6	100
FCS34	1.5	8
FCS34	3.6	16
FCS34	7.5	100
FCS34	10.6	100
FCS50	1.5	9
FCS50	4.5	12
FCS50	8	66
FCS71	1.5	37
FCS71	4.5	63
FCS71	7.5	64
FCS71	10.5	19
FCS71	13.5	68
FCS4	1.5	20
FCS9	1.5	27
FCS9	5	32
FCS16	1.5	16
FCS16	5.5	28
FCS18	1.5	16
FCS18	4.5	17
FCS18	7.4	12

Per determinare le caratteristiche di deformabilità sono stati elaborati i risultati di 8 prove geofisiche (3 Down-Hole e 5 MASW), 44 prove penetrometriche dinamiche SPT e 22 prove dilatometriche.

Si rimanda al capitolo 8.4.10 per la valutazione ed il dettaglio dei moduli di deformabilità deducibili dalle prove geofisiche.

L'interpretazione delle prove dilatometriche mostra valori del modulo di elasticità variabili nell'intervallo 62 ÷ 642 MPa e del coefficiente di spinta in quiete nell'intervallo 0.5 ÷ 1.5.

Di seguito la tabella riassuntiva, con i valori, delle prove dilatometriche relative ad ogni sondaggio:

sondaggio	Profondità da p.c.	E	K ₀
(-)	(m)	(MPa)	(-)
FCS30	6	70	0.7
FCS30	13	511.6	0.5
FCS18	6	62.2	0.7
FCS34	10	289	0.8
FCL24	7	429	0.7
FCL32	5.5	161	0.6
FCL22	7	66	0.5
FCL25	6.5	642	0.5
FCS9	6.5	210	1
FCS16	6.5	124	1
FCS17	5.5	461	1.5
FCS18	12.5	285	0.5
FCS31	8.5	199	0.5
PD2_13	5.5	139	0.7
PD2_13	15.5	87	0.7
PD2_6	5.5	240	0.7
PD2_6	15.5	354	0.7
PD2_11	8.5	161	0.5
PD2_11	14.5	365	0.8
PD2_12	9.5	110	0.5
PD2_13	5.5	139	0.7
PD2_13	15.5	87	0.7

La Figura 6 mostra gli andamenti con la profondità del modulo elastico E' e del modulo di taglio iniziale G₀ ottenuti da prove SPT. I parametri risultano rispettivamente compresi negli intervalli: 5 ÷ 100 MPa e 48 ÷ 347 MPa.

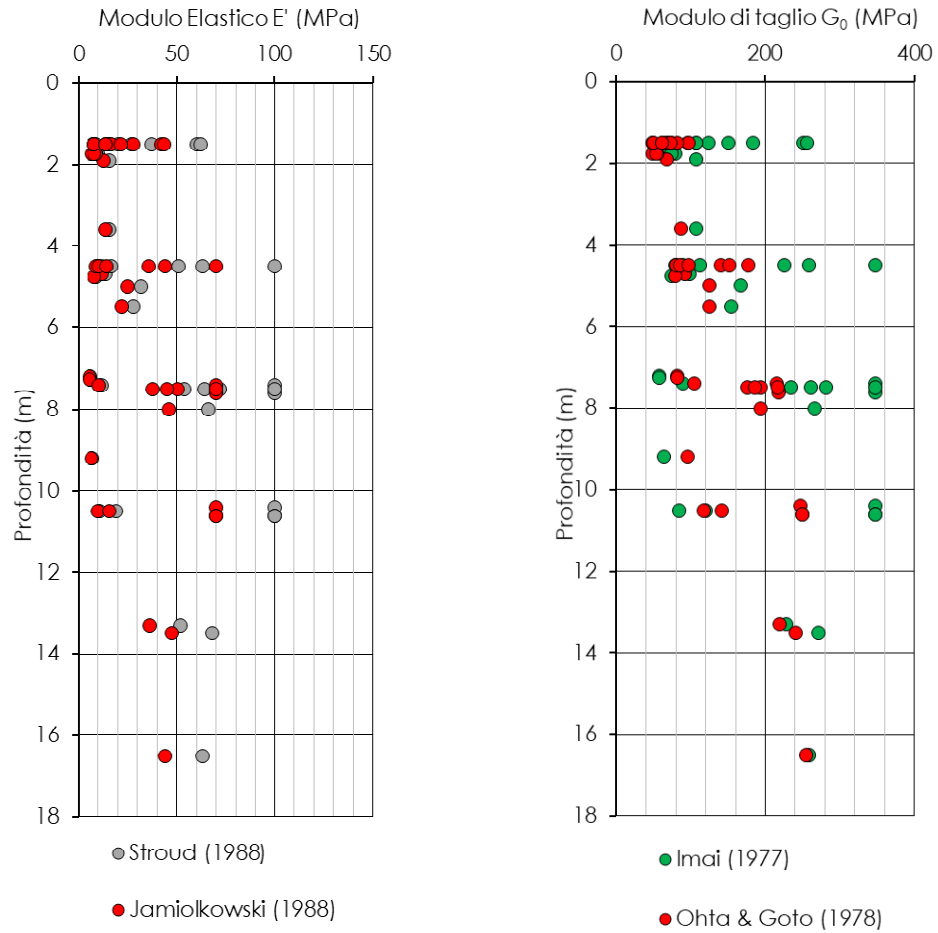
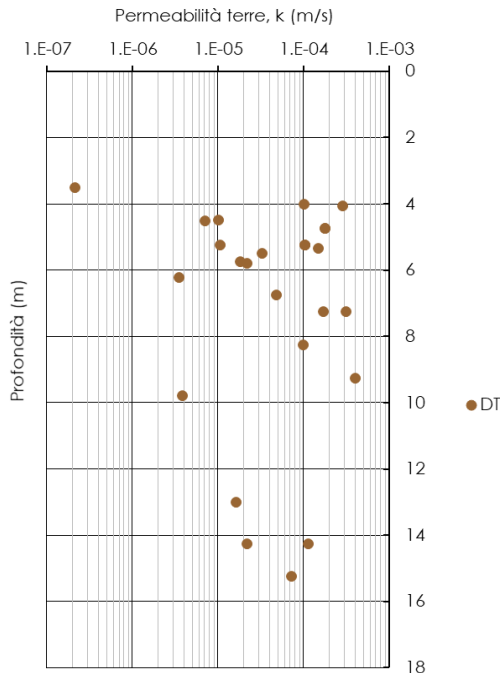


Figura 6 modulo elastico E' e modulo di taglio G_0 da prove SPT

Sono state eseguite 24 prove di permeabilità di tipo Lefranc e 2 prove Lugeon nei fori di sondaggio, a profondità variabili tra 4 e 15 m da p.c. Il coefficiente di permeabilità k risulta variabile tra $2,1 \cdot 10^{-7}$ e $1,9 \cdot 10^{-3}$ m/s (Figura 7).



Prova	Sondaggio	Profondità da p.c.	k
(-)	(-)	(m)	(m/s)
Lefranc	FCS30	4.1	2.9E-04
Lefranc	FCS31	5.4	1.5E-04
Lefranc	FCS34	4.5	7.0E-06
Lefranc	FCS34	14.3	1.1E-04
Lefranc	FCL32	3.5	2.1E-07
Lugeon	FCS4	6.2	3.5E-06
Lugeon	FCS4	9.8	3.9E-06
Lefranc	FCS9	7.3	3.1E-04
Lefranc	FCS16	4.5	1.0E-05
Lefranc	FCS71	5.3	1.1E-04
Lefranc	FCS17	4.0	1.0E-04
Lefranc	FCS18	4.8	1.8E-04
Lefranc	FCS18	12.5	1.9E-03
Lefranc	FCL10	8.3	1.0E-04
Lefranc	FCL22	5.8	2.2E-05
Lefranc	FCL24	7.3	1.7E-04
Lefranc	FCL25	4.8	1.8E-04
Lefranc	FCL52	9.3	4.0E-04
Lefranc	PD2_2	5.8	1.8E-05
Lefranc	PD2_3	5.5	3.3E-05
Lefranc	PD2_6	5.3	1.1E-05
Lefranc	PD2_6	14.3	2.2E-05
Lefranc	PD2_11	5.3	1.0E-04
Lefranc	PD2_11	13.0	1.6E-05
Lefranc	PD2_12	6.8	4.8E-05
Lefranc	PD2_12	15.3	7.2E-05

Figura 7 coefficiente di permeabilità k da prove in sito

Sintesi delle caratteristiche fisiche e meccaniche

La caratterizzazione geotecnica condotta sulla base delle indagini e delle prove descritte ha portato alla definizione dei principali parametri geotecnici per l'unità dei *Depositi di versante*. La Tabella 5 riassume gli intervalli di variazione per ciascun parametro.

Tabella 5 - sintesi parametri geotecnici

	min	max	
γ	17.6	20.1	(kN/m ³)
γ_s	25.5	27.3	(kN/m ³)
w	14.2	29.5	(%)
w _L	16.0	50.0	(%)
w _P	4.0	33.0	(%)
I _P	2.0	20.0	(%)
D _r	0.3	1.0	(-)
ϕ'_{SPT}	25.3	51.3	(°)
K ₀	0.5	1.5	(MPa)
E' _{DTM}	62.2	642.0	(MPa)
E' _{SPT}	5.5	100.0	(MPa)
G _{0,SPT}	48.3	347.2	(MPa)
k	2.13E-07	1.89E-03	(m/s)

involuppi di rottura		
c'_{TD}	3	(kPa)
ϕ'_{TD}	32	(°)
c'_{TX}	16	(kPa)
ϕ'_{TX}	27	(°)

La notazione in forma simbolica fa riferimento alla Tabella 3.

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO LOTTO 2					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE NATURALI	COMMESSA IROP	LOTTO 02	CODIFICA R 07 RH	DOCUMENTO GN 00 00 002	REV. A

8.4.2 Scaglia Rossa (SAA)

L'unità geotecnica Scaglia Rossa è costituita da calcari e calcari marnosi individuati nelle formazioni geologiche: membro inferiore (SAA1), membro intermedio (SAA2) e membro superiore (SAA3).



Figura 8 Sondaggio FCS73 (39-44 m da p.c.) e sondaggio FCS8 (70-75 m da p.c.)

Caratteristiche fisiche

Sono stati prelevati, a profondità variabili tra 4 m e 88 m da piano campagna, 37 campioni indisturbati sottoposti a prove di laboratorio.

Il peso di unità di volume dell'unità geotecnica varia tra 25 e 26.5 kN/m³ (Figura 9).

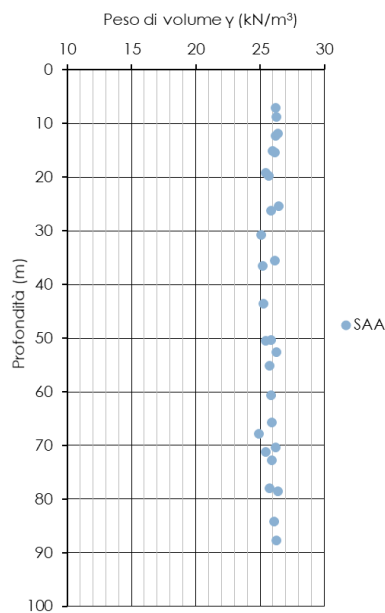


Figura 9 Peso dell'unità di volume γ

Per la caratterizzazione meccanica della matrice rocciosa sono stati presi a riferimento i risultati di 14 prove di compressione monoassiale e 18 prove di carico puntuale (PLT) eseguite sui campioni lapidei prelevati dai fori di

sondaggio. Sono stati ricavati valori di resistenza a compressione monoassiale σ_c compresi nell'intervallo: 5,5 e 132 MPa (Figura 10). Le profondità di prelievo dei campioni variano tra 7 e 88 m da p.c.

Il modulo elastico della matrice rocciosa è stato ricavato dall'interpretazione di 12 prove di velocità sonica su provino e 10 prove di compressione monoassiale (CM), condotte con rilievo delle deformazioni. Da queste ultime sono stati determinati i moduli tangenti iniziali. I valori dei moduli di elasticità ricavati con le diverse prove mostrano un intervallo del modulo variabile tra 20.6 e 75.3 GPa (Figura 11).

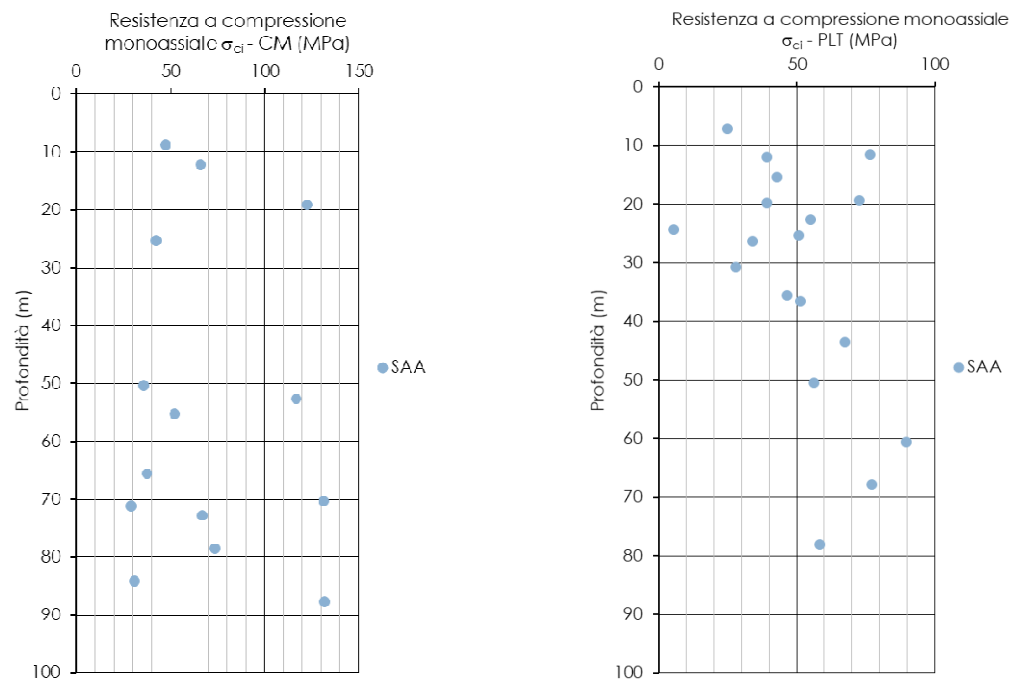


Figura 10 Resistenza a compressione monoassiale

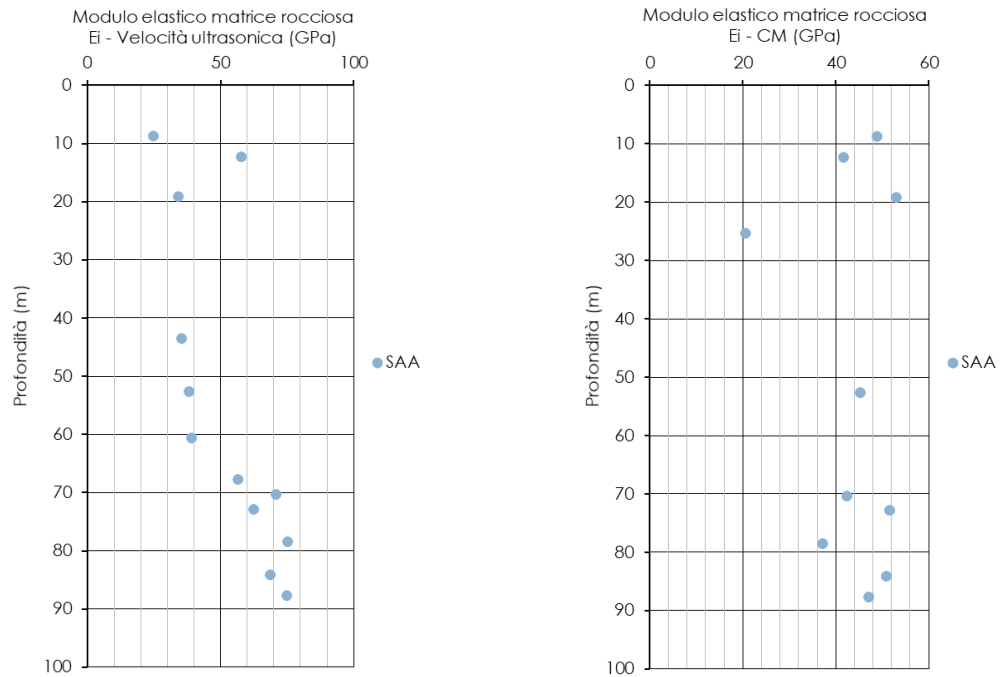


Figura 11 Modulo elastico della roccia intatta

La Tabella 6 riporta i valori del peso dell'unità di volume, della resistenza a compressione monoassiale e del modulo elastico per la roccia intatta, ricavato per ogni campione dell'unità geotecnica *Scaglia rossa*.

Tabella 6 - peso di volume, resistenza a compressione monoassiale e modulo di deformabilità

Sondaggio	Campione	Profondità da p.c.	γ	σ_{ci}	$\sigma_{ci,PLT}$	$E_{i,UNI}$	$E_{i,vel\ ultra}$
(-)	(-)	(m)	(kN/m ³)	(MPa)	(MPa)	(GPa)	(GPa)
FCS8	CR1	11.3					
FCS8	CR2	21					
FCS8	CI1	30.65					
FCS8	CI2	36.6	25.18		51.288		
FCS8	CI3	43.55	25.24		67.584		35.3
FCS8	CI4	50.5	25.45		56.088		
FCS8	CI5	60.6	25.86		89.736		39.1
FCS8	CR3	67.8	24.91		77.256		56.5
FCS8	CR4	78	25.71		58.32		
FCS73	CR3	52.6	26.29	116.8		45.3	38.0
FCS73	CI1	70.35	26.19	131.5		42.36	71.0
FCS73	CI2	72.8	25.90	67.0		51.56	62.5
FCS73	CI3	78.5	26.39	73.5		37.1	75.3
FCS73	CI4	84.1	26.09	31.0		50.89	68.7
FCS73	CI5	87.7	26.29	131.8		47.04	75.0
ACF61	CI1	40.5					
FCS4	CI1	4.25					
FCS4	CI2	7.1	26.19		25.032		
FCS4	CI4	15.15	26.00				
FCS4	CI5	19.75	25.70		39.12		
FCS4	CI6	24.4			5.472		
FCS6	CI3	11.5			76.464		
FCS6	CI4	19.3			72.6		
FCS6	CI5	22.6			55.032		
FCS9	CI1	8.75	26.29	47.5		48.97	24.7
FCS9	CI2	12.3	26.19	66.2		41.71	57.9
FCS9	CR2	19.15	25.45	122.3		53	34.1
PD2 1	CR1	50.35	25.88	35.5			
PD2 1	CR2	55.2	25.71	52.1			
PD2 1	CR3	65.65	25.90	37.7			
PD2 1	CR4	71.2	25.46	29.1			
PD2 2	CI1	11.9	26.38		39.12		
PD2 2	CI2	25.35	26.43	42.6	50.88	20.645	
PD2 2	CI3	26.3	25.88		34.08		
PD2 2	CI4	35.5	26.17		46.56		
PD2 2	CR3	15.35	26.17		42.72		
PD2 2	CR4	30.75	25.09		28.08		

Adottando un mezzo continuo equivalente per l'ammasso roccioso la determinazione dei parametri di resistenza è stata eseguita a partire dalle caratteristiche della matrice rocciosa intatta adottando il criterio di resistenza di Hoek & Brown (1988). In questo modello, la curva intrinseca che fornisce le condizioni di rottura dell'ammasso è data dalla seguente espressione:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma'_{ci} \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma'_3}{\sigma'_{ci}} + s \right)^a$$

dove:

- σ'_1 : tensione principale efficace maggiore a rottura;
- σ'_3 : tensione principale efficace minore a rottura;
- σ_{ci} : resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta;
- m_b : funzione del valore della costante m_i della roccia intatta secondo la relazione:

$$m_b = m_1 \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14 \cdot D}\right)$$

- s: costante data dalla seguente relazione: $s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$ $s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$;
- a: costante data dalla seguente relazione: $a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{15}} \right)$ $a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{15}} \right)$;
- D: fattore che dipende dal grado di disturbo dell'ammasso roccioso, calibrato in funzione delle metodologie realizzative dell'opera.
- GSI: Geological Strength Index - indice di qualità per valutare le caratteristiche geotecniche intrinseche dell'ammasso roccioso.

La resistenza al taglio è stata espressa con il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb, interpolando con una retta la curva intrinseca di Hoek-Brown, ridefinita nel piano tensione tangenziale (τ) - tensione normale (σ'_n). In questo modo sono stati definiti i parametri di coesione c e angolo di resistenza al taglio ϕ (Figura 12).

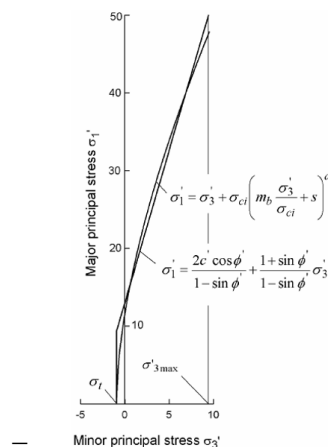


Figura 12. Interpolazione della curva intrinseca di Hoek e Brown: retta di rottura di Mohr-Coulomb

Questo approccio è stato utilizzato per tutti gli ammassi rocciosi interessati dalle opere in sotterraneo.

Per determinare le caratteristiche di deformabilità, sono stati elaborati i risultati di 2 prove geofisiche (1 Down-Hole e 1 MASW) e 13 prove dilatometriche.

Si rimanda al capitolo 8.4.10 per la valutazione dei moduli di deformabilità deducibili dalle prove geofisiche.

L'interpretazione delle prove dilatometriche mostrano valori del modulo di elasticità variabili nell'intervallo 1245 ÷ 7645 Mpa e del coefficiente di spinta in quiete nell'intervallo 0.7 ÷ 1.0.

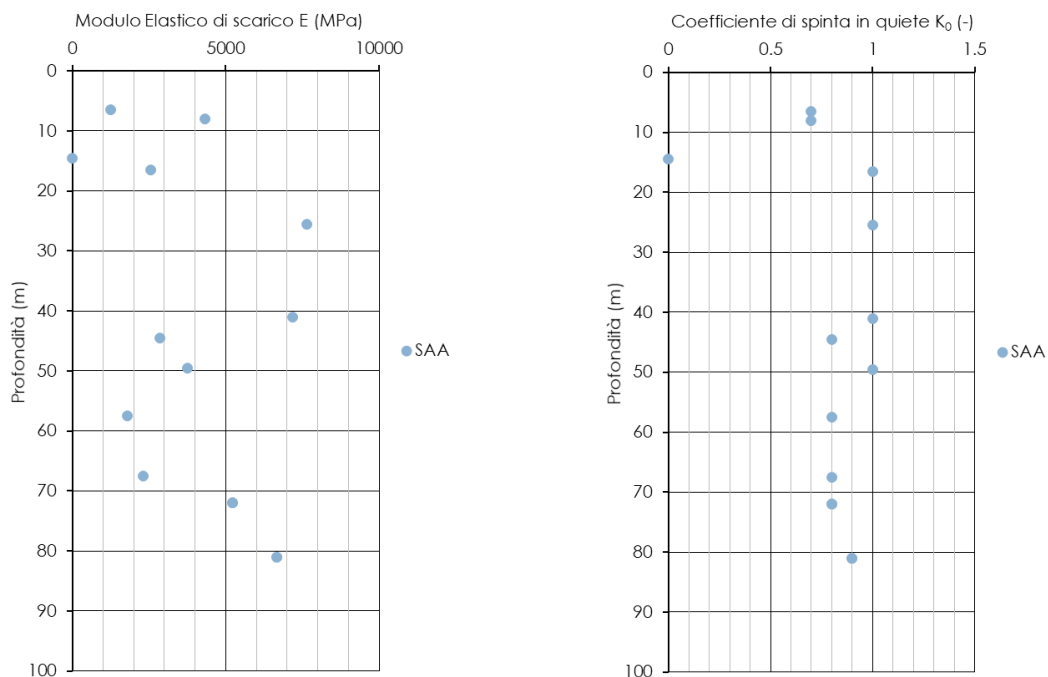


Figura 13 modulo di deformabilità operativo da prove dilatometriche e coefficiente di spinta in quiete

Di seguito la tabella riassuntiva, con i valori, delle prove dilatometriche relative ad ogni sondaggio:

sondaggio	Profondità da p.c.	E	K ₀
(-)	(m)	(MPa)	(-)
FCS73	72	5220	0.8
FCS73	81	6665	0.9
FCS8	41	7185	1
FCS8	49.5	3753	1
FCS4	6.5	1245	0.7
FCS4	8	4336	0.7
FCS9	16.5	2569	1
FCS73	72	5220	0.8
FCS73	81	6665	0.9
PD2 1	44.5	2856	0.8
PD2 1	57.5	1800	0.8
PD2 1	67.5	2303	0.8
PD2 2	25.5	7645	1

Per la determinazione del coefficiente di permeabilità sono state eseguite 2 prove di tipo Lefranc e 15 prove di tipo Lugeon nei fori di sondaggio, a profondità variabili tra 3.7 e 80.3 m da p.c. Il coefficiente di permeabilità k risulta variabile tra $5 \cdot 10^{-9}$ e $6 \cdot 10^{-7}$ m/s (Figura 14).

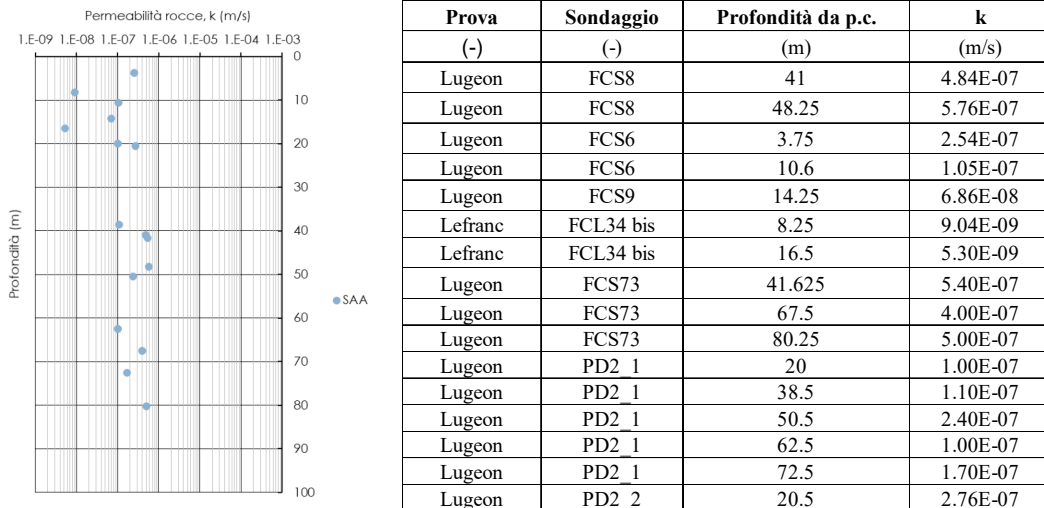


Figura 14 coefficiente di permeabilità k da prove in sito

La definizione dell'indice di qualità dell'ammasso è stata eseguita mediante l'interpretazione di stop geostrutturali e di rilievi geomeccanici (Waypoint), il valore dell'indice GSI risulta rispettivamente compreso negli intervalli: 40÷50 e 15÷55.

Caratteristiche delle discontinuità

I rilievi geostrutturali, eseguiti lungo il tracciato dell'opera, hanno portato alla definizione dei principali sistemi di discontinuità. In particolare, ognuno di essi ha rilevato la presenza di 3÷4 famiglie principali di discontinuità e superfici di stratificazione. Tali discontinuità presentano valori di spaziatura media variabile tra 0,1 e 0,9 m di gran lunga inferiore alla dimensione dell'opera in progetto.

Si riporta nel seguito il dettaglio delle caratteristiche meccaniche delle varie famiglie di discontinuità relative ad ogni stop geostrutturale eseguito:

Stop geomeccanico	Formazione	Famiglia discontinuità	Immersione	Inclinazione	JRC	JCS
-	-	-	°	°	-	Mpa
SG4	SAA3	strato	214	7	6÷8	48.3
		K1	180	83	8÷10	76.6
		K2	87	84	6÷8	60.1
		K3	134	89		
SG14	SAA1	strato	227	34	6÷8	104
		K1	328	89	10÷12	
		K2	56	64	14÷16	73.2
SG15	SAA2	strato	246	67		70.5
		K1	157	12		
		K2	169	84		
		K3	170	50		55.9
SG5	SAA2	strato	231	86	6÷10	42
		K1	329	87		
		K2	312	87	8÷10 - 16÷18	
		K3	115	71	8÷10	35.5

Figura 15 stop geostrutturali

Per ulteriori dettagli sui valori ricavati si rimanda all'elaborato dedicato (Rif. [12]).

Sintesi delle caratteristiche fisiche e meccaniche

La caratterizzazione geotecnica condotta sulla base delle indagini e delle prove descritte ha portato alla definizione dei principali parametri per l'unità geotecnica *SAA*. La Tabella 7 riassume gli intervalli di variazione per ciascun parametro: si rimanda ai paragrafi precedenti per i dettagli relativi a ciascuna prova.

Tabella 7 - sintesi parametri geotecnici SAA

	min	max	
γ	24.9	26.4	(kN/m ³)
σ_{ci}	29.1	131.8	(MPa)
$\sigma_{ci,PLT}$	5.5	89.7	(MPa)
E_i	20.6	75.3	(GPa)
E	1245.0	7185.0	(MPa)
K_0	0.7	1.0	(-)
k	5.30E-09	5.76E-07	(m/s)
$GSI_{rilievi}$	40.0	50.0	(-)
GSI_{WP}	15.0	55.0	(-)

La notazione in forma simbolica fa riferimento alla Tabella 3.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO LOTTO 2				
	RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE NATURALI	COMMESSA IROP	LOTTO 02	CODIFICA R 07 RH	DOCUMENTO GN 00 00 002

8.4.3 Scaglia Bianca (SBI)

L'unità geotecnica Scaglia bianca (SBI) è costituita da calcari e calcari marnosi, a frattura scagliosa, in strati medi, con sottili livelli bituminosi, e da strati di selce rosata.



Figura 16 Sondaggio FCS3 (87-92 m da p.c.) e sondaggio FCS34 (25-30 m da p.c.)

Caratteristiche fisiche

Sono stati prelevati, a profondità variabili tra 7 m e 150 m da piano campagna, 15 campioni sottoposti a prove di laboratorio.

Il peso di unità di volume dell'unità geotecnica varia tra 22,5 e 26,5 kN/m³ (Figura 17).

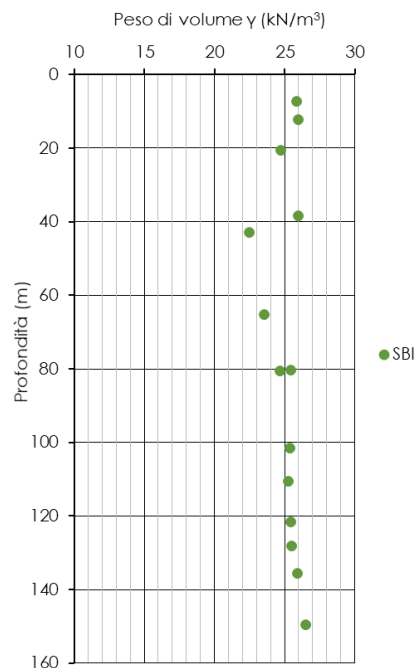


Figura 17 Peso dell'unità di volume γ

Per la caratterizzazione meccanica della matrice rocciosa sono stati presi a riferimento i risultati di 7 prove di compressione monoassiale e 7 prove di carico puntuale (PLT), eseguite sui campioni lapidei prelevati dai fori di

sondaggio. Sono stati ricavati valori di resistenza a compressione monoassiale σ_c compresi nell'intervallo: 23,5 e 75,9 MPa (Figura 18). Le profondità di prelievo dei campioni variano tra 7 e 150 m da p.c.

Il modulo elastico della matrice rocciosa è stato ricavato dall'interpretazione di 12 prove di velocità sonica su provino, 6 prove di compressione monoassiale (CM) e una prova di compressione triassiale (TX), condotte con rilievo delle deformazioni. Da queste sono stati determinati i moduli tangenti iniziali. I valori dei moduli di elasticità ricavati con le diverse prove mostrano un intervallo del modulo variabile tra 1,2 e 80,3 GPa (Figura 19).

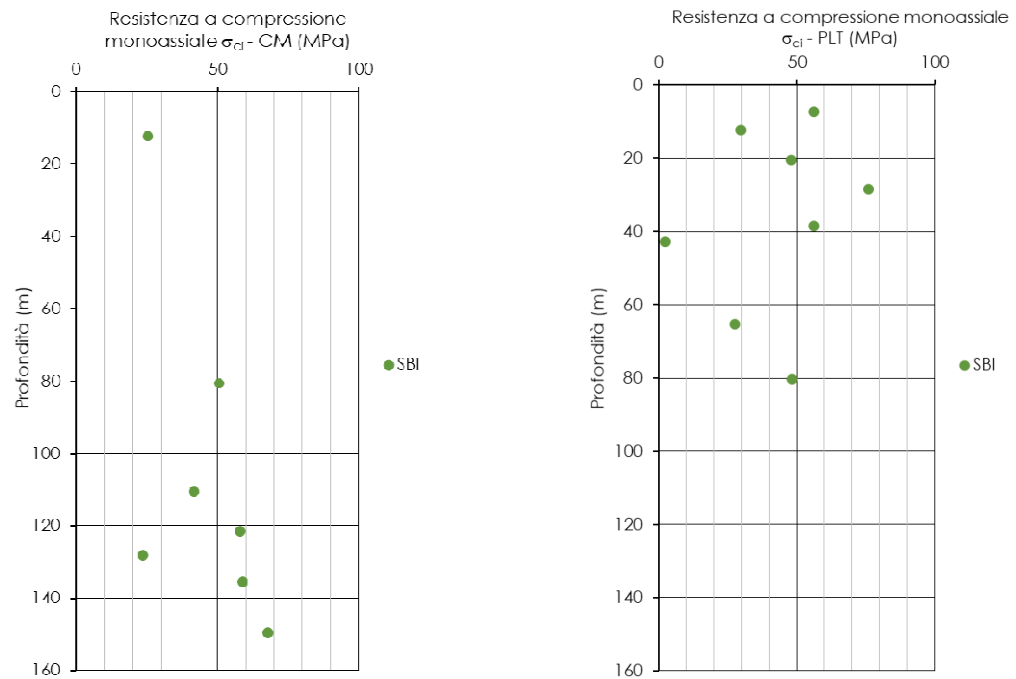


Figura 18 Resistenza a compressione monoassiale

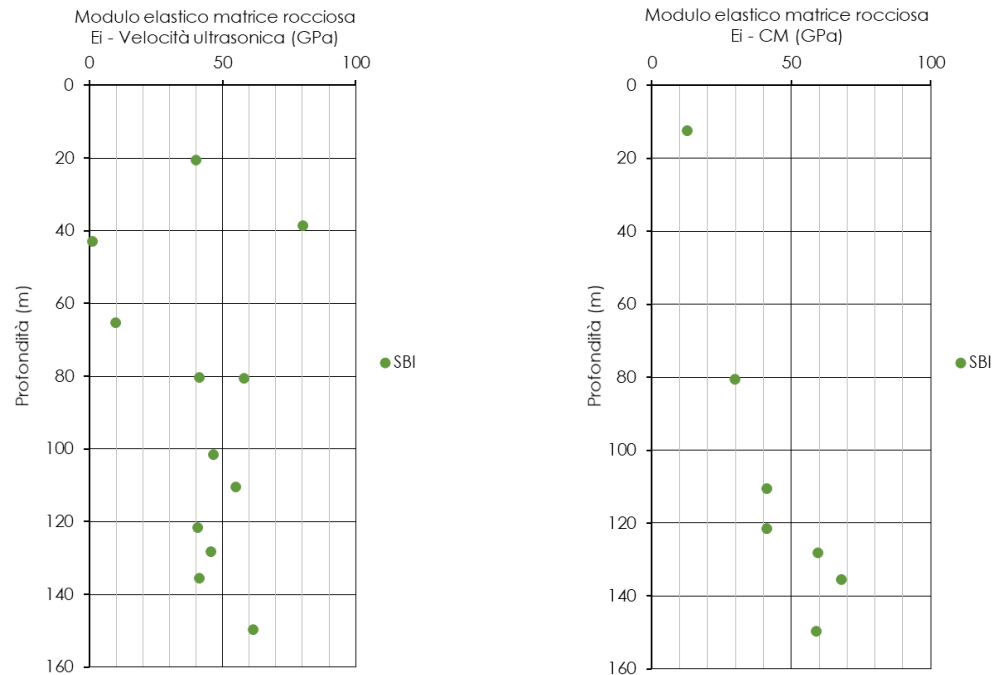


Figura 19 Modulo elastico della roccia intatta

La Tabella 8 riporta i valori del peso dell'unità di volume, della resistenza a compressione monoassiale e del modulo elastico per la roccia intatta, ricavato per ogni campione dell'unità geotecnica *Scaglia bianca*.

Tabella 8 - peso di volume, resistenza a compressione monoassiale e modulo di deformabilità

Sondaggio	Campione	Profondità da p.c. (m)	γ (kN/m ³)	σ_{ci} (MPa)	$\sigma_{ci,PLT}$ (MPa)	$E_{i,UNI}$ (GPa)	$E_{i,vel\ ultra}$ (GPa)
(-)	(-)	(m)	(kN/m ³)	(MPa)	(MPa)	(GPa)	(GPa)
FCS3	CR1	42.9	22.48				1.2
FCS3	CR2	65.3	23.52		27.7		9.9
FCS3	CR3	80.4	25.46		48.2		41.2
FCS3	CI1	101.5	25.41				46.4
FCS3	CI2	110.5	25.26	41.5		41.19	55.0
FCS3	CI3	121.5	25.42	57.8		41.14	40.5
FCS3	CI4	128.2	25.52	23.5		59.64	45.7
FCS3	CI5	135.5	25.93	58.8		67.86	41.3
FCS3	CR4	149.6	26.49	67.8		58.8	61.5
FCS34	CI2	20.5	24.75		48.0		40.1
FCS34	CR3	28.4			75.9		
FCS34	CR4	38.5	25.97		56.2		80.3
ACF61	CI3	80.6	24.70	50.4		29.89	58.0
PD2_15	CI2	7.3	25.88		56.2		
PD2_15	CI3	12.3	25.95	25.2	29.8	12.57	

Per determinare le caratteristiche di deformabilità sono stati elaborati i risultati di 3 prove dilatometriche.

L'interpretazione delle prove dilatometriche mostrano valori del modulo di elasticità variabili nell'intervallo 3536 ÷ 13951 MPa, mentre il coefficiente di spinta in quiete risulta pari a 0.7.

Di seguito la tabella riassuntiva, con i valori, delle prove dilatometriche relative ad ogni sondaggio:

sondaggio	Profondità da p.c.	E	K ₀
(-)	(m)	(MPa)	(-)
FCS3	61	13951	0.7
FCS3	120	10271	0.7
FCS3	129	3536	0.7

Per la determinazione del coefficiente di permeabilità sono state eseguite 6 prove di tipo Lugeon nei fori di sondaggio, a profondità variabili tra 7,3 e 132,5 m da p.c. Il coefficiente di permeabilità k risulta variabile tra $4 \cdot 10^{-9}$ e $1 \cdot 10^{-6}$ m/s (Figura 20).

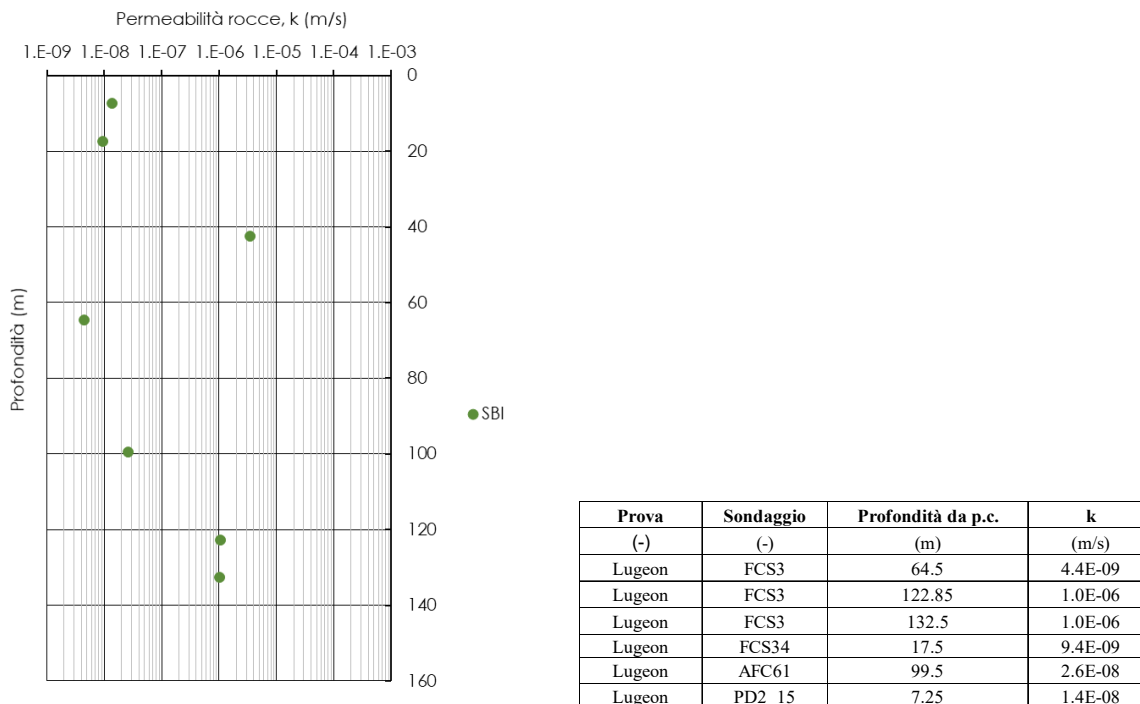


Figura 20 coefficiente di permeabilità k da prove in sito

La definizione dell'indice di qualità dell'ammasso è stata eseguita mediante l'interpretazione di stop geostrutturali e di rilievi geomeccanici (Waypoint), il valore dell'indice GSI risulta rispettivamente compreso negli intervalli: 35÷45 e 25÷45.

Sintesi delle caratteristiche fisiche e meccaniche

La caratterizzazione geotecnica condotta sulla base delle indagini e delle prove descritte ha portato alla definizione dei principali parametri per l'unità geotecnica *SBI*. La Tabella 9 riassume gli intervalli di variazione per ciascun parametro: si rimanda ai paragrafi precedenti per i dettagli relativi a ciascuna prova.

Tabella 9 - sintesi parametri geotecnici SBI

	min	max	
γ	22.5	26.5	(kN/m ³)
σ_{ci}	23.5	67.8	(MPa)
$\sigma_{ci,PLT}$	27.7	75.9	(MPa)
E_i	1.2	80.3	(GPa)
E	3536.0	13951.0	(MPa)
K₀	0.7	0.7	(-)
k	4.4E-09	1.0E-06	(m/s)
GSI_{rilievi}	35.0	45.0	(-)
GSI_{WP}	25.0	45.0	(-)

La notazione in forma simbolica fa riferimento alla Tabella 3.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO LOTTO 2					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE NATURALI	COMMESSA IR0P	LOTTO 02	CODIFICA R 07 RH	DOCUMENTO GN 00 00 002	REV. A

8.4.4 Marne (FUC)

L'unità geotecnica delle Marne è costituita essenzialmente da marne, marne argillose e calcari marnosi.



Figura 21 Sondaggio FCL10 (30-35 m da p.c.) e sondaggio FCS52 (30-35 m da p.c.)

Caratteristiche fisiche

Sono stati prelevati, a profondità variabili tra 13 m e 233 m da piano campagna, 12 campioni sottoposti a prove di laboratorio.

Il peso di unità di volume dell'unità geotecnica varia tra 24,5 e 26,5 kN/m³ (Figura 22).

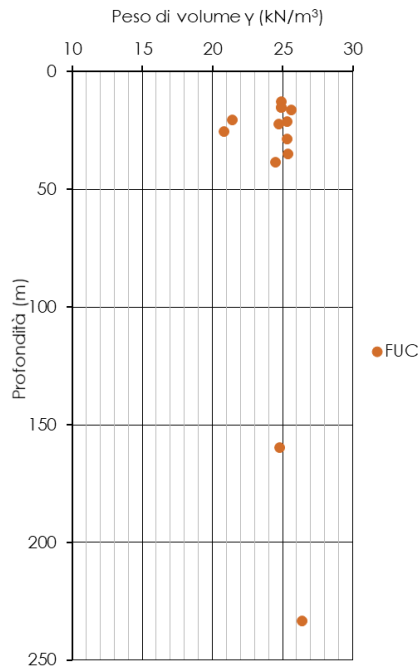


Figura 22 peso dell'unità di volume γ

Per la caratterizzazione meccanica della matrice rocciosa sono stati presi a riferimento i risultati di 9 prove di compressione monoassiale, 2 prove Point Load e 2 prove di trazione indiretta, eseguite sui campioni lapidei

prelevati dai fori di sondaggio. Sono stati ricavati valori di resistenza a compressione monoassiale σ_c compresi nell'intervallo: 14,1 e 97,4 MPa (Figura 23) e di resistenza a trazione σ_T compresi nell'intervallo 4,1 ÷ 4,9 MPa. Le profondità di prelievo dei campioni variano tra 12,6 e 233,3 m da p.c.

Il modulo elastico della matrice rocciosa è stato ricavato dall'interpretazione di 9 prove di velocità sonica su provino e 9 prove di compressione monoassiale (CM) condotte con rilievo delle deformazioni. Da queste ultime sono stati determinati i moduli tangenti iniziali. I valori dei moduli di elasticità ricavati con le diverse prove mostrano un intervallo del modulo variabile tra 7,1 e 68,2 GPa (Figura 24).

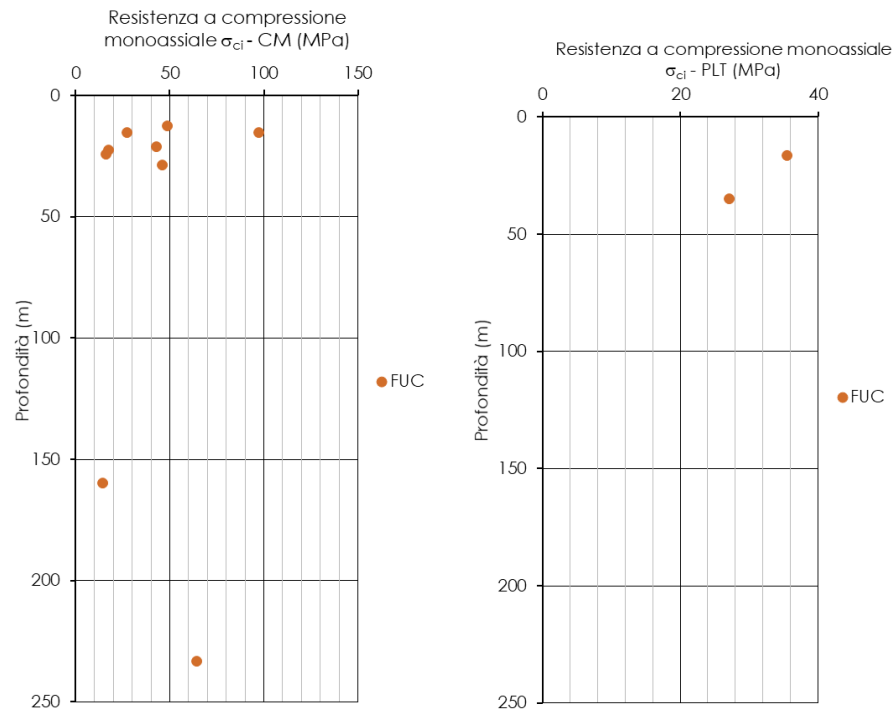


Figura 23 Resistenza a compressione monoassiale

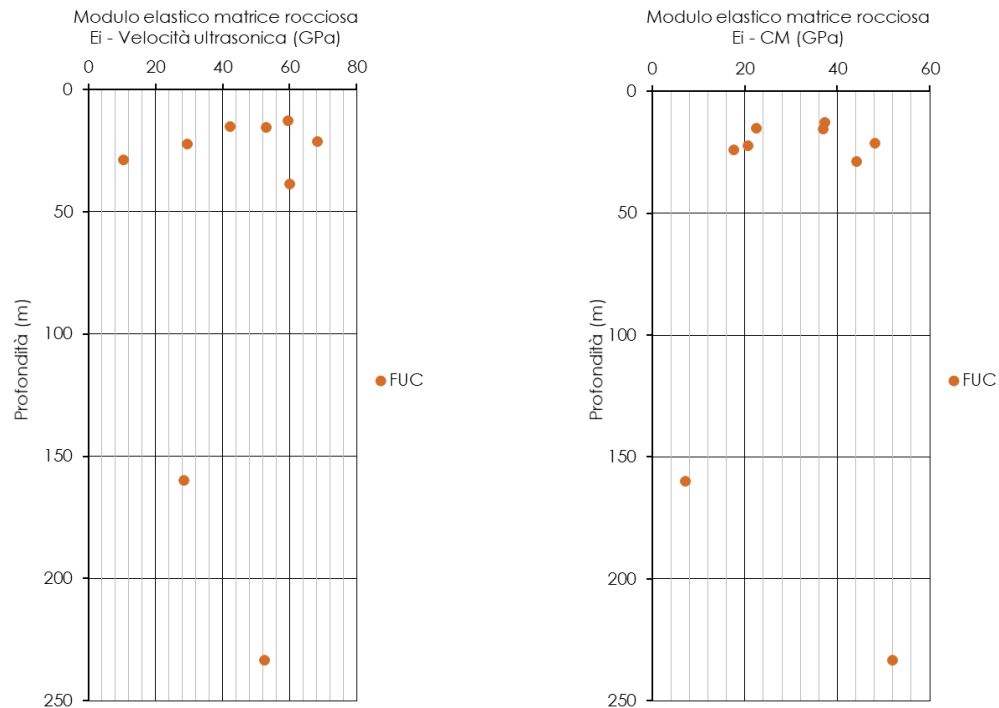


Figura 24 Modulo elastico della roccia intatta

La Tabella 10 riporta i valori del peso dell'unità di volume, della resistenza a compressione monoassiale e del modulo elastico per la roccia intatta, ricavato per ogni campione dell'unità geotecnica delle *Marne*.

Tabella 10 - peso di volume, resistenza a compressione monoassiale e modulo di deformabilità

Sondaggio	Campione	Profondità da p.c.	γ	σ_{ci}	$\sigma_{ci,PLT}$	$E_{i,UNI}$	$E_{i,vel\ ultra}$
(-)	(-)	(m)	(kN/m^3)	(MPa)	(MPa)	(GPa)	(GPa)
ACF61	CI8	159.8	24.77	14.1		7.08	28.4
ACF61	CI10	233.3	26.42	64.3		51.88	52.5
FCL10	CR3	15.1	24.90	27.3		22.51	42.3
FCL10	CR4bis	22.3	24.72	17.3		20.64	29.5
FCL10	CR4	24.1		16.2		17.58	
FCL10	CR5bis	38.5	24.53				60.1
FCL52	CR2	12.6	24.92	48.7		37.33	59.6
FCL52	CR3bis	15.3	24.93	97.4		36.99	53.1
FCL52	CR4bis	21.2	25.30	42.8		48.17	68.2
FCL52	CR5bis	28.7	25.30	46.0		44.09	10.4
PD2_13	CR3	34.8	25.37		27.1		
PD2_15	CI4	16.3	25.60		35.5		

Per determinare le caratteristiche di deformabilità, sono stati elaborati i risultati di 2 prove geofisiche (1 Down-Hole e 1 MASW) e 8 prove dilatometriche.

Si rimanda al capitolo 8.4.10 per la valutazione dei moduli di deformabilità deducibili dalle prove geofisiche.

L'interpretazione delle prove dilatometriche mostrano valori del modulo di elasticità variabili nell'intervallo 334 ÷ 12390 MPa e del coefficiente di spinta in quiete nell'intervallo 0.5 ÷ 1.1.

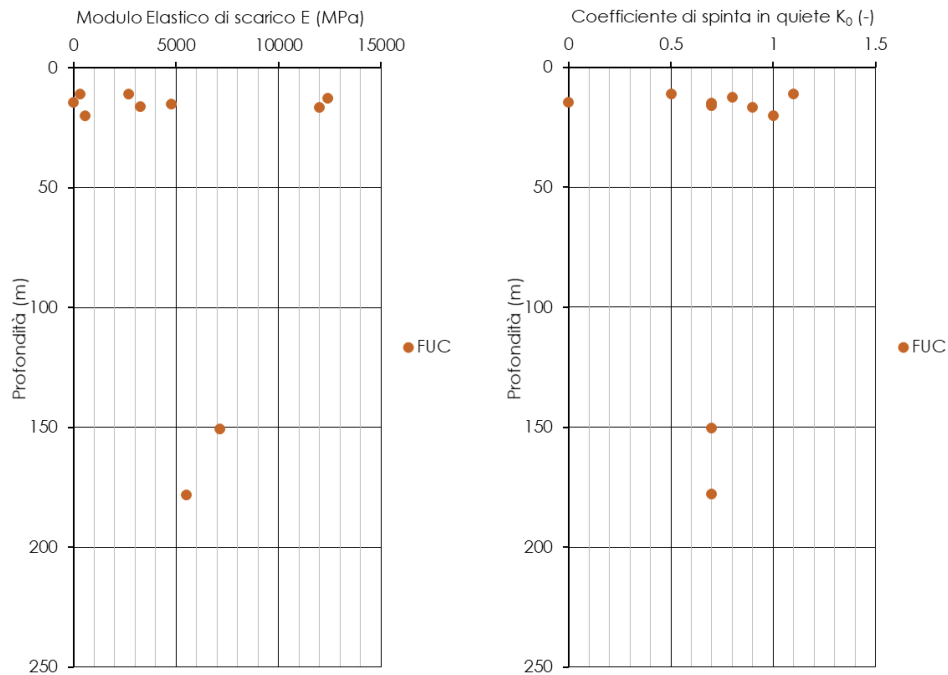


Figura 25 modulo di deformabilità operativo da prove dilatometriche e coefficiente di spinta in quiete

Di seguito la tabella riassuntiva, con i valori, delle prove dilatometriche relative ad ogni sondaggio:

sondaggio	Profondità da p.c.	E	K ₀
(-)	(m)	(MPa)	(-)
AFC61	150.5	7162	0.7
AFC61	178	5506	0.7
FCS34	16.1	3256	0.7
FCL10	11	334	0.5
FCL10	15	4786	0.7
FCL52	11	2711	1.1
FCL52	16.5	12010	0.9
FCS31	20	579	1
PD2 3	12.5	12390	0.8

Per la determinazione del coefficiente di permeabilità sono state eseguite 6 prove di tipo Lugeon e 1 prova Lefranc nei fori di sondaggio, a profondità variabili tra 15,5 e 182,5 m da p.c. Il coefficiente di permeabilità k risulta variabile tra $9,9 \cdot 10^{-9}$ e $3 \cdot 10^{-6}$ m/s (Figura 26).

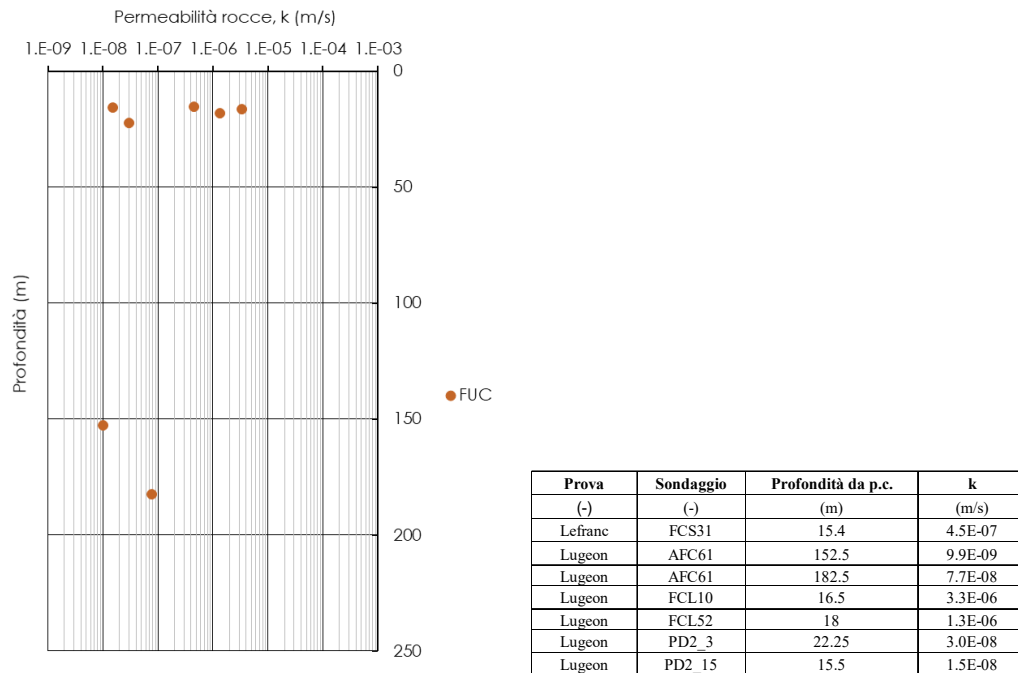


Figura 26 coefficiente di permeabilità k da prove in sito

La definizione dell'indice di qualità dell'ammasso è stata eseguita mediante l'interpretazione di stop geostrutturali e di rilievi geomeccanici (Waypoint), il valore dell'indice GSI risulta rispettivamente compreso negli intervalli: 25÷35 e 20÷35.

Sintesi delle caratteristiche fisiche e meccaniche

La caratterizzazione geotecnica condotta sulla base delle indagini e delle prove descritte ha portato alla definizione dei principali parametri per l'unità geotecnica *FUC*. La Tabella 11 riassume gli intervalli di variazione per ciascun parametro: si rimanda ai paragrafi precedenti per i dettagli relativi a ciascuna prova.

Tabella 11 - sintesi parametri geotecnici FUC

	min	max	
γ	24.5	26.4	(kN/m ³)
σ_{ci}	14.1	97.4	(MPa)
E_i	7.1	68.2	(GPa)
E	334.0	12010.0	(MPa)
K_0	0.5	1.1	(-)
k	9.89E-09	3.30E-06	(m/s)
$GSI_{rilievi}$	25.0	35.0	(-)
GSI_{WP}	20.0	35.0	(-)

La notazione in forma simbolica fa riferimento alla Tabella 3.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO LOTTO 2					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE NATURALI	COMMESSA IR0P	LOTTO 02	CODIFICA R 07 RH	DOCUMENTO GN 00 00 002	REV. A

8.4.5 Maiolica (MAI)

Caratteristiche fisiche

L'unità geotecnica Maiolica è costituita quasi esclusivamente da micriti biancastre, in strati medi, con selce nera e con sottili intercalazioni di peliti nerastre.



Figura 27 Sondaggio FCS16 (30-40 m da p.c.)

Sono stati prelevati, a profondità variabili tra 9 m e 357 m da piano campagna, 26 campioni sottoposti a prove di laboratorio.

Il peso di unità di volume dell'unità geotecnica varia tra 23,7 e 26.5 kN/m³ (Figura 28).

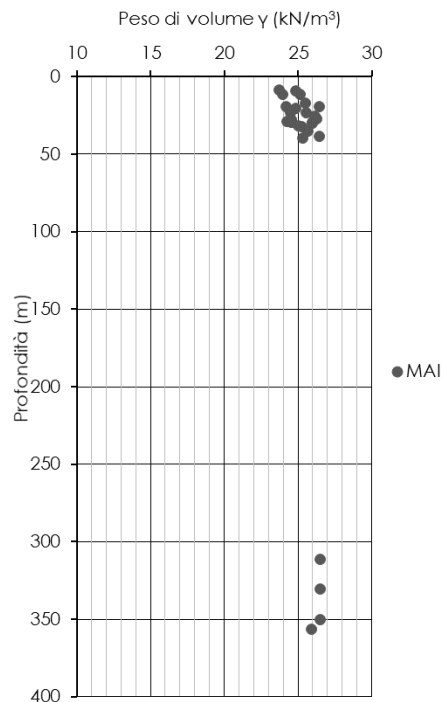


Figura 28 peso dell'unità di volume γ

Per la caratterizzazione meccanica della matrice rocciosa sono stati presi a riferimento i risultati di 12 prove di compressione monoassiale, 11 prove di carico puntuale (PLT), 1 prova di trazione indiretta e 2 prove triassiali eseguite sui campioni lapidei prelevati dai fori di sondaggio. Sono stati ricavati valori di resistenza a compressione monoassiale σ_c compresi nell'intervallo: 19,7 e 101,3 MPa (Figura 29). Le profondità di prelievo dei campioni variano tra 9 e 357 m da p.c.

Solo una delle prove triassiali su provini in roccia fornisce risultati interpretabili, di cui si riporta di seguito la tabella riassuntiva:

sondaggio/campione	sondaggio	campione	profondità da p.c.	formazione	σ_3 (MPa)	σ_1 (MPa)	s_{ci}	m_i
FCS16 - CI2	FCS16	CI2	11.35	MAI	2.00	99.70	82.14	19.73
					4.00	122.80		
					6.00	132.60		

Il modulo elastico della matrice rocciosa è stato ricavato dall'interpretazione di 8 prove di velocità sonica su provino, 7 prove di compressione monoassiale (CM) e 2 prove di compressione triassiale (TX), condotte con rilievo delle deformazioni. Da queste ultime sono stati determinati i moduli tangenti iniziali. I valori dei moduli di elasticità ricavati con le diverse prove mostrano un intervallo del modulo variabile tra 16.1 e 77.9 GPa (Figura 30).

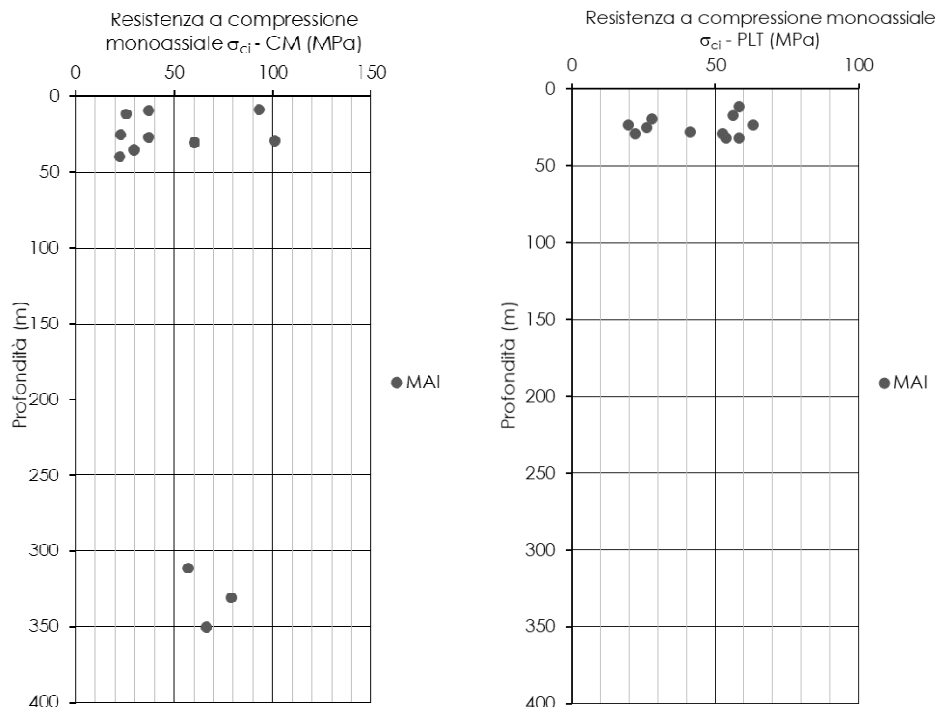


Figura 29 Resistenza a compressione monoassiale

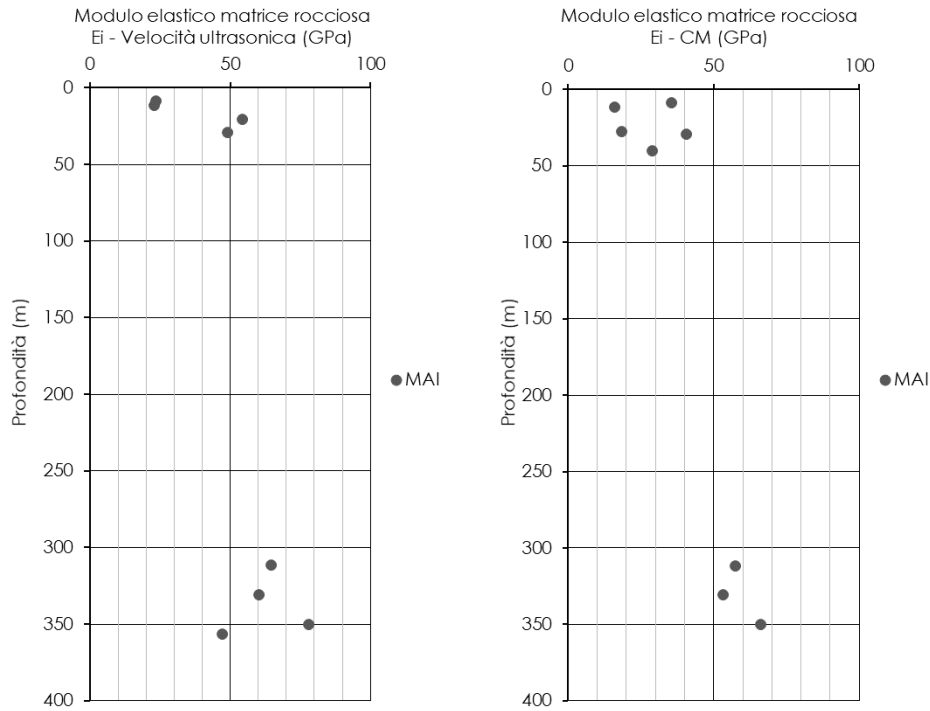


Figura 30 Modulo elastico della roccia intatta

La Tabella 12 riporta i valori del peso dell'unità di volume, della resistenza a compressione monoassiale e del modulo elastico per la roccia intatta, ricavato per ogni campione dell'unità geotecnica *Maiolica*.

Tabella 12 - peso di volume, resistenza a compressione monoassiale e modulo di deformabilità

Sondaggio	Campione	Profondità da p.c.	γ	σ_{ci}	$\sigma_{ci,PLT}$	$E_{i,UNI}$	$E_{i,vel\ ultra}$
(-)	(-)	(m)	(kN/m ³)	(MPa)	(MPa)	(GPa)	(GPa)
FCL32	CR2	11.45	25.15		58.44		
FCL32	CR3	17.25	25.52		56.2		
FCL32	CR4	23.15	24.50		63.1		
FCL32	CR5	29	24.27		52.7		
FCL32	CR6	32	25.29		58.3		
FCL34 bis	CR7	27.8	24.53		41.3		
FCL34 bis	CR8	31.8	25.04		53.9		
FCL34 bis	CR9	39.8	25.31	22.3		28.81	
ACF61	CI15	311.5	26.54	57.1		57.52	64.5
ACF61	CI19	330.7	26.52	78.9		53.39	60.4
ACF61	CI21	350.3	26.51	66.4		66.06	77.9
ACF61	CI22	356.6	25.89				47.3
FCS16	CI1	8.7	23.70	93.1		35.37	23.5
FCS16	CI2	11.35	23.99	25.6		16.09	22.8
FCS16	CI3	20.35	24.83				54.4
FCS16	CI4	29.25	24.56	101.3		40.7	49.0
PD2_9	CI1	19.25	26.46		27.8		
PD2_9	CI2	29.325	25.99		22.1		
PD2_9	CR4	27.25	26.25	36.9		18.269	
PD2_9	CR5	38.45	26.45				
PD2_15	CI5	25.3	26.13	22.8	26.2		
PD2_15	CR1	9.15	24.85	37.2			
PD2_15	CR2	19.45	24.21				
PD2_15	CR3	23.45	25.58		19.7		
PD2_15	CR4	30.25	25.95	60.2			
PD2_15	CR5	34.85	25.67	29.6			

Per determinare le caratteristiche di deformabilità, sono stati elaborati i risultati di 1 prove Down-Hole e 3 prove dilatometriche.

Si rimanda al capitolo 8.4.10 per la valutazione dei moduli di deformabilità deducibili dalle prove geofisiche.

L'interpretazione delle prove dilatometriche mostrano valori del modulo di elasticità variabili nell'intervallo 1482 ÷ 6849 MPa e del coefficiente di spinta in quiete nell'intervallo 0.7 ÷ 1.0.

Di seguito la tabella riassuntiva, con i valori, delle prove dilatometriche relative ad ogni sondaggio:

sondaggio	Profondità da p.c.	E	K_0
(-)	(m)	(MPa)	(-)
FCL32	15	1482	0.7
FCL32	24	6849	0.7
FCS16	12.5	2409	0.9
PD2_12	24.5	4830	0.7
PD2_15	4.5	6559	0.7
PD2_15	11.5	5693	1

Per la determinazione del coefficiente di permeabilità sono state eseguite 2 prove di tipo Lefranc e 1 prova di tipo Lugeon nei fori di sondaggio, a profondità comprese tra 10.5 e 20.5 m da p.c. Il coefficiente di permeabilità k risulta variabile tra $1 \cdot 10^{-7}$ e $8 \cdot 10^{-6}$ m/s (Tabella 13).

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO LOTTO 2					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE NATURALI	COMMESSA IROP	LOTTO 02	CODIFICA R 07 RH	DOCUMENTO GN 00 00 002	REV. A

Tabella 13 - coefficiente di permeabilità k da prove in sito

Sondaggio	Profondità da p.c.	k
(-)	(m)	(m/s)
FCL32	10.5	8.50E-06
FCL32	20.5	3.40E-06
FCS16	11.5	1.28E-07

La definizione dell'indice di qualità dell'ammasso è stata eseguita mediante l'interpretazione di stop geostrutturali e di rilievi geomeccanici (Waypoint), il valore dell'indice GSI risulta rispettivamente compreso negli intervalli: 30÷60 e 35÷60.

Sintesi delle caratteristiche fisiche e meccaniche

La caratterizzazione geotecnica condotta sulla base delle indagini e delle prove descritte ha portato alla definizione dei principali parametri per l'unità geotecnica *MAI*. La Tabella 14 riassume gli intervalli di variazione per ciascun parametro: si rimanda ai paragrafi precedenti per i dettagli relativi a ciascuna prova.

Tabella 14 - sintesi parametri geotecnici MAI

	min	max	
γ	23.7	26.5	(kN/m ³)
σ_{ci}	22.3	101.3	(MPa)
$\sigma_{ci,PLT}$	19.7	63.1	(MPa)
E_i	16.1	77.9	(GPa)
E	1482.0	6849.0	(MPa)
K_0	0.7	0.9	(-)
k	1.28E-07	8.50E-06	(m/s)
$GSI_{rilievi}$	30.0	60.0	(-)
GSI_{WP}	35.0	60.0	(-)

La notazione in forma simbolica fa riferimento alla Tabella 3.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO LOTTO 2					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE NATURALI	COMMESSA IR0P	LOTTO 02	CODIFICA R 07 RH	DOCUMENTO GN 00 00 002	REV. A

8.4.6 Calcari Diasprini umbro-marchigiani (CDU)

L'unità geotecnica dei Calcari Diasprini umbro – marchigiani è costituita dalle due formazioni geologiche dei Calcari diasprini (CDU1 – membro inferiore) e i Calcari a Saccocoma ed Aptici (CDU2 – membro superiore) ed è costituita da calcari e calcari selciferi.



Figura 31 Sondaggio FCS73 (39-44 m da p.c.) e sondaggio FCS8 (70-75 m da p.c.)

Caratteristiche fisiche

Sono stati prelevati, a profondità variabili tra 6 e 36 m da piano campagna un totale di 9 campioni sottoposti a prove di laboratorio.

Il peso di unità di volume risulta variabile tra 24,2 e 25,4 kN/m³.

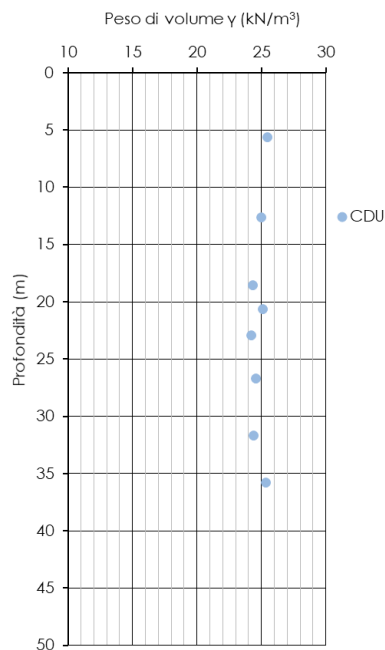


Figura 32 peso dell'unità di volume γ

Per la caratterizzazione meccanica della matrice rocciosa sono stati presi a riferimento i risultati di 7 prove di compressione monoassiale e 4 prove di carico puntuale (PLT), sui campioni lapidei prelevati dai fori di sondaggio. Sono stati ricavati valori di resistenza a compressione monoassiale σ_c compresi nell'intervallo: 50,3 e 94,7 MPa (Figura 29). Le profondità di prelievo dei campioni variano tra 5,7 e 35,8 m da p.c.

Il modulo elastico della matrice rocciosa è stato ricavato dall'interpretazione di 1 prova di velocità sonica su provino e 4 prove di compressione monoassiale (CM) condotte con rilievo delle deformazioni. Da queste ultime sono stati determinati i moduli tangenti iniziali. I valori dei moduli di elasticità ricavati con le diverse prove mostrano un intervallo del modulo variabile tra 22.7 e 48.7 GPa (Figura 30).

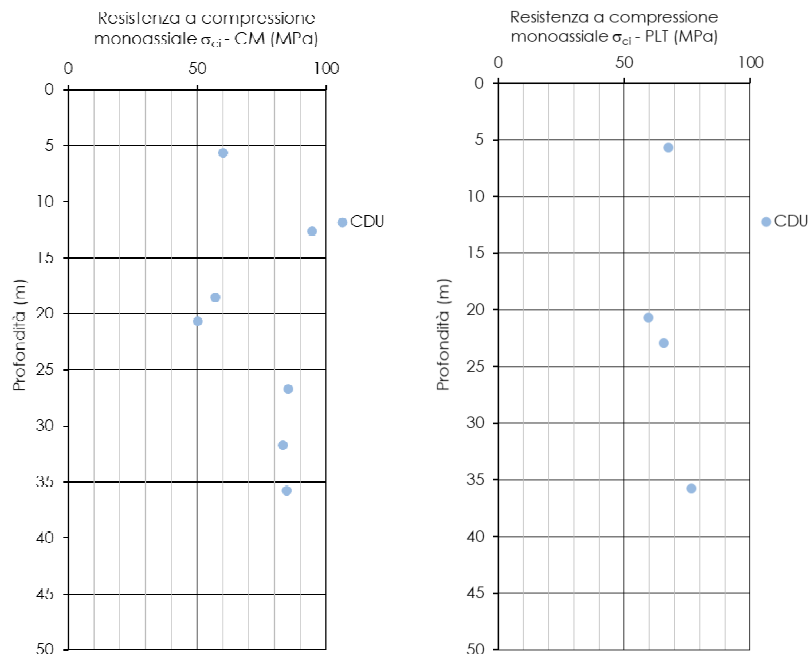


Figura 33 Resistenza a compressione monoassiale

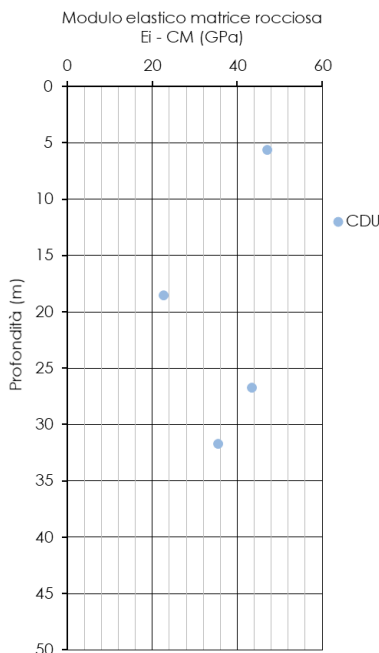


Figura 34 Modulo elastico della roccia intatta

La Tabella 12 riporta i valori del peso dell'unità di volume, della resistenza a compressione monoassiale e del modulo elastico per la roccia intatta, ricavato per ogni campione dell'unità geotecnica *Calcari Diasprini*.

Tabella 15 - peso di volume, resistenza a compressione monoassiale e modulo di deformabilità

Sondaggio	Campione	Profondità da p.c.	γ	σ_{ci}	$\sigma_{ci,PLT}$	$E_{i,UNI}$	$E_{i,vel\ ultra}$
(-)	(-)	(m)	(kN/m ³)	(MPa)	(MPa)	(GPa)	(GPa)
FCS17	CI1	8.4	24.92				48.7
PD2_4	CI1	5.7	25.44	60.0	67.68	47.044	
PD2_4	CI2	12.6	25.00	94.7			
PD2_4	CI3	20.7	25.11	50.3	59.76		
PD2_4	CI4	26.7	24.58	85.4		43.383	
PD2_4	CI5	35.8	25.37	84.8	76.8		
PD2_4	CR1	18.6	24.33	57.0		22.668	
PD2_4	CR2	22.9	24.23		65.76		
PD2_4	CR3	31.7	24.37	83.3		35.431	

Per determinare le caratteristiche di deformabilità, sono stati elaborati i risultati di 2 prove geofisiche (1 Down-Hole e 1 MASW) e 8 prove dilatometriche.

Si rimanda al capitolo 8.4.10 per la valutazione dei moduli di deformabilità deducibili dalle prove geofisiche.

La prova dilatometrica eseguita alla profondità di 10,5 m da p.c. all'interno del sondaggio PD2_4 mostra un valore del modulo di elasticità pari a 7695 MPa e del coefficiente di spinta in quiete di 0,8.

sondaggio	Profondità da p.c.	E	K_0
(-)	(m)	(MPa)	(-)
PD2_4	10.5	7695	0.8

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO LOTTO 2					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE NATURALI	COMMESSA IROP	LOTTO 02	CODIFICA R 07 RH	DOCUMENTO GN 00 00 002	REV. A

Per la determinazione del coefficiente di permeabilità sono state eseguite 2 prove di tipo Lugeon nel foro di sondaggio PD2_4 alla profondità di 6,3 e 17,5 m da p.c. Il coefficiente di permeabilità k risulta pari a $1,8 \cdot 10^{-8}$ e $2,6 \cdot 10^{-8}$ m/s (Figura 26).

Prova	Sondaggio	Profondità da p.c.	k
(-)	(-)	(m)	(m/s)
Lugeon	PD2_4	6.35	2.6E-08
Lugeon	PD2_4	17.5	1.8E-08

Figura 35 coefficiente di permeabilità k da prove in sito

La definizione dell'indice di qualità dell'ammasso è stata eseguita mediante l'interpretazione di stop geostrutturali e di rilievi geomeccanici (Waypoint), il valore dell'indice GSI risulta rispettivamente compreso negli intervalli: $35 \div 45$ e $30 \div 45$.

Caratteristiche delle discontinuità

Il rilievo geostrutturale, eseguito lungo il tracciato dell'opera, hanno portato alla definizione dei principali sistemi di discontinuità. In particolare, ha rilevato la presenza di 3 famiglie principali di discontinuità e superfici di stratificazione. Tali discontinuità presentano valori di spaziatura media pari a 0,35 m di gran lunga inferiore alla dimensione dell'opera in progetto.

Si riporta nel seguito il dettaglio delle caratteristiche meccaniche delle varie famiglie di discontinuità:

Stop geomeccanico	Formazione	Famiglia discontinuità	Immersione	Inclinazione	JRC	JCS
-	-	-	°	°	-	Mpa
SG12	CDU2	strato	272	32		
		K1	128	66	4÷6 - 8÷10	
		K2	64	69		

Figura 36 stop geostrutturale

Per ulteriori dettagli sui valori ricavati si rimanda all'elaborato dedicato (Rif. [12]).

Sintesi delle caratteristiche fisiche e meccaniche

La caratterizzazione geotecnica condotta sulla base delle indagini e delle prove descritte ha portato alla definizione dei principali parametri per l'unità geotecnica CDU. La Tabella 16 riassume gli intervalli di variazione per ciascun parametro: si rimanda ai paragrafi precedenti per i dettagli relativi a ciascuna prova.

Tabella 16- sintesi parametri geotecnici CDU

	min	max	
γ	24.2	25.4	(kN/m ³)
σ_{ci}	50.3	94.7	(MPa)
$\sigma_{ci,PLT}$	59.8	76.8	(MPa)
E_i	22.7	48.7	(GPa)
E	7695.0	7695.0	(MPa)
K₀	0.8	0.8	(-)
k	1.80E-08	2.56E-08	(m/s)
GSI_{rilievi}	35.0	45.0	(-)
GSI_{WP}	30.0	45.0	(-)

La notazione in forma simbolica fa riferimento alla Tabella 3.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO LOTTO 2					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE NATURALI	COMMESSA IROP	LOTTO 02	CODIFICA R 07 RH	DOCUMENTO GN 00 00 002	REV. A

8.4.7 Calcari di Posidonia (POD)

L'unità geotecnica dei Calcari di Posidonia è costituita da calcari e calcari marnosi, e da calcari detritici.



Figura 37 Sondaggio FCL25 (35-40 m da p.c.)

Caratteristiche fisiche

Sono stati prelevati, a profondità variabili tra 11 m e 26,4 m da piano campagna, 3 campioni indisturbati sottoposti a prove di laboratorio.

Il peso di unità di volume dell'unità geotecnica varia tra 25 e 26.5 kN/m³.

Per la caratterizzazione meccanica della matrice rocciosa sono stati presi a riferimento i risultati di 2 prove di compressione monoassiale e 1 prova di carico puntuale (PLT) eseguite sui campioni lapidei prelevati dai fori di sondaggio. Sono stati ricavati valori di resistenza a compressione monoassiale σ_c compresi nell'intervallo: 15,8 e 107,6 MPa. Le profondità di prelievo dei campioni variano tra 11 e 26.4 m da p.c.

Il modulo elastico della matrice rocciosa è stato ricavato dall'interpretazione di 2 prove di velocità sonica su provino e 2 prove di compressione monoassiale (CM), condotte con rilievo delle deformazioni. Da queste ultime sono stati determinati i moduli tangenti iniziali. I valori dei moduli di elasticità ricavati con le diverse prove mostrano un intervallo del modulo variabile tra 3.4 e 38.7 GPa.

La Tabella 17 riporta i valori del peso dell'unità di volume, della resistenza a compressione monoassiale e del modulo elastico per la roccia intatta, ricavato per ogni campione dell'unità geotecnica *Calcari di Posidonia*.

Tabella 17 - peso di volume, resistenza a compressione monoassiale e modulo di deformabilità

Sondaggio	Campione	Profondità da p.c.	γ	σ_{ci}	$\sigma_{ci,PLT}$	$E_{i,UNI}$	$E_{i,vel\ ultra}$
(-)	(-)	(m)	(kN/m ³)	(MPa)	(MPa)	(GPa)	(GPa)
FCS17	CI2	11.25	26.29	107.6		38.72	34.6
FCS17	CI3	19.35			85.9		
FCS17	CL1	26.4	25.02	15.8		3.34	7.3

Per determinare le caratteristiche di deformabilità è stato elaborato il risultato di 1 prova dilatometrica, che fornisce un valore del modulo di elasticità pari a 708MPa e del coefficiente di spinta in quiete pari a 1.

Di seguito la tabella riassuntiva, con i valori, della prova dilatometrica:

sondaggio	Profondità da p.c.	E	K ₀
(-)	(m)	(MPa)	(-)
FCS17	18	708	1

Per la determinazione del coefficiente di permeabilità sono state eseguite 1 prova di tipo Lefranc e 1 prova di tipo Lugeon nei fori di sondaggio, alle profondità di 14.5 e 19.5 m da p.c. Il coefficiente di permeabilità k risulta variabile tra $5 \cdot 10^{-8}$ e $6 \cdot 10^{-5}$ m/s.

Tabella 18 - coefficiente di permeabilità k da prove in sito

Prova	Sondaggio	Profondità da p.c.	k
(-)	(-)	(m)	(m/s)
Lugeon	FCS17	14.5	5.04E-08
Lefranc	FCL25	19.5	5.60E-05

La definizione dell'indice di qualità dell'ammasso è stata eseguita mediante l'interpretazione di rilievi geomeccanici (Waypoint), il valore dell'indice GSI risulta compreso nell'intervallo: 30÷40.

Sintesi delle caratteristiche fisiche e meccaniche

La caratterizzazione geotecnica condotta sulla base delle indagini e delle prove descritte ha portato alla definizione dei principali parametri per l'unità geotecnica *POD*. La Tabella 19 riassume gli intervalli di variazione per ciascun parametro: si rimanda ai paragrafi precedenti per i dettagli relativi a ciascuna prova.

Tabella 19 - sintesi parametri geotecnici POD

	min	max	
γ	25.0	26.3	(kN/m ³)
σ_{ci}	15.8	107.6	(MPa)
$\sigma_{ci,PLT}$	85.9	85.9	(MPa)
E_i	3.3	38.7	(GPa)
E	708.0	708.0	(MPa)
K_0	1.0	1.0	(-)
k	5.04E-08	5.60E-05	(m/s)
GSI_{WP}	30.0	40.0	(-)

La notazione in forma simbolica fa riferimento alla Tabella 3.

	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO LOTTO 2					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE NATURALI	COMMESSA IROP	LOTTO 02	CODIFICA R 07 RH	DOCUMENTO GN 00 00 002	REV. A

8.4.8 Corniola (COI)

L'unità geotecnica Corniola è costituita da calcari a grana molto fine (micriti) con selce e con intercalazioni pelitiche.



Figura 38 Sondaggio FCS18 (35-40 m da p.c.) e sondaggio FCL22 (30-35 m da p.c.)

Caratteristiche fisiche

Sono stati prelevati, a profondità variabili tra 13 m e 31 m da piano campagna, 6 campioni indisturbati sottoposti a prove di laboratorio.

Il peso di unità di volume dell'unità geotecnica varia tra 23.5 e 25.5 kN/m³ (Figura 39).

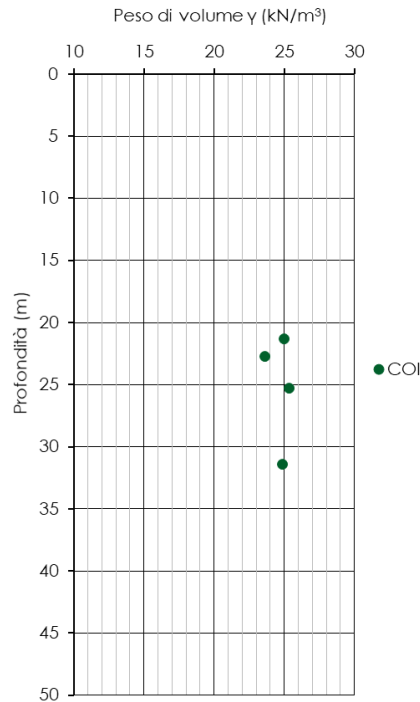


Figura 39 Peso dell'unità di volume γ

Per la caratterizzazione meccanica della matrice rocciosa sono stati presi a riferimento i risultati di 2 prove di compressione monoassiale e 4 prove di carico puntuale (PLT) eseguite sui campioni lapidei prelevati dai fori di sondaggio. Sono stati ricavati valori di resistenza a compressione monoassiale σ_c compresi nell'intervallo: 13.4 e 108.6 MPa. Le profondità di prelievo dei campioni variano tra 13 e 31m da p.c.

Il modulo elastico della matrice rocciosa è stato ricavato dall'interpretazione di 2 prove di velocità sonica su provino e 2 prove di compressione monoassiale (CM), condotte con rilievo delle deformazioni. Da queste ultime sono stati determinati i moduli tangenti iniziali. I valori dei moduli di elasticità ricavati con le diverse prove mostrano un intervallo del modulo variabile tra 20.1 e 40.4 GPa.

La Tabella 20 riporta i valori del peso dell'unità di volume, della resistenza a compressione monoassiale e del modulo elastico per la roccia intatta, ricavato per ogni campione dell'unità geotecnica *Corniola*.

Tabella 20 - peso di volume, resistenza a compressione monoassiale e modulo di deformabilità

Sondaggio	Campione	Profondità da p.c.	γ	σ_{ci}	$\sigma_{ci,PLT}$	$E_{i,UNI}$	$E_{i,vel\ ultra}$
(-)	(-)	(m)	(kN/m ³)	(MPa)	(MPa)	(GPa)	(GPa)
FCS18	CI2	21.3	24.98		90.576		
FCS18	CI3	25.25	25.32		108.6		
FCS18	CI4	31.4	24.89	53.4		40.41	35.2
FCL22	CR3	12.7			58.4		
FCL22	CR4	15.6			58.0		
FCL22	CR5	22.7	23.62	13.4		23.9	20.1

Per determinare le caratteristiche di deformabilità, sono stati elaborati i risultati di 2 prove geofisiche (1 Down-Hole e 1 MASW) e 1 prova dilatometrica.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO LOTTO 2					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE NATURALI	COMMESSA IROP	LOTTO 02	CODIFICA R 07 RH	DOCUMENTO GN 00 00 002	REV. A

Si rimanda al capitolo 8.4.10 per la valutazione dei moduli di deformabilità deducibili dalle prove geofisiche.

L'interpretazione della prova dilatometrica fornisce valori del modulo di elasticità pari a 834Mpa e del coefficiente di spinta in quiete pari a 0.7.

Di seguito la tabella riassuntiva, con i valori, delle prove dilatometriche relative ad ogni sondaggio:

sondaggio	Profondità da p.c.	E	K ₀
(-)	(m)	(MPa)	(-)
FCL22	21	834	0.7

Per la determinazione del coefficiente di permeabilità è stata eseguita un'unica prova di tipo Lugeon alla profondità di 23.5 m da p.c. Il coefficiente di permeabilità k risulta pari a $4 \cdot 10^{-6}$ m/s.

Prova	Sondaggio	Profondità da p.c.	k
(-)	(-)	(m)	(m/s)
Lugeon	FCL22	23.5	4.18E-06

La definizione dell'indice di qualità dell'ammasso è stata eseguita mediante l'interpretazione di stop geostrutturali e di rilievi geomeccanici (Waypoint), il valore dell'indice GSI risulta rispettivamente compreso negli intervalli: 45÷55 e 45÷55.

Caratteristiche delle discontinuità

I rilievi geostrutturali, eseguiti lungo il tracciato dell'opera, hanno portato alla definizione dei principali sistemi di discontinuità. In particolare, ognuno di essi ha rilevato la presenza di 3÷5 famiglie principali di discontinuità e superfici di stratificazione. Tali discontinuità presentano valori di spaziatura media variabile tra 0,1 e 0,2 m di gran lunga inferiore alla dimensione dell'opera in progetto.

Si riporta nel seguito il dettaglio delle caratteristiche meccaniche delle varie famiglie di discontinuità relative ad ogni stop geostrutturale eseguito:

Stop geomeccanico	Formazione	Famiglia discontinuità	Immersione	Inclinazione	JRC	JCS
-	-	-	°	°	-	Mpa
SG2	COI	strato	261	46	4÷14	73.6
		K1	136	75	4÷6 - 8÷10	55.3
		K2	101	78	10÷12	52.6
		faglia	50	55		
SG1	COI	strato	338	22	12÷14	
		K1	107	77	10÷12	53.9
		K2	157	72		
		K3	14	76		
		K4	203	68	12÷14	
		faglia	244	64	12÷14	

Figura 40 stop geostrutturali

Per ulteriori dettagli sui valori ricavati si rimanda all'elaborato dedicato (Rif. [12]).

Sintesi delle caratteristiche fisiche e meccaniche

La caratterizzazione geotecnica condotta sulla base delle indagini e delle prove descritte ha portato alla definizione dei principali parametri per l'unità geotecnica *COI*. La Tabella 21 riassume gli intervalli di variazione per ciascun parametro: si rimanda ai paragrafi precedenti per i dettagli relativi a ciascuna prova.

Tabella 21 - sintesi parametri geotecnici COI

	min	max	
γ	23.6	25.3	(kN/m ³)
σ_{ci}	13.4	53.4	(MPa)
$\sigma_{ci,PLT}$	58.0	108.6	(MPa)
E_i	20.1	40.4	(GPa)
E	834.0	834.0	(MPa)
K_0	0.7	0.7	(-)
k	4.18E-06	4.18E-06	(m/s)
$GSI_{rilievi}$	45.0	55.0	(-)
GSI_{WP}	45.0	55.0	(-)

La notazione in forma simbolica fa riferimento alla Tabella 3.

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO LOTTO 2					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE NATURALI	COMMESSA IR0P	LOTTO 02	CODIFICA R 07 RH	DOCUMENTO GN 00 00 002	REV. A

8.4.9 Calcare massiccio (MAS2)

L'unità geotecnica del Calcare massiccio è costituita da calcari, clastici e bioclastici vacuolari



Figura 41 Sondaggio FCS27 (25-30 m da p.c.) e sondaggio FCS30 (30-35 m da p.c.)

Caratteristiche fisiche

Sono stati prelevati, a profondità variabili tra 6 m e 40 m da piano campagna, 24 campioni sottoposti a prove di laboratorio.

Il peso di unità di volume dell'unità geotecnica varia tra 24 e 26.5 kN/m³ (Figura 42).

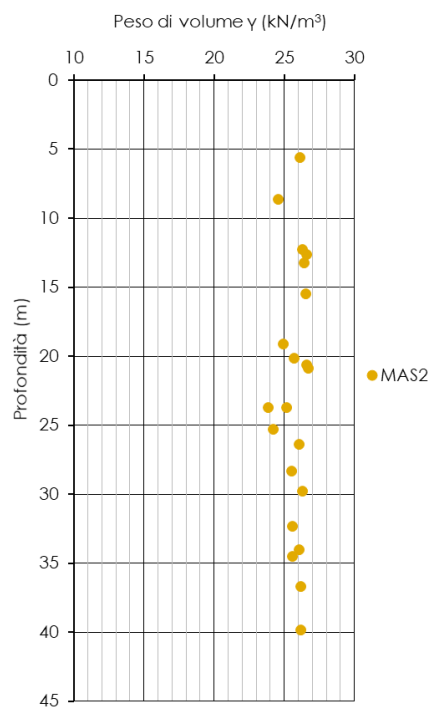


Figura 42 peso dell'unità di volume γ

Per la caratterizzazione meccanica della matrice rocciosa sono stati presi a riferimento i risultati di 10 prove di compressione monoassiale e 14 prove di carico puntuale (PLT) eseguite sui campioni lapidei prelevati dai fori di sondaggio. Sono stati ricavati valori di resistenza a compressione monoassiale σ_c compresi nell'intervallo: 7 e 91 MPa (Figura 43). Le profondità di prelievo dei campioni variano tra 5,6 e 40,2 m da p.c.

Il modulo elastico della matrice rocciosa è stato ricavato dall'interpretazione di 17 prove di velocità sonica su provino e 10 prove di compressione monoassiale (CM), condotte con rilievo delle deformazioni. Da queste ultime sono stati determinati i moduli tangenti iniziali. I valori dei moduli di elasticità ricavati con le diverse prove mostrano un intervallo del modulo variabile tra 13.4 e 69.6 GPa (Figura 44).

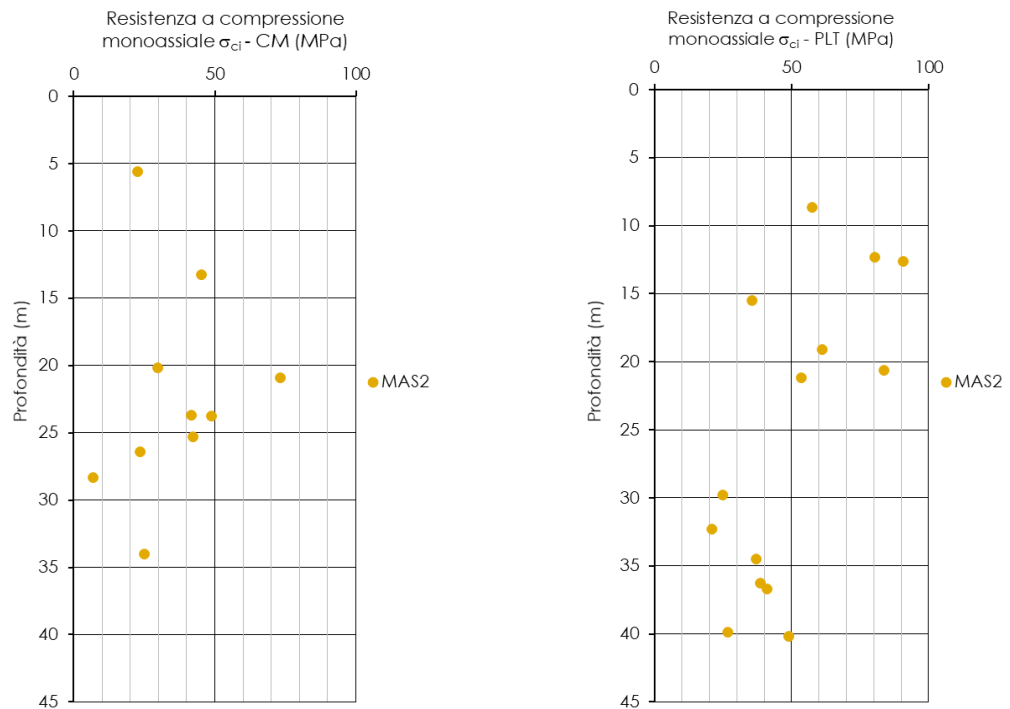


Figura 43 Resistenza a compressione monoassiale

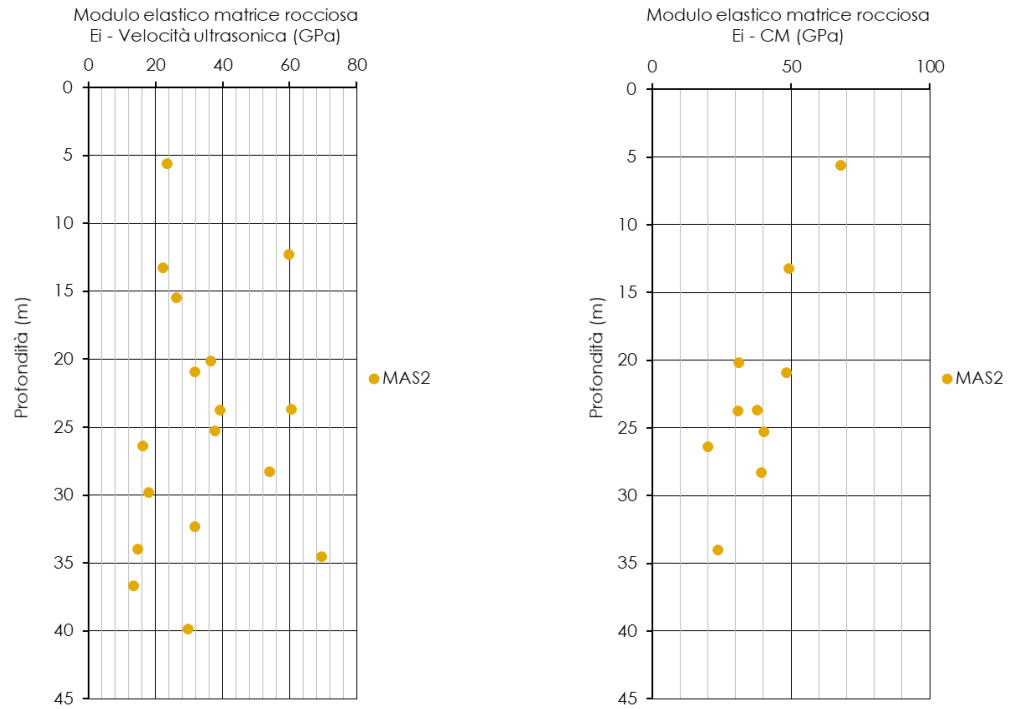


Figura 44 Modulo elastico della roccia intatta

La Tabella 22 riporta i valori del peso dell'unità di volume, della resistenza a compressione monoassiale e del modulo elastico per la roccia intatta, ricavato per ogni campione dell'unità geotecnica *Calcarea massiccio*.

Tabella 22 - peso di volume, resistenza a compressione monoassiale e modulo di deformabilità

Sondaggio	Campione	Profondità da p.c.	γ	σ_{ci}	$\sigma_{ci,PLT}$	$E_{i,UNI}$	$E_{i,vel\ ultra}$
(-)	(-)	(m)	(kN/m^3)	(MPa)	(MPa)	(GPa)	(GPa)
FCS27	CI1	5.6	26.12	22.6		67.93	23.5
FCS27	CI2	8.65	24.57		57.4		
FCS27	CI3	12.65	26.59		90.8		
FCS27	D1	13.25	26.44	45.1		49.17	22.3
FCS27	CI4	15.5	26.55		35.4		26.3
FCS27	CI5	20.65	26.58		83.8		
FCS27	D2	20.9	26.73	73.3		48.27	31.8
FCS27	CI6	26.4	26.06	23.5		20.06	16.1
FCS27	CR1	29.8	26.29		24.7		17.9
FCS27	CR2	32.3	25.59		20.9		31.8
FCS27	D3	34	26.03	24.9		23.65	14.8
FCS27	CR3	34.5	25.56		37.0		69.6
FCS27	CR4	36.7	26.20		41.2		13.4
FCS27	CR5	39.85	26.16		26.5		29.8
FCS30	CI2	19.1	24.90		61.2		
FCS30	CI3	23.7	25.14	41.6		37.87	60.4
FCS30	CI4	28.3	25.54	6.9		39.42	54.0
FCS30	CR2	20.15	25.69	29.9		31.07	36.4
FCL24	CR3	23.75	23.85	48.9		30.85	39.2
FCL24	CR4	25.3	24.19	42.3		40.05	37.6
FCL25	CR4	36.3			38.5		
FCL25	CR5	40.2			48.9		
FCS27 bis	CI3	12.3	26.30		80.2		59.8
FCS27 bis	CI5	21.2			53.4		

Per determinare le caratteristiche di deformabilità, sono stati elaborati i risultati di 1 prova geofisica MASW e 4 prove dilatometriche.

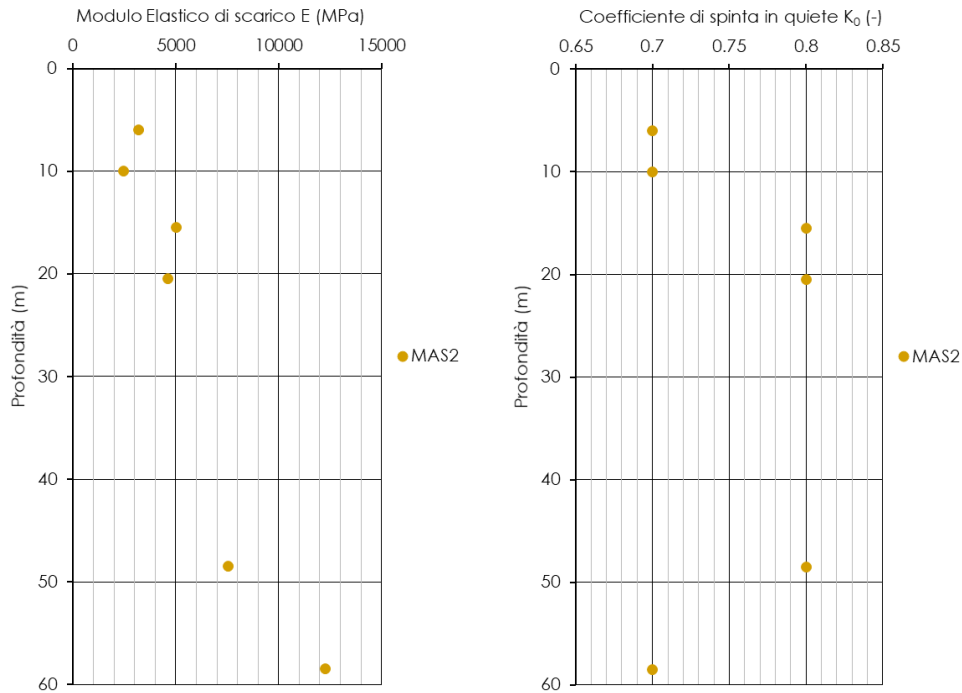
Si rimanda al capitolo 8.4.10 per la valutazione dei moduli di deformabilità deducibili dalle prove geofisiche.

L'interpretazione delle prove dilatometriche mostrano valori del modulo di elasticità variabili nell'intervallo $2459 \div 12262$ MPa e del coefficiente di spinta in quiete nell'intervallo $0.7 \div 0.8$.

Figura 45 modulo di deformabilità operativo da prove dilatometriche e coefficiente di spinta in quiete

Di seguito la tabella riassuntiva, con i valori, delle prove dilatometriche relative ad ogni sondaggio:

sondaggio	Profondità da p.c.	E	K_0
(-)	(m)	(MPa)	(-)
FCS27	6	3188	0.7
FCS27	10	2459	0.7
FCL24	15.5	5036	0.8
FCL25	20.5	4612	0.8
PD2 10a	48.5	7531	0.8
PD2 10a	58.5	12262	0.7



Per la determinazione del coefficiente di permeabilità sono state eseguite 2 prove di tipo Lefranc e 8 prove di tipo Lugeon nei fori di sondaggio, a profondità variabili tra 5.8 e 62.5 m da p.c. Il coefficiente di permeabilità k risulta variabile tra $1 \cdot 10^{-8}$ e $2 \cdot 10^{-5}$ m/s (Figura 46).

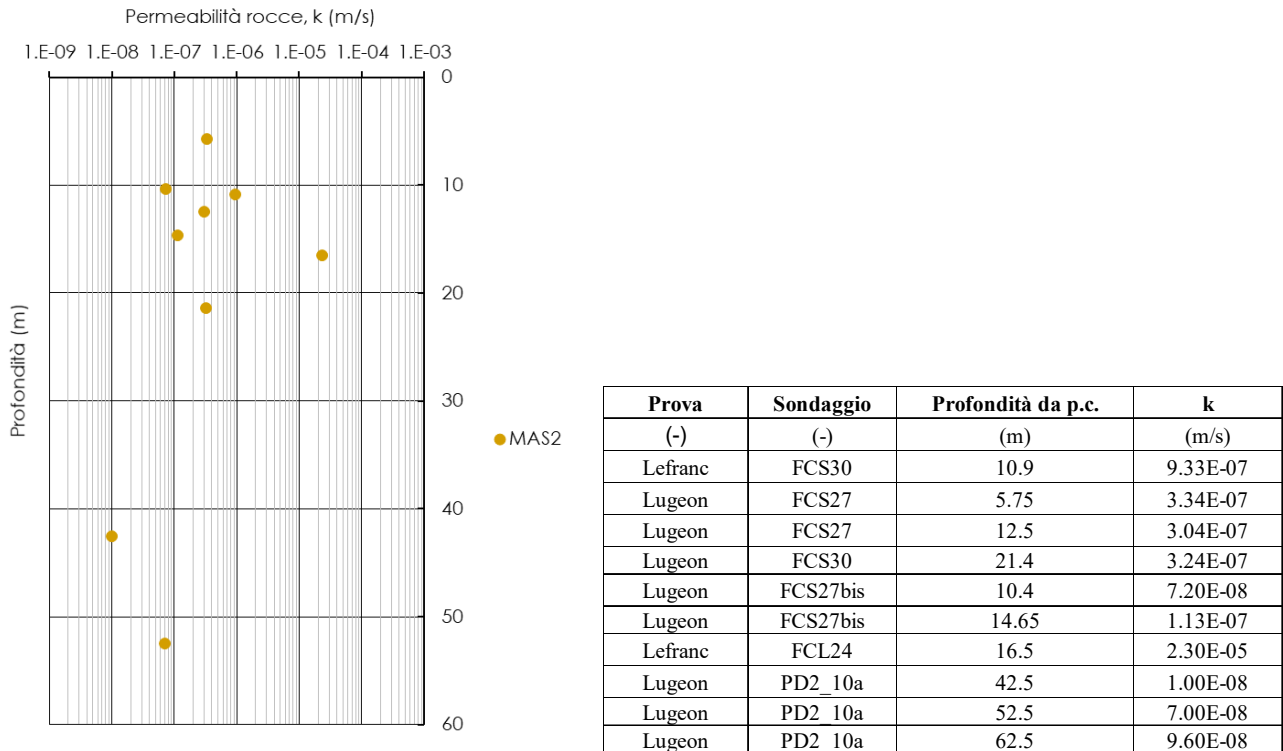


Figura 46 coefficiente di permeabilità k da prove in sito

La definizione dell'indice di qualità dell'ammasso è stata eseguita mediante l'interpretazione di stop geostrutturali e di rilievi geomeccanici (Waypoint), il valore dell'indice GSI risulta rispettivamente compreso negli intervalli: $60 \div 70$ e $55 \div 75$.

Caratteristiche delle discontinuità

Il rilievo geostrutturale, eseguito lungo il tracciato dell'opera, hanno portato alla definizione dei principali sistemi di discontinuità. In particolare, ha rilevato la presenza di 3 famiglie principali di discontinuità e superfici di stratificazione. Tali discontinuità presentano valori di spaziatura media pari a 0,13 m di gran lunga inferiore alla dimensione dell'opera in progetto.

Si riporta nel seguito il dettaglio delle caratteristiche meccaniche delle varie famiglie di discontinuità:

Stop geomeccanico	Formazione	Famiglia discontinuità	Immersione	Inclinazione	JRC	JCS
-	-	-	°	°	-	Mpa
SG11	MAS2	K1	153	72		71.8
		K2	84	77		72.1
		K3	16	82		

Figura 47 stop geostrutturale

Per ulteriori dettagli sui valori ricavati si rimanda all'elaborato dedicato (Rif. [12]).

Sintesi delle caratteristiche fisiche e meccaniche

La caratterizzazione geotecnica condotta sulla base delle indagini e delle prove descritte ha portato alla definizione dei principali parametri per l'unità geotecnica *MAS2*. La Tabella 23 riassume gli intervalli di variazione per ciascun parametro: si rimanda ai paragrafi precedenti per i dettagli relativi a ciascuna prova.

Tabella 23 - sintesi parametri geotecnici MAS2

	min	max	
γ	23.8	26.7	(kN/m ³)
σ_{ci}	6.9	73.3	(MPa)
$\sigma_{ci,PLT}$	20.9	90.8	(MPa)
E_i	13.4	69.6	(GPa)
E	2459.0	12262.0	(MPa)
K_0	0.7	0.8	(-)
k	1.00E-08	2.30E-05	(m/s)
$GSI_{rilievi}$	60.0	70.0	(-)
GSI_{WP}	55.0	75.0	(-)

La notazione in forma simbolica fa riferimento alla Tabella 3.

8.4.10 Prove geofisiche

Allo scopo di caratterizzare dal punto di vista sismico i terreni, sono state eseguite le seguenti prove geofisiche:

- prove Multi-channel analysis of surface waves (MASW);
- prove sismiche in foro di tipo down-hole;

I risultati di tali indagini sono rappresentati in forma grafica, diagrammando l'andamento con la profondità del modulo di taglio iniziale G_0 . E il modulo di Young "operativo", pari al 10% del Modulo di Young iniziale.

Sono state inoltre calcolati, ai sensi delle NTC2018 (par. 3.2.2), i valori della velocità media di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$ definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

Dove:

h_i spessore dell'i-esimo strato;

$V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

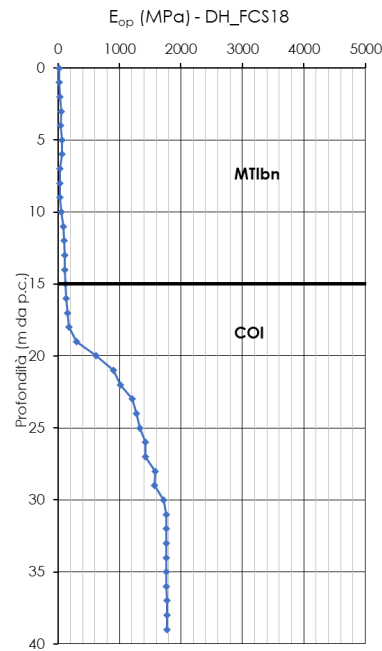
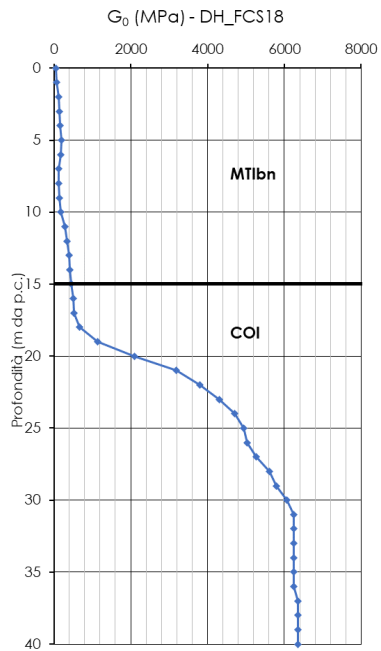
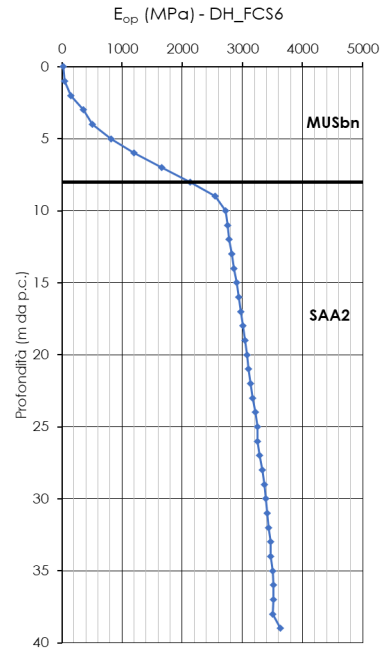
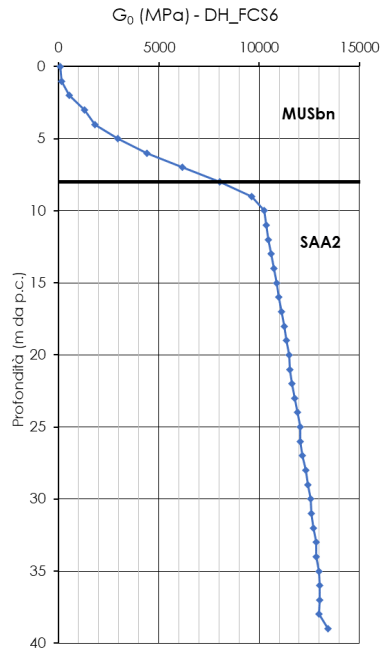
H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

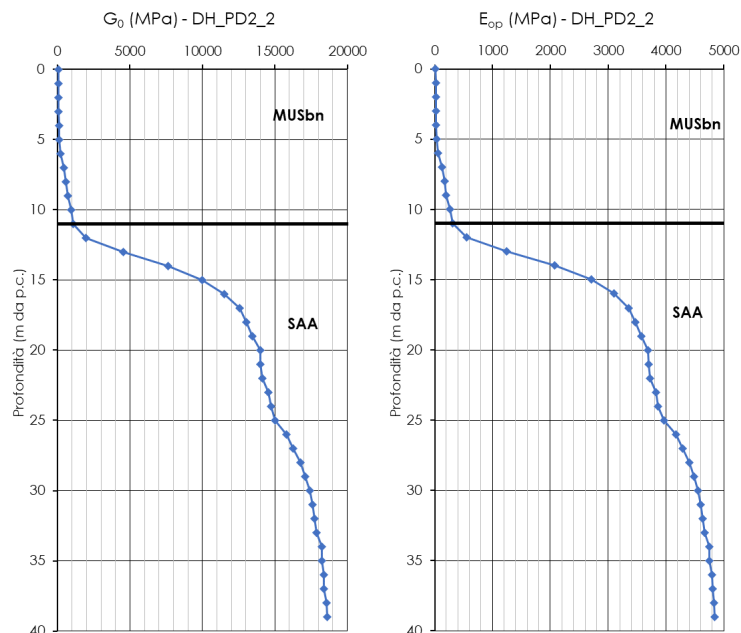
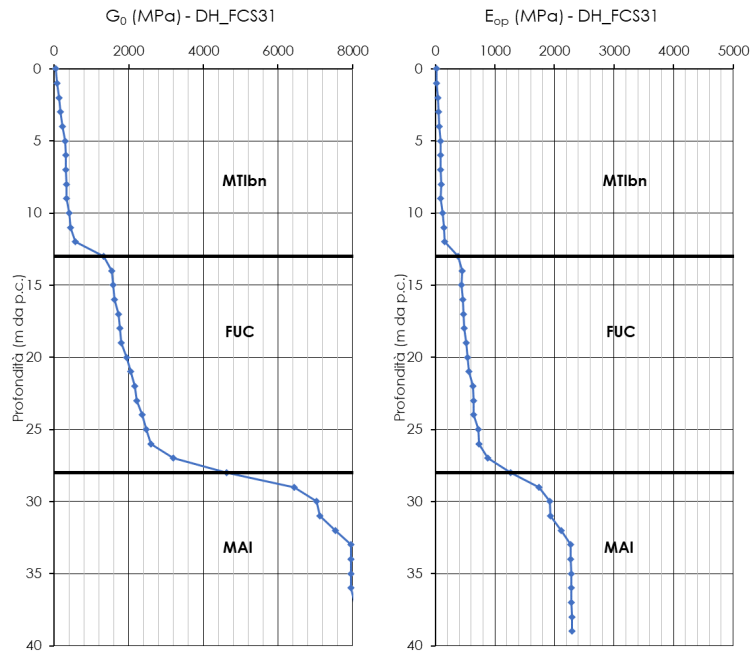
In Tabella 24 sono riportati valori di $V_{s,eq}$ per tutte le prove geofisiche.

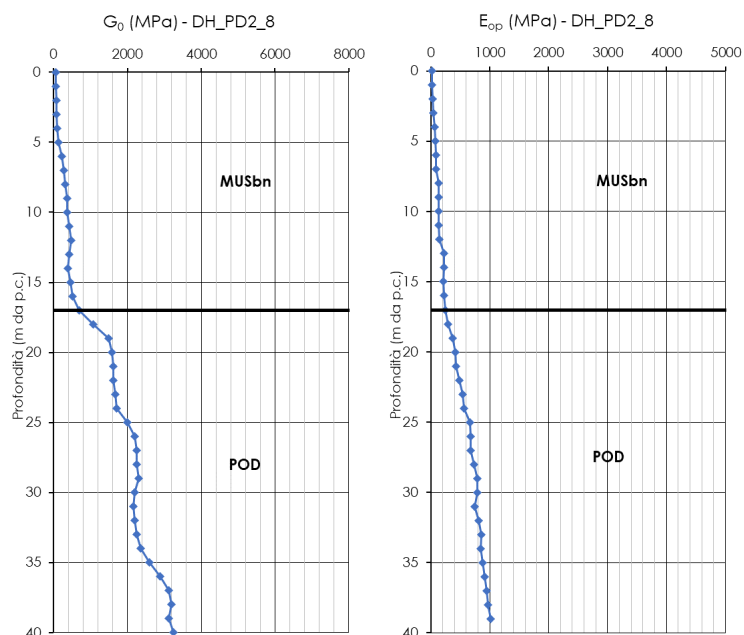
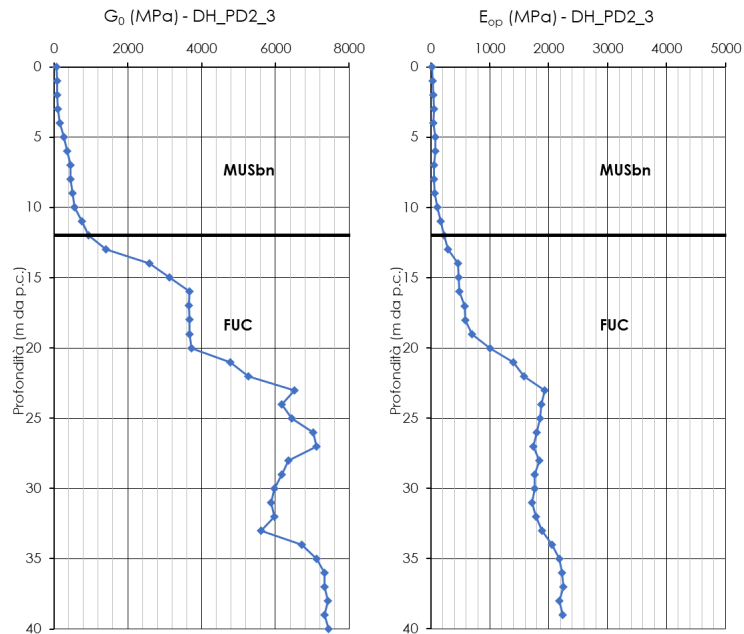
Tabella 24 - categorie di sottosuolo

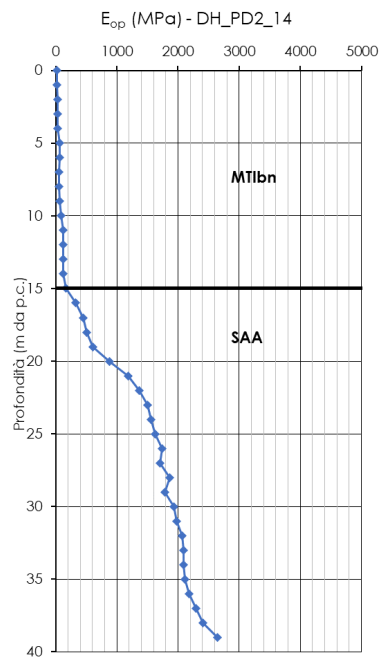
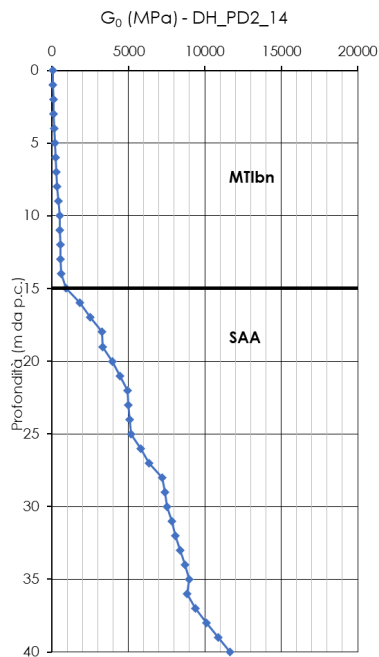
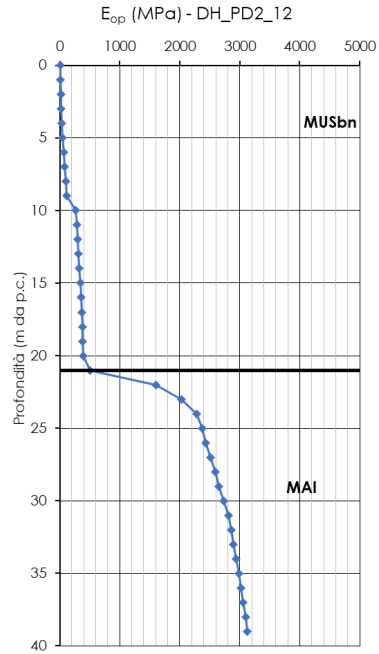
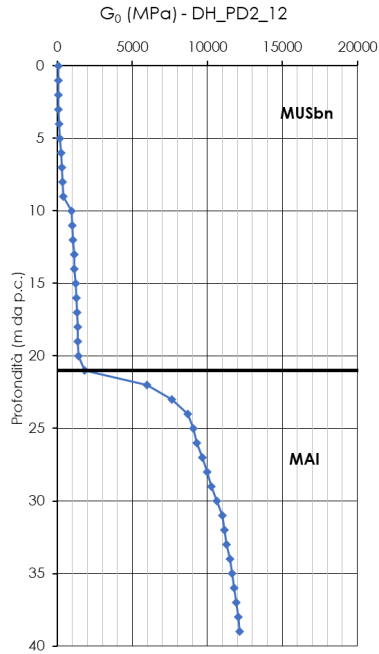
Prova	sondaggio/stesa	$V_{s,eq}$ m/s	Categoria di sottosuolo
-	-	-	-
Down-Hole	FCS6	>800	A
Down-Hole	FCS18	347	C
Down-Hole	FCS31	375	B
Down-Hole	PD2 2	320	E
Down-Hole	PD2 3	484	B
Down-Hole	PD2 8	313	B
Down-Hole	PD2 12	412	B
Down-Hole	PD2 14	363	B
MASW	25	586	B
MASW	35	350	C
MASW	6	448	B
MASW	52	467	B
MASW	71	443	B
MASW	1	364	B
MASW	2	395	B
MASW	3	357	E

Prove Down-Hole

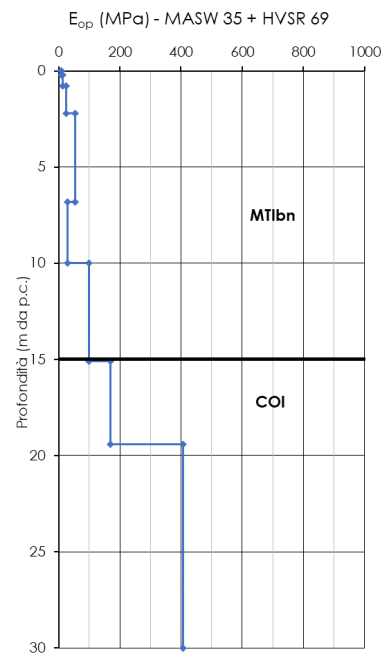
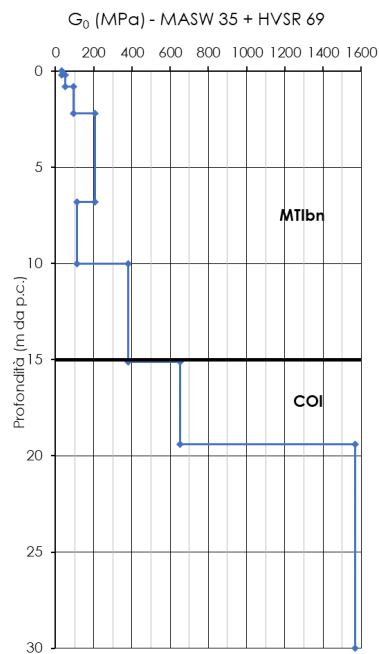
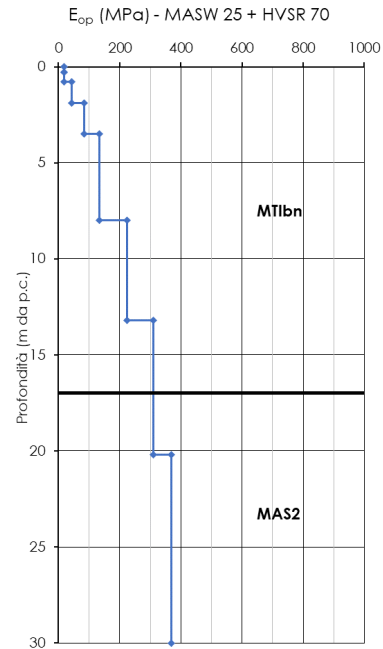
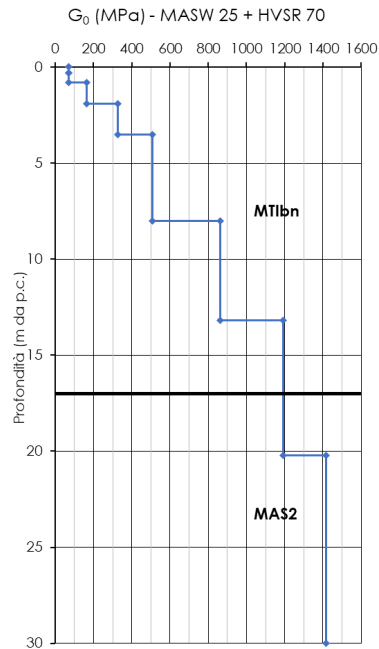


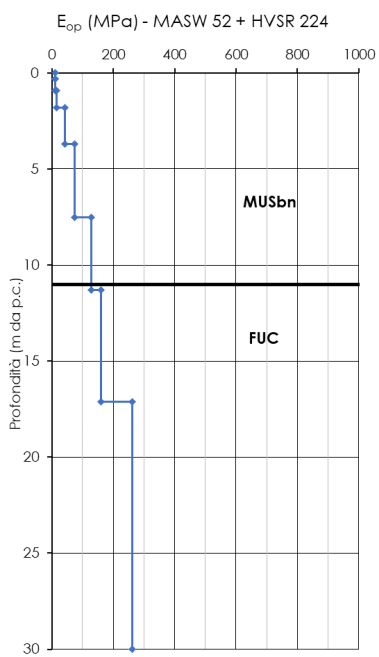
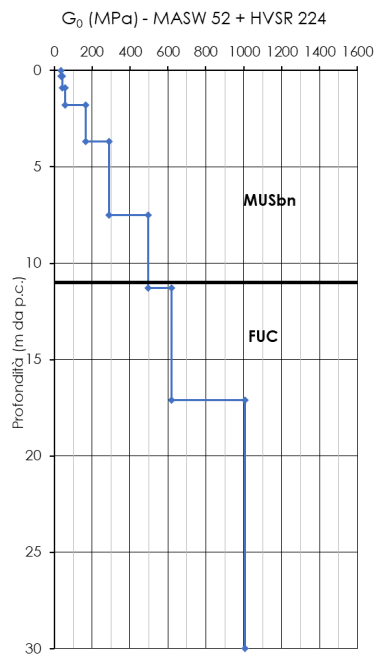
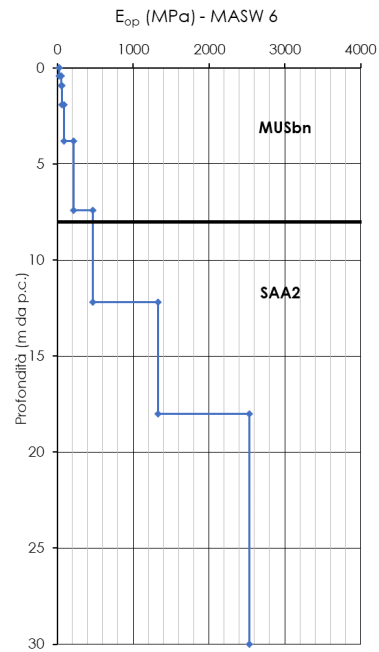
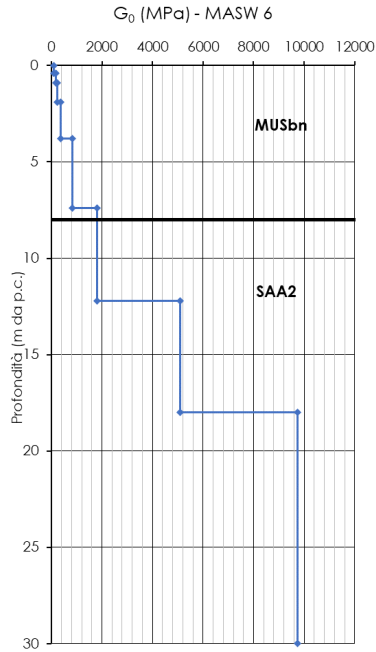


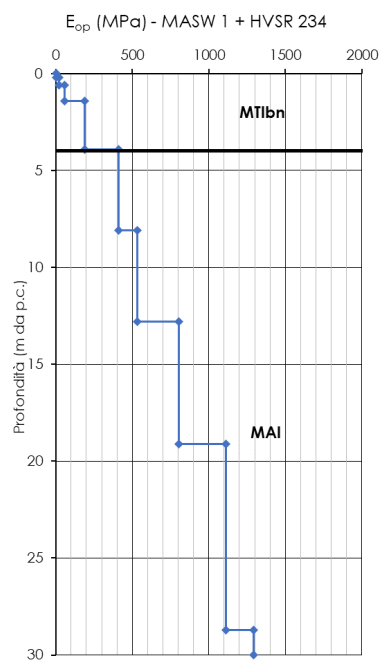
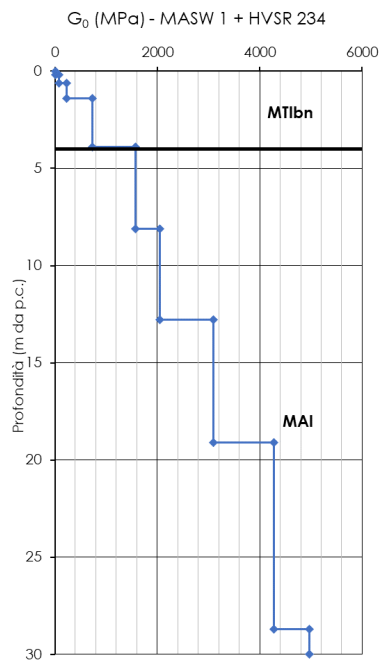
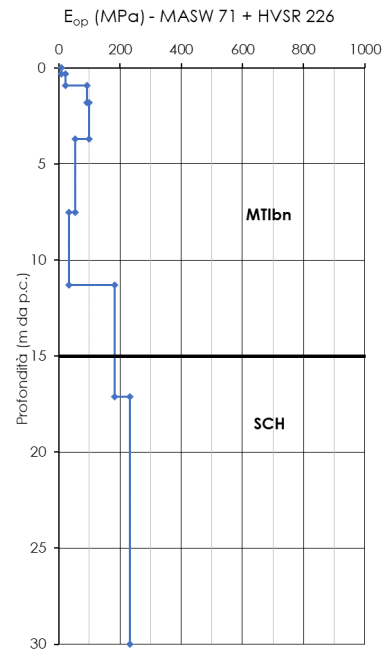
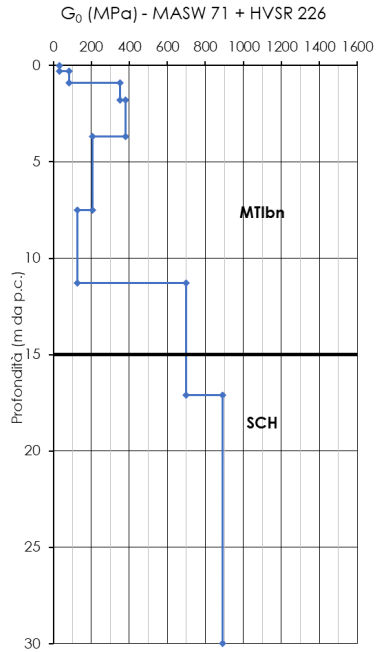


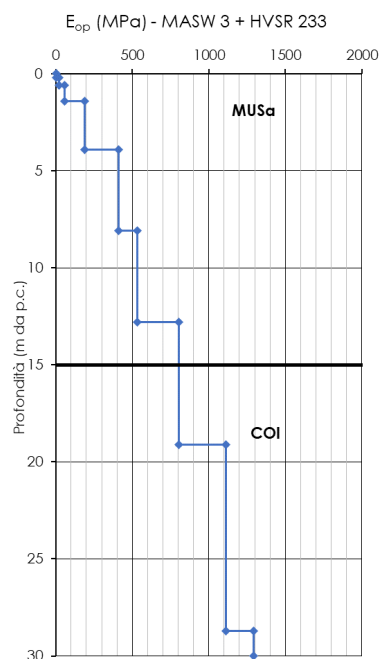
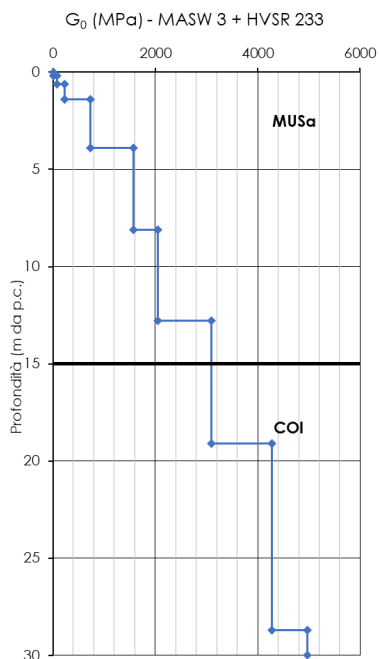
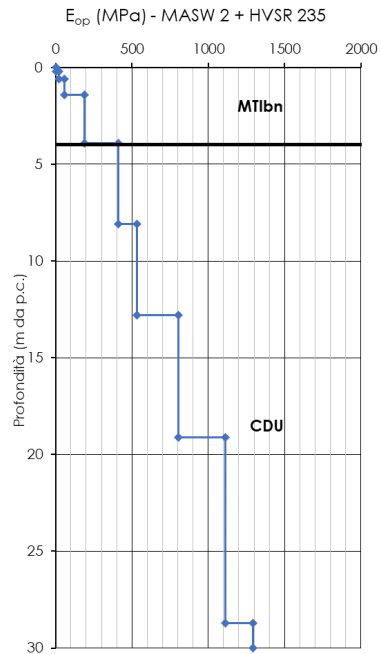
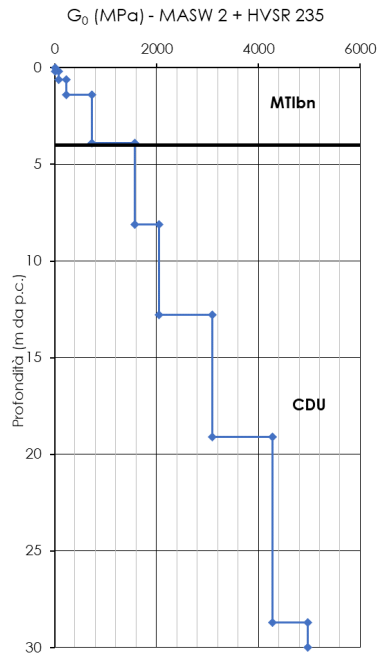


Prove MASW









 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO LOTTO 2					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE NATURALI	COMMESSA IR0F	LOTTO 02	CODIFICA R 07 RH	DOCUMENTO GN 00 00 002	REV. A

8.4.11 Condizioni idrauliche del sottosuolo

Lungo il tracciato dell'opera in progetto i litotipi affioranti nell'area sono stati accorpatisi in complessi idrogeologici, differenziati in relazione alle caratteristiche di permeabilità (cap. 8).

Complesso dei depositi di versante

È costituito dai depositi di versante ed è caratterizzato da corpi ghiaiosi, ghiaioso-sabbiosi e ghiaioso-limosi altamente permeabili. Il complesso presenta un coefficiente di permeabilità k risulta variabile tra 10^{-7} e 10^{-3} m/s.

Complesso della Scaglia (SBI, SAA)

È costituito dalla formazione calcarea e calcareo-marnosa permeabile della Scaglia. Il complesso presenta valori del coefficiente di permeabilità k compresi tra 10^{-9} e 10^{-6} m/s.

Complesso delle Marne a Fucoidi (FUC)

È costituito da marne e marne argillose calcaree; solamente la porzione superiore del litotipo è più francamente calcarea. Il coefficiente di permeabilità k risulta variabile tra 10^{-8} e 10^{-6} m/s.

Complesso della Maiolica (MAI)

Si tratta di un complesso prevalentemente calcareo-micritico e permeabile per fratturazione. Il coefficiente di permeabilità k risulta variabile tra 10^{-7} e 10^{-5} m/s.

Complesso calcareo-siliceo-marnoso (RSA, POD, CDU)

Si tratta di un complesso a permeabilità medio-bassa costituito dai litotipi prevalentemente marnosi del Rosso ammonitico, dei Calcari a Posidonia e dei Calcari diasprigni umbro-marchigiani. Il coefficiente di permeabilità k risulta variabile tra 10^{-8} e 10^{-4} m/s.

Complesso acquifero basale (MAS2, COI)

È costituito dalle formazioni prevalentemente calcaree e intensamente fratturate, del Calcare Massiccio, e della Corniola. Il complesso basale presenta caratteristiche di alta permeabilità, con valori del coefficiente di permeabilità compresi nell'intervallo: 10^{-8} e 10^{-5} m/s.

Per la descrizione completa dei complessi idrogeologici ed ulteriori approfondimenti si rimanda all'elaborato dedicato (Rif. [12]).

Sono stati installati nei fori di sondaggio un totale 42 piezometri (36 di tipo tubo aperto e 6 Casagrande). I dati del monitoraggio hanno permesso la ricostruzione dei livelli piezometrici, che, nell'arco temporale, si sono mantenuti stabili (Tabella 25). Nello specifico, i livelli piezometrici sono complessivamente al di sotto della quota del cavo delle gallerie, ad eccezione della galleria GN01 "Valtreara" dove si collocano al di sopra della quota del cavo (come da evidenze del sondaggio FCS73).

Tabella 25 – Monitoraggio piezometrico per i piezometri che interessano le opere in sotterraneo

Piezometro	Profondità (m da p.c.)	Tratto finestrato (m da p.c.)	mar-21 (m da p.c.)	apr-21 (m da p.c.)	mag-21 (m da p.c.)	giu-21 (m da p.c.)	lug-21 (m da p.c.)	ago-21 (m da p.c.)	set-21 (m da p.c.)	ott-21 (m da p.c.)	nov-21 (m da p.c.)	dic-21 (m da p.c.)	gen-22 (m da p.c.)	feb-22 (m da p.c.)	mar-22 (m da p.c.)	apr-22 (m da p.c.)	mag-22 (m da p.c.)	giu-22 (m da p.c.)	lug-22 (m da p.c.)	ago-22 (m da p.c.)	set-22 (m da p.c.)
FCS 73	120	69-81		21.6	27.8	51.0	60.8	60.9	60.9	61.7	44.8	56.8	60.3	59.6	60.5	57.5	61.3	61.2	61.8	61.9	57.7
FCS 9	40	5-30				7.3	7.4	7.4	7.4	7.2	6.8	6.7	6.8	6.9	6.8	7.8	7.8	7.9	8.0	7.8	7.6
FCL 10	40	3-30			14.3	14.4	14.9	14.9	15.2	14.8	14.1	14.2	14.4	14.5	14.5	14.5	14.6	14.7	14.8	14.6	14.5
FCS 16	40	3-30				10.7	12.0	11.7	10.3	10.7	7.4	9.2	9.8	10.9	10.2	9.5	11.2	11.4	11.5	11.5	11.3
FCS 17	40	3-30					13.3	13.7	13.7	11.8	7.8	9.5	10.3	11.6	10.8	10.8	12.3	13.0	13.6	13.5	11.9
FCL 22	40	5-35				13.8	14.3	14.3	14.6	14.7	14.4	13.1	13.8	14.3	14.2	14.6	14.1	15.4	15.9	15.4	15.3
FCL 24	40	2-30			9.5	9.7	10.1	9.9	10.0	9.8	9.2	9.0	9.3	9.5	9.3	9.3	9.8	10.0	10.1	9.9	9.2
FCS 27 bis A	50	8-38					49.4	48.0	49.1	47.5	46.3	47.7	49.6	50.5	50.3	47.6	48.2	48.6	49.9	49.9	48.7
FCS 30	50	2-40		15.1	15.1	15.5	16.7	15.7	15.8	15.6	15.1	14.6	14.4	14.6	14.4	14.7	15.1	15.2	15.3	15.3	15.0
FCL 32	40	3-30		18.5	18.3	21.7	22.3	22.4	22.4	22.3	21.5	20.4	21.5	21.9	20.7	21.6	22.0	22.1	22.4	21.8	19.9
FCS 34	40	3-20	12.9		13.1	12.6	12.9	12.8	12.8	12.8	13.5	11.8	12.0	12.3	12.7	12.8	12.8	12.8	12.9	13.0	12.4
PD2 10	80	25-80															52.2	52.5	52.9	55.4	52.9
PD2 10A	40	30-70															55.1	55.4	55.8	52.9	55.7
PD2 4	40	4-35																13.8	14.0	13.7	13.7
PD2 13	40	2-30															28.1	29.1	30.7	28.9	28.8
PD2 1	80	53-75																12.4	19.5	20.8	20.7

Per ulteriori dettagli sul monitoraggio piezometrico si rimanda all'elaborato dedicato (Rif. [12]).

Per il dettaglio delle quote dei livelli piezometrici lungo il tracciato dell'opera si rimanda all'elaborato 'Profilo geotecnico' (Rif. [33]).

8.5 Rischi potenziali

Sono di seguito descritte le principali criticità, legate al contesto geologico, idrogeologico, geotecnico e ambientale, che potrebbero avere ripercussioni sulla fase realizzativa della galleria, e le conseguenti azioni di mitigazione previste in progetto. La mappatura dei diversi rischi è illustrata nell'elaborato "Profilo geotecnico" (Rif. [33]).

Instabilità del fronte e del cavo

Potenziali rischi di instabilità del fronte e del cavo possono interessare le tratte di galleria a bassa copertura in corrispondenza dei depositi di versante e nelle transizioni litologiche (contatto detrito di versante-substrato).

Venute d'acqua

Il potenziale rischio di venute d'acqua in galleria in fase di scavo è stato definito in funzione dei principali caratteri idrogeologici delle formazioni di interesse. Tale rischio dipende dalla conducibilità idraulica dei materiali attraversati, dal carico idraulico e dalla posizione della superficie piezometrica rispetto all'area di scavo.

Il rischio di venute d'acqua in fase di scavo per le gallerie in esame è classificato come basso, essendo la permeabilità delle formazioni attraversate medio-bassa ed i livelli piezometrici attesi al di sotto del cavo delle opere in sotterraneo (cfr. 8.4.11, Rif. [11], Rif. [12]). Il rischio è classificato come medio per la galleria Valtreara per la quale, lo studio geologico ha confermato livelli piezometrici al di sopra della calotta ma comunque una permeabilità medio-bassa per la formazione attraversata.

Fenomeni di instabilità

Lungo il tracciato di progetto che interessa il Lotto 2, come evidenziato dagli studi geologici (Rif. [12]) e dall'analisi interferometrica condotta (Rif. [43]), sono stati individuati fenomeni di deformazione superficiale di limitata entità sia per estensione areale che per velocità di deformazione che comunque non interferiscono direttamente con le opere in sotterraneo.

Interferenze

Il tracciato in progetto presenta cinque maggiori interferenze:

- Galleria artificiale scatolare GA01 con il corso d'acqua, affluente in sinistra idraulica del Fiume Esino, alla pk 3+475 (IN04);
- Galleria artificiale scatolare GA01 con la nuova viabilità NV03 alla pk 3+667;
- Galleria naturale GN05 "La Rossa" con la nuova viabilità NV32 in prossimità dell'imbocco lato PM228, alla pk 4+753;
- Galleria artificiale scatolare GA02 con la strada statale SS76 alla pk 6+230;
- Galleria naturale GN06 "Murano" con la viabilità NV06 in corrispondenza della pk 7+26;
- Galleria naturale GN05 "La Rossa" con galleria la ferrovia esistente.

Fenomeni carsici

Nelle tratte in cui lo scavo delle gallerie intercetta la formazione del Calcarea Massiccio (MAS2) si dovrà tenere presente la possibilità di rinvenimento di cavità per fenomeni di dissoluzione. Nelle cave attive nel Calcarea Massiccio della Gola delle Rossa non sono state rinvenute cavità importanti, tuttavia, le caratteristiche litologiche del Calcarea Massiccio non escludono la possibilità che, siano intercettati canali o cavità più o meno sviluppati che potrebbero fungere da elemento di trasferimento delle acque di precipitazione verso la zona satura (Rif. [11]).

Tale rischio è pertinente per le gallerie GN04 "Ponte Chiarodovo" e GN05 "La Rossa" che intercettano la formazione del Calcarea Massiccio (MAS2) per il loro intero sviluppo. Le indagini eseguite nella fase di progettazione (in particolare si fa riferimento alla prova di sismica a riflessione eseguita in corrispondenza della Galleria La Rossa, Rif. [11]) hanno messo in evidenza la presenza di alcune cavità che non interferiscono per le parti rilevate con le opere in sotterraneo. Lo studio geologico afferma come in tali tratte riporta come "appare ragionevole ipotizzare che l'attraversamento in galleria della Formazione del Calcarea Massiccio (galleria P. Chiarodovo e galleria La Rossa, intervallate da un viadotto sull'Esino), non sia a rischio di interferenza con sistemi carsici particolarmente sviluppati" (Rif. [11]).

Si precisa ad ogni modo come, a seguito del sopralluogo effettuato all'interno della galleria ferroviaria esistente (per alcuni tratti non rivestita), si sia constatata l'assenza di venute d'acqua e di cavità carsiche.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO LOTTO 2					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE NATURALI	COMMESSA IR0F	LOTTO 02	CODIFICA R 07 RH	DOCUMENTO GN 00 00 002	REV. A

9 FASE DI DIAGNOSI

Nella fase di diagnosi, sulla base del modello geotecnico scaturito dagli studi e dalle indagini effettuati nella fase conoscitiva, si procede alla previsione della risposta tensio-deformativa dell'ammasso allo scavo, in assenza di interventi di stabilizzazione. La valutazione della risposta deformativa dell'ammasso allo scavo è condotta con riferimento alle tre categorie di comportamento fondamentali individuate nel metodo ADECO-RS (Rif. [13]), di seguito brevemente richiamate, sulla base delle quali il tracciato sotterraneo è suddiviso in tratte a comportamento deformativo omogeneo.

9.1 Classi di comportamento del fronte di scavo

Secondo l'approccio ADECO-RS la previsione dell'evoluzione dello stato tensionale a seguito dell'apertura di una galleria è possibile attraverso l'analisi dei fenomeni deformativi, che forniscono indicazioni sul comportamento della cavità nei riguardi della stabilità a breve e a lungo termine. Dati sperimentali e analisi teoriche hanno dimostrato che il comportamento della cavità è significativamente condizionato, oltre che dalle caratteristiche geometriche della galleria stessa e dai carichi litostatici, anche dalle caratteristiche di resistenza e di rigidità del nucleo d'avanzamento, inteso come il volume di terreno a monte del fronte di scavo. Se il nucleo non è costituito da materiale sufficientemente rigido e resistente da mantenere in campo elastico il proprio comportamento tensio-deformativo, si sviluppano fenomeni deformativi e plasticizzazioni rilevanti in avanzamento, a cui consegue l'evoluzione verso condizioni di instabilità del fronte e del cavo. Se, invece, il comportamento del nucleo d'avanzamento si mantiene in campo elastico, il nucleo stesso svolge un'azione di precontenimento del cavo, che si mantiene a sua volta in condizioni elastiche, conservando le caratteristiche di massima resistenza del materiale attraversato e quindi configurazioni di stabilità.

Sulla base di tali considerazioni, il comportamento del nucleo-fronte di scavo, al quale è legato quello della cavità, può essere sostanzialmente ricondotto alle seguenti tre categorie:

Categoria A: nucleo-fronte stabile

Tale categoria corrisponde alla condizione in cui lo stato tensionale nel terreno al fronte e al contorno della cavità non supera le caratteristiche di resistenza dell'ammasso; in tal caso le deformazioni sono prevalentemente elastiche, di piccola entità e tendono ad esaurirsi rapidamente con la distanza dal fronte. Il fronte di scavo e il cavo sono stabili e quindi non si rendono necessari interventi preventivi di stabilizzazione, se non localizzati e in misura ridotta. Il rivestimento definitivo costituisce il margine di sicurezza per la stabilità a lungo termine.

Categoria B: nucleo-fronte stabile a breve termine

Tale categoria corrisponde alla condizione in cui lo stato tensionale nel terreno al fronte e al contorno della cavità, a seguito delle operazioni di scavo, raggiunge la resistenza dell'ammasso. I fenomeni deformativi tensioni sono di tipo elasto-plastico, di maggiore entità rispetto al caso precedente. Nell'ammasso può prodursi una eventuale riduzione delle caratteristiche di resistenza con decadimento verso i parametri residui. La risposta tensio-deformativa può essere opportunamente controllata con adeguati interventi di preconsolidamento del fronte e/o di consolidamento al contorno del cavo. In tal modo si fornisce l'opportuno contenimento all'ammasso perché mantenga un comportamento stabile. Nel caso non si prevedano interventi, lo stato tensio-deformativo può evolvere verso situazioni di instabilità del cavo in fase di realizzazione. Il rivestimento definitivo costituisce il margine di sicurezza per la stabilità a lungo termine.

Categoria C: nucleo-fronte instabile

Tale categoria corrisponde alla condizione in cui, superata la resistenza del terreno, i fenomeni deformativi evolvono molto rapidamente in campo plastico, producendo la progressiva instabilità del fronte di scavo e un incremento dell'estensione della zona dell'ammasso decompressa e plasticizzata al contorno della cavità, con rapido decadimento delle caratteristiche meccaniche del materiale. L'espansione della fascia di materiale decompresso al contorno del cavo deve essere contenuta prima dell'arrivo del fronte di scavo, mediante interventi di preconsolidamento in avanzamento, che consentono di creare artificialmente l'effetto arco per far evolvere la risposta tensio-deformativa verso configurazioni di stabilità.

9.2 Definizione delle tratte a comportamento tensio-deformativo omogeneo

La valutazione del comportamento deformativo del fronte è stata condotta utilizzando il metodo delle linee caratteristiche (per le tratte ad alta copertura).

Tali valutazioni sono state condotte con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici e delle azioni. In particolare, per la risposta allo scavo all'interno delle formazioni rocciose sono state considerate condizioni drenate.

La definizione delle sezioni analizzate è stata eseguita sulla base dei risultati della caratterizzazione geotecnica (vedi §8.4), in funzione della distribuzione delle diverse classi di copertura lungo il tracciato.

Nelle tabelle seguenti sono riepilogate le sezioni analizzate con i relativi dati di input utilizzati per il calcolo.

Le sezioni di analisi D5, D9, D10, D13, D14, D15 e D19 sono ubicate in corrispondenza di zona di faglia o di disturbo tettonico. Per tali zone sono stati assunti valori più bassi del GSI, variabile tra 20 ÷ 30.

Per le analisi afferenti alla galleria GN03 "Mogiano", all'interno dei Calcari diasprini, si è fatto riferimento alle risultanze ottenute per le stesse coperture dalle analisi svolte all'interno del Calcare Massiccio (cfr. 8.4.6).

Tabella 26 - Sezioni analizzate con il metodo delle curve caratteristiche: dati di input

Galleria	Sezione di analisi	Unità	pk	H	h _w	σ _o	p _{w0}	p _{wR}	R _w	γ	c'k _p	φ'k _p	Ek
			[km]	[m]	[m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[m]	[kN/m ³]	[MPa]	[°]	[MPa]
GN1	D1	SAA	0+072	92	0	2.39	0.00	0.00	0.0	26.0	0.387	40.0	3835
	D2	SAA	0+362	36	0	0.94	0.00	0.00	0.0	26.0	0.263	46.0	3835
GN2	D3	FUC	1+836	100	0	2.50	0.00	0.00	0.0	25.0	0.188	27.0	1366
	D4	FUC	2+169	36	0	0.90	0.00	0.00	0.0	25.0	0.103	35.0	1366
GN4	D5	COI/MAS	4+165	37	0	0.96	0.00	0.00	0.0	26.0	0.198	46.0	2929
	D6	COI	4+160	36	0	0.90	0.00	0.00	0.0	25.0	0.312	47.0	3218
	D7	MAS	4+253	98	0	2.55	0.00	0.00	0.0	26.0	0.727	43.0	9554
	D8	MAS	4+370	36	0	0.94	0.00	0.00	0.0	26.0	0.598	49.0	9554

	D9	MAS	4+300	60	0	1.56	0.00	0.00	0.0	26.0	0.254	42.0	2929
GN5	D10	MAS	5+104	236	0	6.14	0.00	0.00	0.0	26.0	0.563	32.0	2929
	D10bis	MAS	5+104	236	0	6.14	0.00	0.00	0.0	26.0	0.988	37.0	2929
	D11	MAS	4+865	36	0	0.94	0.00	0.00	0.0	26.0	0.598	49.0	9554
	D12	MAS	5+483	165	0	4.29	0.00	0.00	0.0	26.0	0.859	40.0	9554
	D13	MAS	5+828	75	0	1.95	0.00	0.00	0.0	26.0	0.287	41.0	2929
	GN6	D14	SAA	6+440	36	0	0.94	0.00	0.00	0.0	26.0	0.263	46.0
D15		SAA	6+460	40	0	1.04	0.00	0.00	0.0	26.0	0.148	25.0	1300
D16		MAI	4+566	72	0	1.80	0.00	0.00	0.0	25.0	0.389	36.0	3170
D17		MAI	6+972	45	0	1.13	0.00	0.00	0.0	25.0	0.310	39.0	3170
D18		FUC	6+805	73	0	1.83	0.00	0.00	0.0	25.0	0.156	29.0	1366
D19		FUC	6+828	72	0	1.80	0.00	0.00	0.0	25.0	0.194	37.0	3835
D20		SBI	7+150	36	0	0.90	0.00	0.00	0.0	25.0	0.160	41.0	2853

H = copertura rispetto al piano dei centri della galleria

h_w = carico idraulico

σ_0 = tensione totale iniziale al livello del cavo

p_{w0} = pressione interstiziale al livello del cavo in condizioni indisturbate

p_{wR} = pressione interstiziale sul profilo di scavo

R_w = raggio di influenza idraulica oltre il quale si ristabilisce p_{w0}

γ = peso dell'unità di volume dell'ammasso

c'_{kp} = valore caratteristico della coesione efficace di picco dell'ammasso

ϕ'_{kp} = valore caratteristico dell'angolo di attrito di picco dell'ammasso

E_k = valore caratteristico del modulo elastico dell'ammasso

Le analisi sono svolte con riferimento allo scavo di una galleria di raggio equivalente R_{eq} pari a 6,20 m rappresentativo di sezioni doppio binario in scavo tradizionale.

Risultati delle analisi

I risultati delle analisi sono stati esaminati alla luce dello sviluppo dei fenomeni deformativi e di plasticizzazione nella sezione al fronte e al contorno del cavo, con i criteri di seguito esposti:

u_F/R_{eq}	R_{pF}/R_{eq}	Classe di comportamento
$\leq 0,2\%$	$\leq 1,1$	A
$> 0,2\% \text{ e } \leq 0,5\%$	$> 1,1 \text{ e } \leq 1,5$	B
$> 0,5\%$	$> 1,5$	C

u_F = convergenza radiale al fronte
 R_{pF} = raggio plastico al fronte
 R_{eq} = raggio di scavo equivalente della galleria

Come evidenziato dalla Tabella 27, si prevede una risposta deformativa dell'ammasso allo scavo in campo elastico, quindi stabile (categoria di comportamento di tipo A) per la quasi totalità delle unità geotecniche interessate dallo scavo delle gallerie (SAA, COI, MAS, MAI, SBI).

Nelle tratte di attraversamento delle Marne a Fucoidi (FUC) è atteso un comportamento nucleo-fronte di scavo di categoria B (stabile a breve termine).

Un comportamento del nucleo-fronte di scavo di categoria B (stabile a breve termine) è atteso nell'attraversamento di zone in faglia all'interno della formazione del Calcere Massiccio ed elevate coperture (MAS – sezione di analisi D10) e della Marne a Fucoidi (FUC – sezione di analisi D19).

Tabella 27 - Risultati delle analisi

Galleria	Sezione di analisi	Unità	u_F	u_F/R_{eq}	R_{pF}	R_{pF}/R_{eq}	u_{∞}	R_P	Criterio u_F/R_{eq}	Criterio R_{pF}/R_{eq}
			[m]	[%]	[m]	[-]	[m]	[m]		
GN1	D1	SAA	0.003	0.05	6.74	1.09	0.006	7.73	A	A
	D2	SAA	0.001	0.02	6.24	1.01	0.002	6.54	A	A
GN2	D3	FUC	0.025	0.40	9.18	1.48	0.055	14.79	B	B
	D4	FUC	0.005	0.07	7.38	1.19	0.009	9.37	A	B
GN4	D5	COI/MAS	0.001	0.02	6.39	1.03	0.003	6.87	A	A
	D6	COI	0.001	0.02	6.13	0.99	0.002	6.31	A	A
	D7	MAS	0.001	0.02	6.27	1.01	0.002	6.66	A	A
	D8	MAS	0.000	0.01	5.91	0.95	0.001	5.83	A	A
	D9	MAS	0.004	0.06	6.27	1.01	0.007	6.66	A	A
GN5	D10	MAS	0.018	0.30	7.98	1.29	0.039	11.04	B	B
	D10bis	MAS	0.011	0.18	6.89	1.10	0.023	8.12	A	A
	D11	MAS	0.000	0.01	5.91	0.95	0.001	5.83	A	A

RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE
 NATURALI

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
 IR0F 02 R 07 RH GN 00 00 002 A 89 di 192

	D12	MAS	0.002	0.03	6.58	1.06	0.004	7.36	A	A
	D13	MAS	0.003	0.06	6.77	1.09	0.007	7.78	A	A
GN6	D14	SAA	0.001	0.02	6.24	1.01	0.002	6.54	A	A
	D15	SAA	0.007	0.12	8.07	1.30	0.015	11.50	A	B
	D16	MAI	0.003	0.04	6.66	1.07	0.006	7.62	A	A
	D17	MAI	0.002	0.03	6.48	1.04	0.003	7.17	A	A
	D18	FUC	0.014	0.23	8.53	1.38	0.031	12.70	B	B
	D19	FUC	0.003	0.05	7.28	1.17	0.006	9.09	A	B
	D20	SBI	0.002	0.02	6.63	1.07	0.003	7.46	A	A

u_F = convergenza al fronte (soluzione cavità sferica)

R_{PF} = raggio plastico al fronte

u_∞ = convergenza finale del cavo

R_P = raggio plastico finale al contorno del cavo

R_{eq} = raggio di scavo equivalente della galleria (vedi tabella precedente)

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO LOTTO 2					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE NATURALI	COMMESSA IR0F	LOTTO 02	CODIFICA R 07 RH	DOCUMENTO GN 00 00 002	REV. A

10 FASE DI TERAPIA

Nel presente capitolo sono definiti gli interventi necessari per garantire la stabilità del cavo a breve e a lungo termine, in accordo con le indicazioni provenienti dalla fase conoscitiva e dall'analisi del comportamento deformativo allo scavo (fase di diagnosi). Sono, quindi, descritte le caratteristiche principali delle sezioni tipo di avanzamento, il loro campo di applicazione. I dettagli delle sezioni di scavo e consolidamento sono illustrati nei pertinenti elaborati progettuali (Rif. [39], Rif. [40], Rif. [41] e Rif. [42]).

10.1 Definizione del metodo di scavo

Il metodo di scavo previsto per la realizzazione delle opere in sotterraneo in progetto è derivato dall'analisi contestuale dell'ambito geologico, idrogeologico e geotecnico attraversato, dalla configurazione geometrica del tracciato planimetrico e dalla estensione longitudinale delle gallerie.

L'avanzamento con scavo in tradizionale è previsto per la realizzazione delle gallerie naturali e delle opere per la sicurezza (uscite/accessi intermedi).

10.2 Sezioni di avanzamento

Si riporta di seguito una sintetica descrizione delle sezioni di avanzamento, che trovano completa rappresentazione negli elaborati grafici di progetto. Per la distribuzione delle tratte di applicazione delle diverse sezioni tipo si rimanda invece al "Profilo geotecnico" (Rif. [33]).

È prevista l'adozione dello scavo a piena sezione, per sfondi di lunghezza funzione delle caratteristiche geomeccaniche degli ammassi attraversati e del loro comportamento allo scavo.

In generale, lo scavo avviene per sfondi successivi con applicazione, dopo ogni sfondo, di interventi di contenimento: nei casi in cui l'ammasso roccioso si presenta con un grado di fratturazione da medio ad elevato ($GSI < 40$) si fa ricorso ad un priverestimento costituito da centine metalliche e spritz-beton fibrorinforzato e chiodatura radiale con barre ad ancoraggio continuo. Nelle zone in cui l'ammasso roccioso si presenta con grado di fratturazione basso ($GSI > 60$) il priverestimento è costituito da bullonatura radiale e spritz-beton fibrorinforzato.

Il getto delle murette, dell'arco rovescio e del rivestimento definitivo di calotta avverrà a una distanza dal fronte funzione del comportamento deformativo della cavità. È prevista la realizzazione di un'impermeabilizzazione al contorno della galleria, con telo in PVC protetto da uno strato di tessuto non tessuto. Le acque intercettate dall'impermeabilizzazione saranno smaltite da tubazioni drenanti longitudinali, ubicate al piede del manto in PVC, collegate alla canaletta centrale.

Si riportano di seguito le caratteristiche principali e i criteri di applicazione delle sezioni di avanzamento:

Sezione A0

La sezione A0 prevede interventi di contenimento al contorno tramite spritz-beton e bullonatura radiale e può essere impiegata nelle tratte a comportamento del nucleo-fronte stabile (categoria A); ne è prevista l'applicazione nella formazione del Calcare Massiccio (MAS2) quando il grado di fratturazione è basso, corrispondente a valori di GSI maggiori di 60.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO LOTTO 2					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE NATURALI	COMMESSA IROF	LOTTO 02	CODIFICA R 07 RH	DOCUMENTO GN 00 00 002	REV. A

Sono di seguito elencati i principali elementi caratterizzanti la sezione A0 di linea:

- scavo a piena sezione con sfondi di dimensioni massime pari a 2,80 m;
- drenaggi in avanzamento (eventuali);
- rivestimento provvisorio (ad ogni sfondo) composto da 0,20 m di spritz-beton fibrorinforzato (5 cm 1° strato + 15 cm 2° strato);
- chiodatura radiale mediante 18/19 chiodi Ø24 ad ancoraggio continuo disposti in raggiere alternate, L=4,5 m (interasse 1,4 m). Per l'incidenza del precontenimento (numero o lunghezza degli elementi) è prevista una variabilità del ±20%;
- arco rovescio (spessore 0,70 m) in calcestruzzo armato gettato ad una distanza massima dal fronte pari a 5 diametri;
- calotta (spessore 0,60 m) in calcestruzzo gettata ad una distanza non vincolata dal fronte;

Sezione A1

La sezione A1 prevede interventi di contenimento al contorno tramite centine e spritz-beton e può essere impiegata nelle tratte a comportamento del nucleo-fronte stabile (categoria A); ne è prevista l'applicazione, nella formazione del Calcere Massiccio (MAS2), dei Calcari diasprini umbro-marchigiani (CDU), della Scaglia Rossa (SAA), della Corniola (COI), della Scaglia Bianca (SBI) e della Maiolica (MAI) quando il grado di fratturazione è medio, corrispondente a valori di GSI compresi tra 40 e 50. L'applicazione della sezione A1 è prevista anche nella tratta a basse coperture all'interno della formazione della Scaglia bianca (SBI) quando i calcari presentano un medio grado di fratturazione ($40 < GSI < 60$).

Sono di seguito elencati i principali elementi caratterizzanti la sezione A1 di linea:

- scavo a piena sezione con sfondi di dimensioni massime 2,80 m;
- drenaggi in avanzamento (eventuali);
- rivestimento provvisorio (ad ogni sfondo) composto da 0,25 m di spritz-beton fibrorinforzato (5 cm 1° strato + 20 cm 2° strato) e doppie centine IPN180 con passo 1,4 m ± 20%;
- arco rovescio (spessore 0,70 m) in calcestruzzo armato gettato ad una distanza massima dal fronte pari a 5 diametri;
- calotta (spessore 0,60 m) in calcestruzzo gettata ad una distanza non vincolata dal fronte.

Sezione A2

La sezione A2 prevede interventi di contenimento al contorno tramite centine, spritz-beton e bullonatura radiale e può essere impiegata nelle tratte a comportamento del nucleo-fronte stabile (categoria A); ne è prevista l'applicazione nella formazione del Calcere Massiccio (MAS2), dei Calcari diasprini umbro-marchigiani (CDU), della Scaglia Rossa (SAA), della Corniola (COI) e della Maiolica (MAI) quando il grado di fratturazione della componente litoide è medio-basso, corrispondente a valori di GSI compresi tra 35-40. È prevista l'applicazione della sezione A2 nella tratta a bassa copertura all'interno della formazione della Scaglia bianca (SBI) nell'eventualità che i calcari presentino un medio-basso grado di fratturazione ($GSI < 40$) e nella Marne a Fucoidi (FUC) nelle condizioni migliori rappresentate dal massimo valore di GSI ($GSI=35$).

Sono di seguito elencati i principali elementi caratterizzanti la sezione A2:

- scavo a piena sezione con sfondi di dimensioni massime 2,40 m;
- drenaggi in avanzamento (eventuali);
- rivestimento provvisorio (ad ogni sfondo) composto da 0,25 m di spritz-beton (5 cm 1° strato + 20 cm 2° strato) e doppie centine IPN180 con passo 1,2 m \pm 20%;
- chiodatura radiale mediante 14/15 chiodi \varnothing 24 ad ancoraggio continuo disposti in raggiere alternate, L=6,0 m (interasse 1,2 m). Per l'incidenza del precontenimento (numero o lunghezza degli elementi) è prevista una variabilità del \pm 20%;
- arco rovescio (spessore 0,80 m) in calcestruzzo armato gettato ad una distanza massima dal fronte pari a 3 diametri;
- calotta (spessore 0,70 m) in calcestruzzo gettata ad una distanza non vincolata dal fronte.

Sezione B1

La B1 è una sezione tronco-conica che prevede interventi di precontenimento del fronte e presostegno al contorno e può essere impiegata nelle tratte a comportamento nucleo-fronte stabile a breve termine (Categoria B). Ne è prevista l'applicazione all'interno della formazione delle Marne a Fucoidi (FUC). È prevista l'applicazione della sezione B1 anche nell'ambito degli ammassi rocciosi, nell'attraversamento di zone con elevato grado di fratturazione (GSI < 35).

Sono di seguito elencati i principali elementi caratterizzanti la sezione B1:

- Scavo a piena sezione per singoli sfondi di 1,0 m secondo campi di avanzamento tronco-conici di lunghezza pari a 8,5 m;
- drenaggi in avanzamento (eventuali);
- rivestimento provvisorio (ad ogni sfondo) composto da 0,25 m di spritz-beton e doppie centine IPN180 con passo 1,0 m \pm 20%;
- presostegno al contorno (entro un angolo di 120° in calotta) realizzato mediante 33 tubi in acciaio \varnothing 127, L=12,0 m (sovrapposizione minima 3,5 m) con passo 0,40 m;
- precontenimento del fronte realizzato mediante 45 elementi strutturali in VTR, cementati in foro con miscele cementizie, L=14,5 m (sovrapposizione minima 6,0 m). Per l'incidenza del precontenimento (numero o lunghezza degli elementi) è prevista una variabilità del \pm 20%;
- arco rovescio (spessore 0,90 m) in calcestruzzo armato gettato ad una distanza massima dal fronte pari a 3 diametri;
- calotta (spessore variabile 0,50 – 1,15 m) in calcestruzzo gettata ad una distanza non vincolata dal fronte.

Sezione C1

La sezione C1 prevede interventi di precontenimento del fronte e del contorno con campi di avanzamento di 12,0 m; se ne riserva l'utilizzo nei casi di bassa copertura quando lo scavo interessa all'interno del volume significativo le formazioni dei terreni afferenti ai depositi di versante (Sintema del Musone – MUS, Sintema di Matelica – MTI, cfr. paragrafo 8.4.1) con comportamento del nucleo-fronte instabile (categoria C).

Sono di seguito elencati i principali elementi caratterizzanti la sezione C1:

- precontenimento del fronte realizzato mediante 30 microtrattamenti in jet-grouting \varnothing 300 armati con

elementi strutturali in VTR, L=20,0 m (sovrapposizione minima 8,0 m). Per l'incidenza del precontenimento (numero o lunghezza degli elementi) è prevista una variabilità del $\pm 20\%$;

- precontenimento al contorno realizzato mediante 61 colonne in jet-grouting $\varnothing 600$, L=16,5 m (sovrapposizione minima 4,5 m) e ulteriori 8+8/12 colonne al piede centina; Per l'incidenza del precontenimento (numero o lunghezza degli elementi) è prevista una variabilità del $\pm 20\%$;
- scavo a piena sezione per singoli sfondi di 1,0 m secondo campi di avanzamento tronco-conici di lunghezza pari a 12,0 m;
- drenaggi in avanzamento (eventuali);
- rivestimento provvisorio (ad ogni sfondo) composto da 0,30 m di spritz-beton fibrorinforzato e doppie centine IPN200 con passo 1,0 m $\pm 20\%$;
- arco rovescio (spessore 1,00 m) in calcestruzzo armato gettato ad una distanza massima dal fronte pari a 1 diametro;
- calotta (spessore variabile 0,60 – 1,35 m) in calcestruzzo armato gettata ad una distanza massima dal fronte pari a 3 diametri.

In accordo con i principi del metodo osservazionale, tutte le sezioni di avanzamento contengono nella definizione degli interventi di stabilizzazione una predeterminata variabilità (passo centine, numero e lunghezza della bullonatura e delle iniezioni di consolidamento), tale da garantire alla soluzione progettuale la flessibilità necessaria per meglio adattarsi al contesto geotecnico ed alla risposta deformativa dell'ammasso. Tale variabilità è regolata in funzione di criteri oggettivi (ad es. GSI) definiti in progetto (cfr. §11).

Uscita/accesso pedonale

Per la realizzazione delle tratte in naturale dell'uscita/accesso pedonale della GN05 e della GN06 (cfr. Rif. [29]), si utilizzerà la tecnica dello scavo in tradizionale mediante avanzamenti a piena sezione.

Le tipologie di intervento previste nelle singole sezioni tipo e i criteri di applicazione sono del tutto analoghi a quelli definiti per le relative gallerie di linea.

Sezione A0

- scavo a piena sezione con sfondi di dimensioni massime pari a 2,80 m;
- drenaggi in avanzamento (eventuali);
- rivestimento provvisorio (ad ogni sfondo) composto da 0,15 m di spritz-beton fibrorinforzato;
- chiodatura radiale mediante 7/8 chiodi $\varnothing 24$ ad ancoraggio continuo disposti in raggiere alternate, L=4,0 m (interasse 1,4 m). Per l'incidenza del precontenimento (numero o lunghezza degli elementi) è prevista una variabilità del $\pm 20\%$;
- arco rovescio (spessore 0,60 m) in calcestruzzo armato gettato ad una distanza massima dal fronte pari a 5 diametri;
- calotta (spessore 0,50 m) in calcestruzzo gettata ad una distanza non vincolata dal fronte;

Sezione A1

- scavo a piena sezione con sfondi di dimensioni massime 2,80 m;
- drenaggi in avanzamento (eventuali);
- rivestimento provvisorio (ad ogni sfondo) composto da 0,15 m di spritz-beton fibrorinforzato e doppie centine IPN140 con passo 1,2 m \pm 20%;
- arco rovescio (spessore 0,60 m) in calcestruzzo armato gettato ad una distanza massima dal fronte pari a 5 diametri;
- calotta (spessore 0,50 m) in calcestruzzo gettata ad una distanza non vincolata dal fronte.

Sezione A2

- scavo a piena sezione con sfondi di dimensioni massime 2,40 m;
- drenaggi in avanzamento (eventuali);
- rivestimento provvisorio (ad ogni sfondo) composto da 0,15 m di spritz-beton e doppie centine IPN140 con passo 1,2 m \pm 20%;
- chiodatura radiale mediante 6/7 chiodi \varnothing 24 ad ancoraggio continuo disposti in raggiera alternate, L=6,0 m (interasse 1,2 m). Per l'incidenza del precontenimento (numero o lunghezza degli elementi) è prevista una variabilità del \pm 20%;
- arco rovescio (spessore 0,60 m) in calcestruzzo armato gettato ad una distanza massima dal fronte pari a 3 diametri;
- calotta (spessore 0,50 m) in calcestruzzo gettata ad una distanza non vincolata dal fronte.

Sezione B1

- Scavo a piena sezione per singoli sfondi di 1,0 m secondo campi di avanzamento tronco-conici di lunghezza pari a 8,5 m;
- drenaggi in avanzamento (eventuali);
- rivestimento provvisorio (ad ogni sfondo) composto da 0,20 m di spritz-beton e doppie centine IPN160 con passo 1,0 m \pm 20%;
- presostegno al contorno (entro un angolo di 120° in calotta) realizzato mediante 13 tubi in acciaio \varnothing 127, L=12,0 m (sovrapposizione minima 3,5 m) con passo 0,40 m;
- precontenimento del fronte realizzato mediante 11 elementi strutturali in VTR, cementati in foro con miscele cementizie, L=15,0 m (sovrapposizione minima 7,0 m). Per l'incidenza del precontenimento (numero o lunghezza degli elementi) è prevista una variabilità del \pm 20%;
- arco rovescio (spessore 0,60 m) in calcestruzzo armato gettato ad una distanza massima dal fronte pari a 3 diametri;
- calotta (spessore variabile 0,40 – 1,05 m) in calcestruzzo gettata ad una distanza non vincolata dal fronte.

Sezione C3

La C3 prevede interventi di consolidamento dall'alto ed è adottata nel tratto iniziale dell'uscita/accesso di emergenza pedonale della galleria "Murano". L'intervento di consolidamento è costituito da colonne in jet-grouting $\Phi 800$ di tipo bifluido effettuate dal p.c. In fase di scavo è previsto il contenimento del cavo tramite centine e spritz-beton con campi di avanzamento di 10 m. Sono di seguito elencati i principali elementi caratterizzanti la sezione C3, ordinati secondo le fasi esecutive previste:

- scavo a piena sezione per singoli sfondi di 1,0 m secondo campi di avanzamento di lunghezza pari a 6,0 m;
- rivestimento provvisorio (ad ogni sfondo) composto da 0,20 m di spritz-beton fibrorinforzato e doppie centine IPN180 con passo $1,0 \text{ m} \pm 20\%$;
- arco rovescio (spessore 0,70 m) e murette in calcestruzzo armato gettati ad una distanza massima dal fronte pari a 1 diametro;
- calotta in calcestruzzo armato (spessore 0,60 m) gettata ad una distanza massima dal fronte pari a 3 diametri.

10.3 Caratteristiche dei materiali strutturali

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei materiali impiegati nelle opere in progetto, con l'indicazione dei valori di resistenza e deformabilità adottati nelle verifiche, nel rispetto delle indicazioni della Normativa vigente (Rif. [1]).

Con riferimento ai rivestimenti in calcestruzzo, si sottolinea che la classe di resistenza riportata nelle tabelle che seguono è quella utilizzata ai fini della modellazione numerica e delle verifiche strutturali. Per la completa e puntuale definizione delle caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione dell'opera si rimanda all'elaborato di progetto "Caratteristiche dei materiali – Note generali" (Rif. [32]).

Calcestruzzo armato	
Classe di resistenza di calcolo	C 25/30
Resistenza di progetto a compressione a 28 giorni	$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 14.11 \text{ MPa}$
Modulo elastico a 28 giorni	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447 \text{ MPa}$
Tensione massima in condizioni di esercizio (NTC 2018)	$\sigma_c = 0,6 f_{ck} = 14.9 \text{ MPa}$ combinazione caratteristica (rara) $\sigma_c = 0,45 f_{ck} = 11.2 \text{ MPa}$ combinazione quasi permanente

Acciaio per barre di armatura	
Tipo	B450C
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Resistenza di progetto	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,3 \text{ MPa}$
Tensione massima in condizioni di esercizio (NTC 2018)	$\sigma_{lim} = 0,80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

10.4 Analisi e verifica delle sezioni tipo

Le soluzioni progettuali descritte nel capitolo precedente sono state analizzate per verificarne adeguatezza ed efficacia, con riferimento al modello geotecnico illustrato nel capitolo §8.5 e nel rispetto delle indicazioni della normativa vigente (Rif. [1]).

Le sezioni di analisi sono state definite sulla base della fase conoscitiva e dei risultati delle analisi di diagnosi, individuando le condizioni più rappresentative anche in termini di copertura e condizioni idrauliche. In Tabella 28 sono riepilogate le analisi eseguite:

Tabella 28. Sezioni di analisi fase di terapia

Analisi n.	Sezione	Copertura (da p.f.)	Unità geotecnica	Descrizione analisi
1	A0	236	MAS2	Massime coperture per MAS2
2	A1	65	CDU	Massime coperture per CDU (rappresentativa anche della MAI)
3	A1	92	SAA	Massime coperture per SAA
4	A2	236	MAS2	Zona di faglia alle massime coperture nel MAS2
5	A2	40	SAA	Zona di faglia alle massime coperture nella SAA
6	B1	100	FUC	Massime coperture per FUC
7	C1	10	DT	Zone di imbocco a basse coperture
8	A2	100	FUC	Massime coperture per FUC (scenario geotecnico migliore)

Per ciascuna sezione sono state condotte verifiche di stabilità del fronte di scavo (SLU GEO) e analisi di interazione opera-terreno (SLU e SLE).

10.4.1 Criteri di verifica

Interazione opera-terreno

Il comportamento del sistema opera-terreno è analizzato nelle diverse fasi costruttive, fino alla configurazione finale, e in condizioni di esercizio. Le analisi sono mirate alla previsione del comportamento deformativo al contorno dello scavo e dei carichi attesi sui sostegni provvisori e sui rivestimenti definitivi. Le analisi consentono, pertanto, di verificare:

- stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza del terreno/ammasso roccioso interessato dallo scavo (stato limite ultimo di tipo GEO), con lo sviluppo di fenomeni di instabilità del fronte o di deformazioni e spostamenti elevati al contorno ed in superficie;
- stati limite ultimi relativi al raggiungimento delle resistenze degli elementi strutturali che costituiscono gli interventi di stabilizzazione, del rivestimento di prima fase e del rivestimento definitivo (stato limite ultimo di tipo STR);
- stati limite di esercizio.

Per le verifiche di stati limite ultimi STR, le analisi di interazione opera – terreno sono condotte con i valori caratteristici dei parametri geotecnici e applicando i coefficienti parziali amplificativi delle azioni all'effetto delle azioni (le sollecitazioni negli elementi strutturali). Ciò significa adottare la Combinazione 1 dell'Approccio 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e le azioni variabili sono amplificate mediante i coefficienti del gruppo A1.

Pertanto, con la combinazione dei carichi fondamentale si procede secondo questo schema:

- verifiche SLU interventi di stabilizzazione: $\gamma_E = 1,3$ applicato alle caratteristiche delle sollecitazioni N, M, T,
- verifiche SLU rivestimento di prima fase: $\gamma_E = 1,3$ applicato alle caratteristiche delle sollecitazioni N, M, T,
- verifiche SLU rivestimento definitivo: $\gamma_E = 1,3$ applicato alle caratteristiche delle sollecitazioni N, M, T.

Per la verifica degli stati limite di esercizio (SLE) del rivestimento definitivo in calcestruzzo armato, le analisi numeriche sono state condotte con i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici, adottando le pertinenti combinazioni dei carichi per la verifica di fessurazione e la verifica delle tensioni di esercizio, secondo quanto previsto dal DM 17/01/2018 (Rif. [1]).

Le analisi di interazione opera-terreno sono state condotte mediante modelli numerici agli elementi finiti con il codice di calcolo Plaxis 2D (versione V21).

In tale tipologia di analisi lo scavo della galleria viene simulato rilasciando in modo uniforme un sistema di forze equivalenti applicate sul contorno del profilo di scavo, tenendo conto della variazione del tasso di confinamento in funzione della distanza della sezione di calcolo dal fronte; in questo modo il problema tridimensionale dello scavo della galleria viene ricondotto ad un problema piano, con la possibilità di valutare le azioni sulle strutture di rivestimento al progredire degli avanzamenti.

Nello specifico, per la definizione delle percentuali di rilascio delle forze di scavo al variare della distanza dal fronte di scavo, sono state utilizzate le curve di deconfinamento.

Il terreno viene modellato come un mezzo continuo elastico lineare perfettamente plastico con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb.

Le strutture di rivestimento definitivo della galleria vengono simulate con elementi plate assegnando un legame costitutivo elastico-lineare.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO LOTTO 2					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE NATURALI	COMMESSA IROF	LOTTO 02	CODIFICA R 07 RH	DOCUMENTO GN 00 00 002	REV. A

Stabilità dei cunei rocciosi

Le verifiche dei possibili cinematismi di distacco di cunei rocciosi al fronte e al contorno di scavo sono state condotte con i metodi all'equilibrio limite, attraverso il programma di calcolo Unwedge 3.0 (Rocscience, Inc.) comparando, nella direzione dello scivolamento, le forze resistenti alla rottura con quelle che invece inducono la rottura.

Tali analisi sono condotte nei confronti dello stato limite ultimo (SLU) secondo il D.M. 17/01/18 con l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2) e devono, quindi, rispettare la condizione:

$$\frac{R_d}{E_d} \geq \gamma_R$$

con R_d valore di progetto delle forze stabilizzanti, E_d valore di progetto delle forze destabilizzanti e γ_R coefficiente parziale sulla resistenza pari a 1,1 (cfr. Tabella 6.8.I del D.M. 17/01/2018).

Stabilità del fronte

Le analisi di stabilità del fronte e del cavo sono mirate alla valutazione dello sviluppo di possibili meccanismi di collasso, con o senza propagazione verso la superficie, o di deformazioni e spostamenti elevati al contorno ed in superficie. Trattandosi di una verifica per uno stato limite ultimo di tipo GEO, si è utilizzato l'Approccio 1-Combinazione 2 (A2+M2+R2), con $R2 = 1$.

La verifica della stabilità del fronte è condotta applicando i coefficienti parziali sui parametri di resistenza dell'ammasso e valutando il risultato della verifica in funzione della formulazione del particolare metodo di calcolo adottato (si può fare riferimento, ad esempio, al fattore di stabilità, o alla pressione di equilibrio sul fronte, o al coefficiente di sicurezza globale o a sviluppo di elevate deformazioni/plasticizzazioni al fronte).

Gli interventi di consolidamento del fronte, realizzati mediante elementi strutturali in VTR, sono simulati mediante un incremento di coesione equivalente del fronte Δc .

Le analisi di stabilità del fronte di scavo sono condotte utilizzando:

- il metodo delle linee caratteristiche (per le sezioni ad alta copertura);
- i metodi di analisi della stabilità del fronte (per le sezioni a bassa copertura).

Anche in merito alla risposta allo scavo, sono riproposti gli stessi criteri adottati nella fase di diagnosi in funzione delle formazioni interessate.

10.4.2 Definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici utilizzati nelle analisi

Nell'intervallo di valori dei parametri geotecnici sopra definiti, in accordo con le indicazioni del DM 17/01/2018, sono stati individuati i parametri caratteristici appropriati per gli stati limite considerati nella verifica delle opere in sotterraneo.

La seguente tabella riassume i parametri geotecnici adottati per i calcoli di dimensionamento, in funzione della sezione tipologica di scavo adottata.

Tabella 29. Parametri geotecnici di calcolo

Sezione di calcolo	Unità	Sezione analisi [-]	copertura [m]	γ [kN/m ³]	GSI [-]	σ_{ci} [MPa]	c' [kPa]	φ' [°]	σ_{cm} [kPa]	E_m [MPa]
1	MAS2	A0	236	26	65	44	988	37	6.4	9554
2	CDU	A1	65	25	40	71	264	40	4.6	2271
3	SAA	A1	92	26	45	74	387	40	5.6	3835
4	MAS2	A2	236	26	35	44	633	34	4.6	4082
5	SAA	A2	40	26	15	74	142	41	4.1	1786
6	FUC	B1	100	25	30	42	188	27	1.9	1366
7	DT	C1	10	19	-	-	6	31	-	210
8	FUC	A2	100	25	35	42	222	30	2.3	1700

γ = peso dell'unità di volume dell'ammasso

GSI = Geological Strength Index

σ_{ci} = resistenza compressione monoassiale della roccia intatta

c' = coesione dell'ammasso roccioso

φ' = angolo di attrito dell'ammasso roccioso

σ_{cm} = resistenza globale dell'ammasso roccioso

E_m = modulo elastico dell'ammasso roccioso

10.4.3 Analisi n.1 – Sezione Tipo A0

Interazione opera-terreno

Si riportano nel seguito l'analisi numerica e le verifiche strutturali per il predimensionamento della sezione di scavo tradizionale sezione tipo A0.

Modello geotecnico

Il modello geotecnico di sottosuolo in corrispondenza della sezione di analisi prevede l'unità geotecnica MAS2 (cfr. 8.4), i cui dati di input sono riassunti nella Tabella 30. Per dettagli in merito ai valori assunti si rimanda ai capitoli 8.4 e 10.4.2.

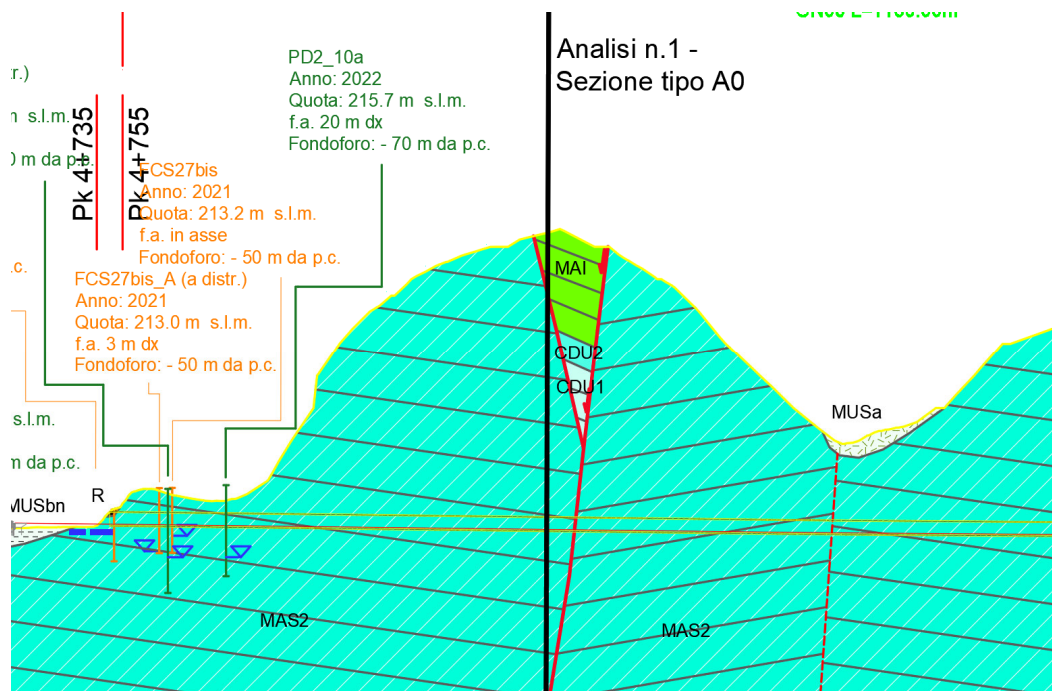


Figura 48 – Sezione di analisi

Tabella 30 - Sezione geotecnica

Stratigrafia di calcolo		C	Superficie piezometrica	γ	c' _k	ϕ' _k	E'	K ₀
Unità geotecnica	Profondità da p.c.							
[-]	[m da pc]	[m]	[m] da calotta	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[MPa]	[-]
MAS2	Intero modello	236	Sotto cavo	26	988	37	9554	0.7

C = copertura (rispetto alla calotta)
 γ = peso per unità di volume
 c' = coesione drenata
 ϕ' = angolo di attrito interno
 E' = modulo elastico
 K_0 = coefficiente di spinta a riposo

Modello geometrico

Il predimensionamento della sezione di analisi è stato svolto con il codice di calcolo *Plaxis*; nella seguente figura si riporta il dominio di calcolo discretizzato adottato nell'analisi.

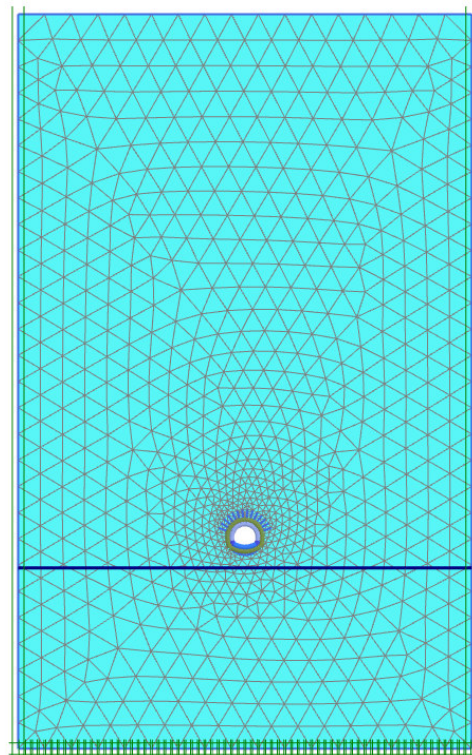


Figura 49 - Modello di calcolo

Si riportano di seguito le caratteristiche del rivestimento provvisorio della sezione analizzata:

Tabella 31 - Caratteristiche del rivestimento provvisorio

Caratteristiche	Spritz beton/Centine
Spessore dello spritz beton [m]	0.20
Tipologia profilati	-
Interasse longitudinale profilato [m]	-
Bulloni	Bulloni, O24, L=6.0m Passo long=1.2m , Passo trasv.=1.2m

Per ottenere le sollecitazioni del rivestimento definitivo sono introdotti nel modello degli elementi “plate” in asse ai rivestimenti definitivi caratterizzati da rigidità molto bassa (modulo elastico degli elementi diviso per un fattore di scala $F=10^6$). Le sollecitazioni in output sono poi moltiplicate per lo stesso fattore di scala F per ottenere le sollecitazioni di verifica strutturale.

Nella modellazione numerica sono stati considerati i seguenti spessori per rivestimenti definitivi:

- calotta: 0,60 m;
- arco rovescio: 0,70 m.

Tabella 32 - Caratteristiche del rivestimento definitivo

Caratteristiche	Rivestimento definitivo
Classe di calcestruzzo utilizzato	C25/30
Modulo elastico	31500 MPa

Fasi e percentuali di rilascio

Al fine di tener conto della natura tridimensionale del problema, nelle analisi svolte in condizioni di deformazione piana l'effetto dell'avanzamento dello scavo è stato simulato attraverso la progressiva riduzione di un sistema di forze equivalenti applicate sul contorno del profilo di scavo; la riduzione delle forze di scavo, a partire dalla condizione originaria, è definita tramite un fattore di rilascio, funzione della distanza dal fronte (“rilascio forze di scavo”).

L'analisi è stata condotta in condizioni drenate.

La seguente tabella schematizza la successione delle fasi di calcolo dell'analisi numerica condotta:

Tabella 33 - Fasi di analisi

Fase	Descrizione	Rilascio forze di scavo
0	Creazione della geometria del modello	-
1	Inizializzazione stato tensionale geostatico	-

	<i>SCAVO</i>	
2	Pre-convergenza del fronte	0,67
3	Esecuzione dello sfondo elementare di 1,40 m	0,81
4	Installazione dei bulloni; scarico a 4,20 m dal fronte	0,90
5	Installazione del rivestimento di prima fase; scarico a 60,0 m dal fronte	0,99
6	Realizzazione del rivestimento definitivo per l'arco rovescio	1,00
7	Realizzazione del rivestimento definitivo per la calotta	1,00
	<i>LUNGO TERMINE</i>	
8	Decadimento del rivestimento di prima fase e dei consolidamenti al contorno	-

Risultati analisi numerica

I risultati dell'analisi numerica sono riportati in allegato per le fasi di calcolo più rappresentative. In particolare, l'allegato illustra le componenti verticale e orizzontale degli spostamenti totali cumulati, le plasticizzazioni al contorno del cavo e la tensione principale massima con le direzioni delle tensioni principali. Per le fasi pertinenti, si riportano inoltre le caratteristiche della sollecitazione negli elementi strutturali del modello.

Verifiche strutturali SLU del rivestimento di prima fase

La verifica strutturale (SLU STR) del rivestimento di prima fase prevede il confronto tra le sollecitazioni di calcolo, ottenute a partire dai risultati del modello numerico applicando i relativi coefficienti parziali, e le resistenze di calcolo. In particolare, lo spritz-beton è verificato a semplice compressione.

Le verifiche del rivestimento di prima fase sono state condotte per la fase di calcolo 5.

Come si evince dalle seguenti figure, le verifiche strutturali sono soddisfatte in tutti i nodi.

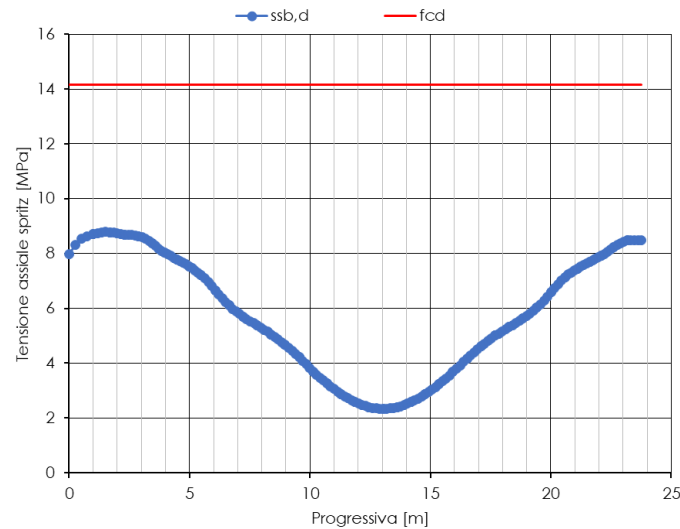


Figura 50 - Verifica a compressione spritz-beton (fase 5)

Verifiche strutturali del contenimento radiale

Le verifiche strutturali per il predimensionamento del contenimento radiale della galleria doppio binario sono state eseguite per la fase di calcolo 6. Le caratteristiche dei chiodi sono riportate nella seguente tabella.

Caratteristiche	Contenimento radiale
Diametro [mm]	Ø24
Numero [-]	14
Tipologia ancoraggio [-]	Continuo
Lunghezza [m]	6
Passo longitudinale [m]	1,2
Passo trasversale [m]	1,2

Per i chiodi sono state eseguite le verifiche strutturali di resistenza a trazione e sfilamento degli elementi, come verifiche SLU di tipo STR secondo i coefficienti parziali previsti dall'Approccio 1 - Combinazione 1. Pertanto, l'azione (N) ottenuta dal calcolo è amplificata di 1,3.

Verifica a trazione e sfilamento

Al fine di verificare la resistenza a trazione dell'elemento, lo sforzo massimo di trazione di calcolo N_{Ed} allo Stato Limite Ultimo ricavato dall'analisi, deve risultare non maggiore della resistenza a trazione del chiodo.

$$N_{Rd} = f_{yd} A$$

verifica a trazione	f _{yd}	A (Ø24)	NRd	NEd	NRd/NEd
	MPa	mm ²	kN	kN	-
	391.3	452	177	34.5	5.1

La resistenza di progetto dell'interfaccia tra il bulbo dell'ancoraggio e il terreno è data dalla seguente relazione:

$$N_{Rd} = \frac{\pi D_p \alpha \tau_{lim} L}{\gamma_{Ra,p} \xi_{a3}}$$

verifica a sfilamento	D _p	α	τ _{lim}	L	γ _{Ra,p}	ξ _{a3}	NRd	NEd	FS
	mm	-	kPa	m	-	-	kN	kN	-
	51	1.1	400	6	1.2	1.8	196	34.5	5.7

f _{yd}	resistenza a snervamento di progetto dell'acciaio dei chiodi
A (Ø24)	area chiodo
D _p	diametro di perforazione
α	coefficiente correttivo che tiene conto dell'incremento della sezione del bulbo
τ _{lim}	resistenza tangenziale dell'interfaccia tra il tratto iniettato e il terreno
L	lunghezza del bullone
γ _{Ra,p}	coefficiente parziale per ancoraggi permanenti
ξ _{a3}	fattore di correlazione relativo a 1 profilo di indagine

Verifiche strutturali SLU del rivestimento definitivo

La verifica strutturale del rivestimento definitivo prevede il confronto tra le sollecitazioni di calcolo, ottenute a partire dai risultati del modello numerico applicando i relativi coefficienti parziali, e le resistenze di calcolo che individuano il dominio resistente nel piano M,N.

Per la verifica a taglio, il valore di calcolo è ottenuto in accordo con la normativa vigente.

La calotta e i piedritti sono considerati non armati, mentre l'arco rovescio e le murette con 5φ20 in zona tesa e in zona compressa. Si prevede, inoltre, l'impiego di staffe φ10/20x40.

Le verifiche delle sezioni armate sono state condotte considerando un copriferro netto pari a 6 cm.

L'incidenza media complessiva risulta pari a:

- arco rovescio e murette 60 kg/m³.

Le sollecitazioni adottate nelle verifiche strutturali sono moltiplicate per il coefficiente γ_E=1.3 (allo SLU).

Le verifiche strutturali del rivestimento definitivo sono state condotte per la fase di calcolo 8.

Di seguito sono riportate le verifiche strutturali condotte per i rivestimenti definitivi nella fase di calcolo 8. In ogni caso si sottolinea che le verifiche sono soddisfatte per tutte le fasi di calcolo.

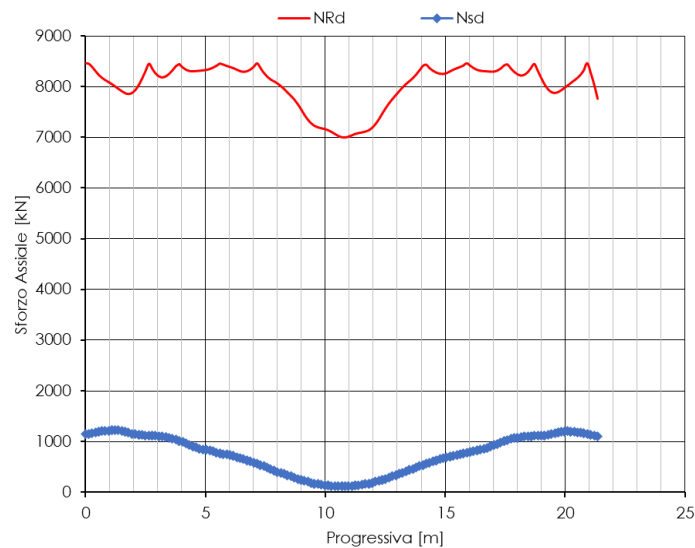


Figura 51 - Verifica SLU calotta (B=1,00 m, H=0,60 m) – Fase 8

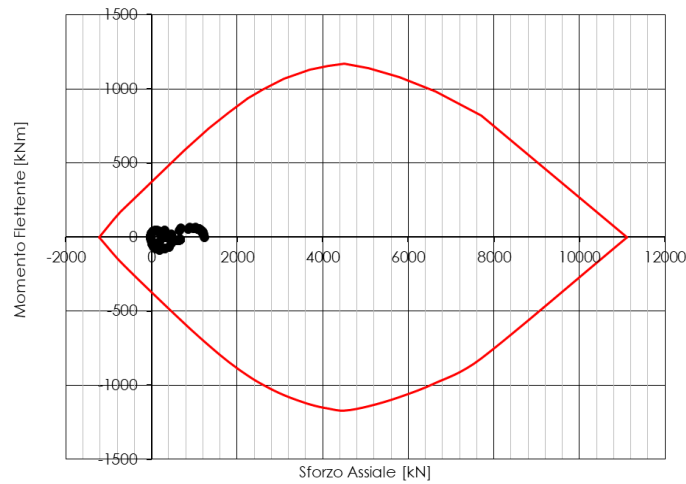


Figura 52 - Dominio resistente SLU arco rovescio (B=1,00 m, H=0,70 m) - Fase 8

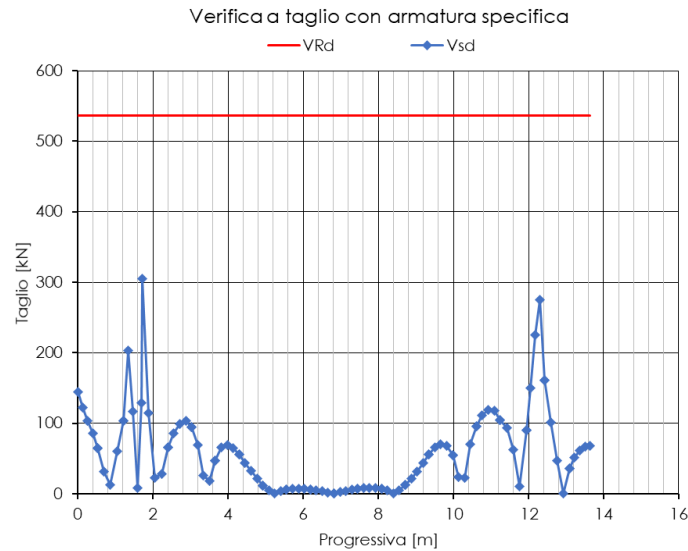


Figura 53 - Verifica SLU a taglio arco rovescio – Fase 8

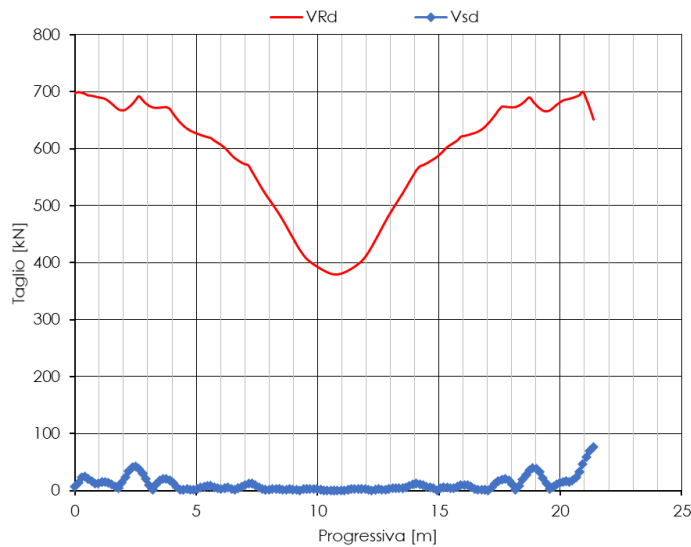


Figura 54 - Verifica SLU a taglio calotta – Fase 8

Verifiche SLE

Le verifiche SLE risultano soddisfatte sia lato calcestruzzo che lato acciaio rispettando i valori limite imposti sia dalla normativa vigente.

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche SLE condotte sul rivestimento definitivo per la fase di calcolo 8 ritenuta più gravosa.

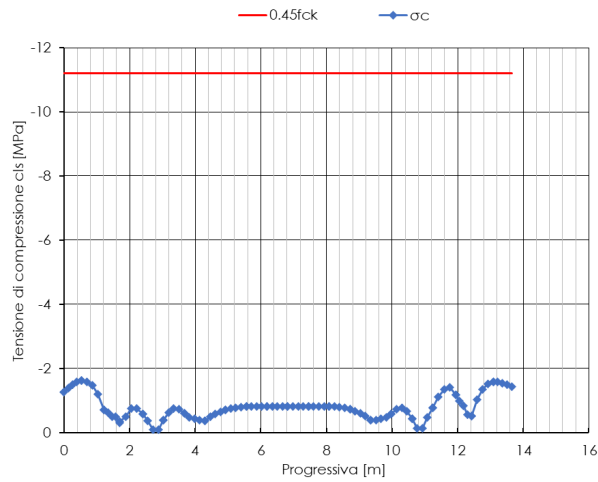


Figura 55 - Verifica SLE tensioni calcestruzzo arco rovescio – Fase 8

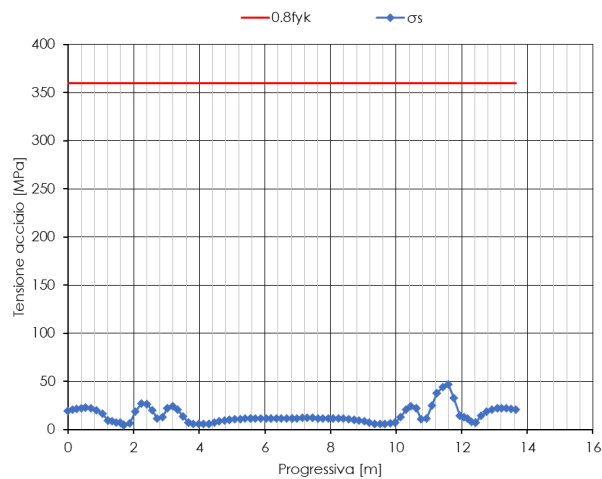


Figura 56 - Verifica SLE tensioni acciaio arco rovescio – Fase 8

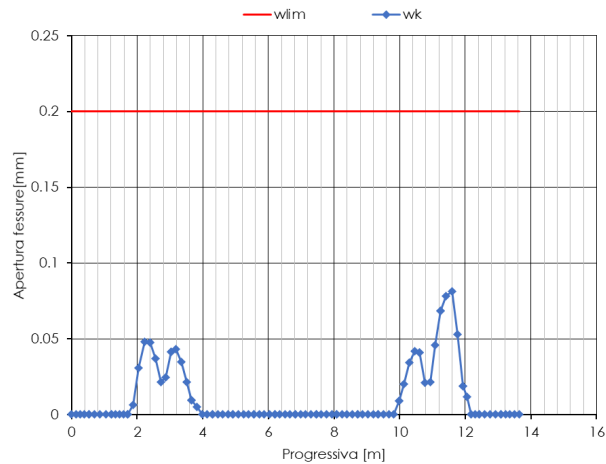


Figura 57 - Verifica SLE fessurazione arco rovescio – Fase 8

Stabilità dei cunei rocciosi al contorno di scavo

La verifica dei possibili cinematismi di collasso dei cunei rocciosi è stata condotta per la sezione in esame. Trattandosi di cinematismi di collasso a carattere è stato preso a riferimento la lunghezza di galleria pari al massimo tratto non sostenuto (sfondo). Nello specifico è stata considerata una lunghezza di 4,2 m (cfr. sezione tipo A0).

Le verifiche sono condotte con riferimento ai valori di progetto dei parametri di resistenza delle famiglie di discontinuità ricavati a partire dai corrispondenti parametri caratteristici definiti al paragrafo 8.4. Tali valori, sono riportati nella seguente Tabella 34.

Tabella 34 Verifiche di stabilità dei cunei rocciosi: dati di input

Stop geomeccanico	Formazione	N° discontinuità	Famiglia discontinuità	Immersione	Inclinazione	ϕ_d
-	-	-	-	°	°	°
SG11	MAS2	1	K1	153	72	32
		2	K2	84	77	32
		3	K3	16	82	32
SG1	MAS2	4	strato	338	22	32
		5	K1	107	77	31
		6	K2	157	72	31
		7	K3	14	76	31
		8	K4	203	68	32

Al fine di verificare le soluzioni progettuali adottate, l'analisi è stata condotta sia in assenza che in presenza degli interventi di prima fase previsti in progetto. Nello specifico si è fatto riferimento esclusivamente allo spritz beton trascurando il contributo delle fibre di rinforzo e delle centine. In Tabella 35 sono riportate le caratteristiche geometriche e di resistenza dello spritz beton considerate nelle analisi.

Tabella 35 Caratteristiche spritz-beton

<i>Spritz-beton Classe C25/30</i>	
Rck [MPa]	30 Resistenza caratteristica cubica
fck [MPa]	24.9 Resistenza caratteristica cilindrica
fctm [MPa]	2.56 Resistenza media a trazione semplice per classi ≤C50/60
fctk [MPa]	1.79 Resistenza caratteristica a trazione semplice per classi ≤C50/60
τc [MPa]	0.38 Resistenza a taglio per calcestruzzo non armato
s [cm]	20 Spessore spritz-beton

Risultati delle verifiche

Nel seguito si riportano i risultati delle analisi di stabilità al contorno di scavo in presenza e in assenza del sostegno provvisorio di progetto.

Tabella 36 Fattori di sicurezza dei cunei al contorno in assenza di interventi e in presenza di interventi

Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor_of_Safety (con interventi)	Factor_of_Safety (senza interventi)
1	2	4	8	0	8.9
2	5	7	8	0	10.9
3	4	5	8	0	8.0
4	3	5	8	0	13.1
5	1	3	8	0	12.2
6	1	7	8	0	11.0
7	3	6	8	0	13.5
8	2	7	8	0	19.3
9	6	7	8	0	12.2
10	2	3	8	0	17.5
11	2	4	6	0	13.8
12	4	5	6	0	13.6
13	1	2	4	0	17.0
14	1	4	5	0	15.3
15	3	4	6	0	13.7
16	1	3	4	0	15.9
17	4	6	7	0	13.7
18	1	4	7	0	15.7
19	1	4	8	0	14.2
20	4	6	8	0	11.1
21	5	6	7	0	5.6
22	1	2	8	0	5.5
23	2	6	7	0	5.4
24	2	6	8	0	5.4
25	2	5	8	0	5.7
26	1	4	6	0	45.8
27	3	5	6	0	5.2
28	1	5	7	0	5.5
29	1	2	7	0	5.3
30	2	3	6	0	4.9
31	1	3	6	0	19.5
32	1	3	7	0	31.5
33	1	2	3	0.088	4.7

34	1	3	5	0.088	5.0
35	3	4	5	0.088	7.9
36	3	5	7	0.088	22.2
37	2	3	7	0.088	21.2
38	3	6	7	0.088	29.4
39	2	3	4	0.088	7.0
40	3	7	8	0.088	34.0
41	3	4	7	0.088	34.0
42	2	4	5	0.139	6.3
43	2	5	6	0.139	4.5
44	1	2	5	0.139	4.5
45	4	5	7	0.139	7.9
46	2	4	7	0.144	6.8
47	2	5	7	0.144	4.3
48	2	3	5	0.144	3.4
49	5	6	8	0.195	4.6
50	1	6	8	0.195	5.2
51	1	6	7	0.195	23.7
52	1	5	6	0.203	3.1
53	1	5	8	0.203	4.7
54	1	2	6	0.203	5.8
55	3	4	8	3.379	10.4
56	4	7	8	3.527	8.4

La presenza del sostegno provvisorio di progetto risulta sufficiente a garantirne la stabilità. I risultati delle analisi riportati in Tabella 36 mostrano, infatti, valori del rapporto R_d/E_d maggiori di 1.1.

10.4.4 Analisi n.2 – Sezione Tipo A1

Interazione opera-terreno

Si riportano nel seguito l'analisi numerica e le verifiche strutturali per il predimensionamento della sezione di scavo tradizionale sezione tipo A1.

Modello geotecnico

Il modello geotecnico di sottosuolo in corrispondenza della sezione di analisi prevede l'unità geotecnica CDU (cfr. 8.4), i cui dati di input sono riassunti nella Tabella 30. Per dettagli in merito ai valori assunti si rimanda ai capitoli 8.4 e 10.4.2.

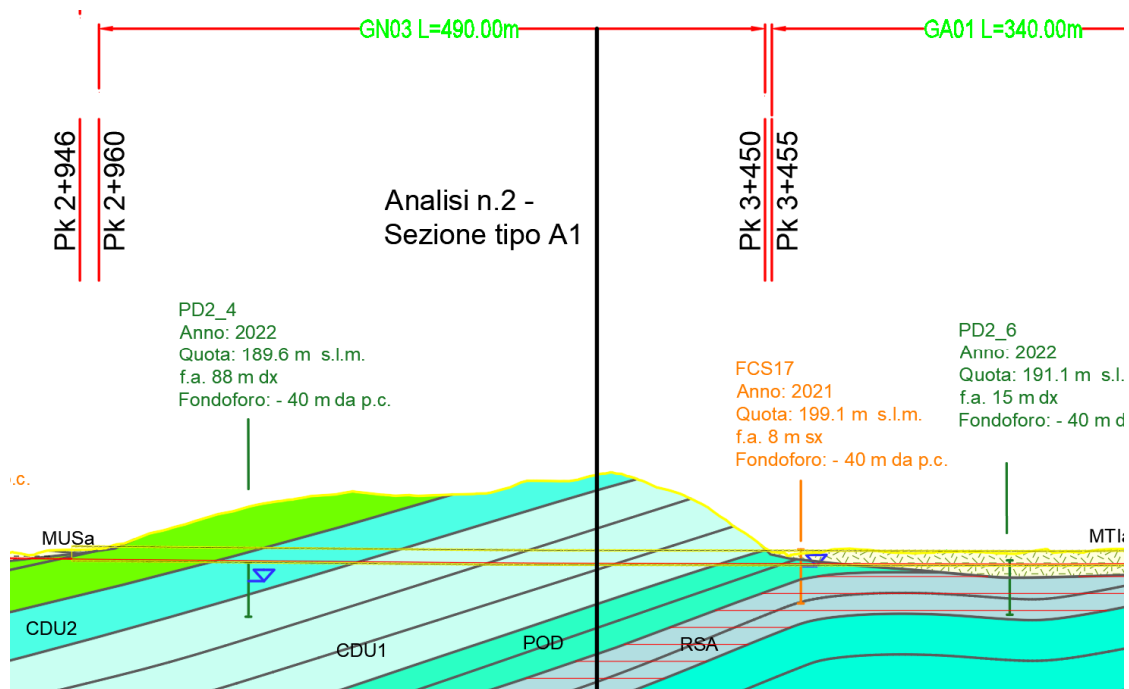


Figura 58 – Sezione di analisi

Tabella 37 - Sezione geotecnica

Stratigrafia di calcolo		C	Superficie piezometrica	γ	c'k	ϕ' k	E'	K ₀
Unità geotecnica	Profondità da p.c.							
[-]	[m da pc]	[m]	[m] da calotta	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[MPa]	[-]
CDU	Intero modello	65	Sotto cavo	25	264	40	2271	0,7

C = copertura (rispetto alla calotta)
 γ = peso per unità di volume
 c' = coesione drenata
 ϕ^k = angolo di attrito interno
 E' = modulo elastico
 K_0 = coefficiente di spinta a riposo

Modello geometrico

Il predimensionamento della sezione di analisi è stato svolto con il codice di calcolo *Plaxis*; nella seguente figura si riporta il dominio di calcolo discretizzato adottato nell'analisi.

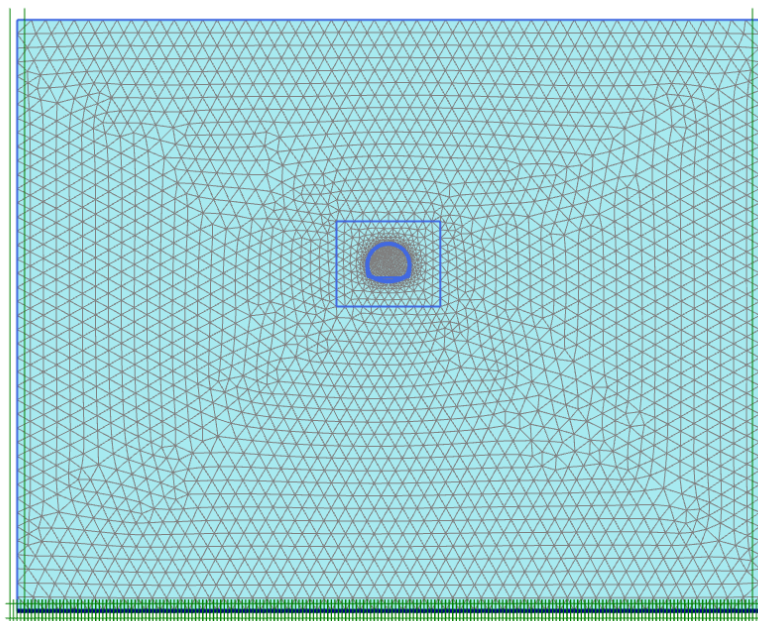


Figura 59 - Modello di calcolo

Si riportano di seguito le caratteristiche del rivestimento provvisorio della sezione analizzata:

Tabella 38 - Caratteristiche del rivestimento provvisorio

Caratteristiche	Spritz beton/Centine
Spessore dello spritz beton [m]	0.20
Tipologia profilati	2 IPN 180
Interasse longitudinale profilato [m]	1,4

Per ottenere le sollecitazioni del rivestimento definitivo sono introdotti nel modello degli elementi "plate" in asse ai rivestimenti definitivi caratterizzati da rigidità molto bassa (modulo elastico degli elementi diviso per un fattore di

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO LOTTO 2					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE NATURALI	COMMESSA IROF	LOTTO 02	CODIFICA R 07 RH	DOCUMENTO GN 00 00 002	REV. A

scala $F=10^6$). Le sollecitazioni in output sono poi moltiplicate per lo stesso fattore di scala F per ottenere le sollecitazioni di verifica strutturale.

Nella modellazione numerica sono stati considerati i seguenti spessori per rivestimenti definitivi:

- calotta: 0,60 m;
- arco rovescio: 0,70 m.

Tabella 39 - Caratteristiche del rivestimento definitivo

Caratteristiche	Rivestimento definitivo
Classe di calcestruzzo utilizzato	C25/30
Modulo elastico	31500 MPa

Fasi e percentuali di rilascio

Al fine di tener conto della natura tridimensionale del problema, nelle analisi svolte in condizioni di deformazione piana l'effetto dell'avanzamento dello scavo è stato simulato attraverso la progressiva riduzione di un sistema di forze equivalenti applicate sul contorno del profilo di scavo; la riduzione delle forze di scavo, a partire dalla condizione originaria, è definita tramite un fattore di rilascio, funzione della distanza dal fronte ("rilascio forze di scavo").

L'analisi è stata condotta in condizioni drenate.

La seguente tabella schematizza la successione delle fasi di calcolo dell'analisi numerica condotta:

Tabella 40 - Fasi di analisi

Fase	Descrizione	Rilascio forze di scavo
0	Creazione della geometria del modello	-
1	Inizializzazione stato tensionale geostatico	-
	<i>SCAVO</i>	
2	Pre-convergenza del fronte	0,63
3	Esecuzione dello sfondo elementare di 1,4 m	0,70
4	Installazione del rivestimento di prima fase; scarico a 60,0 m dal fronte	0,99
5	Realizzazione del rivestimento definitivo per l'arco rovescio	1,00
6	Realizzazione del rivestimento definitivo per la calotta	1,00
	<i>LUNGO TERMINE</i>	
7	Decadimento del rivestimento di prima fase e dei consolidamenti al contorno	-

Risultati analisi numerica

I risultati dell'analisi numerica sono riportati in allegato per le fasi di calcolo più rappresentative. In particolare, l'allegato illustra le componenti verticale e orizzontale degli spostamenti totali cumulati, le plasticizzazioni al contorno del cavo e la tensione principale massima con le direzioni delle tensioni principali. Per le fasi pertinenti, si riportano inoltre le caratteristiche della sollecitazione negli elementi strutturali del modello.

Verifiche strutturali SLU del rivestimento di prima fase

La verifica strutturale (SLU STR) del rivestimento di prima fase prevede il confronto tra le sollecitazioni di calcolo, ottenute a partire dai risultati del modello numerico applicando i relativi coefficienti parziali, e le resistenze di calcolo. In particolare, le sollecitazioni ottenute dalla modellazione (previa applicazione dei coefficienti parziali di Normativa) sono gestite ripartendo lo sforzo normale (N) tra centine e spritz-beton in base alle rigidzze assiali relative, mentre il taglio (T) e il momento flettente (M) sono assegnati interamente alle centine. Lo spritz-beton è verificato a semplice compressione.

Le verifiche del rivestimento di prima fase sono state condotte per la fase di calcolo 5.

Come si evince dalle seguenti figure, le verifiche strutturali sono soddisfatte in tutti i nodi.

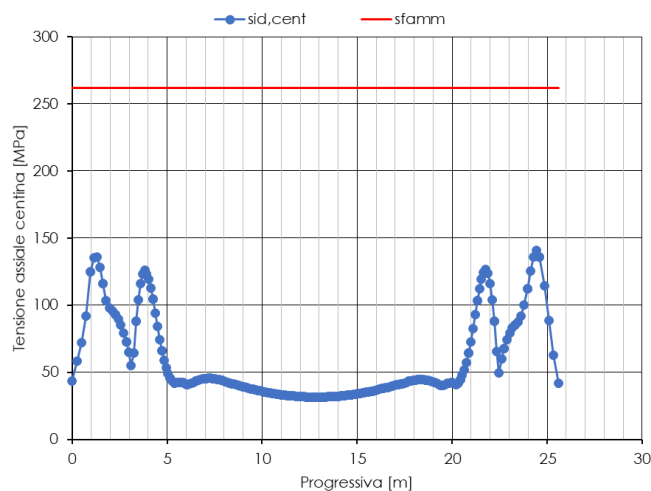


Figura 60 - Verifica della sola centina (fase 8)

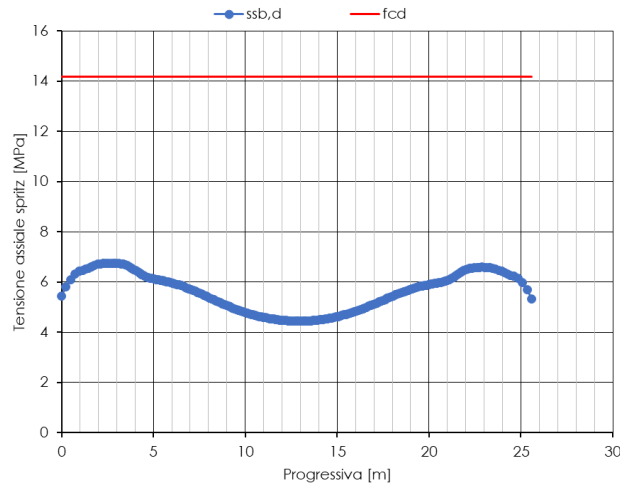


Figura 61 - Verifica a compressione spritz-beton (fase 8)

Verifiche strutturali SLU del rivestimento definitivo

La verifica strutturale del rivestimento definitivo prevede il confronto tra le sollecitazioni di calcolo, ottenute a partire dai risultati del modello numerico applicando i relativi coefficienti parziali, e le resistenze di calcolo che individuano il dominio resistente nel piano M,N.

Per la verifica a taglio, il valore di calcolo è ottenuto in accordo con la normativa vigente.

La calotta e i piedritti sono considerati non armati, mentre l'arco rovescio e le murette con $5\phi 20$ in zona tesa e in zona compressa. Si prevede, inoltre, l'impiego di staffe $\phi 12/20 \times 40$.

Le verifiche delle sezioni armate sono state condotte considerando un copriferro netto pari a 6 cm.

L'incidenza media complessiva risulta pari a:

- arco rovescio e murette 60 kg/m^3 .

Le sollecitazioni adottate nelle verifiche strutturali sono moltiplicate per il coefficiente $\gamma_E=1.3$ (allo SLU).

Le verifiche strutturali del rivestimento definitivo sono state condotte per la fase di calcolo 8, ritenuta più gravosa.

Di seguito sono riportate le verifiche strutturali condotte per i rivestimenti definitivi nella fase di calcolo 8. In ogni caso si sottolinea che le verifiche sono soddisfatte per tutte le fasi di calcolo.

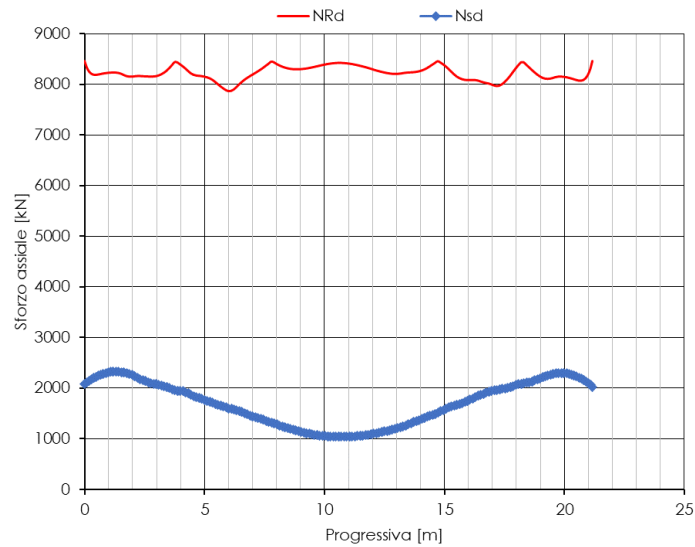


Figura 62 - Verifica SLU calotta (B=1,00 m, H=0,60 m) – Fase 8

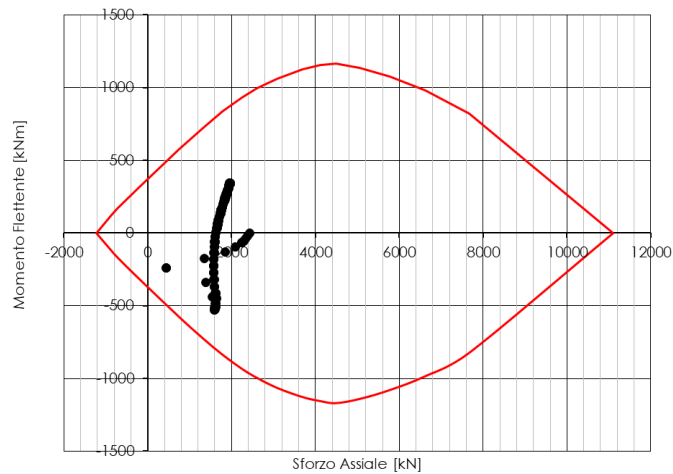


Figura 63 - Dominio resistente SLU arco rovescio (B=1,00 m, H=0,70 m) - Fase 8

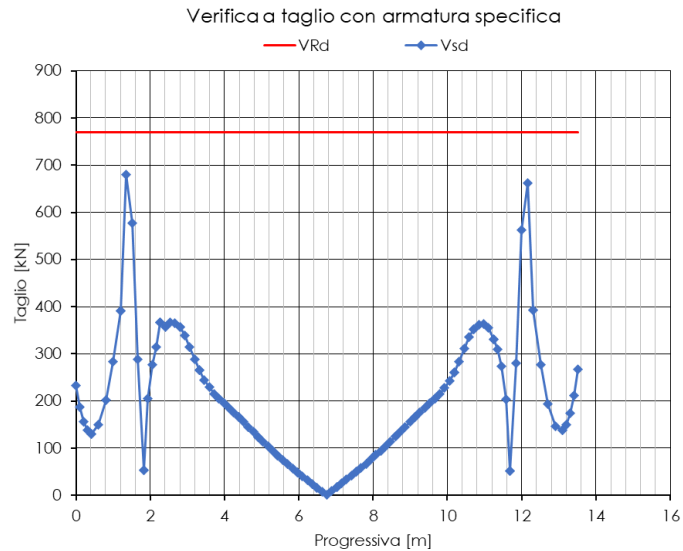


Figura 64 - Verifica SLU a taglio arco rovescio – Fase 8

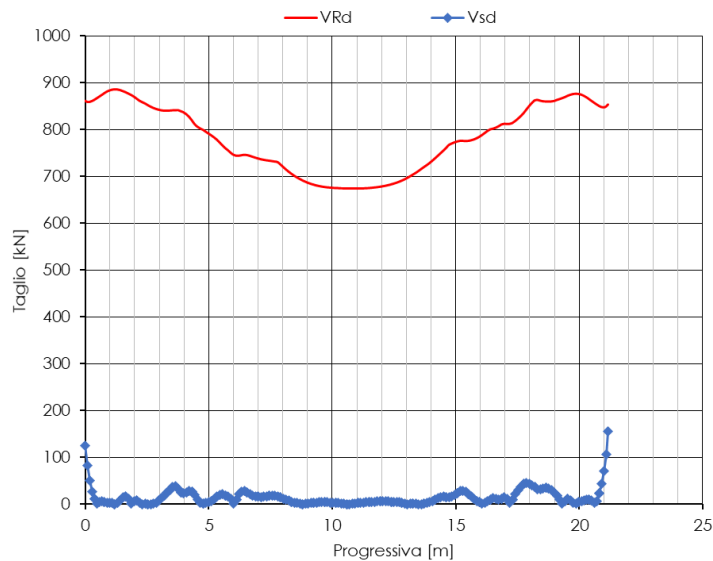


Figura 65 - Verifica SLU a taglio calotta – Fase 8

Verifiche SLE

Le verifiche SLE risultano soddisfatte sia lato calcestruzzo che lato acciaio rispettando i valori limite imposti sia dalla normativa vigente.

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche SLE condotte sul rivestimento definitivo per la fase di calcolo 8 ritenuta più gravosa.

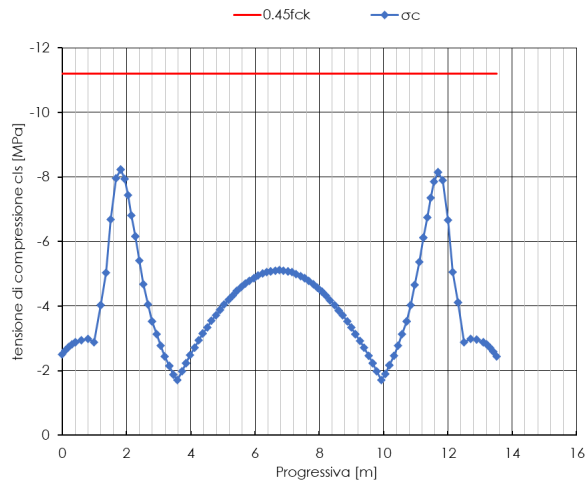


Figura 66 - Verifica SLE tensioni calcestruzzo arco rovescio – Fase 8

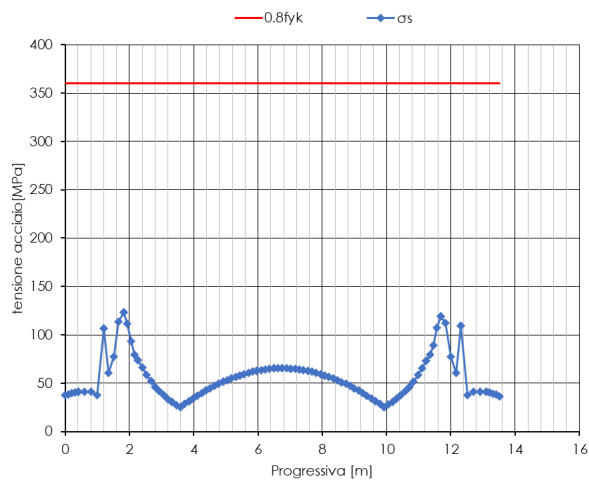


Figura 67 - Verifica SLE tensioni acciaio arco rovescio – Fase 8

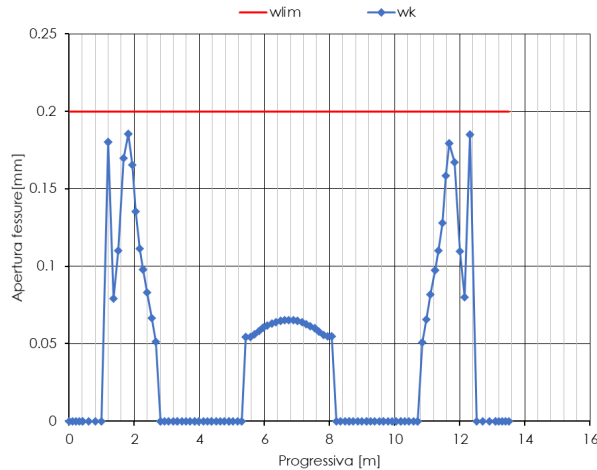


Figura 68 - Verifica SLE fessurazione arco rovescio – Fase 8

Stabilità dei cunei rocciosi al contorno di scavo

La verifica dei possibili cinatismi di collasso dei cunei rocciosi è stata condotta per la sezione in esame. Trattandosi di cinatismi di collasso a carattere è stato preso a riferimento la lunghezza di galleria pari al massimo tratto non sostenuto (sfondo). Nello specifico è stata considerata una lunghezza di 1,4 m (cfr. sezione tipo A1).

Le verifiche sono condotte con riferimento ai valori di progetto dei parametri di resistenza delle famiglie di discontinuità ricavati a partire dai corrispondenti parametri caratteristici definiti al paragrafo 8.4. Tali valori, sono riportati nella seguente Tabella 34.

Tabella 41 Verifiche di stabilità dei cunei rocciosi: dati di input

Stop geomeccanico	Formazione	N° discontinuità	Famiglia discontinuità	Immersione	Inclinazione	ϕ_d
-	-	-	-	°	°	°
SG12	CDU2	1	strato	272	32	30
		2	K1	128	66	30
		3	K2	64	69	30
SG7	CDU1	4	strato	262	23	33
		5	K1	129	72	31
		6	K2	158	75	31
		7	K3	21	73	31

Al fine di verificare le soluzioni progettuali adottate, l'analisi è stata condotta sia in assenza che in presenza degli interventi di prima fase previsti in progetto. Nello specifico si è fatto riferimento esclusivamente allo spritz beton trascurando il contributo delle fibre di rinforzo e delle centine. In Tabella 35 sono riportate le caratteristiche geometriche e di resistenza dello spritz beton considerate nelle analisi.

Tabella 42 Caratteristiche spritz-beton

<i>Spritz-beton Classe C25/30</i>	
Rck [MPa]	30 Resistenza caratteristica cubica
fck [MPa]	24.9 Resistenza caratteristica cilindrica
fctm [MPa]	2.56 Resistenza media a trazione semplice per classi ≤C50/60
fctk [MPa]	1.79 Resistenza caratteristica a trazione semplice per classi ≤C50/60
τc [MPa]	0.38 Resistenza a taglio per calcestruzzo non armato
s [cm]	20 Spessore spritz-beton

Risultati delle verifiche

Nel seguito si riportano i risultati delle analisi di stabilità al contorno di scavo in presenza e in assenza del sostegno provvisorio di progetto.

Tabella 43 Fattori di sicurezza dei cunei al contorno in assenza di interventi e in presenza di interventi

Combination	Joint_A	Joint_B	Joint_C	Factor_of_Safety (con interventi)	Factor_of_Safety (senza interventi)
1	2	3	4	0.222	27.4
2	1	3	5	0.222	25.2
3	3	6	7	0.222	4.5
4	1	2	3	0.222	29.6
5	3	5	7	0.222	3.3
6	2	3	7	0.222	4.8
7	3	4	6	0.222	49.1
8	1	3	6	0.222	35.6
9	3	4	5	0.222	23.7
10	3	4	7	0.23	13.5
11	1	3	7	0.23	18.2
12	1	5	6	0.272	29.4
13	5	6	7	0.272	14.3
14	3	5	6	0.272	8.8
15	4	5	6	0.272	32.5
16	2	5	6	0.272	42.9
17	2	3	5	0.286	45.6
18	2	3	6	0.391	2.2
19	4	5	7	0.507	38.4
20	1	5	7	0.507	37.1
21	2	5	7	0.507	31.1
22	1	2	7	0.564	37.3
23	2	4	7	0.564	43.0
24	2	6	7	0.743	9.6
25	2	4	6	0.743	30.1
26	1	2	6	0.743	26.6
27	1	4	7	0.924	89.0
28	1	6	7	0.924	42.4
29	4	6	7	1.051	47.8
30	1	4	6	1.364	20.6
31	1	4	5	2.57	8.7
32	1	2	5	2.57	71.4
33	1	2	4	2.668	7.3

RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE
 NATURALI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02	R 07 RH	GN 00 00 002	A	123 di 192

34	2	4	5	2.798	73.1
35	1	3	4	3.428	169.0

La presenza del sostegno provvisorio di progetto risulta sufficiente a garantirne la stabilità. I risultati delle analisi riportati in Tabella 36mostrano, infatti, valori del rapporto R_d/E_d maggiori di 1.1.

10.4.5 Analisi n.3 – Sezione Tipo A1

Interazione opera-terreno

Si riportano nel seguito l'analisi numerica e le verifiche strutturali per il predimensionamento della sezione di scavo tradizionale sezione tipo A1.

Modello geotecnico

Il modello geotecnico di sottosuolo in corrispondenza della sezione di analisi prevede l'unità geotecnica SAA (cfr. 8.4), i cui dati di input sono riassunti nella Tabella 30. Per dettagli in merito ai valori assunti si rimanda ai capitoli 8.4 e 10.4.2.

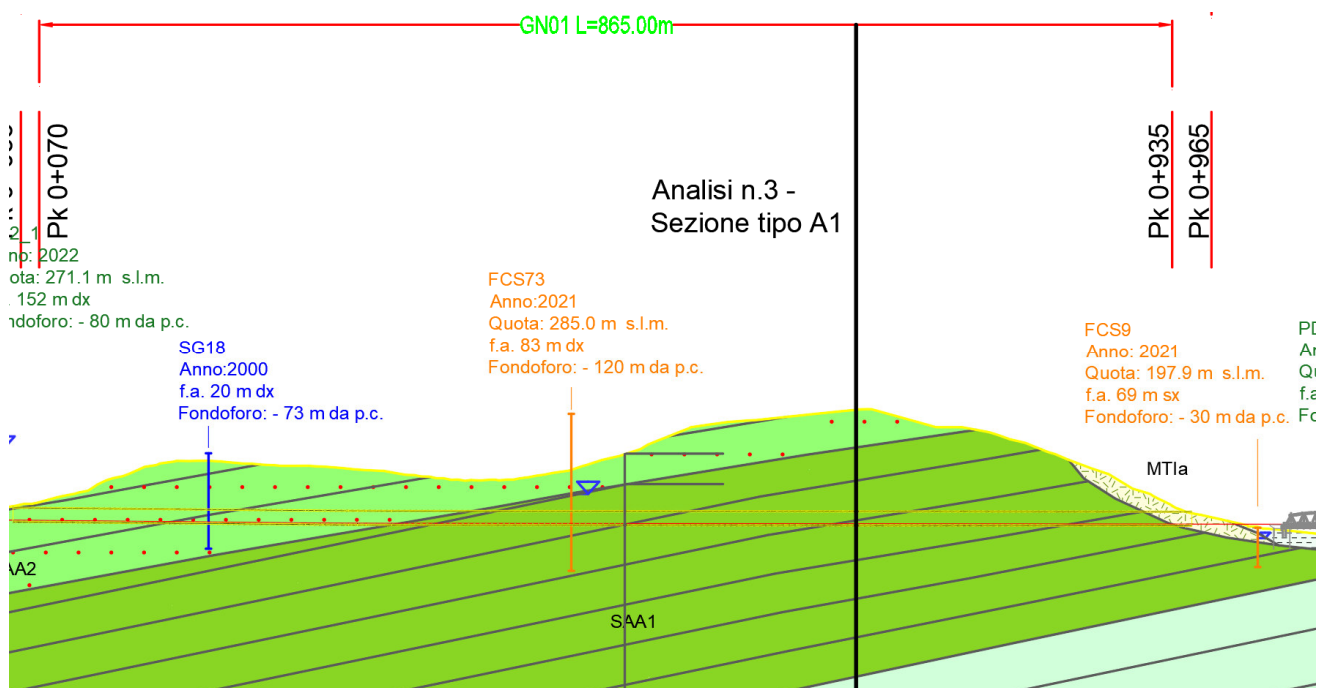


Figura 69 – Sezione di analisi

Tabella 44 - Sezione geotecnica

Stratigrafia di calcolo		C	Superficie piezometrica	γ	c'k	ϕ' k	E'	K ₀
Unità geotecnica	Profondità da p.c.							
[-]	[m da pc]	[m]	[m] da calotta	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[MPa]	[-]
SAA	Intero modello	92	Sotto cavo	26	387	40	3835	0,7

C = copertura (rispetto alla calotta)
 γ = peso per unità di volume
 c' = coesione drenata
 ϕ^k = angolo di attrito interno
 E' = modulo elastico
 K_o = coefficiente di spinta a riposo

Modello geometrico

Il predimensionamento della sezione di analisi è stato svolto con il codice di calcolo *Plaxis*; nella seguente figura si riporta il dominio di calcolo discretizzato adottato nell'analisi.

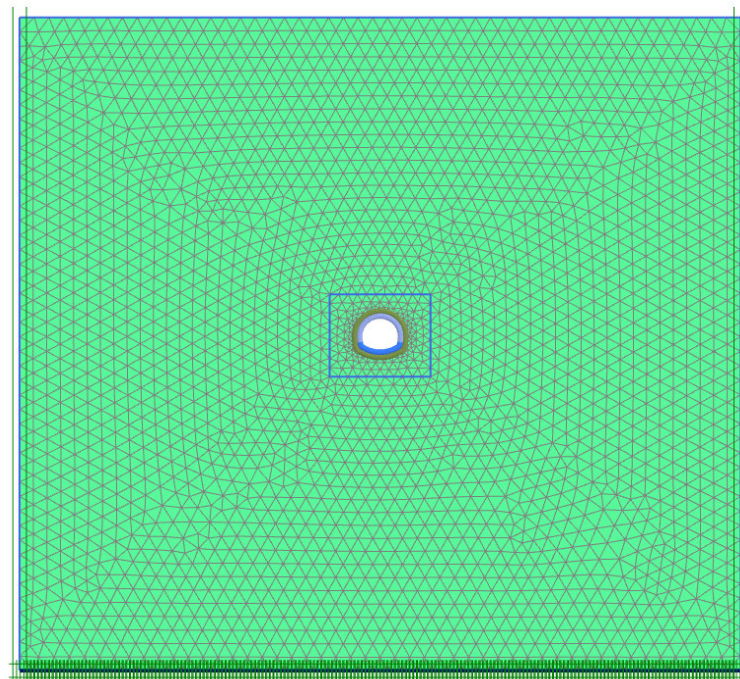


Figura 70 - Modello di calcolo

Si riportano di seguito le caratteristiche del rivestimento provvisorio della sezione analizzata:

Tabella 45 - Caratteristiche del rivestimento provvisorio

Caratteristiche	Spritz beton/Centine
Spessore dello spritz beton [m]	0.20
Tipologia profilati	2 IPN 180
Interasse longitudinale profilato [m]	1,40

Per ottenere le sollecitazioni del rivestimento definitivo sono introdotti nel modello degli elementi “plate” in asse ai rivestimenti definitivi caratterizzati da rigidità molto bassa (modulo elastico degli elementi diviso per un fattore di scala $F=10^6$). Le sollecitazioni in output sono poi moltiplicate per lo stesso fattore di scala F per ottenere le sollecitazioni di verifica strutturale.

Nella modellazione numerica sono stati considerati i seguenti spessori per rivestimenti definitivi:

- calotta: 0,60 m;
- arco rovescio: 0,70 m.

Tabella 46 - Caratteristiche del rivestimento definitivo

Caratteristiche	Rivestimento definitivo
Classe di calcestruzzo utilizzato	C25/30
Modulo elastico	31500 MPa

Fasi e percentuali di rilascio

Al fine di tener conto della natura tridimensionale del problema, nelle analisi svolte in condizioni di deformazione piana l'effetto dell'avanzamento dello scavo è stato simulato attraverso la progressiva riduzione di un sistema di forze equivalenti applicate sul contorno del profilo di scavo; la riduzione delle forze di scavo, a partire dalla condizione originaria, è definita tramite un fattore di rilascio, funzione della distanza dal fronte (“rilascio forze di scavo”).

L'analisi è stata condotta in condizioni drenate.

La seguente tabella schematizza la successione delle fasi di calcolo dell'analisi numerica condotta:

Tabella 47 - Fasi di analisi

Fase	Descrizione	Rilascio forze di scavo
0	Creazione della geometria del modello	-
1	Inizializzazione stato tensionale geostatico	-
	<i>SCAVO</i>	
2	Pre-convergenza del fronte	0,64
3	Esecuzione dello sfondo elementare di 1,40 m	0,71
4	Installazione del rivestimento di prima fase; scarico a 60,0 m dal fronte	0,99
5	Realizzazione del rivestimento definitivo per l'arco rovescio	1,00
6	Realizzazione del rivestimento definitivo per la calotta	1,00
	<i>LUNGO TERMINE</i>	
7	Decadimento del rivestimento di prima fase e dei consolidamenti al contorno	-

Risultati analisi numerica

I risultati dell'analisi numerica sono riportati in allegato per le fasi di calcolo più rappresentative. In particolare, l'allegato illustra le componenti verticale e orizzontale degli spostamenti totali cumulati, le plasticizzazioni al contorno del cavo e la tensione principale massima con le direzioni delle tensioni principali. Per le fasi pertinenti, si riportano inoltre le caratteristiche della sollecitazione negli elementi strutturali del modello.

Verifiche strutturali SLU del rivestimento di prima fase

La verifica strutturale (SLU STR) del rivestimento di prima fase prevede il confronto tra le sollecitazioni di calcolo, ottenute a partire dai risultati del modello numerico applicando i relativi coefficienti parziali, e le resistenze di calcolo. In particolare, le sollecitazioni ottenute dalla modellazione (previa applicazione dei coefficienti parziali di Normativa) sono gestite ripartendo lo sforzo normale (N) tra centine e spritz-beton in base alle rigidzze assiali relative, mentre il taglio (T) e il momento flettente (M) sono assegnati interamente alle centine. Lo spritz-beton è verificato a semplice compressione.

Le verifiche del rivestimento di prima fase sono state condotte per la fase di calcolo 5.

Come si evince dalle seguenti figure, le verifiche strutturali sono soddisfatte in tutti i nodi.

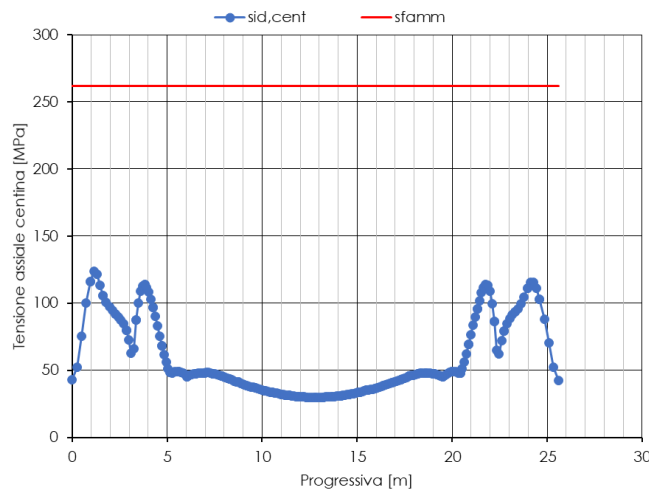


Figura 71 - Verifica della sola centina (fase 5)

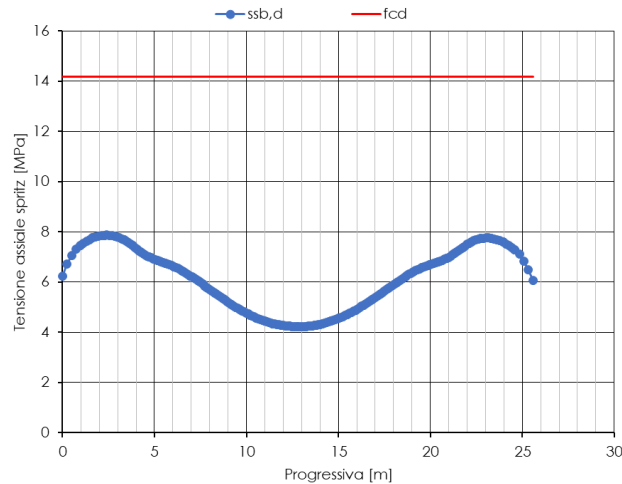


Figura 72 - Verifica a compressione spritz-beton (fase 5)

Verifiche strutturali SLU del rivestimento definitivo

La verifica strutturale del rivestimento definitivo prevede il confronto tra le sollecitazioni di calcolo, ottenute a partire dai risultati del modello numerico applicando i relativi coefficienti parziali, e le resistenze di calcolo che individuano il dominio resistente nel piano M,N.

Per la verifica a taglio, il valore di calcolo è ottenuto in accordo con la normativa vigente.

La calotta e i piedritti sono considerati non armati, mentre l'arco rovescio e le murette con $5\phi 20$ in zona tesa e in zona compressa. Si prevede, inoltre, l'impiego di staffe $\phi 12/20 \times 40$.

Le verifiche delle sezioni armate sono state condotte considerando un copriferro netto pari a 6 cm.

L'incidenza media complessiva risulta pari a:

- arco rovescio e murette 60 kg/m^3 .

Le sollecitazioni adottate nelle verifiche strutturali sono moltiplicate per il coefficiente $\gamma_E=1.3$ (allo SLU).

Le verifiche strutturali del rivestimento definitivo sono state condotte per la fase di calcolo 8, ritenuta più gravosa.

Di seguito sono riportate le verifiche strutturali condotte per i rivestimenti definitivi nella fase di calcolo 8. In ogni caso si sottolinea che le verifiche sono soddisfatte per tutte le fasi di calcolo.

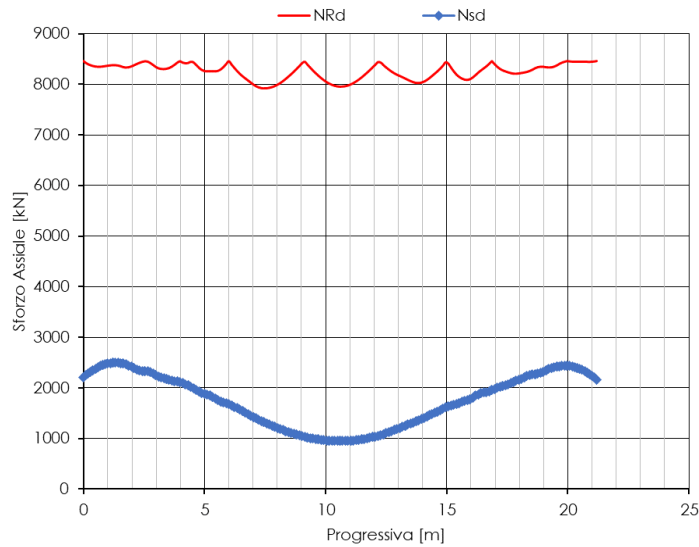


Figura 73 - Verifica SLU calotta (B=1,00 m, H=0,60 m) – Fase 8

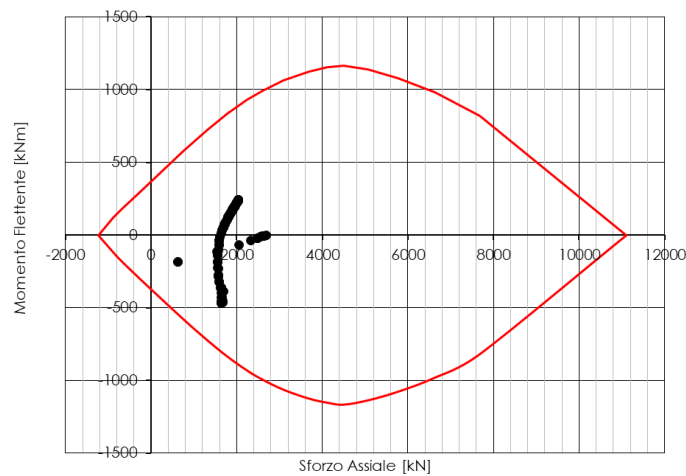


Figura 74 - Dominio resistente SLU arco rovescio (B=1,00 m, H=0,70 m) - Fase 8

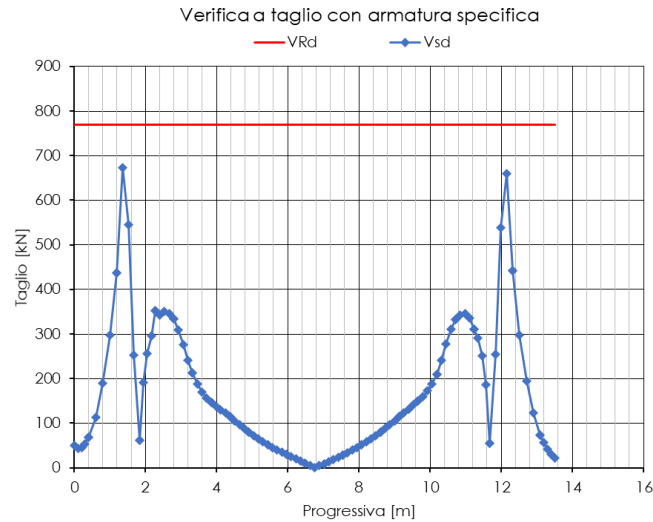


Figura 75 - Verifica SLU a taglio arco rovescio – Fase 8

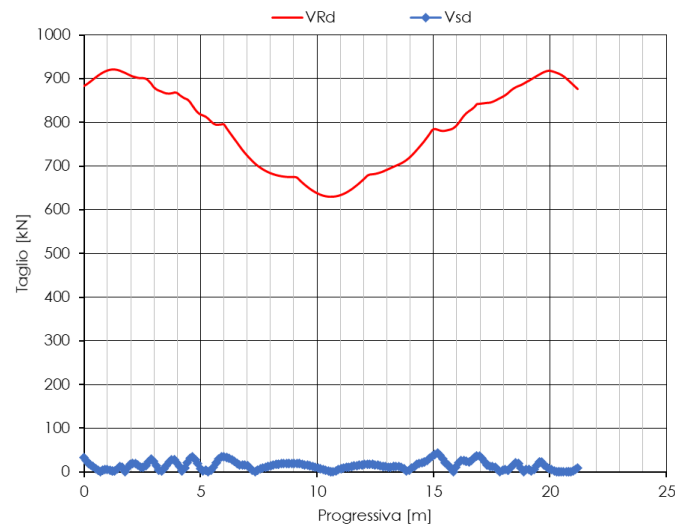


Figura 76 - Verifica SLU a taglio calotta – Fase 8

Verifiche SLE

Le verifiche SLE risultano soddisfatte sia lato calcestruzzo che lato acciaio rispettando i valori limite imposti sia dalla normativa vigente.

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche SLE condotte sul rivestimento definitivo per la fase di calcolo 8 ritenuta più gravosa.

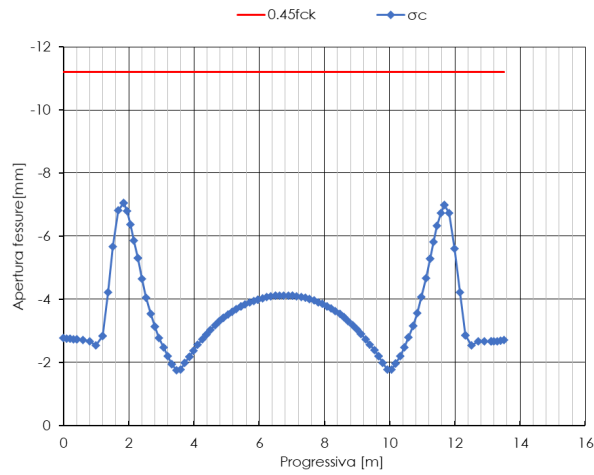


Figura 77 - Verifica SLE tensioni calcestruzzo arco rovescio – Fase 8

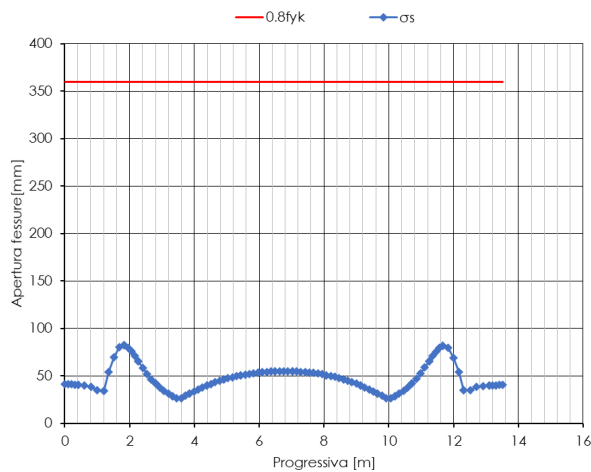


Figura 78 - Verifica SLE tensioni acciaio arco rovescio – Fase 8

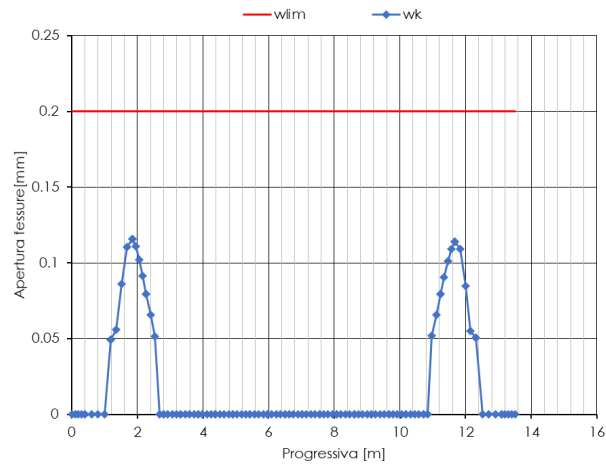


Figura 79 - Verifica SLE fessurazione arco rovescio – Fase 8

Stabilità dei cunei rocciosi al contorno di scavo

La verifica dei possibili cinematismi di collasso dei cunei rocciosi è stata condotta per la sezione in esame. Trattandosi di cinematismi di collasso a carattere è stato preso a riferimento la lunghezza di galleria pari al massimo tratto non sostenuto (sfondo). Nello specifico è stata considerata una lunghezza di 1,4 m (cfr. sezione tipo A1).

Le verifiche sono condotte con riferimento ai valori di progetto dei parametri di resistenza delle famiglie di discontinuità ricavati a partire dai corrispondenti parametri caratteristici definiti al paragrafo 8.4. Tali valori, sono riportati nella seguente Tabella 34.

Tabella 48 Verifiche di stabilità dei cunei rocciosi: dati di input

Stop geomeccanico	Formazione	N° discontinuità	Famiglia discontinuità	Immersione	Inclinazione	ϕ_d
-	-	-	-	°	°	°
SG15	SAA2	1	strato	246	67	31
		2	K1	157	12	33
		3	K2	169	84	33
		4	K3	170	50	33
SG5	SAA2	5	strato	231	86	30
		6	K1	329	87	31
		7	K2	312	87	31
		8	K3	115	71	31

Al fine di verificare le soluzioni progettuali adottate, l'analisi è stata condotta sia in assenza che in presenza degli interventi di prima fase previsti in progetto. Nello specifico si è fatto riferimento esclusivamente allo spritz beton trascurando il contributo delle fibre di rinforzo e delle centine. In Tabella 35 sono riportate le caratteristiche geometriche e di resistenza dello spritz beton considerate nelle analisi.

Tabella 49 Caratteristiche spritz-beton

<i>Spritz-beton Classe C25/30</i>	
Rck [MPa]	30 Resistenza caratteristica cubica
fck [MPa]	24.9 Resistenza caratteristica cilindrica
fctm [MPa]	2.56 Resistenza media a trazione semplice per classi ≤C50/60
fctk [MPa]	1.79 Resistenza caratteristica a trazione semplice per classi ≤C50/60
τc [MPa]	0.38 Resistenza a taglio per calcestruzzo non armato
s [cm]	20 Spessore spritz-beton

Risultati delle verifiche

Nel seguito si riportano i risultati delle analisi di stabilità al contorno di scavo in presenza e in assenza del sostegno provvisorio di progetto.

Tabella 50 Fattori di sicurezza dei cunei al contorno in assenza di interventi e in presenza di interventi

Combination	Joint_A	Joint_B	Joint_C	Factor_of_Safety (con interventi)	Factor_of_Safety (senza interventi)
1	3	6	8	0	8.4
2	3	7	8	0	15.3
3	5	6	8	0	7.7
4	4	6	8	0	26.8
5	2	3	6	0	30.4
6	2	3	7	0	19.1
7	4	5	6	0	12.8
8	5	7	8	0	10.6
9	1	6	8	0	28.3
10	2	5	6	0	12.6
11	1	4	6	0	18.7
12	4	5	7	0	17.8
13	2	6	8	0	40.3
14	2	5	7	0	13.7
15	4	7	8	0	50.1
16	1	7	8	0	26.0
17	3	4	6	0	33.7
18	1	2	6	0	35.4
19	3	4	7	0	31.5
20	1	2	7	0	33.5
21	2	7	8	0	48.0
22	2	4	7	0	56.7
23	1	4	7	0	13.7
24	1	5	7	0	29.4
25	2	4	6	0	56.8
26	1	5	6	0	32.3
27	3	5	6	0	4.7
28	4	6	7	0	15.9
29	6	7	8	0	9.5
30	1	3	7	0	3.1
31	3	6	7	0	5.0
32	2	6	7	0	14.3
33	1	6	7	0.031	9.3

RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE
 NATURALI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02	R 07 RH	GN 00 00 002	A	134 di 192

34	5	6	7	0.031	2.5
35	2	4	5	0.04	36.3
36	3	5	7	0.04	3.4
37	1	4	5	0.04	55.0
38	1	5	8	0.04	47.3
39	1	2	5	0.04	71.6
40	1	3	5	0.04	30.8
41	2	5	8	0.04	43.8
42	2	3	5	0.04	11.2
43	3	5	8	0.04	7.8
44	3	4	5	0.04	13.9
45	4	5	8	0.04	11.5
46	1	3	8	0.068	12.7
47	1	3	4	0.068	20.8
48	2	3	8	0.068	18.2
49	3	4	8	0.068	16.9
50	1	2	3	0.068	47.3
51	2	4	8	0.207	58.6
52	1	2	8	0.207	50.7
53	1	2	4	0.255	46.2
54	1	3	6	0.255	2.5
55	1	4	8	0.714	2.3
56	2	3	4	17.466	71.6

La presenza del sostegno provvisorio di progetto risulta sufficiente a garantirne la stabilità. I risultati delle analisi riportati in Tabella 36 mostrano, infatti, valori del rapporto R_d/E_d maggiori di 1.1.

10.4.6 Analisi n.4 – Sezione Tipo A2

Interazione opera-terreno

Si riportano nel seguito l'analisi numerica e le verifiche strutturali per il predimensionamento della sezione di scavo tradizionale sezione tipo A2.

Modello geotecnico

Il modello geotecnico di sottosuolo in corrispondenza della sezione di analisi prevede l'unità geotecnica MAS2 (cfr. 8.4) in corrispondenza di una struttura tettonica, i cui dati di input sono riassunti nella Tabella 30. Per dettagli in merito ai valori assunti si rimanda ai capitoli 8.4 e 10.4.2.

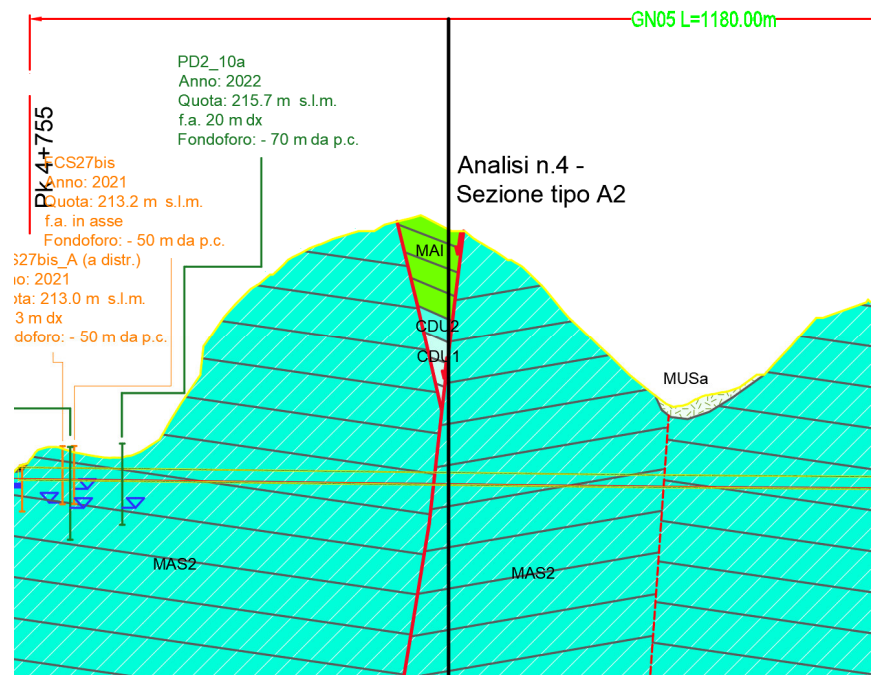


Figura 80 – Sezione di analisi

Tabella 51 - Sezione geotecnica

Stratigrafia di calcolo		C	Superficie piezometrica	γ	c' _k	ϕ' _k	E'	K ₀
Unità geotecnica	Profondità da p.c.							
[-]	[m da pc]	[m]	[m] da calotta	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[MPa]	[-]
MAS2	Intero modello	236	Sotto cavo	26	633	34	4082	0.7

C = copertura (rispetto alla calotta)
 γ = peso per unità di volume
 c^k = coesione drenata
 ϕ^k = angolo di attrito interno
 E' = modulo elastico
 K_0 = coefficiente di spinta a riposo

Modello geometrico

Il predimensionamento della sezione di analisi è stato svolto con il codice di calcolo *Plaxis*; nella seguente figura si riporta il dominio di calcolo discretizzato adottato nell'analisi.

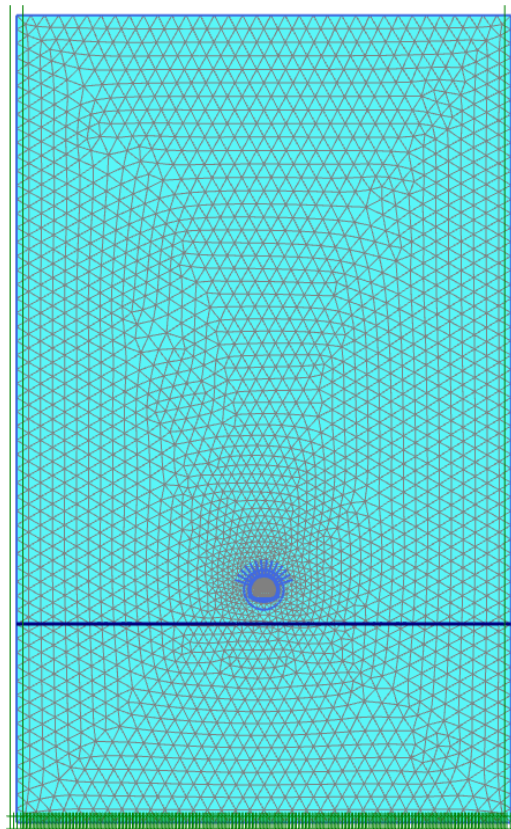


Figura 81 - Modello di calcolo

Si riportano di seguito le caratteristiche del rivestimento provvisorio della sezione analizzata:

Tabella 52 - Caratteristiche del rivestimento provvisorio

Caratteristiche	Spritz beton/Centine
Spessore dello spritz beton [m]	0.20
Tipologia profilati	2 IPN 180
Interasse longitudinale profilato [m]	1,2
Bulloni	Bulloni, O24, L=6.0m Passo long=1.2m , Passo trasv.=1.2m

Per ottenere le sollecitazioni del rivestimento definitivo sono introdotti nel modello degli elementi “plate” in asse ai rivestimenti definitivi caratterizzati da rigidità molto bassa (modulo elastico degli elementi diviso per un fattore di scala $F=10^6$). Le sollecitazioni in output sono poi moltiplicate per lo stesso fattore di scala F per ottenere le sollecitazioni di verifica strutturale.

Nella modellazione numerica sono stati considerati i seguenti spessori per rivestimenti definitivi:

- calotta: 0,70 m;
- arco rovescio: 0,80 m.

Tabella 53 - Caratteristiche del rivestimento definitivo

Caratteristiche	Rivestimento definitivo
Classe di calcestruzzo utilizzato	C25/30
Modulo elastico	31500 MPa

Fasi e percentuali di rilascio

Al fine di tener conto della natura tridimensionale del problema, nelle analisi svolte in condizioni di deformazione piana l'effetto dell'avanzamento dello scavo è stato simulato attraverso la progressiva riduzione di un sistema di forze equivalenti applicate sul contorno del profilo di scavo; la riduzione delle forze di scavo, a partire dalla condizione originaria, è definita tramite un fattore di rilascio, funzione della distanza dal fronte (“rilascio forze di scavo”).

L'analisi è stata condotta in condizioni drenate.

La seguente tabella schematizza la successione delle fasi di calcolo dell'analisi numerica condotta:

Tabella 54 - Fasi di analisi

Fase	Descrizione	Rilascio forze di scavo
0	Creazione della geometria del modello	-
1	Inizializzazione stato tensionale geostatico	-
	<i>SCAVO</i>	
2	Pre-convergenza del fronte	0,82

3	Esecuzione dello sfondo elementare di 1,20 m	0,84
4	Installazione dei bulloni; scarico a 3,50 m dal fronte	0,91
5	Installazione del rivestimento di prima fase; scarico a 36,0 m dal fronte	0,99
6	Realizzazione del rivestimento definitivo per l'arco rovescio	1,00
7	Realizzazione del rivestimento definitivo per la calotta	1,00
	<i>LUNGO TERMINE</i>	
8	Decadimento del rivestimento di prima fase e dei consolidamenti al contorno	-

Risultati analisi numerica

I risultati dell'analisi numerica sono riportati in allegato per le fasi di calcolo più rappresentative. In particolare, l'allegato illustra le componenti verticale e orizzontale degli spostamenti totali cumulati, le plasticizzazioni al contorno del cavo e la tensione principale massima con le direzioni delle tensioni principali. Per le fasi pertinenti, si riportano inoltre le caratteristiche della sollecitazione negli elementi strutturali del modello.

Verifiche strutturali SLU del rivestimento di prima fase

La verifica strutturale (SLU STR) del rivestimento di prima fase prevede il confronto tra le sollecitazioni di calcolo, ottenute a partire dai risultati del modello numerico applicando i relativi coefficienti parziali, e le resistenze di calcolo. In particolare, le sollecitazioni ottenute dalla modellazione (previa applicazione dei coefficienti parziali di Normativa) sono gestite ripartendo lo sforzo normale (N) tra centine e spritz-beton in base alle rigidità assiali relative, mentre il taglio (T) e il momento flettente (M) sono assegnati interamente alle centine. Lo spritz-beton è verificato a semplice compressione.

Le verifiche del rivestimento di prima fase sono state condotte per la fase di calcolo 5. Le sollecitazioni scaturite dall'analisi sono riportate in allegato;

Come si evince dalle seguenti figure, le verifiche strutturali sono soddisfatte in tutti i nodi.

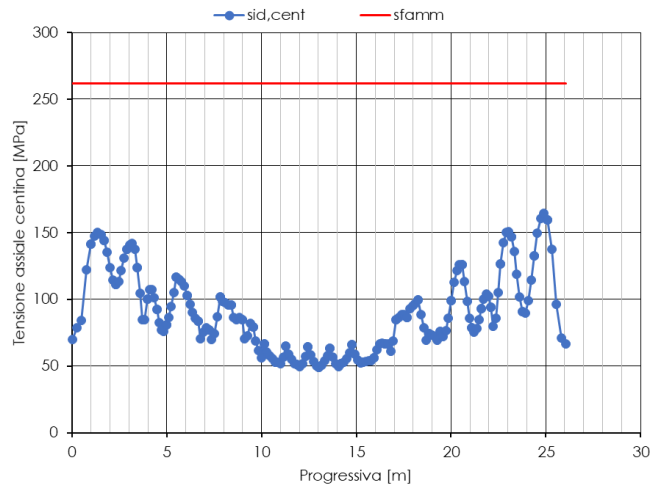


Figura 82 - Verifica della sola centina (fase 5)

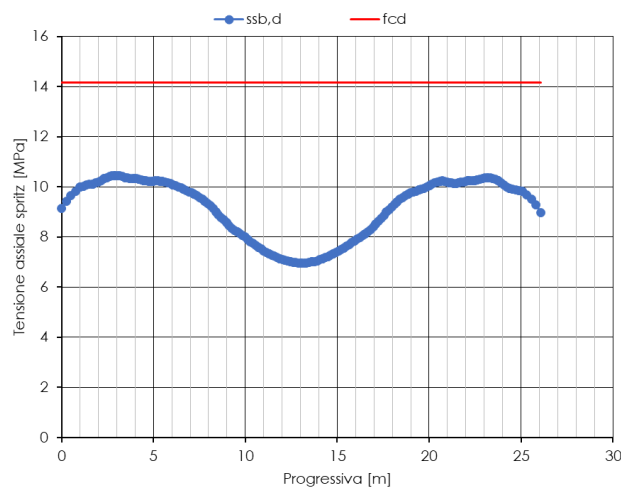


Figura 83 - Verifica a compressione spritz-beton (fase 5)

Verifiche strutturali del contenimento radiale

Le verifiche strutturali per il predimensionamento del contenimento radiale della galleria doppio binario sono state eseguite per la fase di calcolo 6. Le caratteristiche dei chiodi sono riportate nella seguente tabella.

Caratteristiche	Contenimento radiale
Diametro [mm]	Ø24
Numero [-]	14
Tipologia ancoraggio [-]	Continuo
Lunghezza [m]	6
Passo longitudinale [m]	1,2

Passo trasversale [m]

1,2

Per i chiodi sono state eseguite le verifiche strutturali di resistenza a trazione e sfilamento degli elementi, come verifiche SLU di tipo STR secondo i coefficienti parziali previsti dall'Approccio 1 - Combinazione 1. Pertanto, l'azione (N) ottenuta dal calcolo è amplificata di 1,3.

Verifica a trazione e sfilamento

Al fine di verificare la resistenza a trazione dell'elemento, lo sforzo massimo di trazione di calcolo N_{Ed} allo Stato Limite Ultimo ricavato dall'analisi, deve risultare non maggiore della resistenza a trazione del chiodo.

$$N_{Rd} = f_{yd} A$$

verifica a trazione	f_{yd}	A (Ø24)	NRd	NEd	NRd/NEd
	MPa	mm ²	kN	kN	-
	391.3	452	177	86.5	2.0

La resistenza di progetto dell'interfaccia tra il bulbo dell'ancoraggio e il terreno è data dalla seguente relazione:

$$N_{Rd} = \frac{\pi D_p \alpha \tau_{lim} L}{\gamma_{Ra,p} \xi_{a3}}$$

verifica a sfilamento	D_p	α	τ_{lim}	L	$\gamma_{Ra,p}$	ξ_{a3}	NRd	NEd	FS
	mm	-	kPa	m	-	-	kN	kN	-
	51	1.1	400	6	1.2	1.8	196	86.5	2.3

f_{yd}	resistenza a snervamento di progetto dell'acciaio dei chiodi
A (Ø24)	area chiodo
D_p	diametro di perforazione
α	coefficiente correttivo che tiene conto dell'incremento della sezione del bulbo
τ_{lim}	resistenza tangenziale dell'interfaccia tra il tratto iniettato e il terreno
L	lunghezza del bullone
$\gamma_{Ra,p}$	coefficiente parziale per ancoraggi permanenti
ξ_{a3}	fattore di correlazione relativo a 1 profilo di indagine

Verifiche strutturali SLU del rivestimento definitivo

La verifica strutturale del rivestimento definitivo prevede il confronto tra le sollecitazioni di calcolo, ottenute a partire dai risultati del modello numerico applicando i relativi coefficienti parziali, e le resistenze di calcolo che individuano il dominio resistente nel piano M,N.

Per la verifica a taglio, il valore di calcolo è ottenuto in accordo con la normativa vigente.

La calotta e i piedritti sono considerati non armati, mentre l'arco rovescio e le murette con $5\phi 20$ in zona tesa e in zona compressa. Si prevede, inoltre, l'impiego di staffe $\phi 12/20 \times 40$.

Le verifiche delle sezioni armate sono state condotte considerando un copriferro netto pari a 6 cm.

L'incidenza media complessiva risulta pari a:

- arco rovescio e murette 60 kg/m^3 .

Le sollecitazioni adottate nelle verifiche strutturali sono moltiplicate per il coefficiente $\gamma_E=1.3$ (allo SLU).

Le verifiche strutturali del rivestimento definitivo sono state condotte per la fase di calcolo 8, ritenuta più gravosa;

Di seguito sono riportate le verifiche strutturali condotte per i rivestimenti definitivi nella fase di calcolo 8. In ogni caso si sottolinea che le verifiche sono soddisfatte per tutte le fasi di calcolo.

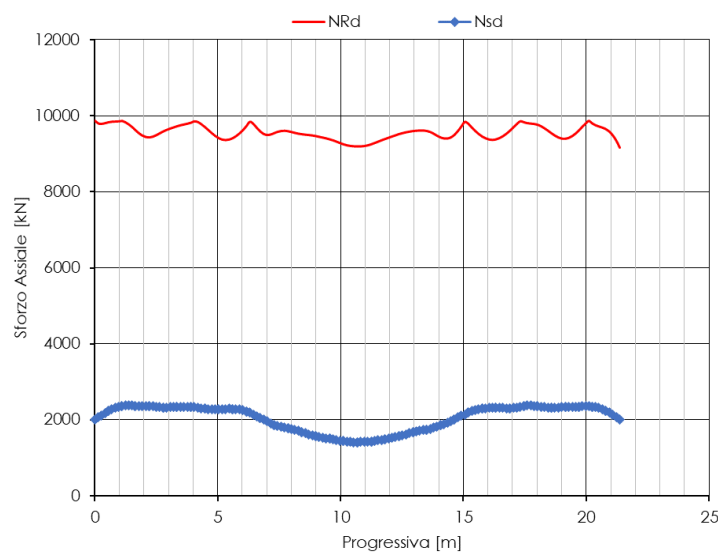


Figura 84 - Verifica SLU calotta (B=1,00 m, H=0,70 m) – Fase 8

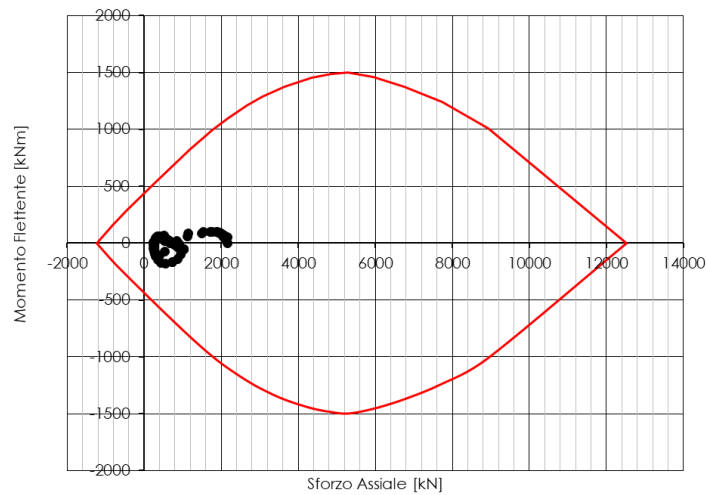


Figura 85 - Dominio resistente SLU arco rovescio (B=1,00 m, H=0,80 m) - Fase 8

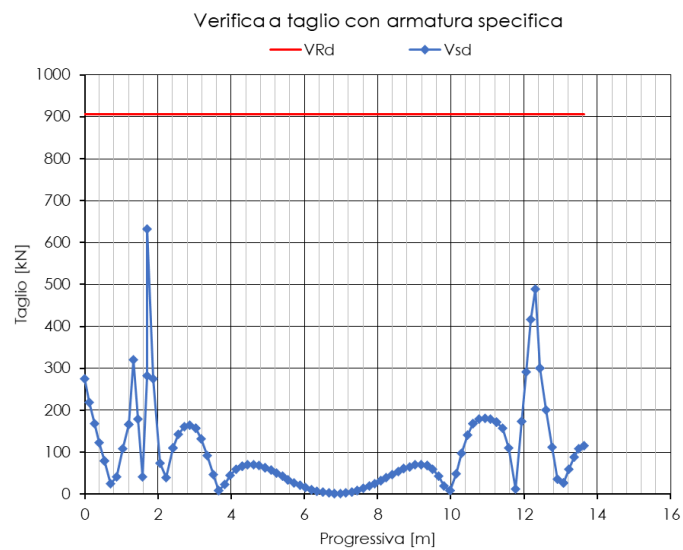


Figura 86 - Verifica SLU a taglio arco rovescio – Fase 8

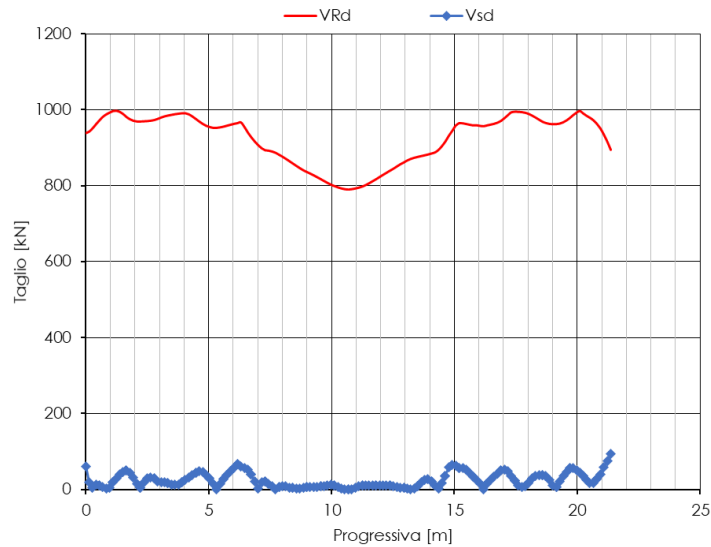


Figura 87 - Verifica SLU a taglio calotta – Fase 8

Verifiche SLE

Le verifiche SLE risultano soddisfatte sia lato calcestruzzo che lato acciaio rispettando i valori limite imposti sia dalla normativa vigente.

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche SLE condotte sul rivestimento definitivo per la fase di calcolo 8 ritenuta più gravosa.

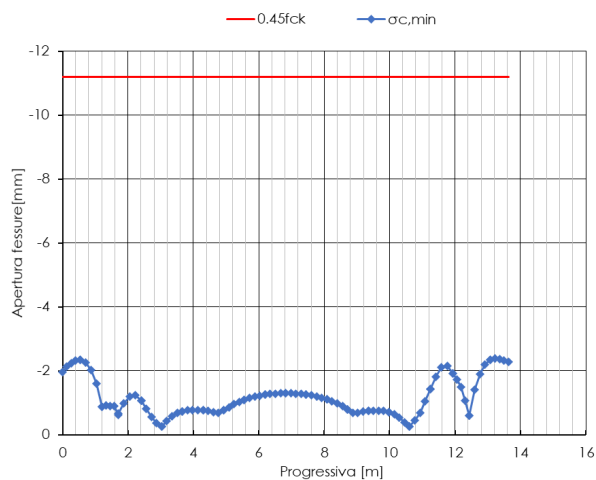


Figura 88 - Verifica SLE tensioni calcestruzzo arco rovescio – Fase 8

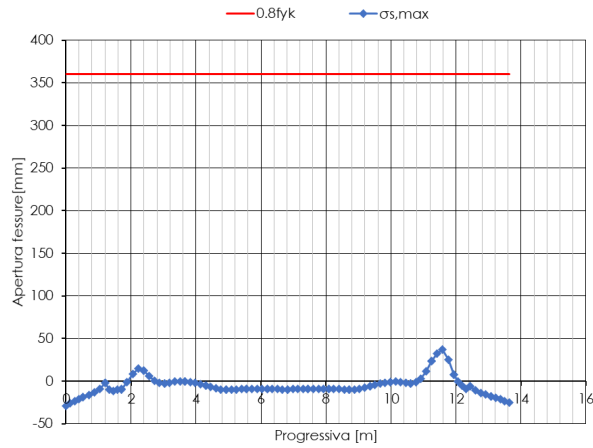


Figura 89 - Verifica SLE tensioni acciaio arco rovescio – Fase 8

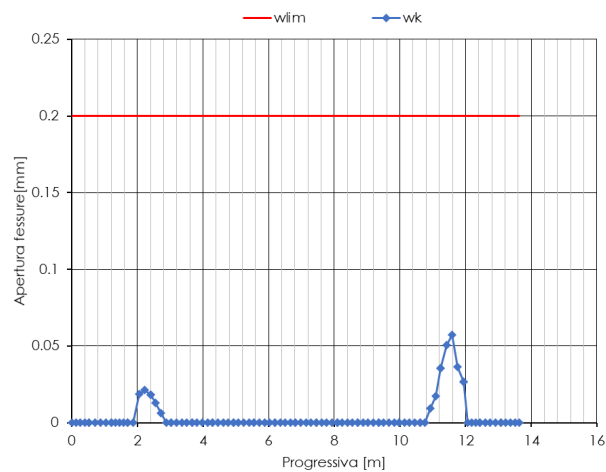


Figura 90 - Verifica SLE fessurazione arco rovescio – Fase 8

10.4.7 Analisi n.5 – Sezione Tipo A2

Interazione opera-terreno

Si riportano nel seguito l'analisi numerica e le verifiche strutturali per il predimensionamento della sezione di scavo tradizionale sezione tipo A2.

Modello geotecnico

Il modello geotecnico di sottosuolo in corrispondenza della sezione di analisi prevede l'unità geotecnica SAA (cfr. 8.4) in corrispondenza di una struttura tettonica, i cui dati di input sono riassunti nella Tabella 30. Per dettagli in merito ai valori assunti si rimanda ai capitoli 8.4 e 10.4.2.

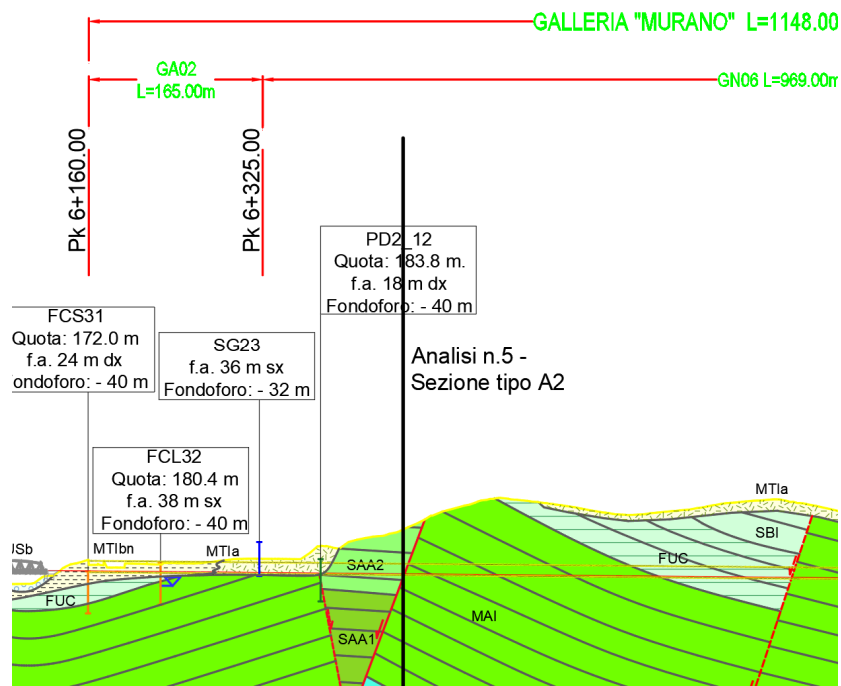


Figura 91 – Sezione di analisi

Tabella 55 - Sezione geotecnica

Stratigrafia di calcolo		C	Superficie piezometrica	γ	c' _k	ϕ' _k	E'	K ₀
Unità geotecnica	Profondità da p.c.							
[-]	[m da pc]	[m]	[m] da calotta	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[MPa]	[-]

SAA	Intero modello	40	Sotto cavo	26	142	41	1786	0.7
<p>C = copertura (rispetto alla calotta) γ = peso per unità di volume c'_k = coesione drenata ϕ'_k = angolo di attrito interno E' = modulo elastico K_o = coefficiente di spinta a riposo</p>								

Modello geometrico

Il predimensionamento della sezione di analisi è stato svolto con il codice di calcolo *Plaxis*; nella seguente figura si riporta il dominio di calcolo discretizzato adottato nell'analisi.

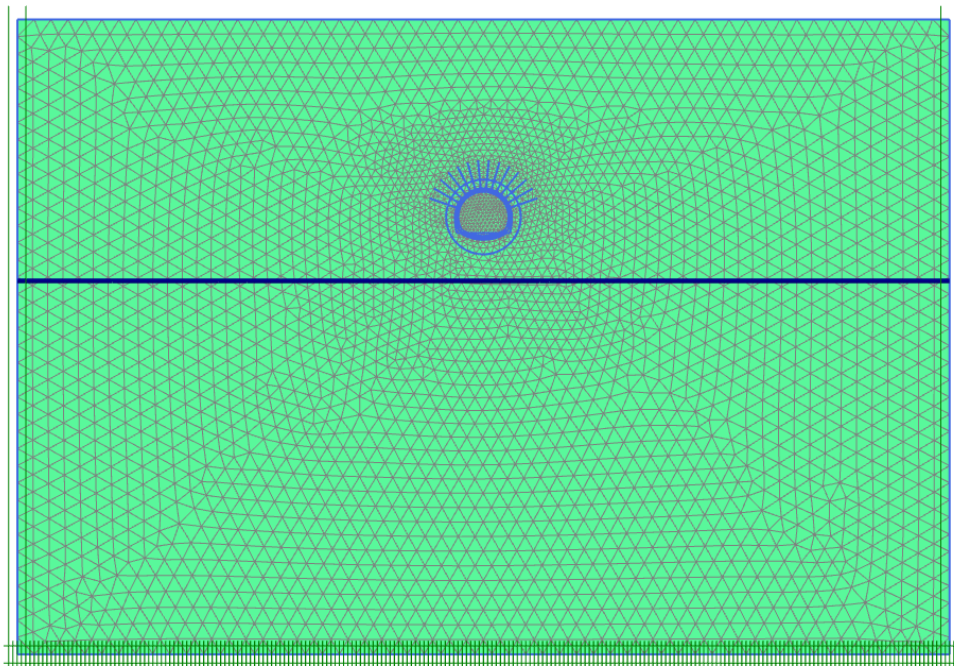


Figura 92 - Modello di calcolo

Si riportano di seguito le caratteristiche del rivestimento provvisorio della sezione analizzata:

Tabella 56 - Caratteristiche del rivestimento provvisorio

Caratteristiche	Spritz beton/Centine
Spessore dello spritz beton [m]	0.20

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO LOTTO 2					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE NATURALI	COMMESSA IROF	LOTTO 02	CODIFICA R 07 CL	DOCUMENTO GN 00 00 001	REV. 1

Tipologia profilati	2 IPN 180
Interasse longitudinale profilato [m]	1,2
Bulloni	Bulloni, O24, L=6.0m Passo long=1.2m , Passo trasv.=1.2m

Per ottenere le sollecitazioni del rivestimento definitivo sono introdotti nel modello degli elementi “plate” in asse ai rivestimenti definitivi caratterizzati da rigidità molto bassa (modulo elastico degli elementi diviso per un fattore di scala $F=10^6$). Le sollecitazioni in output sono poi moltiplicate per lo stesso fattore di scala F per ottenere le sollecitazioni di verifica strutturale.

Nella modellazione numerica sono stati considerati i seguenti spessori per rivestimenti definitivi:

- calotta: 0,70 m;
- arco rovescio: 0,80 m.

Tabella 57 - Caratteristiche del rivestimento definitivo

Caratteristiche	Rivestimento definitivo
Classe di calcestruzzo utilizzato	C25/30
Modulo elastico	31500 MPa

Fasi e percentuali di rilascio

Al fine di tener conto della natura tridimensionale del problema, nelle analisi svolte in condizioni di deformazione piana l'effetto dell'avanzamento dello scavo è stato simulato attraverso la progressiva riduzione di un sistema di forze equivalenti applicate sul contorno del profilo di scavo; la riduzione delle forze di scavo, a partire dalla condizione originaria, è definita tramite un fattore di rilascio, funzione della distanza dal fronte (“rilascio forze di scavo”).

L'analisi è stata condotta in condizioni drenate.

La seguente tabella schematizza la successione delle fasi di calcolo dell'analisi numerica condotta:

Tabella 58 - Fasi di analisi

Fase	Descrizione	Rilascio forze di scavo
0	Creazione della geometria del modello	-
1	Inizializzazione stato tensionale geostatico	-
	<i>SCAVO</i>	
2	Pre-convergenza del fronte	0,82

3	Esecuzione dello sfondo elementare di 1,20 m	0,84
4	Installazione dei bulloni; scarico a 3,50 m dal fronte	0,91
5	Installazione del rivestimento di prima fase; scarico a 36,0 m dal fronte	0,99
6	Realizzazione del rivestimento definitivo per l'arco rovescio	1,00
7	Realizzazione del rivestimento definitivo per la calotta	1,00
	<i>LUNGO TERMINE</i>	
8	Decadimento del rivestimento di prima fase e dei consolidamenti al contorno	-

Risultati analisi numerica

I risultati dell'analisi numerica sono riportati in allegato per le fasi di calcolo più rappresentative. In particolare, l'allegato illustra le componenti verticale e orizzontale degli spostamenti totali cumulati, le plasticizzazioni al contorno del cavo e la tensione principale massima con le direzioni delle tensioni principali. Per le fasi pertinenti, si riportano inoltre le caratteristiche della sollecitazione negli elementi strutturali del modello.

Verifiche strutturali SLU del rivestimento di prima fase

La verifica strutturale (SLU STR) del rivestimento di prima fase prevede il confronto tra le sollecitazioni di calcolo, ottenute a partire dai risultati del modello numerico applicando i relativi coefficienti parziali, e le resistenze di calcolo. In particolare, le sollecitazioni ottenute dalla modellazione (previa applicazione dei coefficienti parziali di Normativa) sono gestite ripartendo lo sforzo normale (N) tra centine e spritz-beton in base alle rigidità assiali relative, mentre il taglio (T) e il momento flettente (M) sono assegnati interamente alle centine. Lo spritz-beton è verificato a semplice compressione.

Le verifiche del rivestimento di prima fase sono state condotte per la fase di calcolo 5. Le sollecitazioni scaturite dall'analisi sono riportate in allegato;

Come si evince dalle seguenti figure, le verifiche strutturali sono soddisfatte in tutti i nodi.

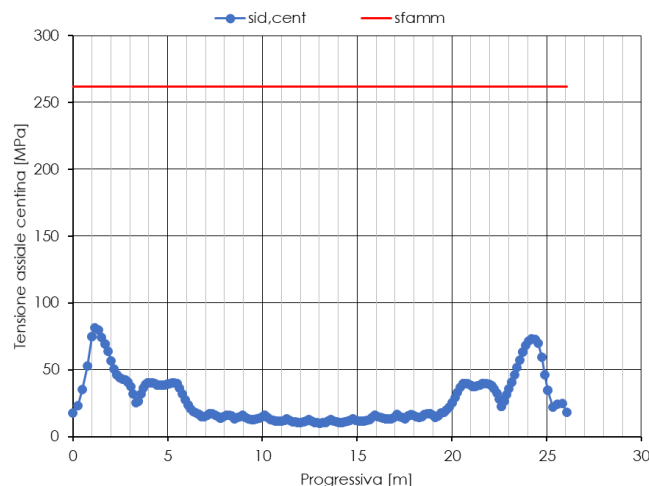


Figura 93 - Verifica della sola centina (fase 5)

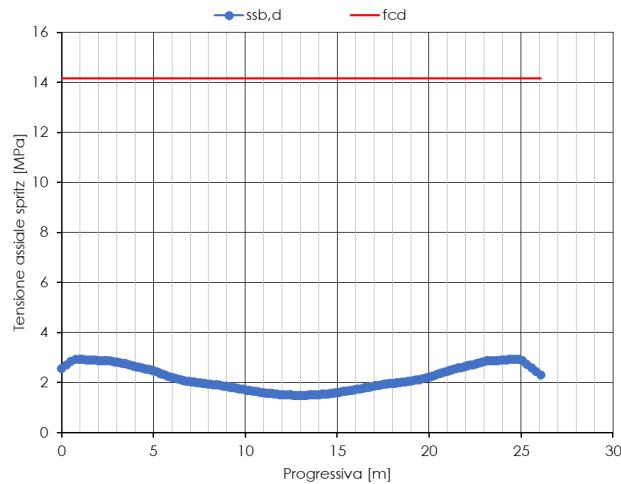


Figura 94 - Verifica a compressione spritz-beton (fase 5)

Verifiche strutturali del contenimento radiale

Le verifiche strutturali per il predimensionamento del contenimento radiale della galleria doppio binario sono state eseguite per la fase di calcolo 6. Le caratteristiche dei chiodi sono riportate nella seguente tabella.

Caratteristiche	Contenimento radiale
Diametro [mm]	Ø24
Numero [-]	14
Tipologia ancoraggio [-]	Continuo
Lunghezza [m]	6
Passo longitudinale [m]	1,2
Passo trasversale [m]	1,2

Per i chiodi sono state eseguite le verifiche strutturali di resistenza a trazione e sfilamento degli elementi, come verifiche SLU di tipo STR secondo i coefficienti parziali previsti dall'Approccio 1 - Combinazione 1. Pertanto, l'azione (N) ottenuta dal calcolo è amplificata di 1,3.

Verifica a trazione e sfilamento

Al fine di verificare la resistenza a trazione dell'elemento, lo sforzo massimo di trazione di calcolo N_{Ed} allo Stato Limite Ultimo ricavato dall'analisi, deve risultare non maggiore della resistenza a trazione del chiodo.

$$N_{Rd} = f_{yd} A$$

verifica a trazione	f _{yd}	A (Ø24)	NRd	NEd	NRd/NEd
	MPa	mm ²	kN	kN	-
	391.3	452	177	9.1	19.4

La resistenza di progetto dell'interfaccia tra il bulbo dell'ancoraggio e il terreno è data dalla seguente relazione:

$$N_{Rd} = \frac{\pi D_p \alpha \tau_{lim} L}{\gamma_{Ra,p} \xi_{a3}}$$

verifica a sfilamento	D _p	α	τ _{lim}	L	γ _{Ra,p}	ξ _{a3}	NRd	NEd	FS
	mm	-	kPa	m	-	-	kN	kN	-
	51	1.1	400	6	1.2	1.8	196	9.1	21.5

f _{yd}	resistenza a snervamento di progetto dell'acciaio dei chiodi
A (Ø24)	area chiodo
D _p	diametro di perforazione
α	coefficiente correttivo che tiene conto dell'incremento della sezione del bulbo
τ _{lim}	resistenza tangenziale dell'interfaccia tra il tratto iniettato e il terreno
L	lunghezza del bullone
γ _{Ra,p}	coefficiente parziale per ancoraggi permanenti
ξ _{a3}	fattore di correlazione relativo a 1 profilo di indagine

Verifiche strutturali SLU del rivestimento definitivo

La verifica strutturale del rivestimento definitivo prevede il confronto tra le sollecitazioni di calcolo, ottenute a partire dai risultati del modello numerico applicando i relativi coefficienti parziali, e le resistenze di calcolo che individuano il dominio resistente nel piano M,N.

Per la verifica a taglio, il valore di calcolo è ottenuto in accordo con la normativa vigente.

La calotta e i piedritti sono considerati non armati, mentre l'arco rovescio e le murette con 5φ20 in zona tesa e in zona compressa. Si prevede, inoltre, l'impiego di staffe φ12/20x40.

Le verifiche delle sezioni armate sono state condotte considerando un copriferro netto pari a 6 cm.

L'incidenza media complessiva risulta pari a:

- arco rovescio e murette 60 kg/m³.

Le sollecitazioni adottate nelle verifiche strutturali sono moltiplicate per il coefficiente γ_E=1.3 (allo SLU).

Le verifiche strutturali del rivestimento definitivo sono state condotte per la fase di calcolo 8, ritenuta più gravosa;

Di seguito sono riportate le verifiche strutturali condotte per i rivestimenti definitivi nella fase di calcolo 8. In ogni caso si sottolinea che le verifiche sono soddisfatte per tutte le fasi di calcolo.

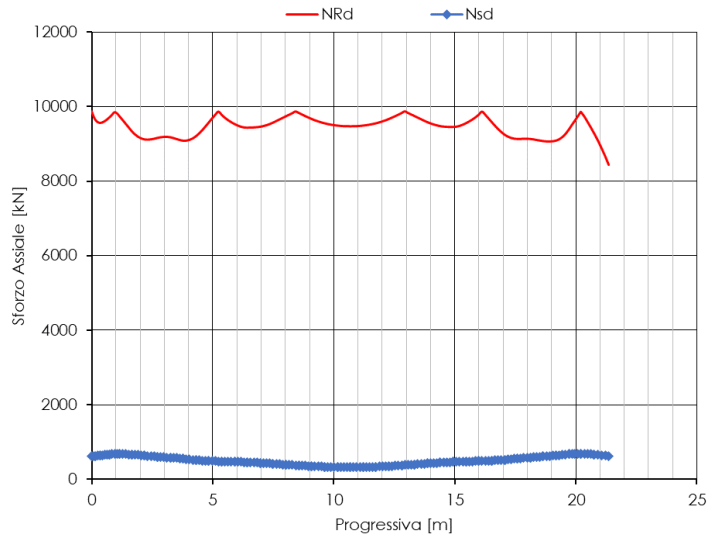


Figura 95 - Verifica SLU calotta (B=1,00 m, H=0,70 m) – Fase 8

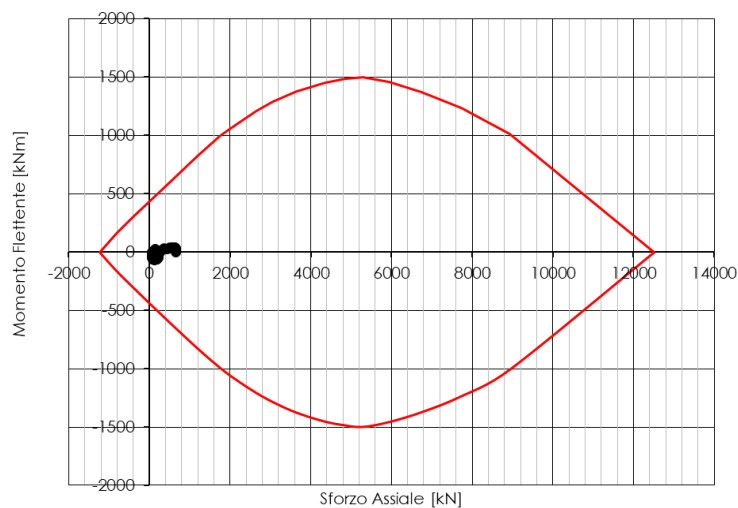


Figura 96 - Dominio resistente SLU arco rovescio (B=1,00 m, H=0,80 m) - Fase 8

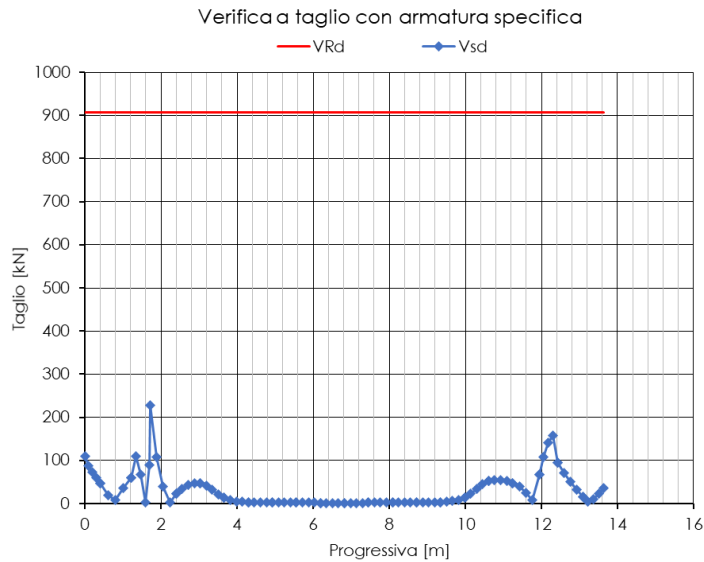


Figura 97 - Verifica SLU a taglio arco rovescio – Fase 8

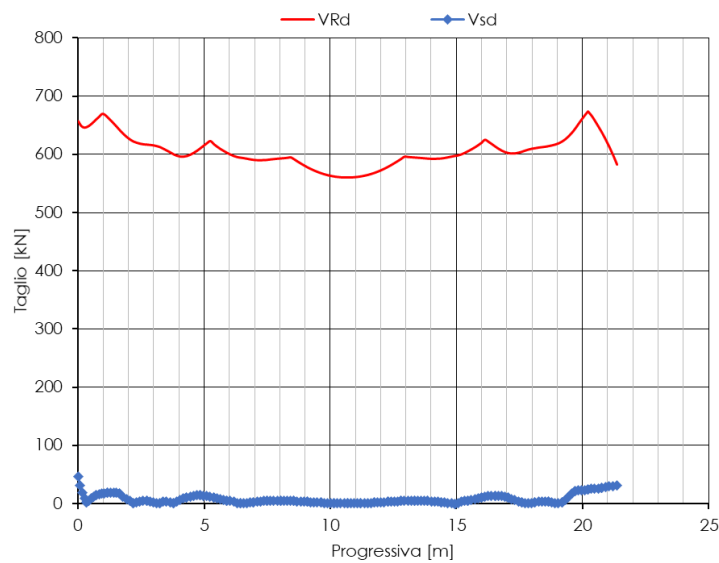


Figura 98 - Verifica SLU a taglio calotta – Fase 8

Verifiche SLE

Le verifiche SLE risultano soddisfatte sia lato calcestruzzo che lato acciaio rispettando i valori limite imposti sia dalla normativa vigente.

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche SLE condotte sul rivestimento definitivo per la fase di calcolo 8 ritenuta più gravosa.

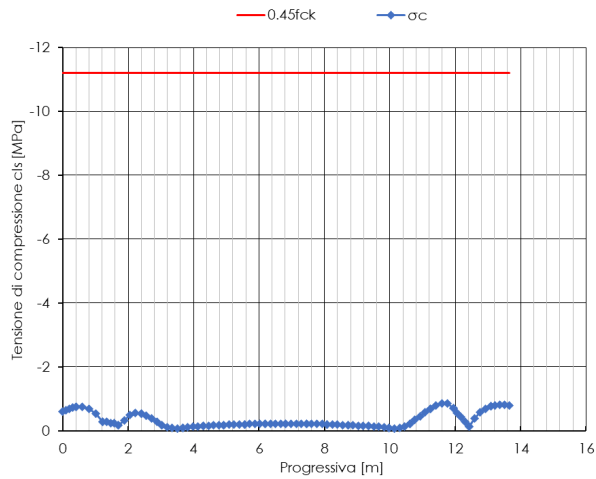


Figura 99 - Verifica SLE tensioni calcestruzzo arco rovescio – Fase 8

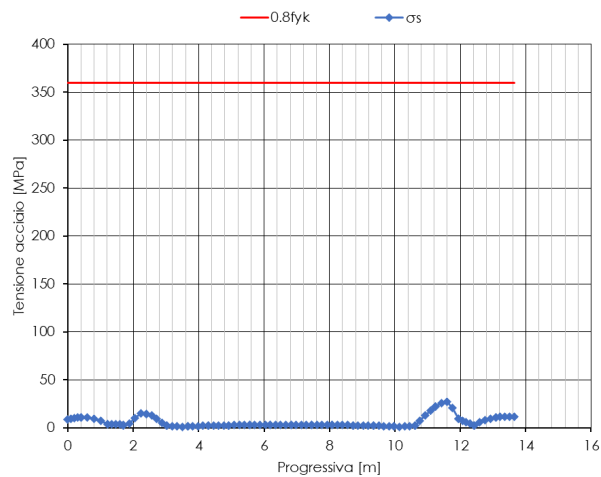


Figura 100 - Verifica SLE tensioni acciaio arco rovescio – Fase 8

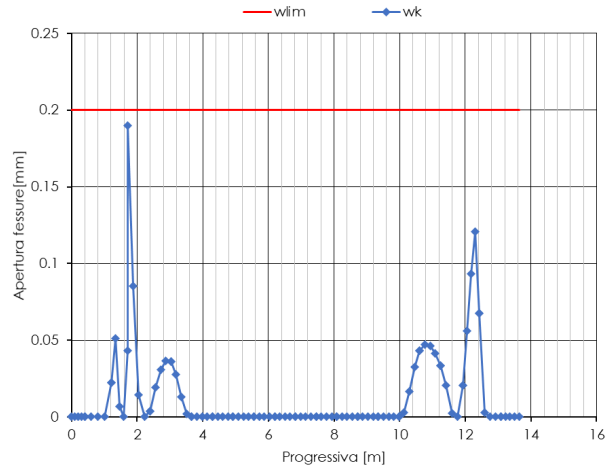


Figura 101 - Verifica SLE fessurazione arco rovescio – Fase 8

10.4.8 Analisi n.6 – Sezione Tipo B1

Interazione opera-terreno

Si riportano nel seguito l'analisi numerica e le verifiche strutturali per il predimensionamento della sezione di scavo tradizionale sezione tipo B1.

Modello geotecnico

Il modello geotecnico di sottosuolo in corrispondenza della sezione di analisi prevede l'unità geotecnica FUC (cfr. 8.4), i cui dati di input sono riassunti nella Tabella 30. Per dettagli in merito ai valori assunti si rimanda ai capitoli 8.4 e 10.4.2.

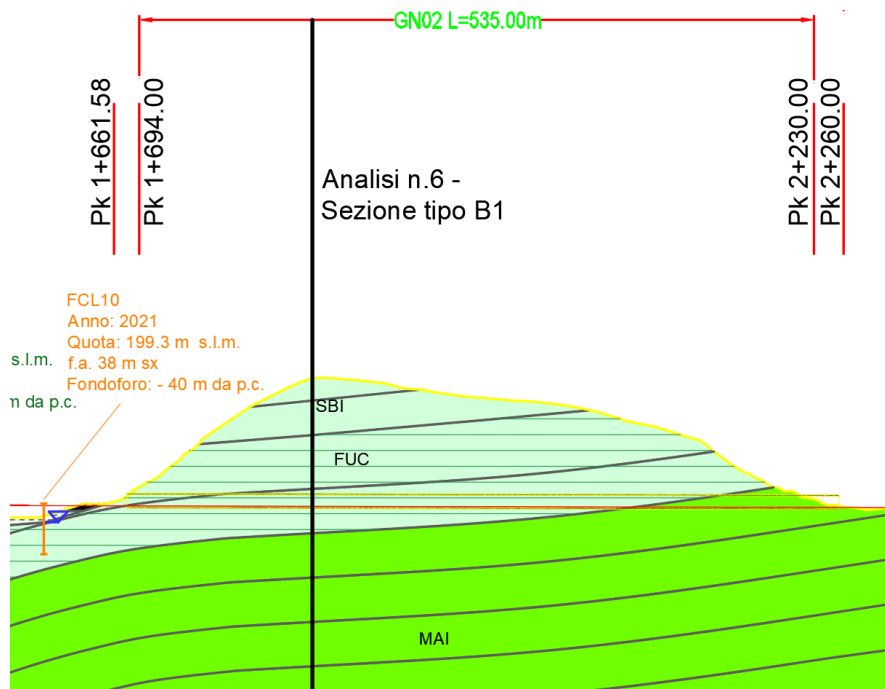


Figura 102 – Sezione di analisi

Tabella 59 - Sezione geotecnica

Stratigrafia di calcolo		C	Superficie piezometrica	γ	c'k	ϕ' k	E'	K ₀
Unità geotecnica	Profondità da p.c.							
[-]	[m da p.c.]	[m]	[m] da calotta	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[MPa]	[-]
FUC	Intero modello	100	Sotto cavo	25	188	27	1366	0.8

C = copertura (rispetto alla calotta)
 γ = peso per unità di volume
 c^k = coesione drenata
 ϕ^k = angolo di attrito interno
 E' = modulo elastico
 K_o = coefficiente di spinta a riposo

Modello geometrico

Il predimensionamento della sezione di analisi è stato svolto con il codice di calcolo *Plaxis*; nella seguente figura si riporta il dominio di calcolo discretizzato adottato nell'analisi.

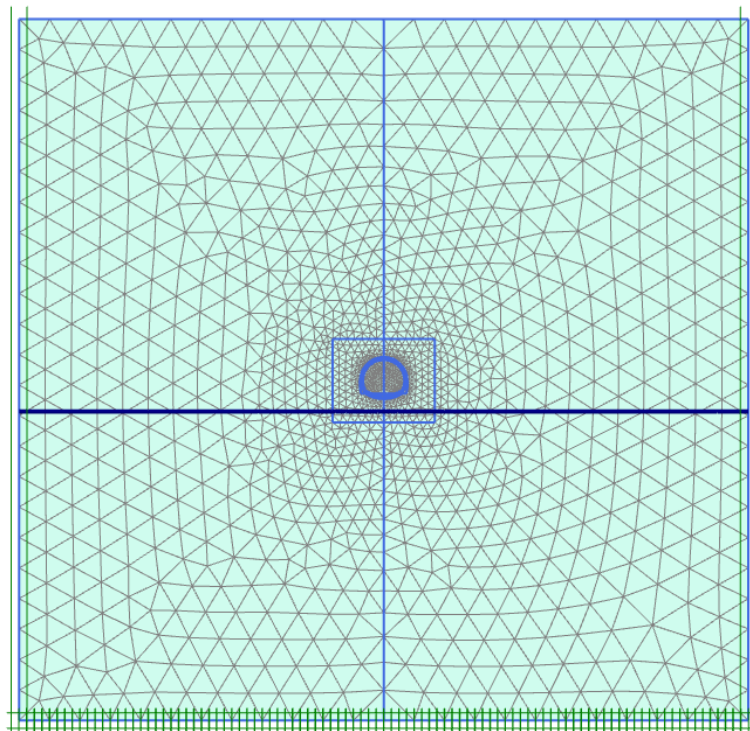


Figura 103 - Modello di calcolo

Si riportano di seguito le caratteristiche del rivestimento provvisorio della sezione analizzata:

Tabella 60 - Caratteristiche del rivestimento provvisorio

Caratteristiche	Spritz beton/Centine
Spessore dello spritz beton [m]	0.25

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO LOTTO 2					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE NATURALI	COMMESSA IR0F	LOTTO 02	CODIFICA R 07 RH	DOCUMENTO GN 00 00 002	REV. A

Tipologia profilati	2 IPN 180
Interasse longitudinale profilato [m]	1,0

Per ottenere le sollecitazioni del rivestimento definitivo sono introdotti nel modello degli elementi “plate” in asse ai rivestimenti definitivi caratterizzati da rigidità molto bassa (modulo elastico degli elementi diviso per un fattore di scala $F=10^6$). Le sollecitazioni in output sono poi moltiplicate per lo stesso fattore di scala F per ottenere le sollecitazioni di verifica strutturale.

Nella modellazione numerica sono stati considerati i seguenti spessori per rivestimenti definitivi:

- calotta: 0,83 m (valore medio);
- arco rovescio: 0,90 m.

Tabella 61 - Caratteristiche del rivestimento definitivo

Caratteristiche	Rivestimento definitivo
Classe di calcestruzzo utilizzato	C25/30
Modulo elastico	31500 MPa

Fasi e percentuali di rilascio

Al fine di tener conto della natura tridimensionale del problema, nelle analisi svolte in condizioni di deformazione piana l'effetto dell'avanzamento dello scavo è stato simulato attraverso la progressiva riduzione di un sistema di forze equivalenti applicate sul contorno del profilo di scavo; la riduzione delle forze di scavo, a partire dalla condizione originaria, è definita tramite un fattore di rilascio, funzione della distanza dal fronte (“rilascio forze di scavo”).

L'analisi è stata condotta in condizioni drenate.

La seguente tabella schematizza la successione delle fasi di calcolo dell'analisi numerica condotta:

Tabella 62 - Fasi di analisi

Fase	Descrizione	Rilascio forze di scavo
0	Creazione della geometria del modello	-
1	Inizializzazione stato tensionale geostatico	-
	<i>SCAVO</i>	
2	Pre-convergenza del fronte	0,88
3	Esecuzione dello sfondo elementare di 1,00 m	0,92
4	Installazione del rivestimento di prima fase; scarico a 36,00 m dal fronte	0,99
5	Realizzazione del rivestimento definitivo per l'arco rovescio	1,00

6	Realizzazione del rivestimento definitivo per la calotta	1,00
	<i>LUNGO TERMINE</i>	
7	Decadimento del rivestimento di prima fase e dei consolidamenti al contorno	-

Risultati analisi numerica

I risultati dell'analisi numerica sono riportati in allegato per le fasi di calcolo più rappresentative. In particolare, l'allegato illustra le componenti verticale e orizzontale degli spostamenti totali cumulati, le plasticizzazioni al contorno del cavo e la tensione principale massima con le direzioni delle tensioni principali. Per le fasi pertinenti, si riportano inoltre le caratteristiche della sollecitazione negli elementi strutturali del modello.

Verifiche strutturali SLU del rivestimento di prima fase

La verifica strutturale (SLU STR) del rivestimento di prima fase prevede il confronto tra le sollecitazioni di calcolo, ottenute a partire dai risultati del modello numerico applicando i relativi coefficienti parziali, e le resistenze di calcolo. In particolare, le sollecitazioni ottenute dalla modellazione (previa applicazione dei coefficienti parziali di Normativa) sono gestite ripartendo lo sforzo normale (N) tra centine e spritz-beton in base alle rigidzze assiali relative, mentre il taglio (T) e il momento flettente (M) sono assegnati interamente alle centine. Lo spritz-beton è verificato a semplice compressione.

Le verifiche del rivestimento di prima fase sono state condotte per la fase di calcolo 5. Le sollecitazioni scaturite dall'analisi sono riportate in allegato;

Come si evince dalle seguenti figure, le verifiche strutturali sono soddisfatte in tutti i nodi.

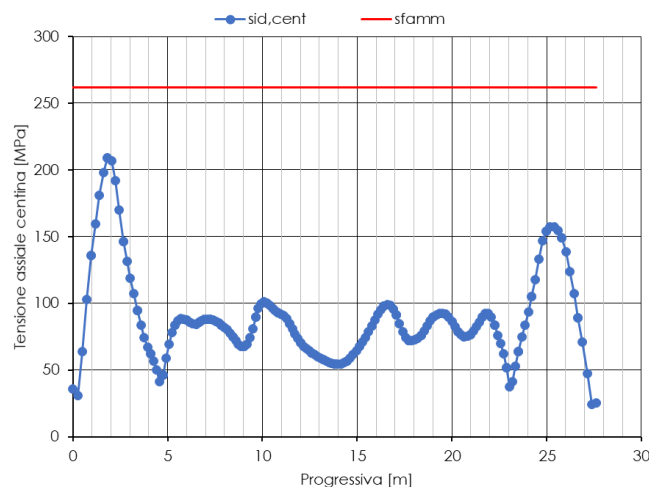


Figura 104 - Verifica della sola centina (fase 5)

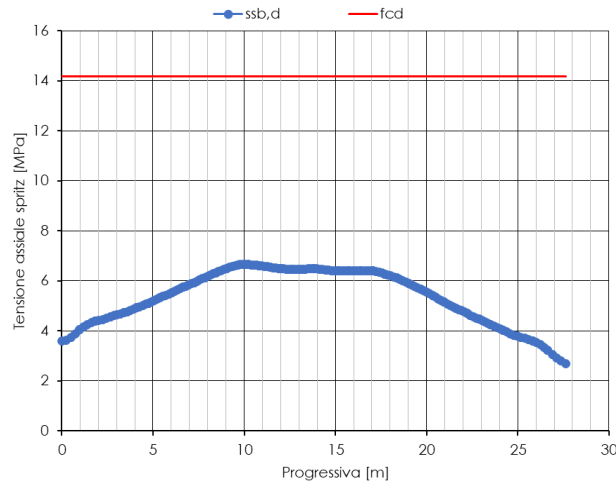


Figura 105 - Verifica a compressione spritz-beton (fase 5)

Verifiche strutturali SLU del rivestimento definitivo

La verifica strutturale del rivestimento definitivo prevede il confronto tra le sollecitazioni di calcolo, ottenute a partire dai risultati del modello numerico applicando i relativi coefficienti parziali, e le resistenze di calcolo che individuano il dominio resistente nel piano M,N.

Per la verifica a taglio, il valore di calcolo è ottenuto in accordo con la normativa vigente.

La calotta e i piedritti sono considerati non armati, mentre l'arco rovescio e le murette con $5\phi 20$ in zona tesa e in zona compressa. Si prevede, inoltre, l'impiego di staffe $\phi 12/30 \times 40$.

Le verifiche delle sezioni armate sono state condotte considerando un copriferro netto pari a 6 cm.

L'incidenza media complessiva risulta pari a:

- arco rovescio e murette 50 kg/m^3 .

Le sollecitazioni adottate nelle verifiche strutturali sono moltiplicate per il coefficiente $\gamma_E=1.3$ (allo SLU).

Le verifiche strutturali del rivestimento definitivo sono state condotte per la fase di calcolo 8, ritenuta più gravosa;

Di seguito sono riportate le verifiche strutturali condotte per i rivestimenti definitivi nella fase di calcolo 8. In ogni caso si sottolinea che le verifiche sono soddisfatte per tutte le fasi di calcolo.

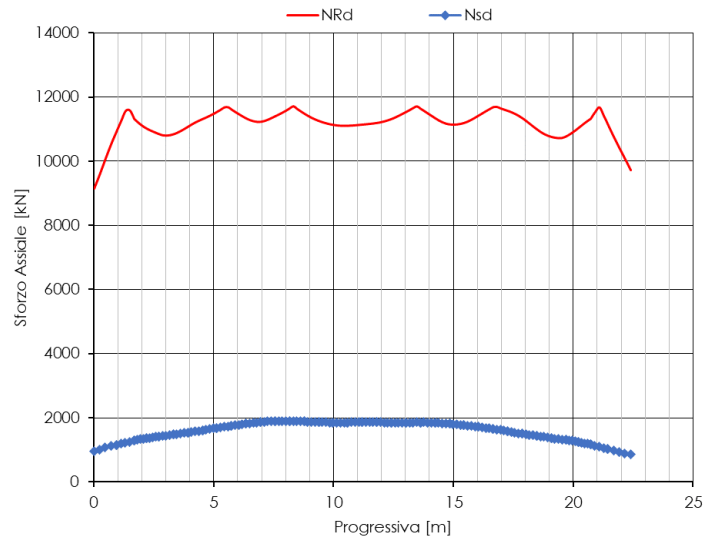


Figura 106 - Verifica SLU calotta (B=1,00 m, H=0,83 m) – Fase 8

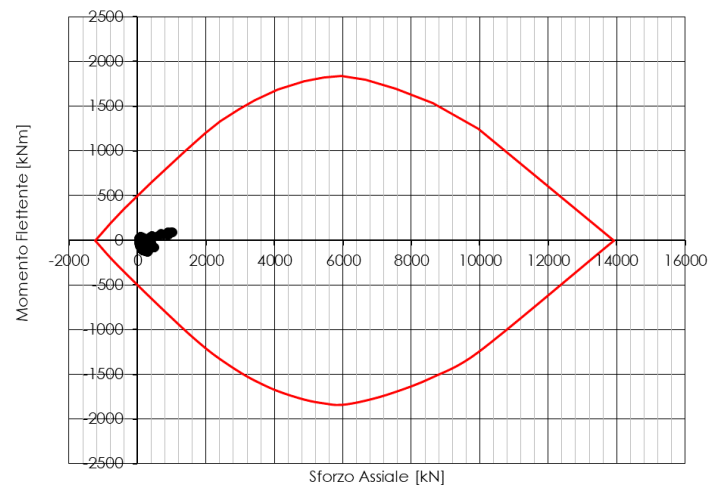


Figura 107 - Dominio resistente SLU arco rovescio (B=1,00 m, H=0,90 m) - Fase 8

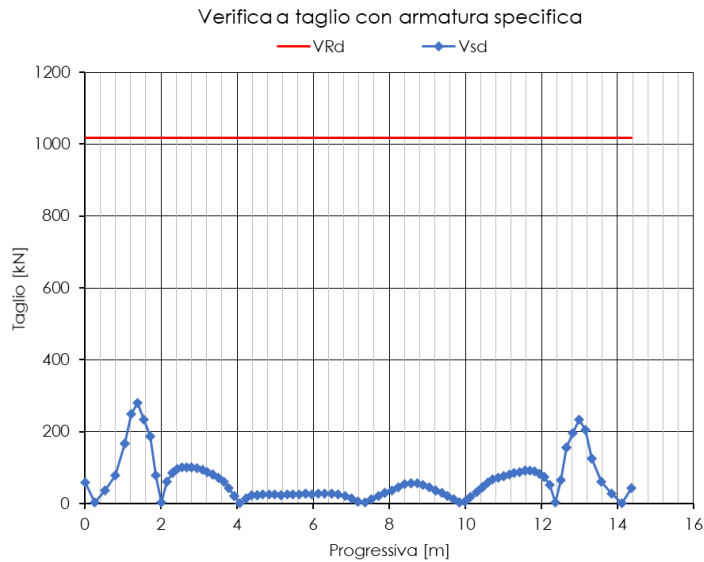


Figura 108 - Verifica SLU a taglio arco rovescio – Fase 8

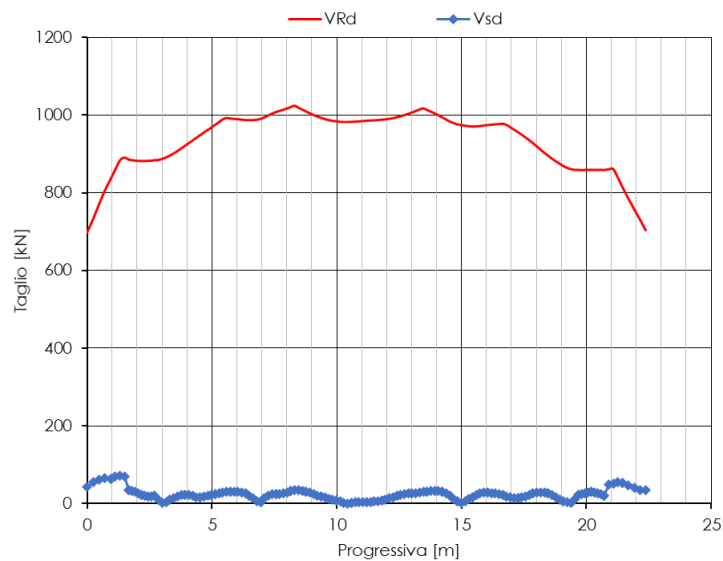


Figura 109 - Verifica SLU a taglio calotta – Fase 8

Verifiche SLE

Le verifiche SLE risultano soddisfatte sia lato calcestruzzo che lato acciaio rispettando i valori limite imposti sia dalla normativa vigente.

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche SLE condotte sul rivestimento definitivo per la fase di calcolo 8 ritenuta più gravosa.

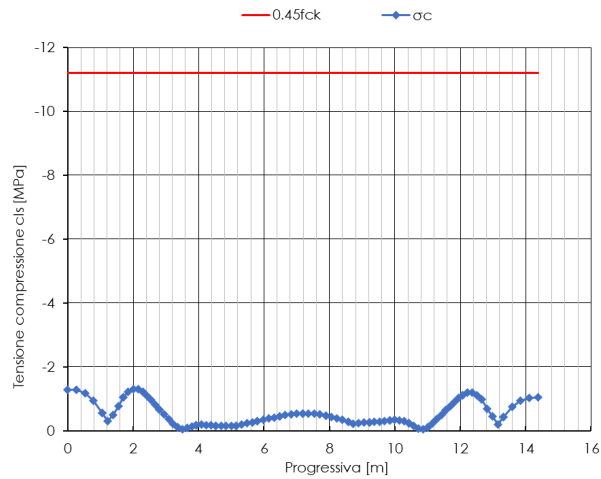


Figura 110 - Verifica SLE tensioni calcestruzzo arco rovescio – Fase 8

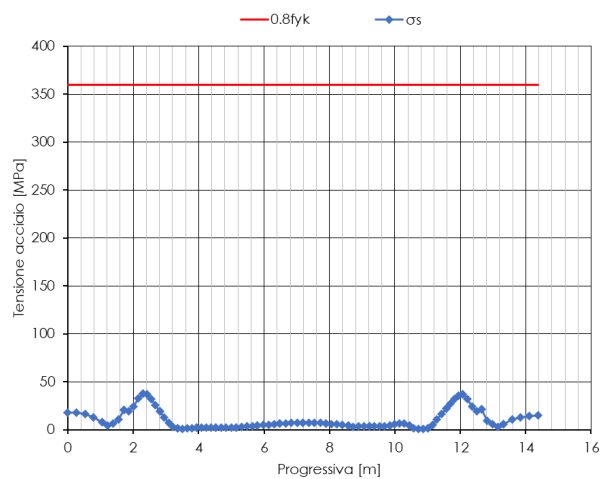


Figura 111 - Verifica SLE tensioni acciaio arco rovescio – Fase 8

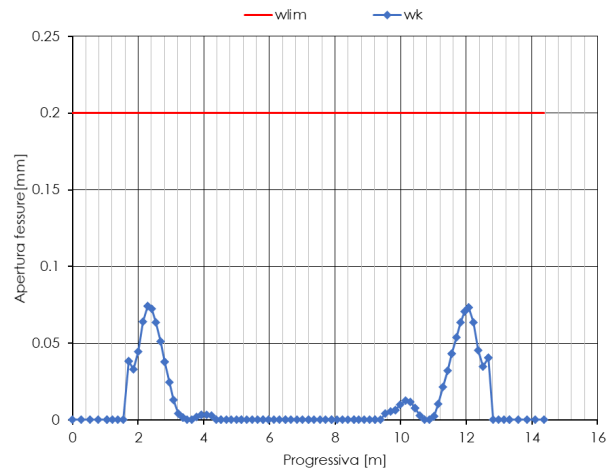


Figura 112 - Verifica SLE fessurazione arco rovescio – Fase 8

Analisi di stabilità del fronte

La stabilità del fronte per la sezione in esame è stata analizzata con il metodo delle linee caratteristiche. L'effetto degli interventi di consolidamento al fronte tramite elementi strutturali in VTR cementati previsti, è stato tenuto in conto considerando l'incremento di resistenza non drenata equivalente al fronte riportato nella seguente tabella:

Tabella 113 - calcolo dell'incremento di coesione al fronte

n_{VTR}	L_A	ϕ_{perf}	τ_{bk}	σ_{3A}^{VTR}	A_{VTR}	f_{tk}	σ_{3B}^{VTR}	σ_3	$\Delta c'$
[-]	[m]	[m]	[kPa]	[kPa]	[m ²]	[MPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
45	6	0.11	200	166	1.571E-03	450	282	166	135

n_{VTR} = numero di VTR al fronte
 L_A = lunghezza minima di sovrapposizione del VTR
 ϕ_{perf} = diametro di perforazione
 τ_{bk} = tensione di aderenza all'interfaccia col terreno
 σ_{3A}^{VTR} = resistenza a sfilamento dell'elemento strutturale in VTR
 A_{VTR} = area del VTR
 f_{tk} = resistenza a trazione del VTR
 σ_{3B}^{VTR} = resistenza a rottura dell'elemento strutturale in VTR
 σ_3 = tensione minima resistente al fronte
 $\Delta c'_k$ = coesione non drenata caratteristica equivalente indotta dall'intervento di consolidamento del fronte

Sezione di analisi	u_F	u_F / R_{eq}	R_{PF}	R_{PF} / R_{eq}
	[m]	[%]	[m]	[-]
SLU GEO – no interventi	0.019	0.30	9.45	1.52
SLU GEO – con interventi	0.034	0.55	11.50	1.85

Il confronto con l'analisi eseguita in assenza di interventi dimostra l'effetto degli interventi di consolidamento, in quanto anche con l'applicazione dei coefficienti parziali corrispondenti alla combinazione A2+M2+R2 (SLU GEO),

essi consentono di ridurre le convergenze al fronte di 0.010 m e di ridurre la fascia di ammasso plasticizzato al contorno del cavo di 2 m circa.

Stabilità dei cunei rocciosi al contorno di scavo

La verifica dei possibili cinematismi di collasso dei cunei rocciosi è stata condotta per la sezione in esame. Trattandosi di cinematismi di collasso a carattere è stato preso a riferimento la lunghezza di galleria pari al massimo tratto non sostenuto (sfondo). Nello specifico è stata considerata una lunghezza di 1,0 m (cfr. sezione tipo B1).

Le verifiche sono condotte con riferimento ai valori di progetto dei parametri di resistenza delle famiglie di discontinuità ricavati a partire dai corrispondenti parametri caratteristici definiti al paragrafo 8.4. Tali valori, sono riportati nella seguente Tabella 34.

Tabella 63 Verifiche di stabilità dei cunei rocciosi: dati di input

Stop geomeccanico	Formazione	N° discontinuità	Famiglia discontinuità	Immersione	Inclinazione	ϕ_d
-	-	-	-	°	°	°
SG15	SAA2	1	strato	247	67	28
		2	K1	126	43	29
		3	K2	134	64	28

Al fine di verificare le soluzioni progettuali adottate, l'analisi è stata condotta sia in assenza che in presenza degli interventi di prima fase previsti in progetto. Nello specifico si è fatto riferimento esclusivamente allo spritz beton trascurando il contributo delle fibre di rinforzo e delle centine. In Tabella 35 sono riportate le caratteristiche geometriche e di resistenza dello spritz beton considerate nelle analisi.

Tabella 64 Caratteristiche spritz-beton

<i>Spritz-beton Classe C25/30</i>	
Rck [MPa]	30 Resistenza caratteristica cubica
fck [MPa]	24.9 Resistenza caratteristica cilindrica
fctm [MPa]	2.56 Resistenza media a trazione semplice per classi <=C50/60
fctk [MPa]	1.79 Resistenza caratteristica a trazione semplice per classi <=C50/60
τ_c [MPa]	0.38 Resistenza a taglio per calcestruzzo non armato
s [cm]	20 Spessore spritz-beton

Risultati delle verifiche

Nel seguito si riportano i risultati delle analisi di stabilità al contorno di scavo in presenza e in assenza del sostegno provvisorio di progetto.

Tabella 65 Fattori di sicurezza dei cunei al contorno in assenza di interventi e in presenza di interventi

Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor_of_Safety (con interventi)	Factor_of_Safety (senza interventi)
1	1	2	3	0.0297	33.0

La presenza del sostegno provvisorio di progetto risulta sufficiente a garantirne la stabilità. I risultati delle analisi riportati in Tabella 36 mostrano, infatti, valori del rapporto R_d/E_d maggiori di 1.1.

10.4.9 Analisi n.7 - Sezione Tipo C1

Interazione opera-terreno

Si riportano nel seguito l'analisi numerica e le verifiche strutturali per il predimensionamento della sezione di scavo tradizionale sezione tipo C1.

Modello geotecnico

Il modello geotecnico di sottosuolo in corrispondenza della sezione di analisi prevede l'unità geotecnica DT (cfr. 8.4), i cui dati di input sono riassunti nella Tabella 30. Per dettagli in merito ai valori assunti si rimanda ai capitoli 8.4 e 10.4.2.

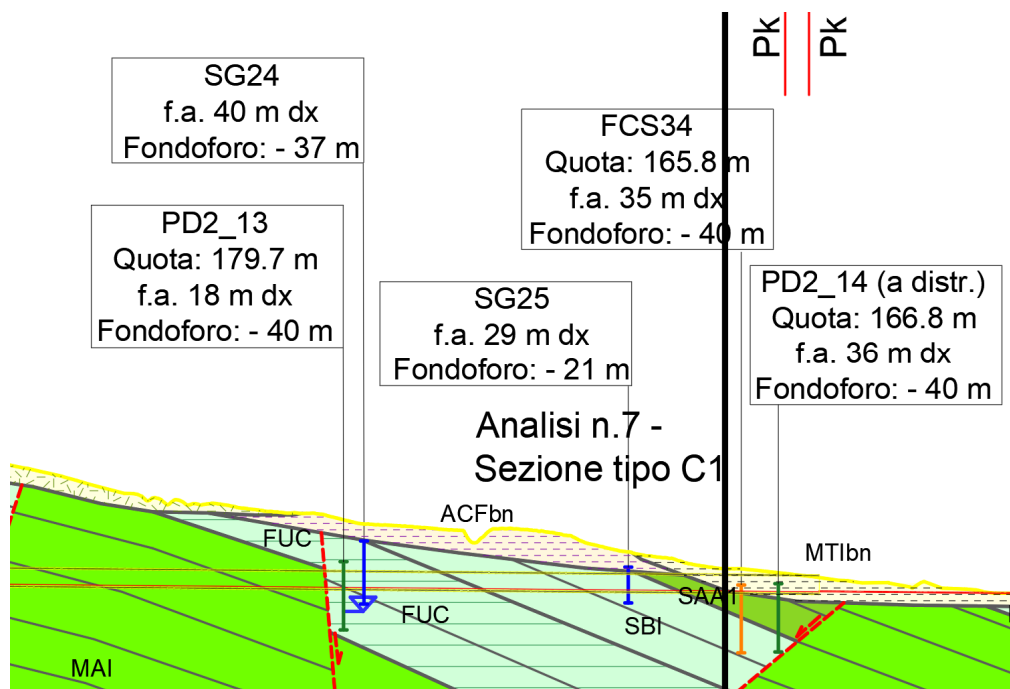


Figura 114 – Sezione di analisi

Tabella 66 - Sezione geotecnica

Stratigrafia di calcolo		C	Superficie piezometrica	γ	c'k	ϕ' k	E'	K ₀
Unità geotecnica	Profondità da p.c.							
[-]	[m da pc]	[m]	[m] da calotta	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[MPa]	[-]
DT	Intero modello	10	Sotto cavo	19	6	31	210	0.48

C = copertura (rispetto alla calotta)
 γ = peso per unità di volume
 c^k = coesione drenata
 ϕ^k = angolo di attrito interno
 E' = modulo elastico
 K_0 = coefficiente di spinta a riposo

Attorno al cavo è prevista una corona di materiale iniettato di spessore 2 m con le seguenti caratteristiche meccaniche:

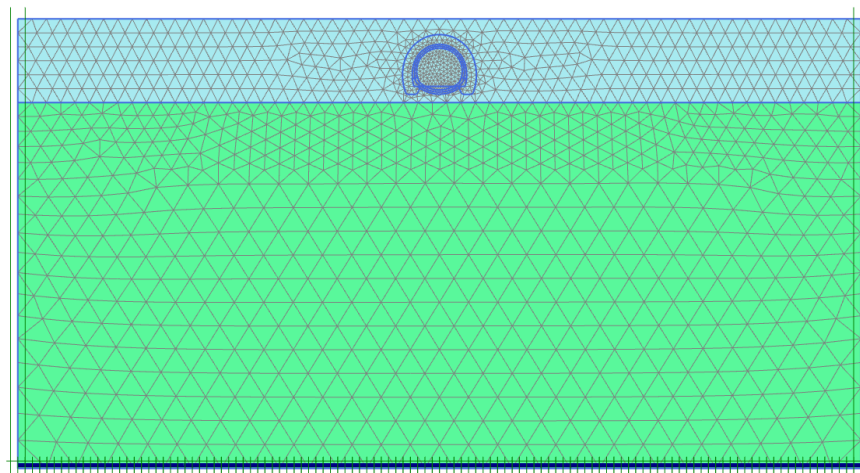
Tabella 67 - Sezione tipo C1 – Caratteristiche consolidamento al contorno

γ (kN/m ³)	c'_{cons}	ϕ'_{cons}	E_{cons}	S_{cons}	
				calotta /piedritti	piede centina
[kPa]	[kPa]	[°]	[MPa]	[m]	
19	138	31	923,0	2,0	2,0

γ_{cons} = peso per unità di volume terreno consolidato al contorno
 c'_{cons} = coesione terreno consolidato al contorno
 ϕ'_{cons} = angolo di attrito terreno consolidato al contorno
 E_{cons} = modulo elastico terreno consolidato al contorno
 S_{cons} = spessore dell'intervento di consolidamento al contorno

Modello geometrico

Il predimensionamento della sezione di analisi è stato svolto con il codice di calcolo *Plaxis*; nella seguente figura si riporta il dominio di calcolo discretizzato adottato nell'analisi.



 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO LOTTO 2					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE NATURALI	COMMESSA IR0F	LOTTO 02	CODIFICA R 07 CL	DOCUMENTO GN 00 00 001	REV. 1

Figura 115 - Modello di calcolo

Si riportano di seguito le caratteristiche del rivestimento provvisorio della sezione analizzata:

Tabella 68 - Caratteristiche del rivestimento provvisorio

Caratteristiche	Spritz beton/Centine
Spessore dello spritz beton [m]	0.20
Tipologia profilati	-
Interasse longitudinale profilato [m]	-

Per ottenere le sollecitazioni del rivestimento definitivo sono introdotti nel modello degli elementi “plate” in asse ai rivestimenti definitivi caratterizzati da rigidità molto bassa (modulo elastico degli elementi diviso per un fattore di scala $F=10^6$). Le sollecitazioni in output sono poi moltiplicate per lo stesso fattore di scala F per ottenere le sollecitazioni di verifica strutturale.

Nella modellazione numerica sono stati considerati i seguenti spessori per rivestimenti definitivi:

- calotta: 0,975 m (valore medio);
- arco rovescio: 1,00 m.

Tabella 69 - Caratteristiche del rivestimento definitivo

Caratteristiche	Rivestimento definitivo
Classe di calcestruzzo utilizzato	C25/30
Modulo elastico	31500 MPa

Fasi e percentuali di rilascio

Al fine di tener conto della natura tridimensionale del problema, nelle analisi svolte in condizioni di deformazione piana l'effetto dell'avanzamento dello scavo è stato simulato attraverso la progressiva riduzione di un sistema di forze equivalenti applicate sul contorno del profilo di scavo; la riduzione delle forze di scavo, a partire dalla condizione originaria, è definita tramite un fattore di rilascio, funzione della distanza dal fronte (“rilascio forze di scavo”).

L'analisi è stata condotta in condizioni drenate.

La seguente tabella schematizza la successione delle fasi di calcolo dell'analisi numerica condotta:

Tabella 70 - Fasi di analisi

Fase	Descrizione	Rilascio forze di scavo
0	Creazione della geometria del modello	-
1	Inizializzazione stato tensionale geostatico	-

	SCAVO	
2	Pre-convergenza del fronte	0,28
3	Esecuzione dello sfondo elementare di 1,00 m	0,55
4	Installazione del rivestimento di prima fase; scarico a 12,0 m dal fronte	0,86
5	Realizzazione del rivestimento definitivo per l'arco rovescio	0,98
6	Realizzazione del rivestimento definitivo per la calotta	1,00
LUNGO TERMINE		
7	Decadimento del rivestimento di prima fase e dei consolidamenti al contorno	-

Risultati analisi numerica

I risultati dell'analisi numerica sono riportati in allegato per le fasi di calcolo più rappresentative. In particolare, l'allegato illustra le componenti verticale e orizzontale degli spostamenti totali cumulati, le plasticizzazioni al contorno del cavo e la tensione principale massima con le direzioni delle tensioni principali. Per le fasi pertinenti, si riportano inoltre le caratteristiche della sollecitazione negli elementi strutturali del modello.

Verifiche strutturali SLU del rivestimento di prima fase

La verifica strutturale (SLU STR) del rivestimento di prima fase prevede il confronto tra le sollecitazioni di calcolo, ottenute a partire dai risultati del modello numerico applicando i relativi coefficienti parziali, e le resistenze di calcolo. In particolare, le sollecitazioni ottenute dalla modellazione (previa applicazione dei coefficienti parziali di Normativa) sono gestite ripartendo lo sforzo normale (N) tra centine e spritz-beton in base alle rigidità assiali relative, mentre il taglio (T) e il momento flettente (M) sono assegnati interamente alle centine. Lo spritz-beton è verificato a semplice compressione.

Come si evince dalle seguenti figure, le verifiche strutturali sono soddisfatte in tutti i nodi.

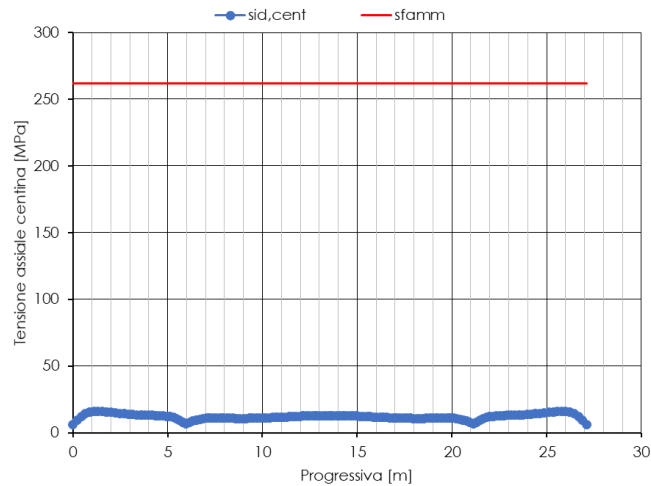


Figura 116 - Verifica della sola centina (fase 5)

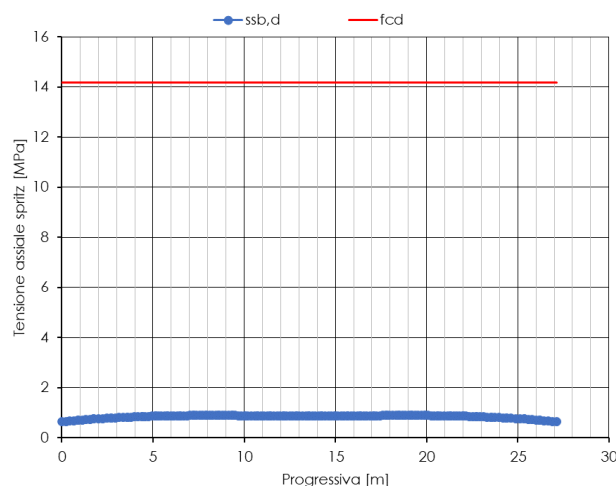


Figura 117 - Verifica a compressione spritz-beton (fase 5)

Verifiche strutturali SLU del rivestimento definitivo

La verifica strutturale del rivestimento definitivo prevede il confronto tra le sollecitazioni di calcolo, ottenute a partire dai risultati del modello numerico applicando i relativi coefficienti parziali, e le resistenze di calcolo che individuano il dominio resistente nel piano M,N.

Per la verifica a taglio, il valore di calcolo è ottenuto in accordo con la normativa vigente.

La calotta, i piedritti, l'arco rovescio e le murette sono armati con $5\phi 20$ in zona tesa e in zona compressa. Si prevede, inoltre, l'impiego di staffe $\phi 12/20 \times 40$.

Le verifiche delle sezioni armate sono state condotte considerando un copriferro netto pari a 6 cm.

L'incidenza media complessiva risulta pari a:

- calotta e piedritti 50 kg/m³;
- arco rovescio e murette 50 kg/m³.

Le sollecitazioni adottate nelle verifiche strutturali sono moltiplicate per il coefficiente $\gamma_E=1.3$ (allo SLU).

Le verifiche strutturali del rivestimento definitivo sono state condotte per la fase di calcolo 8, ritenuta più gravosa;

Di seguito sono riportate le verifiche strutturali condotte per i rivestimenti definitivi nella fase di calcolo 8. In ogni caso si sottolinea che le verifiche sono soddisfatte per tutte le fasi di calcolo.

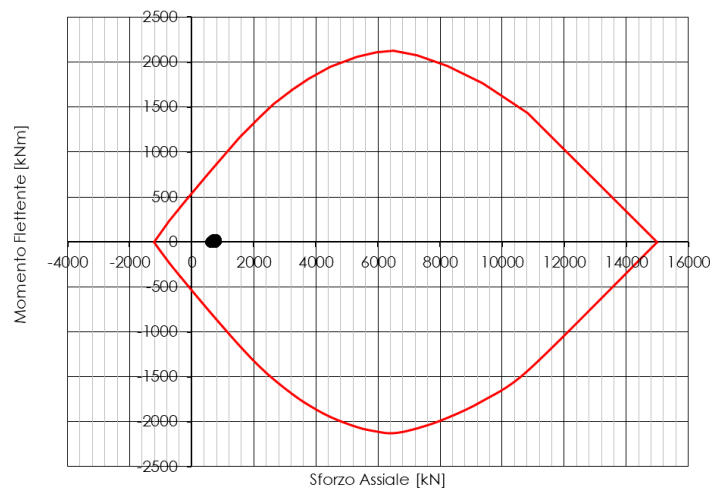


Figura 118 - Verifica SLU calotta (B=1,00 m, H=0,975 m) – Fase 8

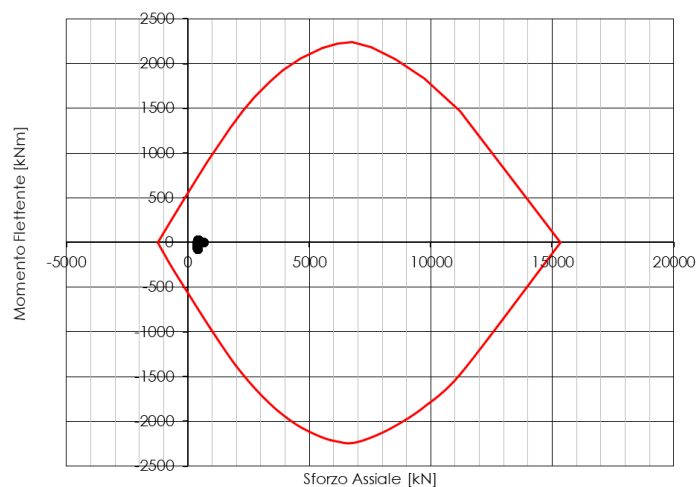


Figura 119 - Dominio resistente SLU arco rovescio (B=1,00 m, H=1,00 m) - Fase 8

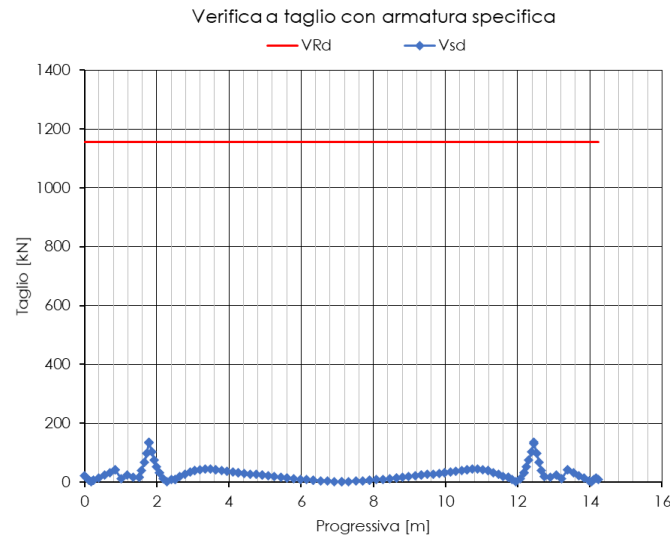


Figura 120 - Verifica SLU a taglio arco rovescio – Fase 8

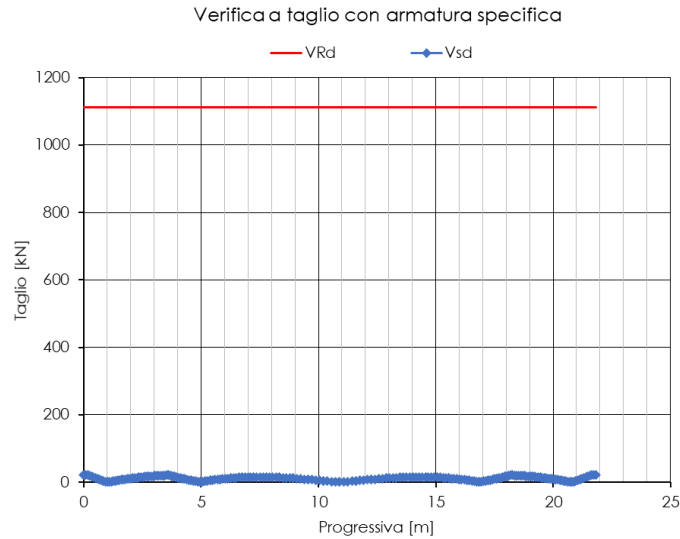


Figura 121 - Verifica SLU a taglio calotta – Fase 8

Verifiche SLE

Le verifiche SLE risultano soddisfatte sia lato calcestruzzo che lato acciaio rispettando i valori limite imposti sia dalla normativa vigente.

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche SLE condotte sul rivestimento definitivo per la fase di calcolo 8 ritenuta più gravosa.

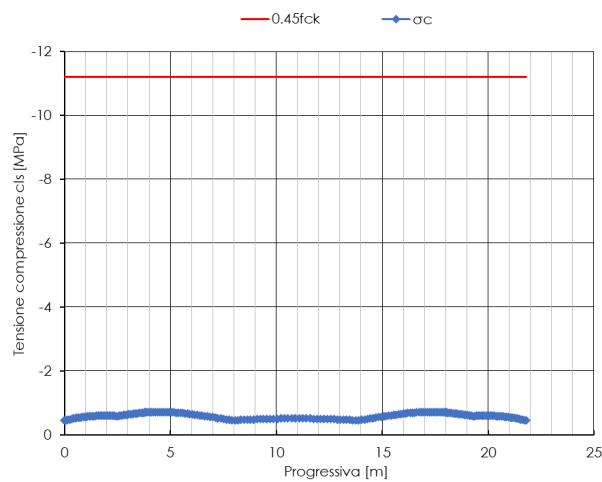


Figura 122 - Verifica SLE tensioni calcestruzzo calotta – Fase 8

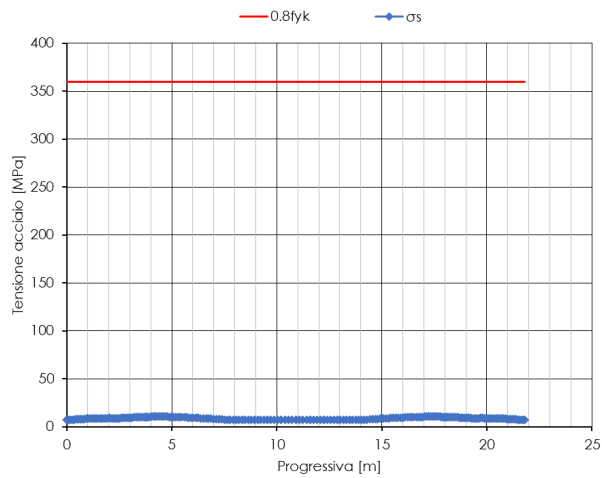


Figura 123 - Verifica SLE tensioni acciaio calotta – Fase 8

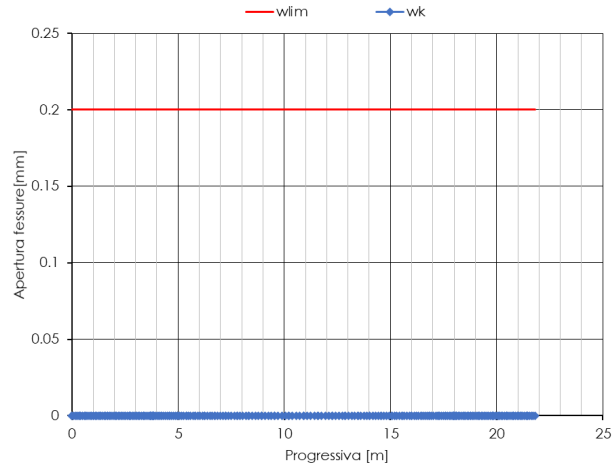


Figura 124 - Verifica SLE fessurazione calotta – Fase 8

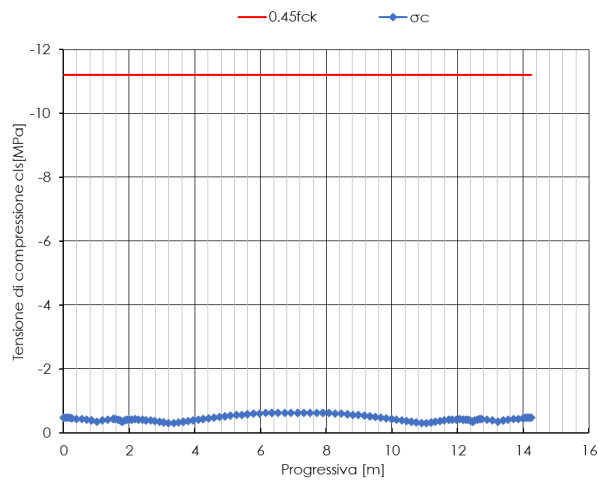


Figura 125 - Verifica SLE tensioni calcestruzzo arco rovescio – Fase 8

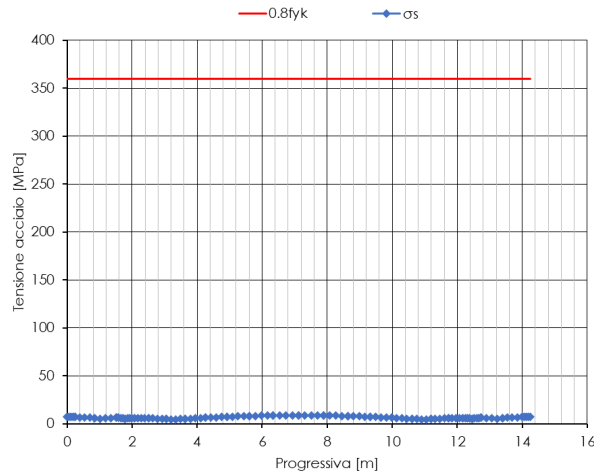


Figura 126 - Verifica SLE tensioni acciaio arco rovescio – Fase 8

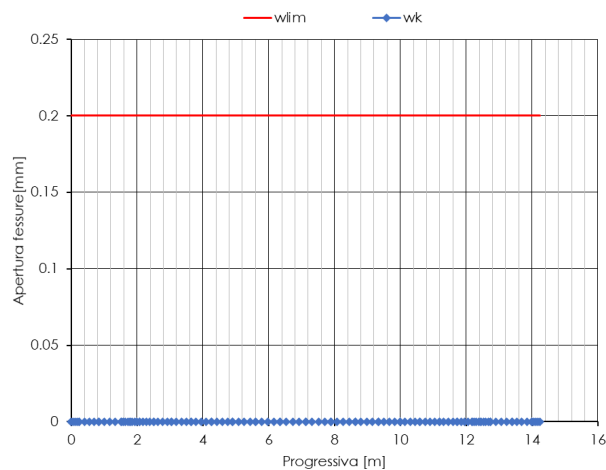


Figura 127 - Verifica SLE fessurazione arco rovescio – Fase 8

Analisi di stabilità del fronte

Di seguito si riporta la verifica allo stato limite ultimo (SLU GEO) riferita alla stabilità del fronte e del cavo. La verifica nei confronti del collasso di tipo geotecnico è stata compiuta con il metodo Tamez, impiegando quindi i valori di progetto dei parametri geotecnici per la sezione di scavo tradizionale.

Tale verifica di tipo geotecnico è finalizzata a confermare che in base alle soluzioni progettuali prospettate, il fronte di scavo risulti stabile.

Il calcolo dell'incremento di coesione equivalente al fronte indotto dagli interventi di consolidamento in VTR ha determinato un incremento di coesione, come riportato nella tabella seguente.

Tabella 128 calcolo dell'incremento di coesione al fronte

n_{VTR}	L_A	ϕ_{perf}	τ_{bk}	σ_{3A}^{VTR}	A_{VTR}	f_{tk}	σ_{3B}^{VTR}	σ_3	$\Delta c'_{,k}$
[-]	[m]	[m]	[kPa]	[kPa]	[m ²]	[MPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
30	8	0.11	200	138	1.571E-03	450	177	138	122

n_{VTR} = numero di VTR al fronte
 L_A = lunghezza minima di sovrapposizione del VTR
 ϕ_{perf} = diametro di perforazione
 τ_{bk} = tensione di aderenza all'interfaccia col terreno
 σ_{3A}^{VTR} = resistenza a sfilamento dell'elemento strutturale in VTR
 A_{VTR} = area del VTR
 f_{tk} = resistenza a trazione del VTR
 σ_{3B}^{VTR} = resistenza a rottura dell'elemento strutturale in VTR
 σ_3 = tensione minima resistente al fronte
 $\Delta c'_{,k}$ = coesione caratteristica equivalente indotta dall'intervento di consolidamento del fronte

Utilizzando il metodo all'equilibrio limite di Tamez (1984), si ottengono i valori del rapporto tra le azioni stabilizzanti e le azioni agenti al cavo ed al fronte (FSF e FSF₃ rispettivamente) riportati nella seguente tabella.

Tabella 129 Risultati dell'analisi di stabilità

h1	FSF	FS ₃
[m]	[-]	[-]
10	2,21	2,97

I rapporti FSF e FSF₃ sono tali da poter ritenere la verifica di stabilità del fronte soddisfatta (FSF e FSF₃ > 2).

Analisi n.8 – Sezione Tipo A2

Interazione opera-terreno

Si riportano nel seguito l'analisi numerica e le verifiche strutturali per il predimensionamento della sezione di scavo tradizionale sezione tipo A2.

Modello geotecnico

Il modello geotecnico di sottosuolo in corrispondenza della sezione di analisi prevede l'unità geotecnica FUC (cfr. 8.4), i cui dati di input sono riassunti nella Tabella 30. Per dettagli in merito ai valori assunti si rimanda ai capitoli 8.4 e 10.4.2.

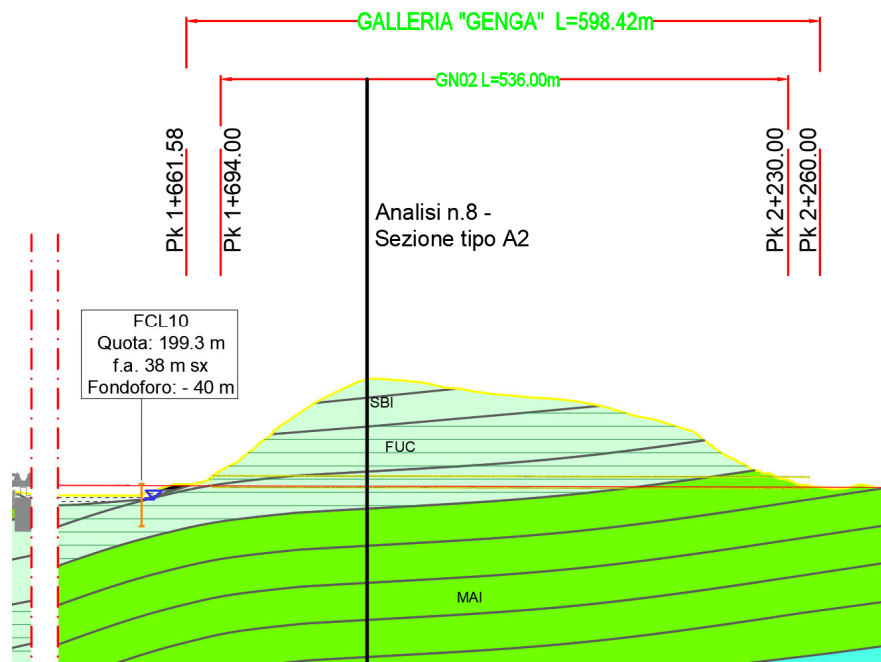


Figura 130 – Sezione di analisi

Tabella 71 - Sezione geotecnica

Stratigrafia di calcolo		C	Superficie piezometrica	γ	c'k	ϕ' k	E'	K ₀
Unità geotecnica	Profondità da p.c.							
[-]	[m da pc]	[m]	[m] da calotta	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[MPa]	[-]
FUC	Intero modello	100	Sotto cavo	25	222	30	1700	0.8

C = copertura (rispetto alla calotta)
 γ = peso per unità di volume
 c^k = coesione drenata
 ϕ^k = angolo di attrito interno
 E' = modulo elastico
 K_o = coefficiente di spinta a riposo

Modello geometrico

Il predimensionamento della sezione di analisi è stato svolto con il codice di calcolo *Plaxis*; nella seguente figura si riporta il dominio di calcolo discretizzato adottato nell'analisi.

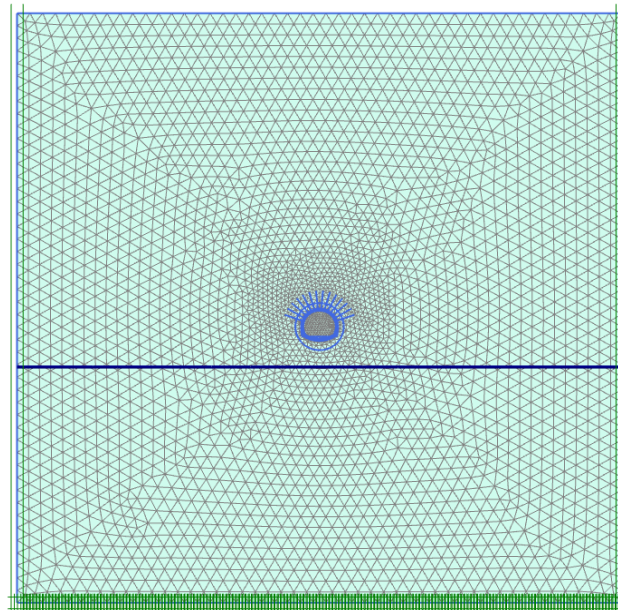


Figura 131 - Modello di calcolo

Si riportano di seguito le caratteristiche del rivestimento provvisorio della sezione analizzata:

Tabella 72 - Caratteristiche del rivestimento provvisorio

Caratteristiche	Spritz beton/Centine
Spessore dello spritz beton [m]	0.20
Tipologia profilati	2 IPN 180
Interasse longitudinale profilato [m]	1,2

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO LOTTO 2					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE NATURALI	COMMESSA IROF	LOTTO 02	CODIFICA R 07 RH	DOCUMENTO GN 00 00 002	REV. A
Bulloni		Bulloni, O24, L=6.0m Passo long=1.2m , Passo trasv.=1.2m				

Per ottenere le sollecitazioni del rivestimento definitivo sono introdotti nel modello degli elementi “plate” in asse ai rivestimenti definitivi caratterizzati da rigidità molto bassa (modulo elastico degli elementi diviso per un fattore di scala $F=10^6$). Le sollecitazioni in output sono poi moltiplicate per lo stesso fattore di scala F per ottenere le sollecitazioni di verifica strutturale.

Nella modellazione numerica sono stati considerati i seguenti spessori per rivestimenti definitivi:

- calotta: 0,70 m;
- arco rovescio: 0,80 m.

Tabella 73 - Caratteristiche del rivestimento definitivo

Caratteristiche	Rivestimento definitivo
Classe di calcestruzzo utilizzato	C25/30
Modulo elastico	31500 MPa

Fasi e percentuali di rilascio

Al fine di tener conto della natura tridimensionale del problema, nelle analisi svolte in condizioni di deformazione piana l'effetto dell'avanzamento dello scavo è stato simulato attraverso la progressiva riduzione di un sistema di forze equivalenti applicate sul contorno del profilo di scavo; la riduzione delle forze di scavo, a partire dalla condizione originaria, è definita tramite un fattore di rilascio, funzione della distanza dal fronte (“rilascio forze di scavo”).

L'analisi è stata condotta in condizioni drenate.

La seguente tabella schematizza la successione delle fasi di calcolo dell'analisi numerica condotta:

Tabella 74 - Fasi di analisi

Fase	Descrizione	Rilascio forze di scavo
0	Creazione della geometria del modello	-
1	Inizializzazione stato tensionale geostatico	-
	<i>SCAVO</i>	
2	Pre-convergenza del fronte	0,85
3	Esecuzione dello sfondo elementare di 1,10 m	0,90
4	Installazione dei bulloni; scarico a 3,50 m dal fronte	0,95

5	Installazione del rivestimento di prima fase; scarico a 36,0 m dal fronte	0.99
6	Realizzazione del rivestimento definitivo per l'arco rovescio	1,00
7	Realizzazione del rivestimento definitivo per la calotta	1,00
	<i>LUNGO TERMINE</i>	
8	Decadimento del rivestimento di prima fase e dei consolidamenti al contorno	-

Risultati analisi numerica

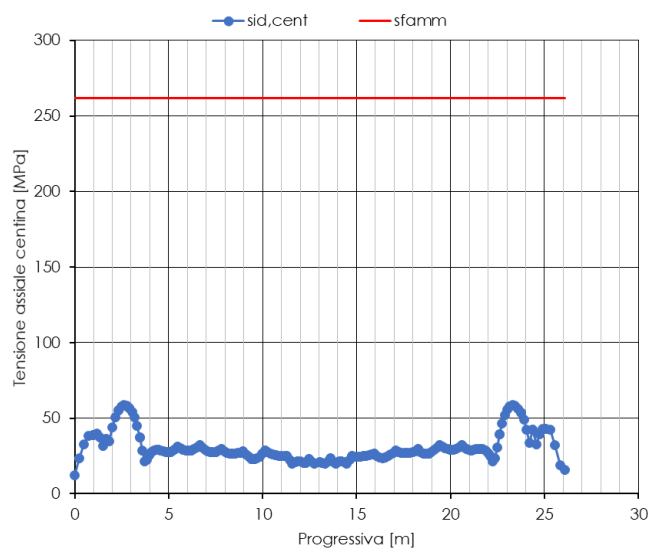
I risultati dell'analisi numerica sono riportati in allegato per le fasi di calcolo più rappresentative. In particolare, l'allegato illustra le componenti verticale e orizzontale degli spostamenti totali cumulati, le plasticizzazioni al contorno del cavo e la tensione principale massima con le direzioni delle tensioni principali. Per le fasi pertinenti, si riportano inoltre le caratteristiche della sollecitazione negli elementi strutturali del modello.

Verifiche strutturali SLU del rivestimento di prima fase

La verifica strutturale (SLU STR) del rivestimento di prima fase prevede il confronto tra le sollecitazioni di calcolo, ottenute a partire dai risultati del modello numerico applicando i relativi coefficienti parziali, e le resistenze di calcolo. In particolare, le sollecitazioni ottenute dalla modellazione (previa applicazione dei coefficienti parziali di Normativa) sono gestite ripartendo lo sforzo normale (N) tra centine e spritz-beton in base alle rigidità assiali relative, mentre il taglio (T) e il momento flettente (M) sono assegnati interamente alle centine. Lo spritz-beton è verificato a semplice compressione.

Le verifiche del rivestimento di prima fase sono state condotte per la fase di calcolo 5. Le sollecitazioni scaturite dall'analisi sono riportate in allegato;

Come si evince dalle seguenti figure, le verifiche strutturali sono soddisfatte in tutti i nodi.



 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO LOTTO 2					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE NATURALI	COMMESSA IR0F	LOTTO 02	CODIFICA R 07 RH	DOCUMENTO GN 00 00 002	REV. A

Figura 132 - Verifica della sola centina (fase 5)

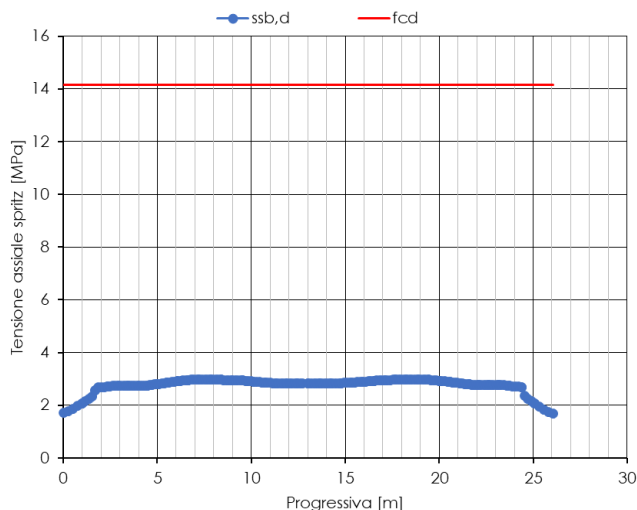


Figura 133 - Verifica a compressione spritz-beton (fase 5)

Verifiche strutturali del contenimento radiale

Le verifiche strutturali per il predimensionamento del contenimento radiale della galleria doppio binario sono state eseguite per la fase di calcolo 6. Le caratteristiche dei chiodi sono riportate nella seguente tabella.

Caratteristiche	Contenimento radiale
Diametro [mm]	Ø24
Numero [-]	14
Tipologia ancoraggio [-]	Continuo
Lunghezza [m]	6
Passo longitudinale [m]	1,2
Passo trasversale [m]	1,2

Per i chiodi sono state eseguite le verifiche strutturali di resistenza a trazione e sfilamento degli elementi, come verifiche SLU di tipo STR secondo i coefficienti parziali previsti dall'Approccio 1 - Combinazione 1. Pertanto, l'azione (N) ottenuta dal calcolo è amplificata di 1,3.

Verifica a trazione e sfilamento

Al fine di verificare la resistenza a trazione dell'elemento, lo sforzo massimo di trazione di calcolo N_{Ed} allo Stato Limite Ultimo ricavato dall'analisi, deve risultare non maggiore della resistenza a trazione del chiodo.

$$N_{Rd} = f_{yd} A$$

verifica a trazione	f _{yd}	A (Ø24)	NRd	NEd	NRd/NEd
	MPa	mm ²	kN	kN	-
	391.3	452	177	75.1	2.4

La resistenza di progetto dell'interfaccia tra il bulbo dell'ancoraggio e il terreno è data dalla seguente relazione:

$$N_{Rd} = \frac{\pi D_p \alpha \tau_{lim} L}{\gamma_{Ra,p} \xi_{a3}}$$

verifica a sfilamento	D _p	α	τ _{lim}	L	γ _{Ra,p}	ξ _{a3}	NRd	NEd	FS
	mm	-	kPa	m	-	-	kN	kN	-
	51	1.1	400	6	1.2	1.8	196	75.1	2.6

f _{yd}	resistenza a snervamento di progetto dell'acciaio dei chiodi
A (Ø24)	area chiodo
D _p	diametro di perforazione
α	coefficiente correttivo che tiene conto dell'incremento della sezione del bulbo
τ _{lim}	resistenza tangenziale dell'interfaccia tra il tratto iniettato e il terreno
L	lunghezza del bullone
γ _{Ra,p}	coefficiente parziale per ancoraggi permanenti
ξ _{a3}	fattore di correlazione relativo a 1 profilo di indagine

Verifiche strutturali SLU del rivestimento definitivo

La verifica strutturale del rivestimento definitivo prevede il confronto tra le sollecitazioni di calcolo, ottenute a partire dai risultati del modello numerico applicando i relativi coefficienti parziali, e le resistenze di calcolo che individuano il dominio resistente nel piano M,N.

Per la verifica a taglio, il valore di calcolo è ottenuto in accordo con la normativa vigente.

La calotta e i piedritti sono considerati non armati, mentre l'arco rovescio e le murette con 5φ20 in zona tesa e in zona compressa. Si prevede, inoltre, l'impiego di staffe φ12/20x40.

Le verifiche delle sezioni armate sono state condotte considerando un copriferro netto pari a 6 cm.

L'incidenza media complessiva risulta pari a:

- arco rovescio e murette 60 kg/m³.

Le sollecitazioni adottate nelle verifiche strutturali sono moltiplicate per il coefficiente γ_E=1.3 (allo SLU).

Le verifiche strutturali del rivestimento definitivo sono state condotte per la fase di calcolo 8, ritenuta più gravosa;

Di seguito sono riportate le verifiche strutturali condotte per i rivestimenti definitivi nella fase di calcolo 8. In ogni caso si sottolinea che le verifiche sono soddisfatte per tutte le fasi di calcolo.

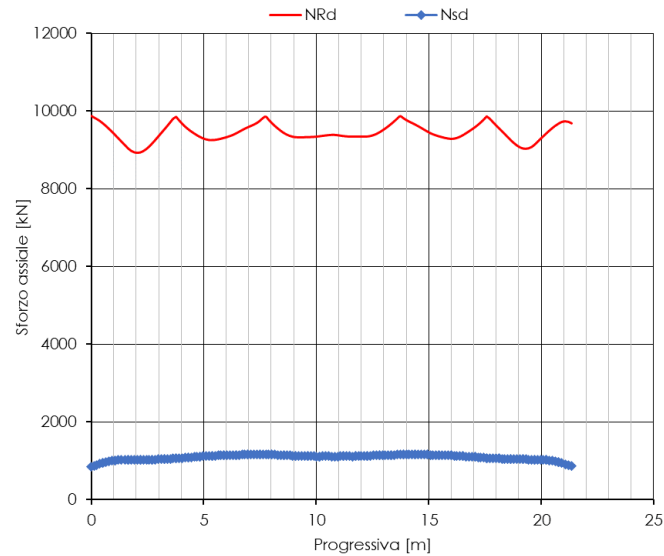


Figura 134 - Verifica SLU calotta (B=1,00 m, H=0,70 m) – Fase 8

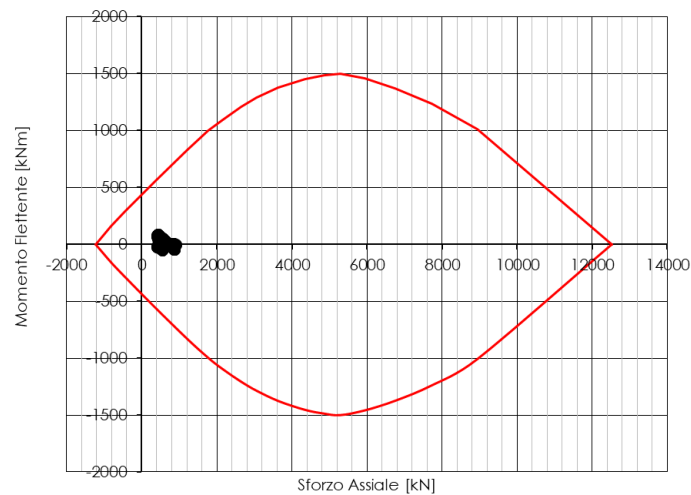


Figura 135 - Dominio resistente SLU arco rovescio (B=1,00 m, H=0,80 m) - Fase 8

Verifica a taglio con armatura specifica

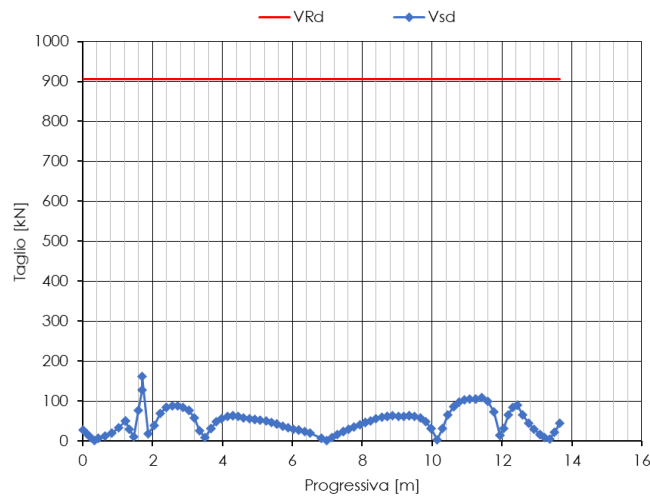


Figura 136 - Verifica SLU a taglio arco rovescio – Fase 8

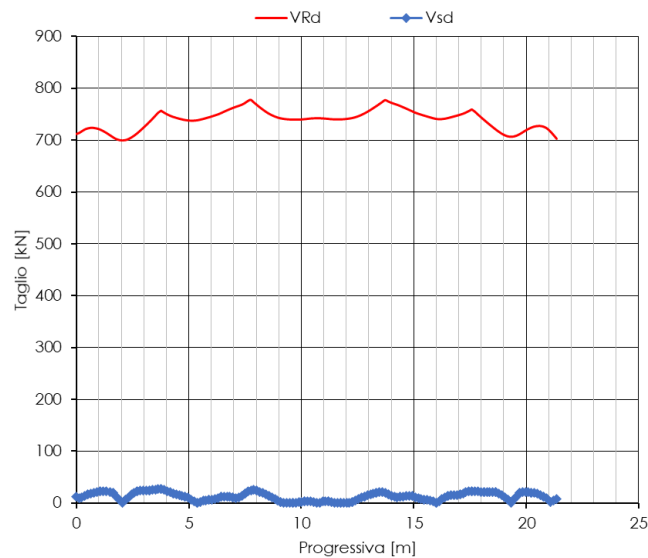


Figura 137 - Verifica SLU a taglio calotta – Fase 8

Verifiche SLE

Le verifiche SLE risultano soddisfatte sia lato calcestruzzo che lato acciaio rispettando i valori limite imposti sia dalla normativa vigente.

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche SLE condotte sul rivestimento definitivo per la fase di calcolo 8 ritenuta più gravosa.

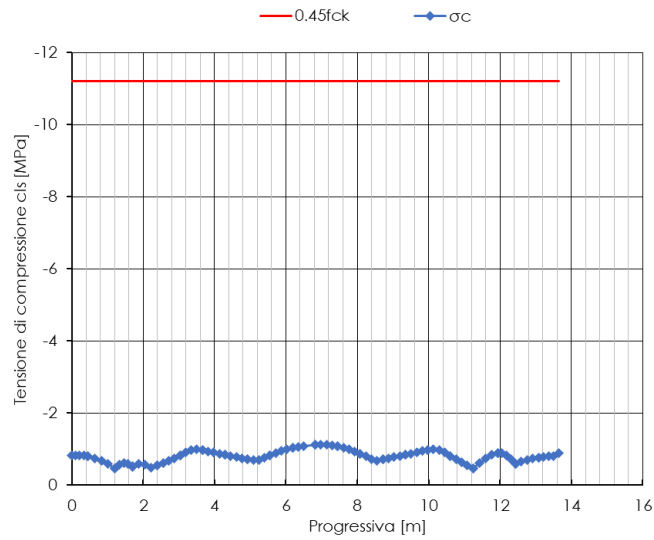


Figura 138 - Verifica SLE tensioni calcestruzzo arco rovescio – Fase 8

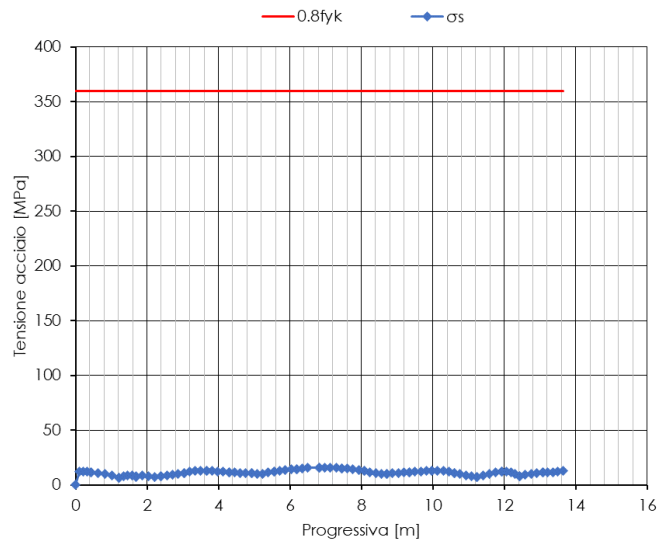


Figura 139 - Verifica SLE tensioni acciaio arco rovescio – Fase 8

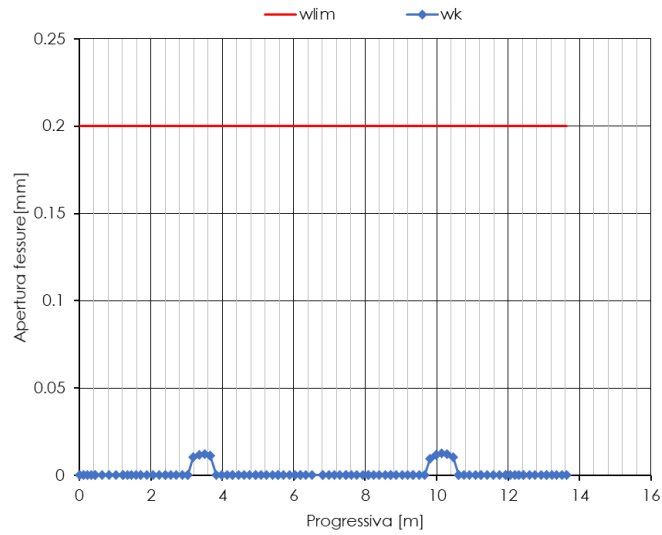


Figura 140 - Verifica SLE fessurazione arco rovescio – Fase 8

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO LOTTO 2					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE NATURALI	COMMESSA IR0P	LOTTO 02	CODIFICA R 07 RH	DOCUMENTO GN 00 00 002	REV. A

10.5 Azioni di mitigazione dei potenziali rischi

Si riportano di seguito le azioni di mitigazione dei potenziali rischi individuati nella fase conoscitiva.

Instabilità del fronte e del cavo

Per le tratte interessate da potenziale rischio di instabilità del fronte e del cavo, l'adozione del metodo di scavo tradizionale consente di mitigare il rischio di instabilità attraverso gli interventi di stabilizzazione previsti in progetto, le fasi realizzative e indagini e monitoraggio in corso d'opera.

In particolare, si prevede:

- nei tratti in materiali detritici a bassa copertura, l'avanzamento con sezione tipo C1 con interventi di consolidamento sia al fronte, sia al contorno;
- in prossimità delle zone di transizione litologica, indagini in avanzamento al fine di tarare le sezioni di avanzamento in anticipo rispetto alla variazione del materiale al fronte.

Venute d'acqua

Al fine di limitare gli effetti legati a possibili venute d'acqua in fase di scavo, l'avanzamento prevede l'esecuzione eventuale dei drenaggi al fronte. Inoltre, per garantire la funzionalità dell'opera in sottterraneo è prevista una impermeabilizzazione a tergo del rivestimento definitivo con predisposizione di tubazioni longitudinali.

Fenomeni di instabilità

I fenomeni di deformazione superficiale, di limitata entità sia per estensione areale che per velocità di deformazione, non comportano situazioni di criticità e comunque non interferiscono con le opere in progetto.

Interferenze

Per la risoluzione dell'interferenza della GA01 con il corso d'acqua alla pk 3+470 circa (IN04), affluente in sinistra idraulica del Fiume Esino, si prevedono opere di riprofilatura del fondo alveo e delle sponde dell'impluvio. In particolare, si prevede di innalzare la quota di fondo alveo, a partire da una sezione ubicata 100 m a monte dell'interferenza (pk 3+470 circa) con il nuovo tracciato ferroviario, in modo da raccordare il corso d'acqua al canale a sezione rettangolare previsto in testa alla galleria artificiale GA01 (Rif. [16]).

Per quanto riguarda invece la Nuova Viabilità NV03, essa realizza la ricucitura della viabilità compresa fra le due frazioni Palombare e Mogiano; in questo tratto la viabilità esistente (denominata Via Mogiano) viene interferita dal tracciato della ferrovia di progetto nel tratto finale a nord della galleria della GN03 "Mogiano", in corrispondenza della galleria artificiale scatolare GA01. La NV03 realizza il riallaccio della viabilità interferita con un nuovo tracciato che sovrappassa la galleria artificiale GA01 di progetto in corrispondenza della pk 3+670 circa (Rif. [16]).

La nuova viabilità di accesso ai piazzali NV32 garantisce l'accesso al piazzale all'imbocco Sud della galleria GN05 "La Rossa", attraverso la riorganizzazione della viabilità esistente con tre tratti: il primo tratto è la nuova NV32 che sovrappassa la ferrovia di progetto in corrispondenza dell'imbocco lato PM228 della galleria (pk.

	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO LOTTO 2								
	RELAZIONE NATURALI	GEOTECNICA	DELLE	GALLERIE	COMMESSA IROP	LOTTO 02	CODIFICA R 07 RH	DOCUMENTO GN 00 00 002	REV. A

4+4740 circa), il secondo tratto riqualifica la strada esistente (strada di servizio ANAS) che collega la NV32 alla SS76 e il terzo tratto ricalca la strada esistente che dalla NV32 scende a quota piazzale (Rif. [16]).

La Nuova Viabilità NV06 mette direttamente in comunicazione Via Fratelli Bandiera con la SP76 (Via Clementina) in prossimità dell'area urbana di Serra San Quirico Stazione; la nuova viabilità interferisce con il tracciato della ferrovia di progetto in prossimità dell'imbocco lato Castelplanio della GN06 "Murano", in corrispondenza della pk. 7+265 circa (Rif. [16]).

La possibile interferenza dello scavo della galleria naturale GN05 "La Rossa" con la galleria ferroviaria esistente sarà gestita attraverso tecniche atte a minimizzare gli effetti indotti dallo scavo della galleria in progetto come l'adozione di avanzamenti a basso impatto vibrazionale. Dovranno essere messe a punto procedure di controllo restrittive, basate sul monitoraggio vibrometrico al fine di garantire il rispetto dei valori soglia della velocità di vibrazione in fase di scavo.

La stessa procedura descritta è stata eseguita durante le volate di scavo della costruzione dell'adiacente galleria stradale La Rossa (situata a circa 60 m di interasse dalla galleria ferroviaria esistente). Le operazioni di scavo sono state registrate attraverso l'installazione di sismografi posizionati a monte e a valle della galleria ferroviaria esistente.

Le condizioni della galleria ferroviaria esistente riportano un buono stato di integrità come constatato direttamente con il recente sopralluogo eseguito in data 21/03/2022. Non sono emerse situazioni di ammaloramenti strutturali tali da ritenere l'adozione di particolari cautele oltre quelle già evidenziate e la cui efficacia è confermata dal fatto che la stessa è stata adottata nella costruzione dell'adiacente galleria stradale menzionata in precedenza.



Figura 141 Galleria ferroviaria esistente - Sopralluogo

Fenomeni carsici

durante la fase di scavo dovranno essere previsti sondaggi in avanzamento, consistenti in perforazioni di sondaggio e rilievi di tipo geofisico, al fine di individuare in anticipo l'eventuale presenza di cavità. Per il superamento delle forme carsiche si prevedono alcune modalità di intervento, basate sul riempimento della cavità, riportate nel seguito a titolo di esempio per alcune condizioni che si potrebbero verificare. Tali modalità, peraltro già adottate in contesti analoghi, dovranno essere tarate in base alle risultanze del monitoraggio in corso d'opera previsto.

Di seguito si riportano le modalità di intervento previste ed i relativi schemi:

1. Cavità vuota, di modeste dimensioni, interessante la zona di piedritto ed una porzione di arco-rovescio: la cavità tende a restringersi verso il basso.

Modalità di intervento: riempimento con materiale grossolano di pezzatura variabile e completamento con magrone di calcestruzzo. Superamento con posa di centine e spritz-beton.

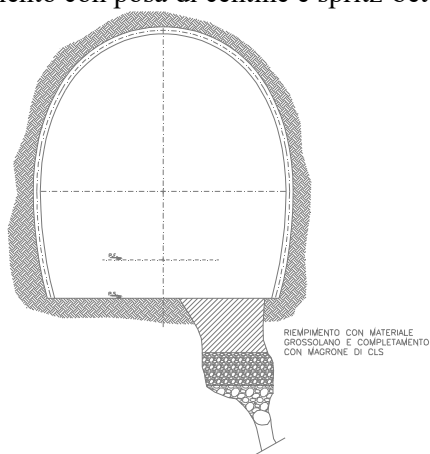


Figura 142 Schema intervento tipo 1

2. Cavità assimilabile a pozzo, vuota, stabile, che si sviluppa sino a profondità non nota, che da una parte si sviluppa orizzontalmente sino a intercettare la galleria su un paramento.

Modalità di intervento: posa di una cassaforma nel ramo orizzontale della cavità a circa 1-2 m dietro l'estradosso della galleria e successivo riempimento con magrone di calcestruzzo o spritz-beton.

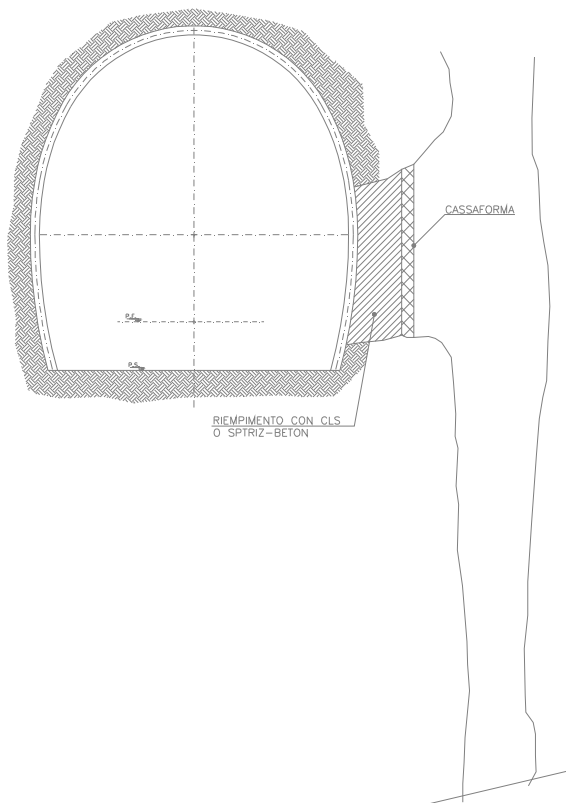


Figura 143 Schema intervento tipo 2

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO LOTTO 2					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELLE GALLERIE NATURALI	COMMESSA IROP	LOTTO 02	CODIFICA R 07 RH	DOCUMENTO GN 00 00 002	REV. A

11 FASE DI VERIFICA E MESSA A PUNTO DEL PROGETTO

Sono di seguito illustrati i criteri che dovranno essere adottati in corso d'opera per l'applicazione delle sezioni tipo e la gestione delle variabilità, nell'ambito delle previsioni del progetto, che sono sintetizzate nei valori attesi delle grandezze caratteristiche. I valori attesi e i valori soglia dei fenomeni deformativi al fronte e al contorno del cavo saranno definiti nella successiva fase progettuale.

In corso d'opera, i rilievi del fronte e i dati di monitoraggio della risposta deformativa del fronte e del cavo, correlati alle fasi di avanzamento, sono confrontati con le previsioni progettuali (i valori attesi) per consentire la verifica e la messa a punto del progetto con i criteri di seguito descritti:

1. Le condizioni geologiche e geotecniche rilevabili al fronte corrispondono con lo scenario prevalente previsto in progetto e la risposta deformativa rientra nel campo dei valori attesi: la previsione progettuale è confermata, si procede con la sezione tipo prevalente prevista per la tratta.
2. La risposta deformativa non rientra nel campo di accettabilità dei valori soglia, rispetto ai valori attesi, definito in progetto: la sezione tipo prevalente prevista per la tratta è ottimizzata secondo le definite variabilità, che consistono in: aumento/diminuzione ($\pm 20\%$) degli interventi di preconsolidamento, diminuzione/aumento dell'interasse delle centine ($\pm 20\%$ del passo medio), diminuzione/aumento delle distanze del rivestimento definitivo dal fronte di scavo.
3. Le condizioni geologiche e geotecniche osservate sono differenti da quelle ipotizzate come scenario prevalente e la risposta deformativa non rientra nel campo di accettabilità definito in progetto: si passa ad una diversa sezione tipo, tra quelle definite in progetto come "sezioni eventuali" per quella tratta.

11.1 Monitoraggio in corso d'opera

Nella fase realizzativa dovrà essere posto in opera un adeguato programma di monitoraggio, volto a verificare gli effetti indotti dalla realizzazione degli imbocchi ed in particolare delle gallerie naturali, in considerazione delle sezioni di scavo e consolidamento previste, ottimizzandole nell'ambito delle variabilità indicata in progetto.

Con riferimento alle tratte realizzate con metodo di scavo tradizionale il programma di monitoraggio dovrà prevedere:

- il rilievo analitico e speditivo del fronte di scavo;
- il controllo della convergenza del cavo, mediante installazione di stazioni di convergenza con mire ottiche;
- il controllo dell'estrusione del fronte, mediante installazione di estrusometri in avanzamento, dove previsto;
- il controllo delle deformazioni al contorno del cavo attraverso gli estensimetri multibase;
- il monitoraggio dello stato tensionale nel rivestimento di prima fase mediante celle di carico, celle di pressione e *strain-gauges*;

- il monitoraggio dello stato tensionale nel rivestimento definitivo mediante barrette estensimetriche.

Con riferimento alla realizzazione degli imbocchi il programma di monitoraggio dovrà prevedere:

- monitoraggio piezometrico per la misura della variazione della quota di falda nelle aree prospicienti alle paratie di imbocco;
- monitoraggio inclinometrico per la misura degli spostamenti orizzontali delle paratie e del terreno limitrofo;
- monitoraggio degli spostamenti delle paratie mediante mire ottiche disposte sull'opera di sostegno;
- monitoraggio delle sollecitazioni indotte dallo scavo sui tiranti mediante celle di carico.

Nelle successive fasi progettuali saranno definiti i valori attesi e i valori soglia delle grandezze oggetto di monitoraggio.

12 CONCLUSIONI

Nella presente relazione sono state affrontate le problematiche progettuali connesse con la realizzazione delle sei gallerie presenti nel Lotto 2 del Progetto di Fattibilità Tecnico Economica relativo al Raddoppio della Tratta PM228-Castelplanio.

La progettazione dell'opera in sotterraneo è stata condotta secondo il metodo ADECO-RS, articolandosi nelle seguenti fasi:

- fase conoscitiva (cap. 8): lo studio e all'analisi del contesto geologico e geotecnico di inserimento in cui saranno realizzate le sei gallerie del Lotto 2 hanno condotto alla definizione del modello geotecnico di sottosuolo, da affinare nelle successive fasi del progetto, e all'individuazione dei potenziali rischi connessi alla realizzazione dell'opera in sotterraneo;
- fase di diagnosi (cap. 9): la valutazione della risposta deformativa dell'ammasso allo scavo in assenza di interventi di stabilizzazione ha consentito di determinare le categorie di comportamento per la previsione e l'individuazione delle tratte a comportamento tensio-deformativo omogeneo;
- fase di terapia (cap. 10): si prevede di realizzare lo scavo con metodo tradizionale. Sono state individuate le soluzioni progettuali che consentono l'avanzamento in condizioni di sicurezza e la mitigazione dei rischi potenziali.

Il progetto è completato dalle prime indicazioni per il piano di monitoraggio (cap. 11) da predisporre ed attuare nella fase realizzativa, nel quale sono individuati i valori delle grandezze fisiche a cui riferirsi in corso d'opera per controllare la risposta deformativa dell'ammasso e della galleria al procedere dello scavo e verificarne la rispondenza con le previsioni progettuali.