progetto
project

ADEGUAMENTO DELLA PROGETTAZIONE DEFINITIVA PER LA REALIZZAZIONE DI UN CANALE SCOLMATORE E SISTEMAZIONE IDRAULICA DEI TORRENTI SAN SIRO E MAGISTRATO IN COMUNE DI SANTA MARGHERITA LIGURE (GE).

committente
client

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
PROVVEDITORATO PER LE OPERE PUBBLICHE
PIEMONTE VALLE D'AOSTA LIGURIA

COMUNE DI SANTA MARGHERITA LIGURE

Montaldo Engineering S.r.l.
Via Renata Bianchi 38 – 16152 Genova
Tel. +39.010.59.43.97 Fax +39.010.60.12.654
Coc. Fisc. – P.I. 01910270998
e-mail montaldo@montaldoengineering.com
Azienda certificata ISO 9001:2008

revisione *revision*	data *date*	descrizione *kind of revision*	redazione *editing*	controllo *check*	approvazione *approval*
01	30.05.2016	Revisione	Marocchi/Pomeri	Merlanti	Mansueto
00	11.12.2015	Prima emissione	Marocchi/Pomeri	Merlanti	Mansueto

titolo
title

RELAZIONE GEOMECCANICA, TECNICA E DI CALCOLO

numero doc.
doc. number
001

Identificativo / *id number:* 1523-008-RG-001-01-FMN

formato *size*	scala *scale*	codice commessa *job code*	progressivo doc. *doc. progressive*	revisione *revision*	tipo doc. *doc. type*	redezione *editing*
		1523	008	01	SP	FMN

Indice

1. Premessa e scopo del lavoro 6
2. Documenti di riferimento 7
2.1. Normativa e standard di riferimento 7
2.2. Raccomandazioni 7
2.3. Riferimenti bibliografici 8
2.4. Progetto definitivo 9
2.5. Altri progetti nelle vicinanze 10
2.6. Indagini supplementari per lo studio della stabilità del versante codificato DGPV 10
2.7. Studio della stabilità del versante codificato DGPV 10
2.8. Software 10
3. Descrizione della galleria naturale 11
3.1. Descrizione generale 11
3.2. Imbocco Torrente San Siro 13
3.3. Pozzo Torrente Magistrato 14
3.4. Sbocco a mare 16
3.5. Galleria naturale 17
4. Inquadramento geologico strutturale 22
4.1. Unità Litostratigrafiche 22
4.1.1. Unità Liguri dei Calcari Marnosi del Monte Antola 23
4.1.2. Bacino Terziario Ligure Piemontese 24
5. Indagini eseguite 25
5.1. Indagini del Progetto Preliminare 25
5.1.1. Sondaggi 25
5.1.2. Prove in sito 25
5.1.2.1. Prove Geofisiche 25
5.1.2.2. Prove di permeabilità in roccia 25
5.2. Indagini dello Svincolo di Rapallo 26
5.3. Indagini integrative del Progetto Definitivo (2005) 27
5.3.1. Sondaggi 27
5.3.1.1. Sondaggio SA 27
5.3.1.2. Sondaggio SB 27
5.3.1.3. Sondaggio SC 28
5.3.1.4. Sondaggio SD 29
5.3.2. Prove in sito 29
5.3.2.1. Prove geofisiche 29
5.3.2.2. Prove dilatometriche 30
5.3.2.3. Prove di permeabilità in roccia 33
5.3.3. Prove di laboratorio 34
5.4. Indagini supplementari (2015) 37
6. Caratterizzazione geomeccanica 38
6.1. Definizione della scala del problema 38
6.2. Caratterizzazione della porzione rocciosa 39
6.3. Caratterizzazione dell'ammasso roccioso 45
6.3.1. Sistemi di classificazione 45
6.3.1.1. Classificazione di Bieniawski (1989) 45
6.3.1.2. Classificazione di Hoek (1995) 46

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

6.3.1.3. Classificazione di Barton (1974) 47
6.3.2. Classificazione geomecanica 48
6.3.3. Caratterizzazione geomeccanica 49
6.3.3.1. Gruppo 1 – valori massimi 51
6.3.3.2. Gruppo 1 – valori minimi 52
6.3.3.3. Gruppo 2 – valori massimi 53
6.3.3.4. Gruppo 2 – valori minimi 54
6.3.3.5. Gruppo 3 – valori massimi 55
6.3.3.6. Gruppo 3 – valori minimi 56
6.3.3.7. Gruppo 4 – valori massimi 57
6.3.3.8. Gruppo 4 – valori minimi 58
6.3.3.9. Sintesi conclusiva 59
6.4. Valori di progetto 59
7. Caratterizzazione idrogeologica 60
7.1. Caratteri generali 60
7.2. Caratteri del sito 61
8. Caratteristiche dei materiali utilizzati 65
8.1. Calcestruzzo per il rivestimento definitivo 65
8.3. Acciaio per calcestruzzo armato 66
8.4. Acciaio per carpenteria metallica 67
8.5. Spritz-Beton per il rivestimento di prima fase 67
9. Previsioni sul comportamento dello scavo (Fase di Diagnosi) 68
9.1. L'importanza del fronte di scavo 68
9.1.1. Galleria a fronte stabile (Caso A) 69
9.1.2. Galleria a fronte stabile a breve termine (Caso B) 69
9.1.3. Galleria a fronte instabile (Caso C) 70
9.2. Determinazione delle categorie di comportamento allo scavo 70
9.2.1. Metodo delle Linee Caratteristiche 72
9.2.2. Metodo di Tamez (1985) 75
9.2.3. Metodo di Broms e Bennemark (1967) 77
9.2.4. Metodo del tasso di deconfinamento critico (1990) 78
9.3. Calcolo delle categorie di comportamento allo scavo 79
9.3.1. Metodo delle Linee Caratteristiche 79
9.3.1.1. Gruppo geomeccanico 1 79
9.3.1.2. Gruppo geomeccanico 2 80
9.3.1.3. Gruppo geomeccanico 3 81
9.3.1.4. Gruppo geomeccanico 4 82
9.3.2. Metodo di Tamez (1985) 83
9.3.3. Metodo di Borms e Bennemark (1967) 84
9.3.4. Metodo del tasso di deconfinamento critico (1990) 85
9.4. Considerazioni conclusive sul comportamento dello scavo in fase di diagnosi 86
10. Descrizione delle sezioni tipo (Fase di Terapia) 87
10.1. Caso A (fronte stabile) 87
10.2. Caso B (fronte stabile a breve termine) 88
10.3. Caso C (fronte instabile) 88
10.4. Le sezioni tipo di avanzamento 90
10.4.1. Sezione tipo B0 90
10.4.1.1. Campo di applicazione 90

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

10.4.1.2. Fasi esecutive 90
10.4.2. Sezione tipo B0V 91
10.4.2.1. Campo di applicazione 91
10.4.2.2. Fasi esecutive 91
10.4.3. Sezione tipo B1V 93
10.4.3.1. Fasi esecutive ed interventi previsti 93
10.4.3.2. Campo di applicazione 94
10.5. Campi di applicazione e variabilità delle sezioni tipo 94
11. Verifica delle sezioni tipo 96
11.1. Aspetti generali 96
11.2. Verifiche di stabilità con metodi analitici 97
11.2.1. Metodo delle Linee Caratteristiche 97
11.2.1.1. Gruppo geomeccanico 1 97
11.2.1.2. Gruppo geomeccanico 2 98
11.2.1.3. Gruppo geomeccanico 3 99
11.2.1.4. Gruppo geomeccanico 4 100
11.2.2. Metodo di Tamez (1985) 101
11.2.3. Metodo di Broms e Bennemark (1967) 102
11.2.4. Metodo del tasso di deconfinamento critico (1990) 103
11.3. Analisi agli elementi finiti 104
11.3.1. Il codice di calcolo Plaxis 104
11.3.1.1. Breve descrizione del programma 104
11.3.1.2. Input della geometria 104
11.3.1.3. Generazione della mesh 104
11.3.1.4. Elementi terreno 105
11.3.1.5. Elemento beam 105
11.3.1.6. Elemento interfaccia 105
11.3.1.7. Elemento tirante 105
11.3.1.8. Elemento geotessile 106
11.3.1.9. Elementi tunnel 106
11.3.1.10. Modello costitutivo alla “Mohr-Coulomb” 106
11.3.1.11. Modelli costitutivi avanzati 106
11.3.1.12. Pressione idraulica in regime stazionario 107
11.3.1.13. Sovrapressioni idrauliche 107
11.3.1.14. Costruzione a step 107
11.3.1.15. Calcolo del Fattore di Sicurezza 107
11.3.1.16. Risultati 108
11.3.2. Ipotesi di verifica 108
11.3.3. Risultati 109
12. Sezione tipo dell’impermeabilizzazione 110
13. Monitoraggio 113
13.1. Premessa 113
13.2. Modalità di monitoraggio 113
13.3. Rilievo geologico-strutturale del fronte di scavo 113
13.4. Stato deformativo del cavo e misure di convergenza 114
13.4.1. Definizione 114
13.4.2. Installazione 114
13.4.3. Frequenze delle stazioni e dei rilevamenti 114
13.4.4. Sistema di acquisizione 114

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

13.4.5. Restituzione dei dati 115
13.5. Piezometri radiali 115
13.5.1. Installazione 115
13.5.2. Frequenza delle stazioni e dei rilevamenti 115
13.5.3. Sistema di acquisizione 115
14. Imbocco al Torrente San Siro 116
14.1. Caratterizzazione geotecnica 116
14.1.1. Terreno di ritombamento 116
14.1.2. Terreno di sottofondo 116
14.2. Ipotesi di carico 116
14.3. Modello di calcolo 117
14.4. Risultati e verifiche 119
15. Pozzo Torrente Magistrato 123
15.1. Verifiche 123
16. Sbocco a mare 126
17. Conclusioni 129

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

1. Premessa e scopo del lavoro

La presente relazione affronta le problematiche progettuali relative alla realizzazione di una galleria naturale nel Comune Santa Margherita Ligure avente funzione di canale scolmatore delle acque dei torrenti San Siro e Magistrato quando essi sono in fase di piena.

La captazione delle acque avviene tramite due distinte opere di presa: una ubicata presso il torrente San Siro dove l'acqua viene riversata in galleria tramite una rampa, l'altra ubicata presso il torrente Magistrato dove è prevista una captazione delle acque tramite un pozzo che va ad innestarsi sulla calotta galleria naturale sottostante, in corrispondenza del suo allargo.

Le acque raccolte vengono riversate direttamente a mare nei pressi di Punta Pedale.

Scopo del lavoro consiste nell'adeguamento del progetto in accordo con i criteri stabiliti nel D.M. 14 gennaio 2008 e relativa Circolare ed anche in una sua parziale revisione in corrispondenza della sola opera di imbocco sul Torrente San Siro.

Questa parziale revisione si è resa necessaria a seguito della presenza di un'estesa area codificata negli Strumenti di Pianificazione (PdB 2014 e P.U.C. 2012) come DGPV, proprio in corrispondeza dell'imbocco sul Torrente San Siro, che è stata oggetto di studi di approfondimento specifici i cui risultati sono stati recepiti all'interno del presente elaborato come elementi di input progettuale.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

2. Documenti di riferimento

2.1. *Normativa e standard di riferimento*

- Ministero delle Infrastrutture, 2008, Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30;
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;
- UNI EN 1997-1 : Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali;
- UNI EN 1998-5 : Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

2.2. *Raccomandazioni*

- AFTES, 1993, Reccomandations relatives aux considerations on the usual methods of tunnel lining design;
- AFTES, 1997, Reccomandations relatives aux tassement liés au creusement des ouvrages en souterrain;
- AFTES, 2000, Recommendations for the design of sprayed concrete for underground support;
- AFTES, 2001, Reccomandations relatives à la methode convergence-confinement;
- AFTES, 2001, Reccomandations relatives à l'utilisation des règles et normes générales de conception et de dimensionnement pour les revêtements des tunnels en béton armé et non armé;
- AFTES, 2003, Reccomandations relatives à la caractérisation des massif rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains;
- AFTES, 2007, Reccomandations relatives à compatibilité des reccomandations AFTES relatives aux revêtementes des tunnel en béton avec les Eurocodes;
- AFTES, 2012, Reccomandations sur la caractérisation des incertudes et des risques géologiques, hydrogéologiques et géotecniques.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

2.3. *Riferimenti bibliografici*

- R. Frank et. Al., 2004, "Designer's guide to EN 1997-1, Eurocode 7: Geotechnical Design – General Rules" ;
- Associazione Geotecnica Italiana, 2005, "Aspetti geotecnici della progettazione in zone sismiche", Patron Editore;
- L. I. Gonzalez de Vallejo, 2005, "Geoingegneria", Pearson Education Italia;
- Pereira C., Caldeira L., 2013, Influence of ground water level on shallow foundation design. Application of EC7 probabilistic and deterministic methods, Modern Geotechnical Design Codes of Practice, P. Arnold et. Al. (Eds.), IOS Press 2013;
- Lunardi P., 2006, "Progetto e costruzione di gallerie - Analisi delle deformazioni controllate nelle Rocce e nei suoli", Hoepli;
- P. Oreste, 2011, "The stability of the excavation face of shallow civil and mining tunnels", Acta Geotecnica Slovenica;
- C. Carranza-Torres and C. Fairhurst, 2000, "Application of the Convergence-Confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion", Tunneling ad Underground Space Tecnology, Vol. 15, N. 2, pp. 187-213, Elsevier Science Ltd;
- M. Panet, 1995, "Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement", Presses de l'ENPC, Paris;
- Z. T. Bieniawski, 1989, "Engineering Rock Mass Classification", John Wiley & Soon, New York;
- D. Bernaud, G. Rousset, 1992, "La nouvelle méthode implicite pour l'étude du dimenssionnement des tunnel", Revue Francaise de Géotecnique, n. 60, pp. 5-26;
- P.B. Attewell, J. Yeates and A.R. Selby, 1986, "Soil Movements Induced by Tunnelling and their Effects on Pipelines and Structures", Blackie, Glasgow;
- W.J. Rankin, 1988, "Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effects", Geological Society, London, Engineering Geology Special Publications, 5(1): 79–92;
- C. Sagaseta, 1987, "Analysis of undrained soil deformation due to ground loss", Géotechnique, 37(3), 301-320.
- N. Vlachopoulos, M. S. Diederichs, 2013, Appropriate Uses and Practical Limitations of 2D Numerical Analysis of Tunnels and Tunnel Support Response, Geotechnical and Geological Engineering, DOI 10.1007/s10706-014-9727-x, Springer;
- E. TAMEZ, 1984,, "Estabilidad de tuneles exavados en suelos", Work presented upon joining the Mexican Engineering Academy, Mexico;
- L. CORNEJO, 1988, "El fenómeno de la instabilidad del frente de excavación y su repercusión en la construcción de túneles", International

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

Congress on "Tunnels and Water", Madrid;

- A. Paolillo, 2015, "Lecture notes of the Course on Tunnelling and underground structures about ground movements induced by tunneling", Università degli Studi di Napoli Federico II, Scuola Politecnica e delle Scienze di Base, Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Master in Emerging Technilogies for Construction;
- Lancellotta, R., 1993, "Geotecnica, II Ed.", Zanichelli, Milano;
- Cestari, F., 2009, "Prove Geotecniche in sito", Edizioni Geo-Impianti, Segrate;
- Tanzini, M., 2002, " L'indagine geotecnica", Dario Flaccovio Editore;
- Alfani M., Nosengo S., Pedemonte S.,1994, "Le classificazioni geomeccaniche SRC di Gonzalez de Vallejo (1983) e SMR di Romana (1991): considerazioni e proposte", Professione Geologo – ORG Liguria, n°3 – 1994;
- Bouvard-Lecoanet A., Colombet G., Esteulle F., 1996 , "Ouvrages souterrains, conception, realisation, entretien", Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussés;
- Eusebio A., Grasso P., Pelizza S., Pettinau D.,1994, "Caratteristiche geomeccaniche di alcune rocce nel Genovesato", GEAM, Geoingegneria ambientale e mineraria n° 84, Dicembre 1994;
- Falcioni C., Nosengo S., Paoletti L., Pedemonte S.,1995, "Caratteristiche di resistenza al taglio di discontinuità naturali ed artificiali in roccia per alcuni litotipi liguri", Professione Geologo – ORG Liguria, n° 1-2 – 1995;
- Hoek E., Kaiser P.K. & Bawden W.F.,1995, "Support of underground excavation in Hard Rock", Balkema, Rotterdam;
- Hoek E. e Brown E.T.,1998, "Practical estimates of rock mass strenght", Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 34;
- Hoek E., Carranza Torres C.T. e Corkum B.,2002, "Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition", Proc. North American Rock Mechanics Society Meeting in Toronto;
- ISRM, 1977, "Suggested methods for quantitative descriptions of discontinuities in rock masses", Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 15;
- ISRM, 1981, "Rock Characterization Testing and Monitoring", ISRM Suggested method, curato da E.T. Brown, Pergamon Press;
- Nosengo S., Pedemonte S., Sarigu S. Tixi L.,1995, "Applicazioni statistiche ai valori di resistenza a compressione monoassiale di alcuni litotipi liguri", Professione Geologo – ORG Liguria, n° 1-2 – 1995.

2.4. *Progetto definitivo*

- A.T.I. D'Appolonia S.p.A., Stone S.p.A., Beta Studio S.r.l., Prof. Ing. M. Mancini, 2006, Progettazione definitiva per la realizzazione di un canale

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

scolmatore e sistemazione idraulica dei Torrenti San Siro e Magistrato in Comune di Santa Margherita Ligure (GE) e attività complementari alla progettazione, Progetto Galleria, Relazione Geomeccanica, Tecnica e di Calcolo, doc. n. GA-R01 rev. 01, giugno 2006;

- A.T.I. D'Appolonia S.p.A., Stone S.p.A., Beta Studio S.r.l., Prof. Ing. M. Mancini, 2006, Progettazione definitiva per la realizzazione di un canale scolmatore e sistemazione idraulica dei Torrenti San Siro e Magistrato in Comune di Santa Margherita Ligure (GE) e attività complementari alla progettazione, Relazione Geologica ed Idrogeologica, doc. n. GI-R01 rev. 01, aprile 2005;
- A.T.I. D'Appolonia S.p.A., Stone S.p.A., Beta Studio S.r.l., Prof. Ing. M. Mancini, 2006, Progettazione definitiva per la realizzazione di un canale scolmatore e sistemazione idraulica dei Torrenti San Siro e Magistrato in Comune di Santa Margherita Ligure (GE) e attività complementari alla progettazione, Relazione Geotecnica, doc. n. GT-R01 rev. 01, aprile 2005.

2.5. *Altri progetti nelle vicinanze*

- G.E.T., 2005, Depuratore intecomunale a servizio di Santa Margherita Ligure e Portofino, Progetto Esecutivo, Relazione geologica e caratterizzazione geotecnica del sito;
- Geotechnical Services, 2010, Studi idrogeomorfologici e geomeccanici per la messa in sicurezza di un pendio roccioso sovrastante gli impianti del nuovo depuratore di S.M. Ligure in loc. Punta Pedale;

2.6. *Indagini supplementari per lo studio della stabilità del versante codificato DGPV*

- Borghi Drill S.r.l., 2015, Relazione sulle indagini per lo studio della DGPV in prossimità dell'imbocco del Torrente San Siro;

2.7. *Studio della stabilità del versante codificato DGPV*

- Provveditorato Per le Opere Pubbliche Piemonte Valle D'Aosta Liguria, Comune di Santa Margherita Ligure, 2016, "Relazione Geologica e Delle Indagini Geognostiche Integrative per la Caratterizzazione Geotecnica dei Terreni di Coltre e del Substrato nel Tratto Iniziale", Maggio 2016;
- D'Appolonia S.p.A., 2016, Studio Geotecnico della DGPV in corrispondenza dell'imbocco del Torrente San Siro, doc. n. 16-097-H1, Maggio 2016.

2.8. *Software*

- Plaxis 2D, Tutorial Manual, 2D Finite Element, Plaxis BV.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

3. Descrizione della galleria naturale

3.1. *Descrizione generale*

L'opera in oggetto ha una lunghezza complessiva pari a 2390 m e ne diparte dalla sponda destra del Torrente San Siro per arrivare a sfociare a mare in prossimità di Punta Pedale.

Con esclusione delle zone di imbocco e sbocco a mare, le coperture presenti lungo il tracciato variano da un minimo di 2-3 diametri di scavo ad un massimo di 100 metri circa.

La sua porzione di monte, di lunghezza pari a 1060 m, parte in corrispondenza dell'opera di presa sul Torrente San Siro a quota 25,50 m s.l.m. e termina in corrispondenza della presa sul Torrente Magistrato a quota 15,30 m s.l.m. realizzando una pendenza pari a circa l'1%.

La sua porzione di valle, di lunghezza pari a circa 1330 metri, parte in corrispondenza della presa sul Torrente Magistrato e termina in corrispondenza dello sbocco a mare a quota 0,00 m s.l.m.; la sua pendenza è compresa tra 1% e 3,8% (ultimi 85 m verso mare) oltre una modesta zona con pendenza del 10%.

L'avanzamento dello scavo è previsto a piena sezione con tecnica tradizionale mediante l'impiego di martellone in terreni o rocce tenere e per mezzo di esplosivo (localmente condotto con microcariche) nell'amasso roccioso consistente; gli attraversamenti delle zone di faglia e/o delle zone ove l'ammasso è fratturato saranno previsti mediante demolitore meccanico.

Se seguenti Figure 1 e 2 mostrano il tracciato della galleria ed il profilo.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

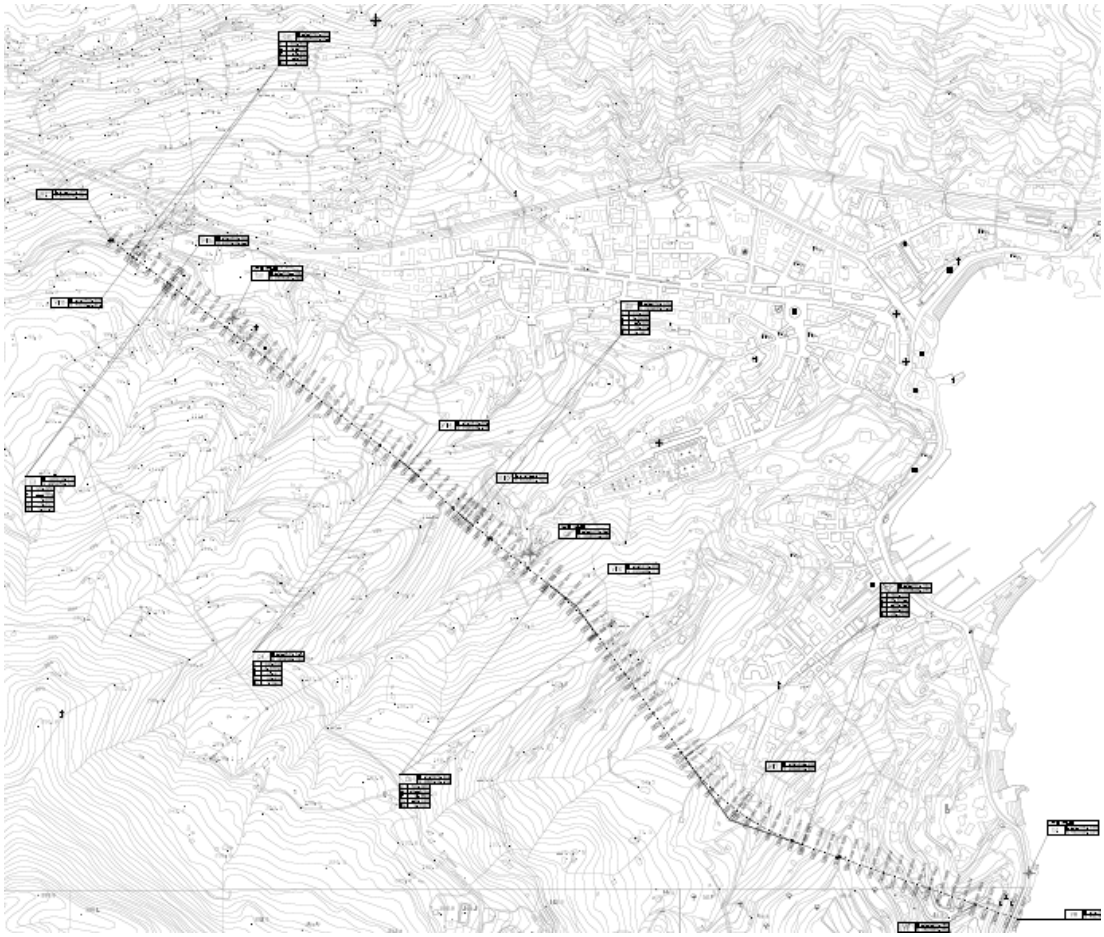


Figura 1: Tracciato della galleria scolmatrice.

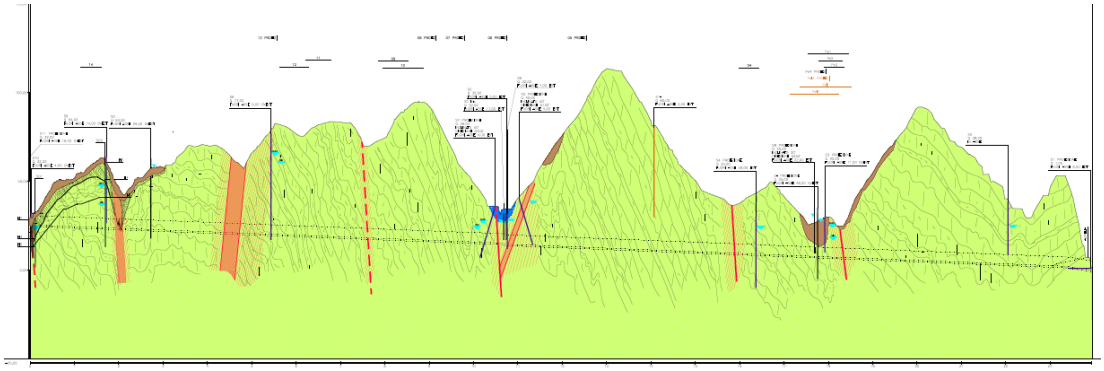


Figura 2: Profilo geomeccanico e del tracciato.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

3.2. *Imbocco Torrente San Siro*

L'imbocco della galleria presso il Torrente San Siro ricade in un'area di frana codificata dagli strumenti di pianificazione come Deformazione Gravitativa Profonda di Versante (DGPV) per la quale è stato svolto uno specifico studio finalizzato a capirne le condizioni attuali e le ripercussioni dovute all'inserimento dell'opera di imbocco (D'Appolonia, 2016).

I risultati a cui il citato studio è pervenuto sono stati tenuti in opportuna considerazione all'interno del presente documento.

Proprio in virtù di detti risultati l'opera di imbocco ha subito una modifica ed ora prevede la realizzazione di una robusta partia di micropali coadiuvati da più ordini di tiranti attivi provvisionali, necessari alla realizzazione degli scavi in condizioni di sicurezza sia nei confronti del cantiere della galleria che nei confronti dell'area in frana.

Una volta raggiunto il piano di lavoro, sarà realizzata la dima di attacco e si provvederà al consolidamento del fronte di scavo mediante iniezioni di consolidamento del nucleo.

Per l'analisi del comportamento della galleria in prossimità dell'imbocco del Torrente San Siro è stato effettuato il calcolo delle azioni interne, adottando il metodo delle reazioni iperstatiche ed eseguendo un'opportuna analisi numerica con l'ausilio di elementi finiti monodimensionali; le sollecitazioni e le deformazioni sono determinate per via numerica mediante il programma di calcolo SAP2000.

La configurazione finale prevede la ricopertura della galleria ed interventi di sistemazione del versante in accordo con gli elaborati progettuali riferiti agli interventi di mitigazione del rischio (serie IMR).

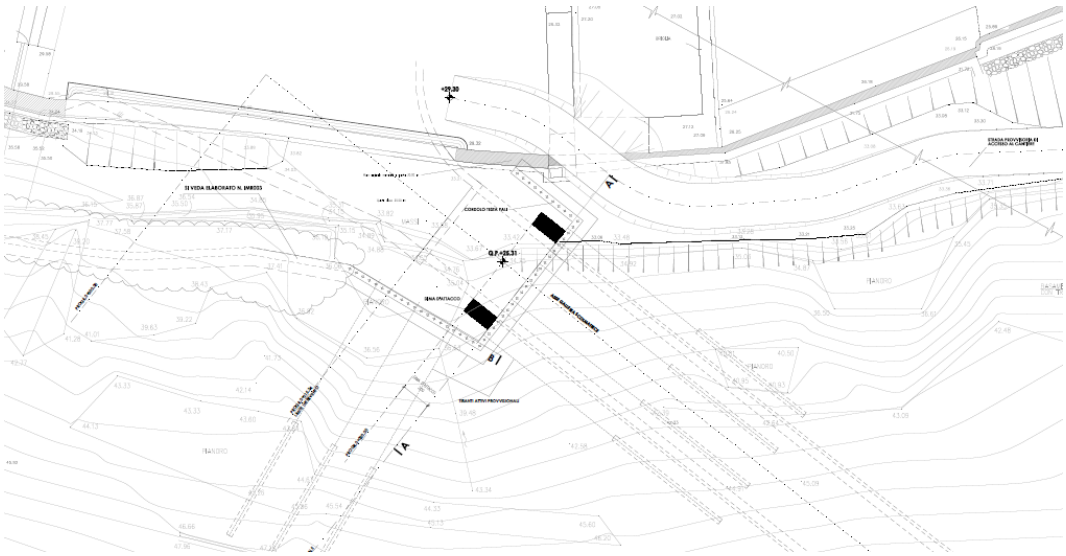


Figura 3: Imbocco presso il Torrente San Siro.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

3.3. *Pozzo Torrente Magistrato*

L'opera di presa prevista sul torrente Magistrato è costituita da un pozzo verticale, deputato a riversare l'acqua captata nella galleria sottostante realizzato tramite la tecnica del raise-boring, che prevede la successione delle seguenti fasi:

1. esecuzione di un camerone di smarino posto nella galleria, al di sotto del pozzo magistrato;

2. esecuzione da piano campagna del foro pilota ed inserimento dell'asta guida;

3. posizionamento della testa fresante in galleria e collegamento all'asta guida;

4. avvio della macchina con contemporaneo richiamo, verso piano campagna, della testa fresante.

La testa fresante lavorando in risalita permetterà di raccogliere il materiale di smarino all'interno della galleria, il materiale sarà successivamente trasportato all'imbocco a mare.

Preliminarmente è necessaria l'esecuzione di uno scavo per l'alloggiamento della macchina del rise-boring ed il successivo risezionamento del torrente.

Il rivestimento provvisorio sarà realizzato mediante l'impiego di sprit-beton di spessore 5 cm coadiuvato da centine in carpenteria metallica disposte ad intervalli regolari di 3 m.

Il rivestimento definitivo sarà realizzato in calcestruzzo armato mediante un guscio di spessore 50 cm.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

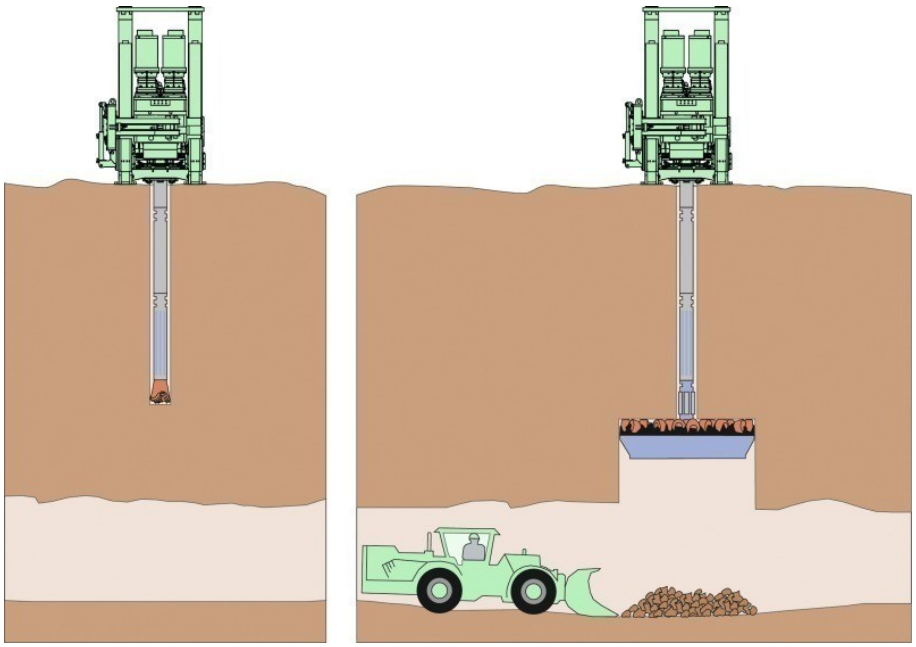


Figura 4: Schematizzazione del processo realizzativo mediante tecnica rise-boring.

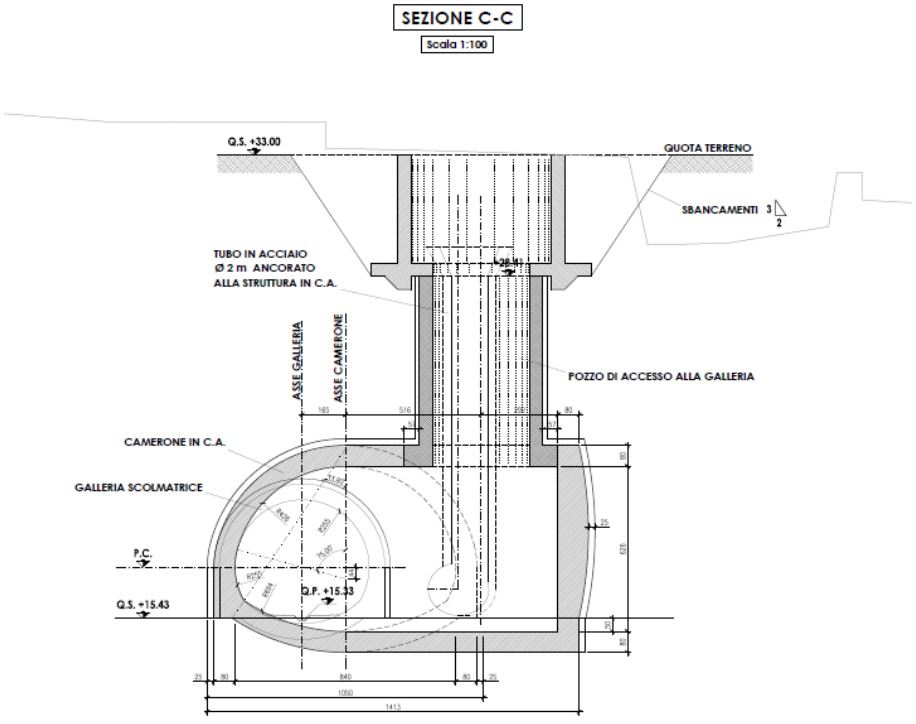


Figura 5: Particolare del pozzo Torrente Magistrato.

3.4. *Sbocco a mare*

Lo sbocco a mare verrà realizzato tramite attacco diretto in roccia, previa realizzazione di alcuni interventi di protezione della falesia che costituisce il versante in analogia a quelli che recentemente sono stati posti nelle immediate vicinanze in occasione della realizzazione del depuratore cittadino.

Gli interventi di protezione consistono nel disgaggio dei blocchi instabili e nella posa di chiodi e rete di protezione.

Successivamente si provvederà alla realizzazione di una palificata lungo l'esistente viabilità, al successivo getto di un solettone in calcestruzzo armato (da realizzarsi in due fasi in modo tale da non compromettere l'uso della strada, che collega Santa Margherita Ligure a Portofino) ed alla realizzazione della dima di attacco.

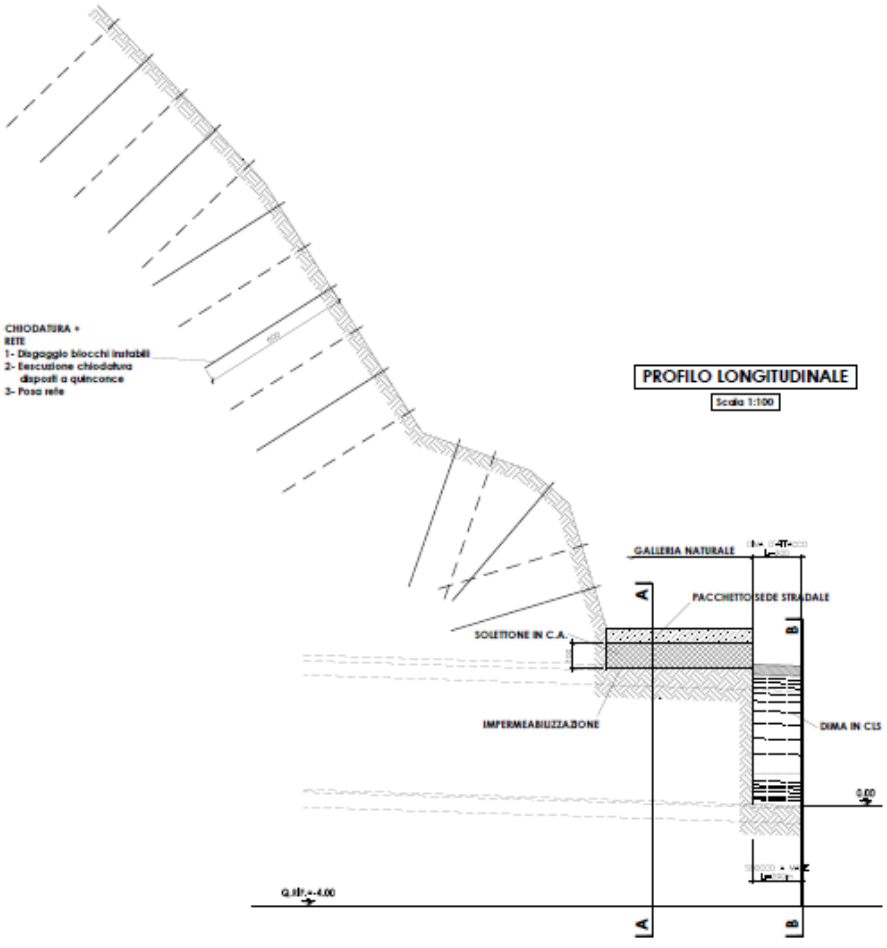


Figura 6: Sbocco a mare.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

3.5. *Galleria naturale*

Le sezioni tipo previste per lo scavo sono tre: B0, B0V a sagoma troncoconica e B1V a sagoma troncoconica quest'ultima solo per la penetrazione nell'area codificata come DGPV; la loro scelta discende dall'applicazione del metodo ADECO-RS di nota e comprovata affidabilità.

In configurazione di progetto la galleria, essendo totalmente impermeabilizzata (sezione impermeabilizzante denominata tipo "2"), non costituirà dreno preferenziale per le fratture presenti nell'ammasso roccioso. Anche l'interazione della galleria con l'ammasso roccioso sarà non significativa, poiché la presenza della galleria, attraversando una formazione a bassa permabilità, non ne provocherà sostanziali variazioni.

Per tale motivo si ritiene che le capacità di emungimento dei pozzi non possano venire influenzate.

In linea generale l'acronimo ADECO-RS si riferisce all'Analisi delle Deformazioni COntollate nelle Rocce e nei Suoli e definisce un approccio progettuale e costruttivo ideato nel 1998 dal prof. Ing. P. Lunardi.

Questo metodo parte dalla semplice osservazione della tridimensionalità del problema statico della realizzazione di una galleria in avanzamento e perviene alle seguenti conclusioni:

1. la stabilità della galleria (sia a breve che a lungo termine) dipende dalla formazione di un effetto arco nel terreno al contorno del cavo;
2. la sua formazione è segnalata dall'entità e dal tipo di risposta deformativa del terreno allo scavo;
3. la risposta deformativa si identifica nell'estrusione del nucleo di avanzamento al fronte ed evolve dapprima come preconvergenza, poi come convergenza (che rappresenta solo l'ultimo stadio del processo);
4. la risposta deformativa è condizionata dalla rigidezza del nucleo di avanzamento;
5. la stabilizzazione della galleria si consegue con azioni di precontenimento del cavo oltre che di semplice contenimento.

Il metodo ADECO-RS prevede che il progetto e la costruzione dell'opera sotterranea si sviluppino attraverso le seguenti fasi:

- una fase conoscitiva che consente, attraverso una analisi dettagliata ed un esame critico dei dati disponibili, una preliminare caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso interessato dallo scavo;

- una fase di diagnosi, da cui dipende la scelta degli interventi di stabilizzazione, nella quale, sulla base delle conoscenze geologiche, idrogeologiche, geotecniche e geomeccaniche raccolte nella fase conoscitiva, si effettua una previsione attendibile riguardo al comportamento tensio deformativo dello scavo in sotterraneo in assenza di interventi di stabilizzazione.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

Essa è effettuata tramite l'impiego del metodo delle "linee caratteristiche", analizzando i differenti gruppi geomeccanici individuati nella fase conoscitiva ed in base ai differenti valori di copertura, in termini di genesi, localizzazione, evoluzione ed entità dei probabili fenomeni deformativi che si innescano nella fascia di terreno od ammasso roccioso intorno allo scavo ponendo particolare attenzione la stabilità del fronte di scavo.

Punto terminale della fase di diagnosi è la definizione delle classi di comportamento che avviene considerando quale elemento centrale per l'analisi proprio la stabilità; il metodo ADECO-RS individua le seguenti tre categorie di comportamento:

I. caso "A", fronte stabile;

II. caso "B" fronte stabile a breve termine;

III. caso "C" fronte instabile.

- una fase di terapia che consente, successivamente all'individuazione delle categorie di comportamento, la definizione degli interventi progettuali più idonei da mettere in atto per la realizzazione delle gallerie;

- una fase operativa e di controllo in corso d'opera dove sono forniti, per ciascuna sezione tipo, dei valori limite di deformazione e delle linee guida per l'applicazione delle stesse sezioni; attraverso l'adozione di sistematici rilievi geostrutturali dei fronti di scavo e la messa in opera di un adeguato sistema di monitoraggio saranno verificate la correttezza della delle ipotesi progettuali e gestite le eventuali discrepanze.

Le figure seguenti mostrano le sezioni tipo applicate per la galleria.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

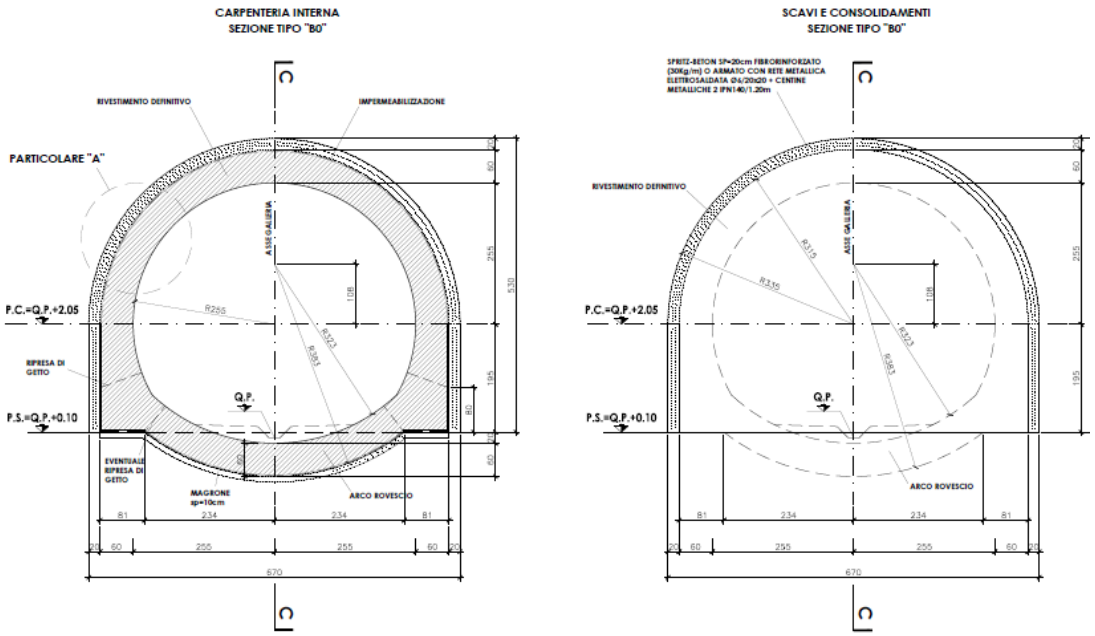


Figura 7: Sezione tipo B0.

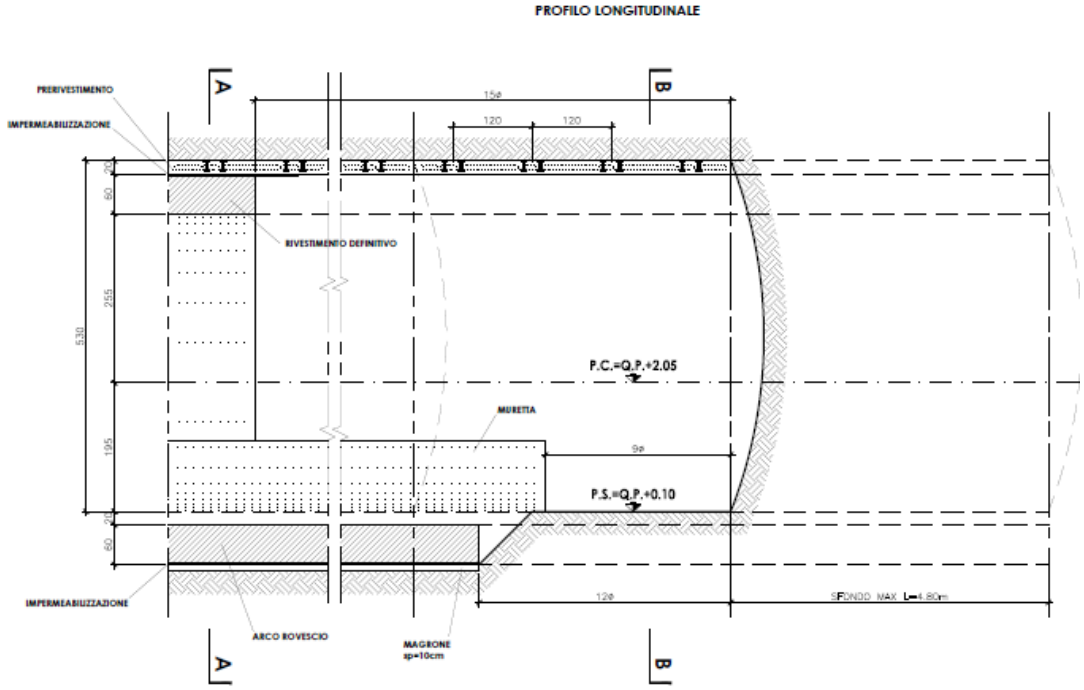


Figura 8: Profilo longitudinale della sezione tipo B0.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

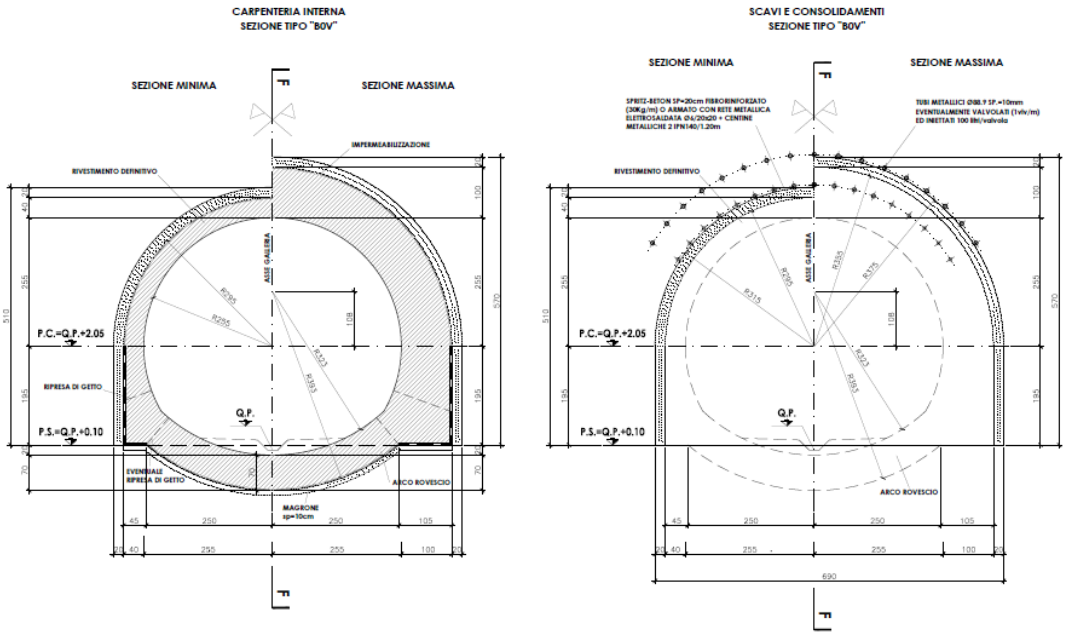


Figura 9: Sezione tipo B0V.

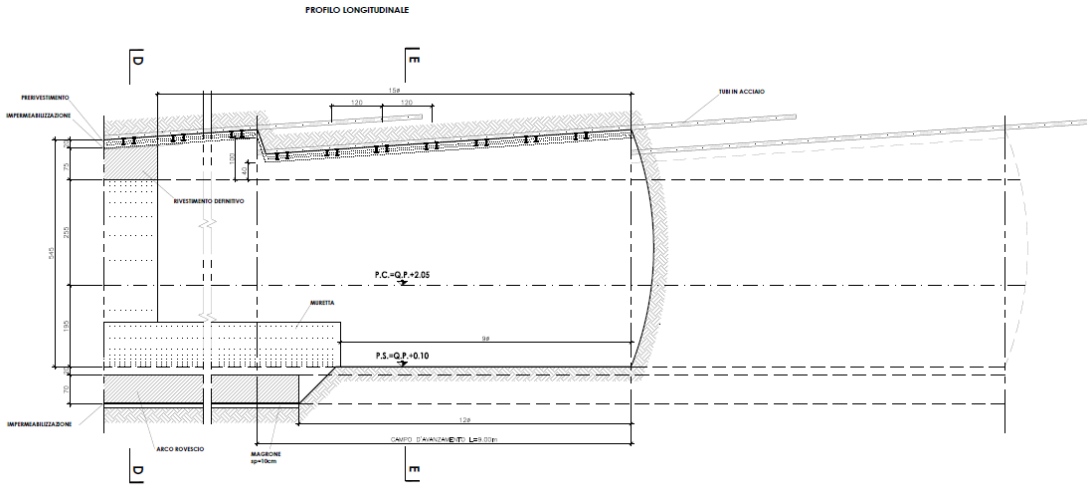


Figura 10: Profilo longitudinale della sezione tipo B0V.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

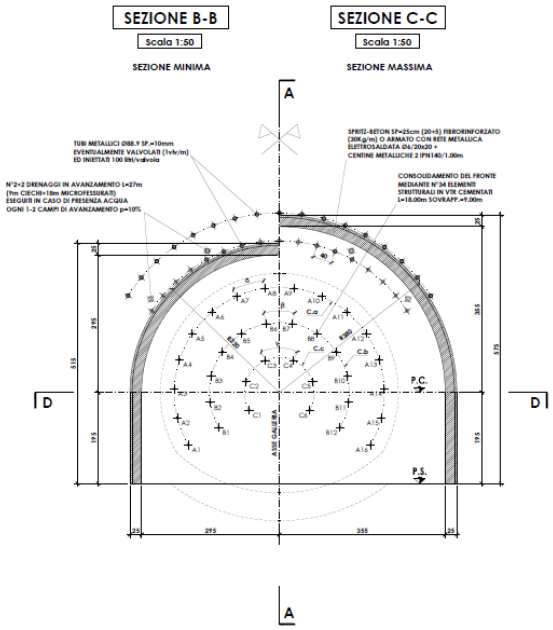


Figura 11: Sezione tipo B1V.

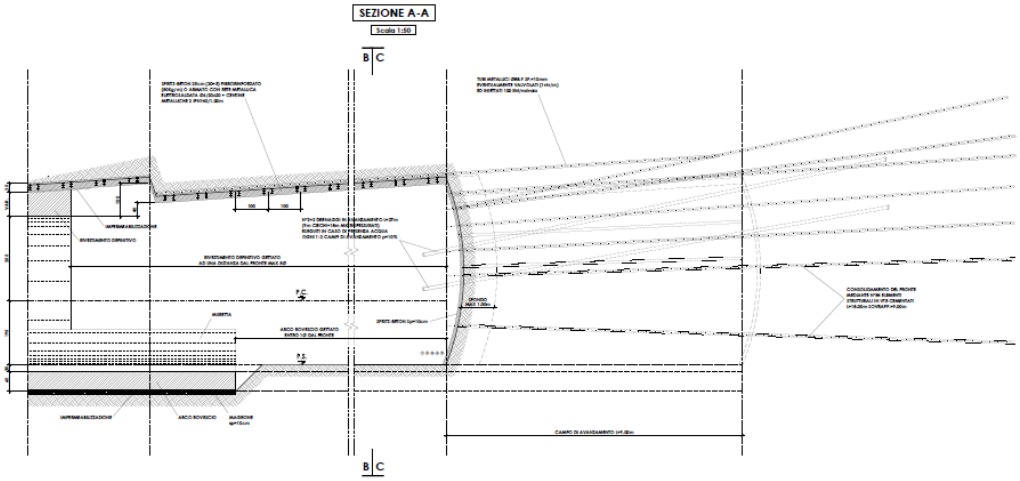


Figura 12: Profilo longitudinale della sezione tipo B1V.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

4. Inquadramento geologico strutturale

L'inquadramento geologico-strutturale è basato sull'analisi della documentazione della precedente fase progettuale (Progetto Preliminare), della bibliografia geologica disponibile, della fase progettuale del 2005 (Progetto Definitivo) e della recente campagna d'indagine messa a disposizione dal Comune di Santa Margherita Ligure.

In particolare, per quanto riguarda la cartografia geologica si è fatto riferimento alle carte geologiche allegate agli studi del PUC di Santa Margherita Ligure (2012) ed al Piano di Bacino della Provincia di Genova (2014).

L'area interessata ai lavori fa parte della quota di territorio del comune di Santa Margherita Ligure, in particolare della porzione delimitata dai rilievi collinari che si estendono tra Punta Pedale e Monte di Portofino, tra Monte di Portofino e Ramezzana, tra Ramezzana e Punta Pagana.

Dal punto di vista strutturale la geologia della zona non risulta molto articolata. Si tratta, a grande scala, di una monoclinale immergente verso Sud (N150°-190°E di immersione e 10-60° di inclinazione).

L'intero tracciato interessa una sola formazione geologica costituita dalla Formazione dei Calcari Marnosi del Monte Antola e caratterizzata da una alternanza ritmica di calcari marnosi, calcari arenacei e marne calcaree in strati e bancate di spessore normalmente pluridecimetrico, che possono arrivare localmente a spessori massimi di 10 – 12 metri.

La situazione risulta leggermente complicata da una serie di pieghe, a scala metrico-decametrica, più o meno serrate, o a chevron, caratterizzate generalmente da assi sub-orizzontali diretti circa ad E-W o ENE-WSW.

Diverse faglie, inoltre, sono state osservate in corrispondenza delle cerniere delle pieghe stesse: tali faglie subverticali presentano una direzione subparallela a quella della stratificazione e di conseguenza risultano generalmente immergenti verso N170°-190°E o talora, soprattutto a Sud del Torrente San Siro, verso N140°E.

4.1. *Unità Litostratigrafiche*

Di seguito è riportato un sintetico inquadramento dei principali domini geologico-strutturali, e delle unità litostratigrafiche presenti.

L'assetto strutturale è differenziato tra le due unità geologiche: i litotipi delle Unità Liguri presentano una deformazione duttile, con pieghe anche a grande scala, su cui si è sovrimposta la successiva deformazione fragile con faglie, mentre i Conglomerati di Portofino presentano prevalentemente una deformazione di tipo fragile con un fitto reticolo pervasivo di giunti e faglie.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

4.1.1. Unità Liguri dei Calcari Marnosi del Monte Antola

Il tracciato della galleria impegna la Formazione dei Calcari Marnosi del Monte Antola; trattasi di una formazione lapidea che se nel complesso risulta omogenea, presenta le caratteristiche tipiche del flysch; sono pertanto presenti calcareniti micacee, generalmente a grana fine, passanti a calcisiltiti, alle quali si alternano marne calcaree, compatte in strati di spessore medio di 30 cm, con fratturazione scheggiosa o a blocchetti, e argille marnose.

Il Flysch del Monte Antola è costituito da torbiditi marnoso-calcaree a base calcareo-arenacea in strati medio spessi con frequenti icno-facies a Helminthoïdes e Chondrites (Marini, 1998).

L'unità è costituita da una successione ritmica di strati torbiditici di spessore da submetrico a plurimetrico definiti dalla coppia calcare arenaceo – marna calcarea / marna.

Spessori massimi di 10-12 metri per le bancate di calcari marnosi vengono riportati da Bellini (1979) nel rapporto di indagine per il piano regolatore di Rapallo.

Sono presenti frequentemente calcilutiti in strati submetrici con giunti argillitici.

L'unità è caratterizzata oltre che dall'originale stratificazione sedimentaria, da strutture sin-post deposizionali come pieghe e slumpimgs, e da foliazioni post sedimentarie, come clivaggi di fratturazione originatesi durante le fasi di piegamento alla meso ed alla grande scala.

Studi sulla cristallinità dell'illite e sulla riflettanza della vitrinite hanno permesso di attribuire a questa unità condizioni da anchimetamorfiche a diagenetiche (Marini, 1998).

La stratificazione, nella zona interessata dall'opera immerge generalmente verso Sud-Est o Sud con inclinazioni variabili da 25° a 75°.

All'interno delle bancate calcaree il grado di fratturazione è medio, con giunti a spaziatura decimetrico – metrica e con frequenti riempimenti costituiti da vene di cementi calcitici spesso ortogonali alle superfici di fratturazione.

Localmente nei calcari possono essere presenti fenomeni carsici in fase embrionale (Allasinaz et al., 1971; Cortesogno & Haccard, 1984).

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

4.1.2. Bacino Terziario Ligure Piemontese

Nell'area interessata dal progetto il Bacino Terziario Ligure Piemontese, ovvero i litotipi attribuibili a tale unità, sono costituiti da conglomerati oligocenici, rappresentati dalla formazione dei Conglomerati di Portofino.

Si tratta di conglomerati poligenici a clasti sia arrotondati, sia spigolosi, di dimensioni variabili da centimetriche (5-10 cm) a pluridecimetriche (oltre 1 metro), rappresentati in maggioranza da calcari marnosi identici a quelli del substrato costituito dai Calcari dell'Antola.

I clasti di calcari marnosi rappresentano oltre il 50% del totale dei clasti del conglomerato.

Altre componenti litologiche dei clasti sono rappresentate, in ordine di abbondanza decrescente, da arenarie e calcareniti, ofioliti (basalti, gabbri, serpentiniti e subordinate oficalciti), calcari micritici, diaspri e radiolariti. La matrice del conglomerato è di tipo arenaceo, cementata da carbonati, localmente a granulometria più fine (fino ad argillosa).

Possono essere presenti livelli a granulometria fine contenenti resti carboniosi.

La sequenza dei conglomerati di Portofino presenta una potenza di circa 450 metri e poggia in discordanza sul basamento costituito dai calcari del Monte Antola.

Tutto il complesso conglomeratico presenta una giacitura monoclinale inclinata di circa 20° verso Sud.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

5. Indagini eseguite

5.1. *Indagini del Progetto Preliminare*

5.1.1. Sondaggi

Dalle indagini relative al Progetto Preliminare il tracciato è indagato da 7 sondaggi geognostici verticali, 2 inclinati 45° in prossimità del Fosso Magistrato, e altri 2 sondaggi effettuati con geometria orizzontale posizionati in corrispondenza delle opere di presa per un totale di 11 sondaggi.

Le indagini dirette sono integrate in corrispondenza delle zone caratterizzate da maggiore spessore dei depositi superficiali o dalla presenza di lineamenti strutturali da indagini di tipo geofisico costituite da profili sismici e stendimenti geoelettrici.

La campagna geognostica effettuata presenta su un tracciato di circa 2,4 km per una media di 1 sondaggio ogni 220 m; la distribuzione risulta disomogenea lungo il tracciato a causa di difficoltà di accesso per le indagini.

Le indagini acquisite risultano soddisfacenti per la definizione delle principali problematiche e per una prima caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso attraversato.

5.1.2. Prove in sito

5.1.2.1. Prove Geofisiche

Nel corso delle indagini per il progetto preliminare sono state effettuati diversi stendimenti a riflessione, a rifrazione e geoelettrici.

Lo scopo di questo tipo di indagini è di definire la geometria del contatto tra depositi superficiali e substrato roccioso e valutare mediante la velocità le caratteristiche meccaniche dell' ammasso roccioso.

Buona parte di queste indagini sono concentrate nell'area a monte della comunale Madonnetta.

5.1.2.2. Prove di permeabilità in roccia

All'interno dei fori di sondaggio S2, S3, S4, S5, S6, S7, S8, S9 ed S10 sono state eseguite prove di permeabilità in roccia di tipo Lugeon; la seguente riporta i valori del coefficiente di permeabilità ottenuto.

Le prove vengono riportate assieme ad una descrizione della litologia individuata nella tasca di prova (variabile da 2 m a 6 m) e dall' RQD% relativo allo stesso intervallo.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

	SONDAGGIO	da m	a m	L	LITOLOGIA	U.L.	RQDmax %	RQDmin %	Permeabilità m/sec
INDAGINI 2003	S2	24	27	3	Calcare marnoso e calcarenite	**4,3**	92	24	**2,6E-07**
	S3	16	19	3	calcare marnoso e marna	**9,9**	30	20	**5,9E-07**
	S4	27	31	4	Calcare marnoso-calcarenite e marna-argillite	**3,9**	56	25	**2,3E-07**
	S4	33	36	3	argillite e calcarenite	**3,8**	83	76	**2,3E-07**
	S5	24	30	6	calcare marnoso e marna argillosa	**1,1**	70	45	**6,6E-08**
	S5	33	36	3	calcare marnoso	**3,7**	87	85	**2,2E-07**
	S6	16	18	2	calcare marnoso e marna argillosa brecciati	**15,9**	42	23	**9,5E-07**
	S7	26	30	4	calcare marnoso e argillite marnosa	**11,4**	39	0	**6,8E-07**
	S7	38	41	3	calcare marnoso	**7,7**	78	60	**4,6E-07**
	S8	54	58	4	calcare marnoso e argillite marnosa	**2,8**	52	28	**1,7E-07**
	S9	31	35	4	calcari marnosi con frequenti interstrati argilliti e marne	**3**	30	10	**1,8E-07**
	S10	8	10	2	calcare marnoso fratturato	**12,9**	45	40	**7,7E-07**

Tabella 1: Valori del coefficiente di permeabilità riscontrato dalle prove Lugeon eseguite nella campagna del Progetto Preliminare.

5.2. *Indagini dello Svincolo di Rapallo*

La campagna è costituita da sei sondaggi e da prospezioni sismiche a riflessione; tra i sondaggi eseguiti il sondaggio S1A ricade sul tracciato dello scolmatore all'altezza della Costa di Santa Barbara, mentre i rimanenti sondaggi risultano disposti ad oltre 100 metri dal tracciato dello scolmatore e pertanto non significativi.

Le prove geomeccaniche effettuate per lo svincolo possono essere utilizzate come confronto per la caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso attraversato dallo scolmatore.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

5.3. *Indagini integrative del Progetto Definitivo (2005)*

5.3.1. Sondaggi

Nell'ambito dell'approfondimento delle conoscenze in sede di redazione del Progetto Definitivo (2005) è stata eseguita una campagna integrativa costituita da 4 sondaggi, prove geofisiche e prove di laboratorio.

La seguente Tabella 2 mostra il quadro sintetico.

Sondaggio	Progressiva	Lunghezza (m)	Note
SA	1+800	40	Sondaggio verticale nella zona di frana posizionato a monte del tracciato da attrezzare con inclinometro
SB	1+800	52,7	Sondaggio suborizzontale inclinato circa 30° con immersione verso N250°
SC	1+055	30	Sondaggio verticale in zona ubicazione pozzo presso il fosso del Magistrato per esecuzione prove cross-hole
SCbis	1+060	30	Perforazione a distruzione per effettuare prova cross-hole con il sondaggio SC.
SD	0+310	45	Sondaggio verticale in zona con edifici

Tabella 2: Quadro sintetico delle indagini integrative del 2005.

Si descrivono sinteticamente le risultanze principali dei sondaggi in oggetto.

5.3.1.1. Sondaggio SA

Ubicato fuori dal tracciato della galleria attraversa depositi superficiali costituiti da limi e limi argillosi con clasti centimetrici di calcare per uno spessore di 9,45 m cui segue fino a 13,5 m una fascia con il substrato roccioso costituito dai Calcari dell'Antola completamente alterato e destrutturato.

Da 13,45 a 40 m si attraversano i Calcari del Monte Antola costituiti da calcari marnosi con interstrati argillitici; l'ammasso è caratterizzato dalla presenza di fratture subverticali e dalla presenza di cementi calcitici nelle fessure.

L'ammasso roccioso presenta mediamente un RQD pari o superiore al 50% ad eccezione dei tratti tra 16,8-20,0 m e 36,1-38,4m che presentano valori tra il 20 e il 35%. La perforazione ha incontrato acqua da 3,15 m da piano campagna.

5.3.1.2. Sondaggio SB

Eseguito con inclinazione di 30° in direzione N250°, presenta uno spessore di depositi superficiali da piano campagna fino a 8,75 m costituita da limi , limi argillosi con clasti calcarei centimetrici.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

Il sondaggio esclude la prosecuzione della coltre di depositi eluvio colluviali con uno elevato spessore individuata dai sondaggi effettuati nel settore a monte.

A questo intervallo segue fino a 10,0 m una ridotta fascia di alterazione del substrato roccioso costituito dai Calcari dell'Antola.

Da 10,0 a 52,70 m si attraversano i calcari del Monte Antola costituiti da calcari marnosi con intervalli argillitici; l'ammasso presenta zone intensamente fratturate ed è caratterizzato dalla presenza di fratture subverticali e dalla presenza di cementi calcitici di spessore centimetrico nelle fessure.

L'ammasso roccioso presenta mediamente un RQD molto variabile tra 0 e 85%, poco sopra la zona di calotta tra 32 e 35 m è presente una fascia con fatturazione particolarmente intensa e riempimento di materiale argilloso nelle fratture.

La perforazione ha incontrato acqua da 4,33 m (circa 2 m in verticale) da piano campagna e all'interno dell' ammasso roccioso sono presenti evidenze di circolazione idrica.

5.3.1.3. Sondaggio SC

Effettuato assieme ad un'altra perforazione a distruzione per l' esecuzione di prove tipo cross-hole in corrispondenza del pozzo presso il Fosso del Magistrato, mostra da piano campagna fino a 2,9 m la presenza di materiali di riporto e depositi eluvio colluviali cui segue fino a 4 m una fascia di alterazione del substrato roccioso costituito da calcari.

Da 4,0 a 30,0 m si attraversano i calcari del Monte Antola costituiti da calcari marnosi e calcareniti con intervalli argillitici; l'ammasso presenta zone intensamente fratturate ed è caratterizzato dalla presenza di un fitto reticolo fessurativo con presenza di fratture suborizzontali e subverticali e dalla presenza di cementi calcitici di spessore centimetrico nelle fessure.

Nella fascia tra 4 e 12,7 m, sono presenti riempimenti delle fratture sia di limo argilloso che di cementi calcitici.

Una frattura estesa tra 14,5 e 14,85 presenta cementi calcitici. Sono presenti fasce con ammasso disarticolato in cui non è possibile riconoscere la stratificazione prevalentemente suborizzontale.

L'ammasso roccioso presenta mediamente un RQD molto variabile tra 20 e 70%.

La perforazione ha incontrato acqua da 4,0 da piano campagna e all'interno dell' ammasso roccioso sono presenti evidenze di circolazione idrica con patine di ossidazione.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

5.3.1.4. Sondaggio SD

Evidenzia che da piano campagna fino a 1,0 m sono presenti materiali di riporto cui segue fino a 2 m una fascia di alterazione e locale disarticolazione del substrato roccioso costituito da calcari.

Da 2,0 a 45,0 m si attraversano i calcari del Monte Antola costituiti da calcari marnosi e marne; l'ammasso roccioso è caratterizzato dalla presenza di un fitto reticolo fessurativo con la presenza di fratture suborizzontali e subverticali e dalla presenza di cementi calcitici di spessore centimetrico nelle fessure.

Alcune fratture risultano aperte senza materiale di riempimento. Le superfici di stratificazione presentano inclinazione di25-30°.

L'ammasso roccioso presenta mediamente un RQD molto variabile tra 20 e 70%.

La perforazione ha incontrato acqua entro i primi 10 m del foro.

5.3.2. Prove in sito

5.3.2.1. Prove geofisiche

E' stata effettuata una prova Cross-hole per la valutazione dell'ammasso roccioso nei pressi della presa del Fosso del Magistrato; le misure crosshole effettuate riportano solo la velocità delle onde S e pertanto la velocità delle onde P è stata ricavata da correlazioni (VP/VS = 1,81-1,91) note in letteratura (Gardner et al. 1974, Kenter et al. 1997, Rafavich Lendall & Todt 1984.

Profondità (m)	ρ	VP(m/s)	Vs (m/s)	ν	E (Gpa)
1	2,00	603,78	**317,78**	0,2	**485**
3	2,00	1.000,54	**526,60**	0,2	**1.331**
5	2,00	1.576,70	**829,84**	0,2	**3.305**
7	2,58	2.142,36	**1.127,56**	0,3	**8.528**
9	2,58	2.396,19	**1.261,15**	0,3	**10.669**
11	2,58	2.498,01	**1.314,74**	0,3	**11.595**
13	2,58	2.976,27	**1.566,46**	0,3	**16.460**
15	2,58	2.907,27	**1.530,14**	0,3	**15.706**
17	2,58	2.873,96	**1.512,61**	0,3	**15.348**
19	2,58	2.766,17	**1.455,88**	0,3	**14.218**
21	2,58	2.499,11	**1.315,32**	0,3	**11.605**
23	2,58	2.805,37	**1.476,51**	0,3	**14.624**
25	2,58	2.544,18	**1.339,04**	0,3	**12.028**
27	2,58	2.612,50	**1.375,00**	0,3	**12.682**
29	2,58	3.019,27	**1.589,09**	0,3	**16.939**

Tabella 3: Valori ricavati dalla prova Cross-Hole.

Il modulo elastico dinamico e le velocità rilevate mostrano un ammasso roccioso intensamente fratturato come viene confermato dall'analisi del sondaggio.

La seguente Figura 13 riporta l'andamento della velocità delle onde S misurate e P ricostruite con la profondità.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

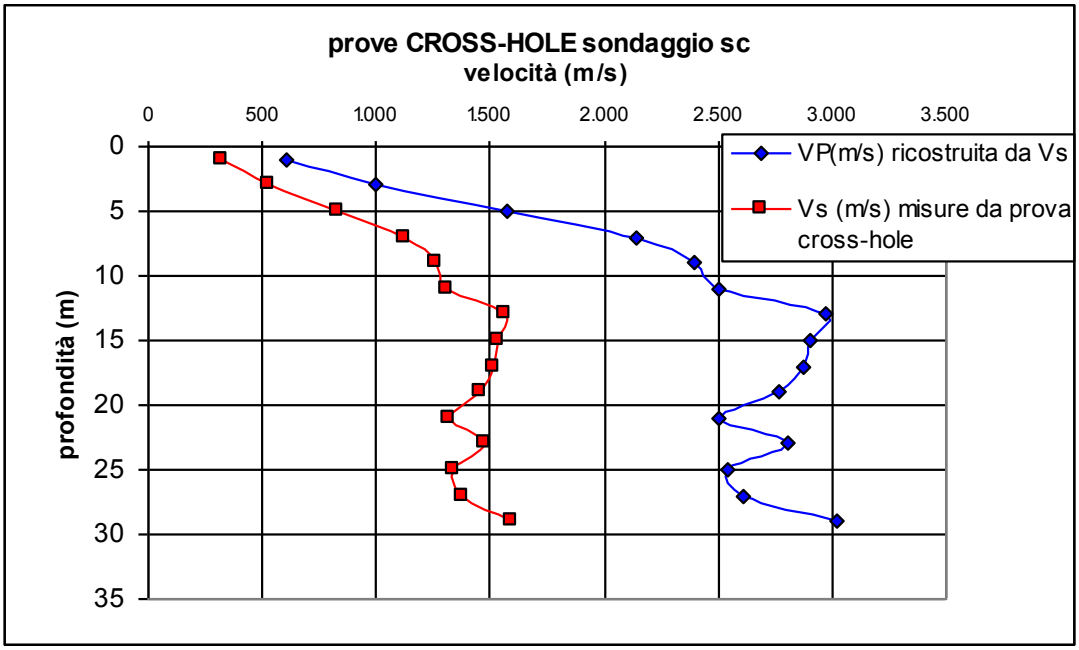


Figura 13: Andamento delle velocità delle onde P ed S dalla prova C-H.

5.3.2.2. Prove dilatometriche

La determinazione del modulo elastico dell'ammasso roccioso è possibile attraverso l'esecuzione di prove dilatometriche nei sondaggi SA, SB, SC, SD.

Si osserva che i valori riscontrati nei sondaggi SB e SD presentano un andamento caratterizzato da un ridotto incremento dei valori del modulo con la pressione, dovuto all'intersezione ad alto angolo del sondaggio inclinato di 30° con le discontinuità osservate mentre i valori risontrati nei sondaggi SA e SC mostrano un marcato incremento dei valori del modulo elastico con la pressione.

In entrambi i casi le prove dilatometriche sono condotte in intervalli caratterizzati da una fatturazione molto bassa e forniscono dei valori superiori a quelli considerati per l'ammasso roccioso corrispondente.

Nel caso del sondaggio SC il risultato delle prove dilatometriche viene confrontato con la stratigrafia delle carote e i dati forniti dalle misure Cross-hole effettuate, le prove dilatometriche individuano un volume di ammasso roccioso decisamente ridotto rispetto alle prove cross-hole e a quello considerato per lo scavo della galleria, i dati forniti dalle prove dilatometriche, in questo caso forniscono una stima per eccesso del modulo elastico dell'ammasso roccioso.

I risultati sono riportati nelle seguenti Tabella 4 e Figura 14.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

Sondaggio	Profondità (m)	Litologia	RQD%	Pressione (bar)	Modulo E (Gpa)
SA	26,5	calcare massivo con fratture fino a 3 cm con riemp. calcite	95	22	**16,12**
SA	26,5	calcare massivo con fratture fino a 3 cm con riemp. calcite	95	32	**38,25**
SA	26,5	calcare massivo con fratture fino a 3 cm con riemp. calcite	95	59	**40,45**
SB	42,5	calcare marnoso e calcare a tessitura brecciata	75	26	**1,05**
SB	42,5	calcare marnoso e calcare a tessitura brecciata	75	34	**2,16**
SB	42,5	calcare marnoso e calcare a tessitura brecciata	75	64	**3,33**
SB	49,5	calcare marnoso con fratture subverticali	60	26	**1,01**
SB	49,5	calcare marnoso con fratture subverticali	60	33	**3,01**
SB	49,5	calcare marnoso con fratture subverticali	60	72	**3,42**
SC	20,5	calcare marnoso	70	19	**7,13**
SC	20,5	calcare marnoso	70	24	**20,81**
SC	20,5	calcare marnoso	70	47	**40,04**
SC	29,5	calcare marnoso	65	19	**10,18**
SC	29,5	calcare marnoso	65	24	**19,80**
SC	29,5	calcare marnoso	65	43	**39,78**
SD	41	calcare marnoso	40	19	**6,12**
SD	41	calcare marnoso	40	29	**8,59**
SD	41	calcare marnoso	40	44,5	**9,85**

Tabella 4: Valori del modulo E da prove dilatometriche.

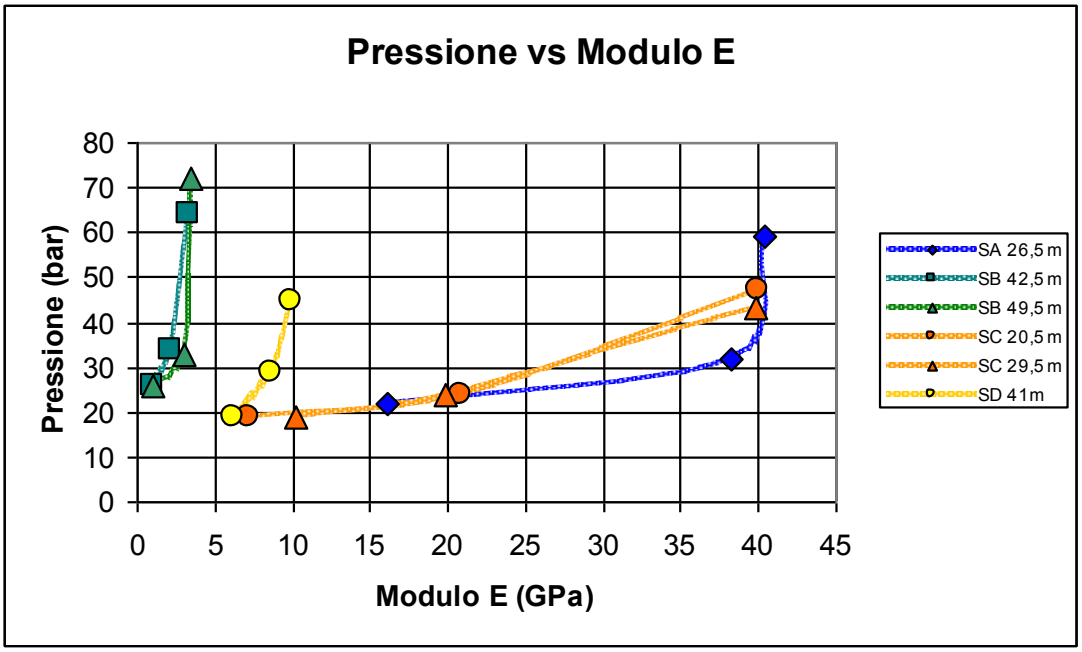


Figura 14: Andamento del modulo di deformazione.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

La seguente Figura 15 evidenzia una dispersione molto ampia dei modulo ottenuto senza poter determinare una correlazione attendibile tra RQD% ed il valore del modulo determinato.

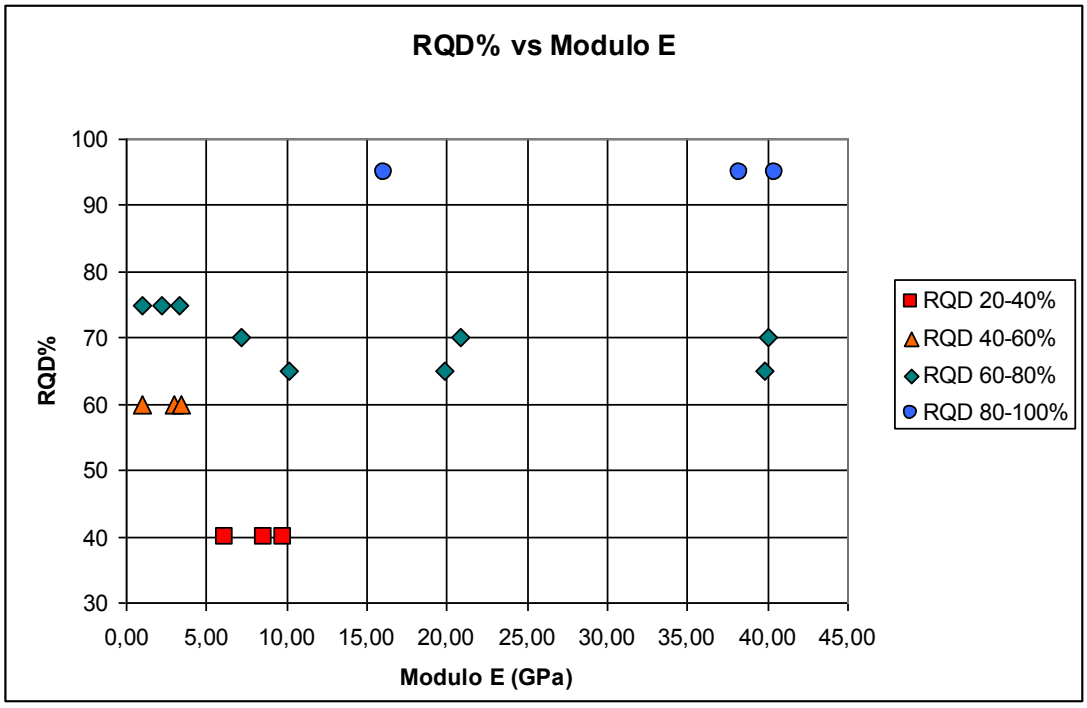


Figura 15: Dispersione tra RQD ed E.

Le prove dilatometriche individuano un ammasso roccioso con due tipologie ben distinte:

- una tipologia meno disturbata, caratterizzata da valori medi del modulo E di 11,8 GPa (comprende la prova a 32,5 m nel sondaggio S2 e le prove effettuate nei sondaggi S4 e BH11);
- una tipologia più fratturato con valori del modulo E di 5,2 GPa (comprendente la prova a 42,5 m del sondaggio S2 e le prove dei sondaggi S3 e BH6).

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

5.3.2.3. Prove di permeabilità in roccia

Anche nei quattro sondaggi della campagna geognostica integrativa del Progetto Definitivo sono state effettuatte delle Prove di Permeabilità Lugeon.

Le prove vengono riportate assieme ad una descrizione della litologia individuata nella tasca di prova (1 m) e dall' RQD% relativo allo stesso intervallo.

	SONDAGGIO	da m	a m	L	LITOLOGIA	U.L.	RQDmax %	RQDmin %	Permeabilità m/sec
INDAGINI 2005	SA	20	21	1	calcare marnoso fratturato	**24**	60		**1,4E-06**
	SA	24	25	1	calcare fratturato	**38**	55		**2,3E-06**
	SA	30	31	1	calcare	**18**	65		**1,1E-06**
	SB	35	36	1	calcare intensamente fratturato	**29,8**	40		**1,8E-06**
	SB	38,5	39,5	1	calcare debolmente fratturato	**1,7**	80		**1,0E-07**
	SB	47	48	1	calcare	**4,3**	85		**2,6E-07**
	SC	14	15	1	calcare con riempimento 40 cm calcite	**7,6**	75		**4,6E-07**
	SC	19	20	1	calcare deb. marnoso poco fratturato con interstrati	**6,6**	70		**4,0E-07**
	SC	24	25	1	calcari, calcari marnosi loc. int, fratturati	**7,3**	50		**4,4E-07**
	SD	19	20	1	calcare marnoso con riemp. calcite	**2,2**	30		**1,3E-07**
	SD	32	33	1	calcare marnoso con interstrati	**3,1**	40		**1,9E-07**
	SD	39	40	1	calcare marnoso con interstrati	**4,1**	40		**2,5E-07**

Tabella 5: Valori del coefficiente di permeabilità riscontrato dalle prove Lugeon eseguite nella campagna del Progetto Definitivo.

Le prove indicano un comportamento differente tra ammasso costituito da calcari-calcari marnosi fratturati e calcari marnosi con interstrati pelitici la cui presenza riduce drasticamente la permeabilità dell'ammasso roccioso, anche in condizioni di marcata fratturazione

La seguente Figura 16 mostra la variazione della permeabilità, espressa un Unità Lugeon, in funzione dell'indice RQD.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

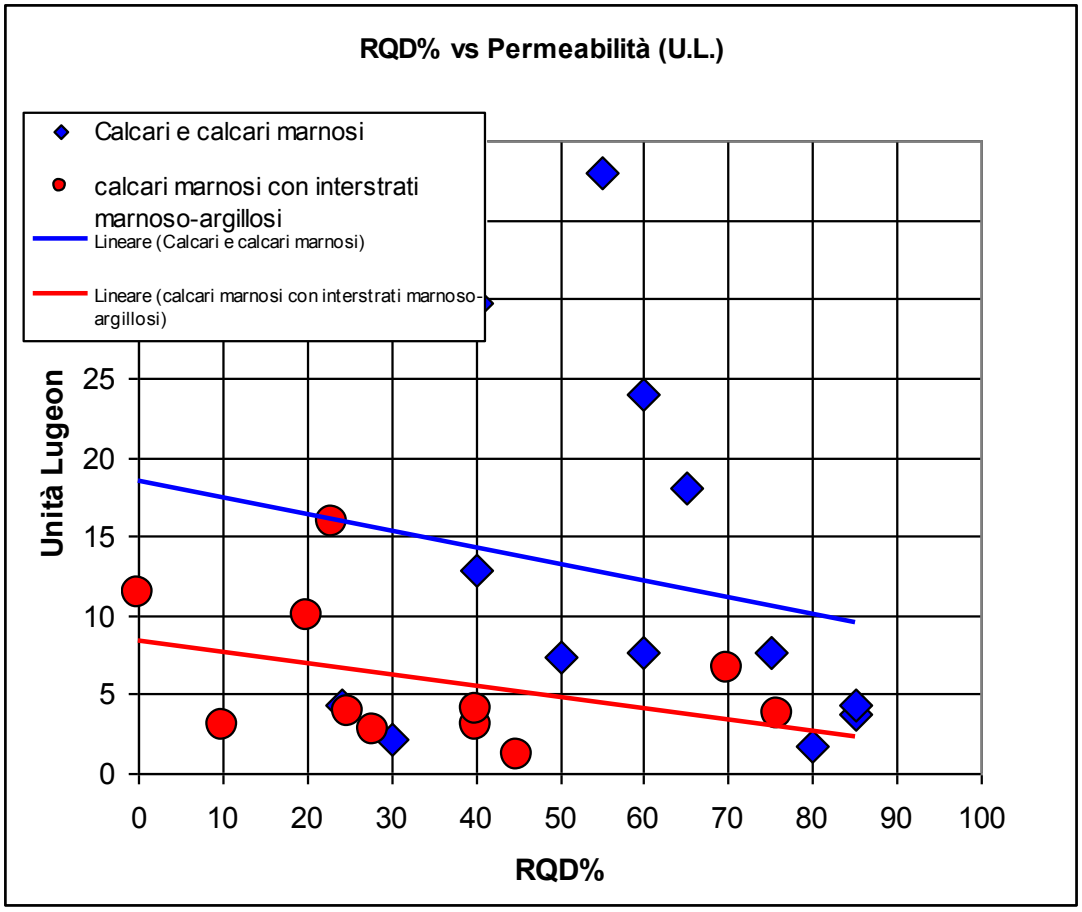


Figura 16: Variazione della permeabilità in funzione dell'indice RQD.

5.3.3. Prove di laboratorio

Nel complesso, sui campioni lapidei provenienti dalle carote delle indagini 2005 sono state eseguite prove di compressione monoassiale in controllo di deformazione, prove di compressione triassiale e prove di trazione brasiliana.

Su tutti i sondaggi sono inoltre state effettuate delle prove di Point Load Test (PLT) e, purtroppo, è stato possibile effettuare delle prove di taglio su giunto (sui campioni prelevati) ma, in loro sostituzione, sono state effettuate delle prove di compressione monoassiale in controllo di deformazione.

Le prove sono state tutte effettuate su campioni di Calcari Marnosi del Monte Antola, che caratterizzano il complesso entro il quale si sviluppa la galleria.

La seguente Tabella 6 riporta i campioni e la tipologia di prove della campagna integrativa per il progetto definitivo.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

SONDAGGIO SA		
QUOTA	*CAMPIONE*	*PROVA*
8,00 - 8,45		CARATTERIZZAZIONE CON GRANULOMETRIA
11,00 - 11,45		CARATTERIZZAZIONE CON GRANULOMETRIA
13,85 - 14,00		PLT
28,00 - 28,40		COMPRESSIONE TRIASSIALE
28,55 - 28,80		COMPR. MONO CONTR. DEF.
31,00 - 31,40		V. SONICA + COMP. MONO CONTR. DEF.
34,00 - 34,35		TRAZIONE BRASILIANA +PLT
35,20 - 35,35		PLT

SONDAGGIO SB		
QUOTA	*CAMPIONE*	*PROVA*
9,60 - 9,70		CARATTERIZZAZIONE CON GRANULOMETRIA
37,50 - 37,70		PLT
46,00 - 46,40		PLT
51,00 - 51,25		COMPRESSIONE TRIASSIALE+PLT

SONDAGGIO SC		
QUOTA	*CAMPIONE*	*PROVA*
18,30 - 18,60	5	PLT
20,35 - 20,52	4	PLT
22,50 - 22,70	2	COMPRESSIONE TRIASSIALE
24,50 - 24,70	3	COMP. MONO CONTR. DEF.
35,20 - 35,35	1	COMPR. MONO CONTR. DEF.

SONDAGGIO SD		
QUOTA	CAMPIONE	PROVA
27,45 - 27,70	2	COMPR. MONO CONTR. DEF.
29,80 - 30,00	1	PLT
32,10 - 32,30	4	PLT
34,50 - 34,80	3	COMPRESSIONE TRIASSIALE + TRAZIONE BRASILIANA

Tabella 6: Sintesi delle prove geomeccaniche eseguite.

La seguente Tabella 7 riassume i risultati delle prove geomeccaniche di laboratorio effettuate sia per il progetto preliminare che per il progetto definitivo.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

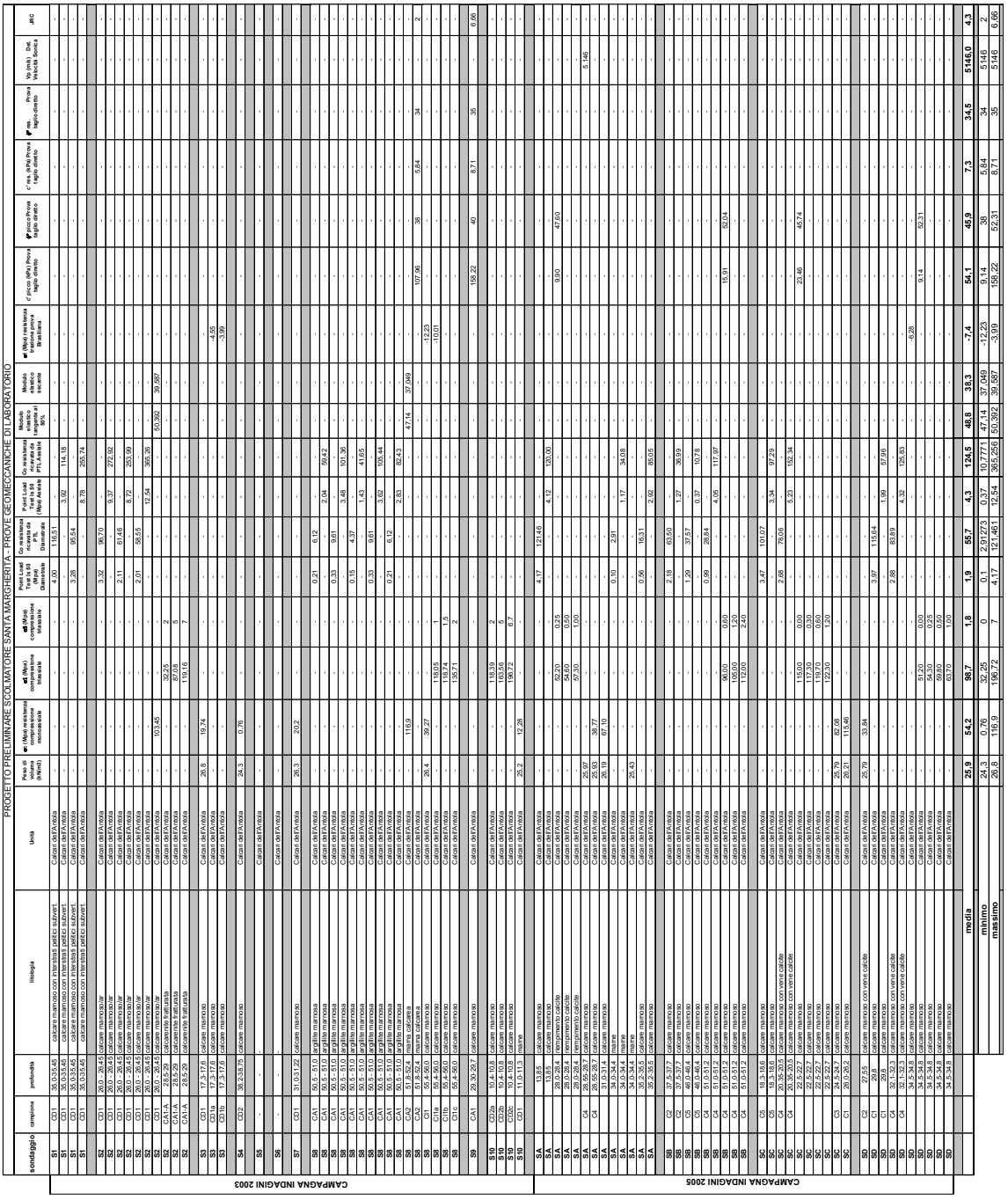


Tabella 7: Complessivo delle prove geomeccaniche eseguite.

5.4. *Indagini supplementari (2015)*

Le indagini supplementari predisposte dal Comune di Santa Margherita Ligure hanno permesso di meglio identificare la zona di imbocco che è sede di una DGPV.

Esse sono consistite in due sondaggi a carotaggio continuo, denominati SG1 ed SG2, attrezzati per riprese televisive in foro con telecamera acustica, prove down-hole, prove MASW e prove HVRS.

Lo scopo della campagna è stato quello di permettere lo studio dell'area sede di DGPV ed i risultati a cui detto studio è pervenuto sono stati considerati come riferimento in sede di modifica ed adeguamento del progetto della galleria.

I principali risultati, in termini geomeccanici, sono i seguenti:

- L'ammasso roccioso appare fortemente fratturato con valori di RQD decisamente bassi (mediamente 15% - 20%) nei primi 15 m – 18 m di sondaggio per entrambi i sondaggi;
- L'ammasso roccioso migliora lentamente ma gradualmente le sue caratteristiche con il progredire della profondità riscontrando valori confrontabili a quelli delle campagne precedenti oltre i 30 m;
- Appare evidente una fascia molto tettonizzata nei primi 30 m dal piano di campagna che è ascrivibile alla deformazione gravitativa profonda di versante accertata;
- In questa fascia si sono evidenziati tre sets di discontinuità (S) e due sets di fratture (k), che tendono a ruotare in termini di direzione, poco spaziati (da 10 cm a 50 cm) caratterizzati dalle seguenti giaciture:
    - S1, N219/29°;
    - S2, N141/14;
    - S3, N312/30°;
    - K1, N189/20°;
    - K2, 319/38°.
- Caratteristica peculiare emersa dalle prove BHTV è che i sets individuati suddividono la colonna stratigrafica in tre "blocchi" distinti di spessori compresi tra 6 m e 10 m.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

6. Caratterizzazione geomeccanica

La caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso interessati dallo scavo della galleria è stata ricavata dall'esame dei risultati dei sondaggi e delle prove di laboratorio sui campioni lapidei provenienti dai sondaggi effettuati, nonché dalla misura di stazioni di rilievo geostrutturale geomeccanico.

Nell'elaborazione dei parametri che caratterizzano i differenti tipi di ammasso roccioso sono state prese in considerazione anche esperienze progettuali che hanno interessato le stesse litologie.

6.1. *Definizione della scala del problema*

La galleria, come noto, interagisce con l'ammasso roccioso presente nel Volume Significativo dell'intervento e pertanto la definizione della scala del problema riveste il ruolo chiave per la corretta caratterizzazione geomeccacnica dell'ammasso roccioso presente in sito.

Infatti, se le singole discontinuità (che individuano un insieme di volumi rocciosi isolati) non hanno rilevanza rispetto alla scala dello scavo, occorre far riferimento all'ammasso roccioso nel suo complesso.

In questa circostanza il modello di approccio è quello del **continuo equivalente** che tratta l'ammasso roccioso come un mezzo continuo ed omogeneo, entro il quale i possibili cinematismi si sviluppano lungo superfici di taglio che coinvolgono sia i volumi rocciosi unitari integri sia piccoli tratti di discontinuità.

Viceversa, qualora le singole discontinuità hanno rilevanza rispetto alla scala dello scavo, occorre far riferimento ad esse e quindi il modello di approccio è quello del **discontinuo** nel quale i possibili cinematismi si sviluppano lungo piani preferenziali individuati, appunto, dai sistemi di discontinuità presenti.

La figura seguente mostra proprio le differenze fra il riferimento all'ammasso roccioso e le discontinuità, nell'ambito di un problema geotecnico.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

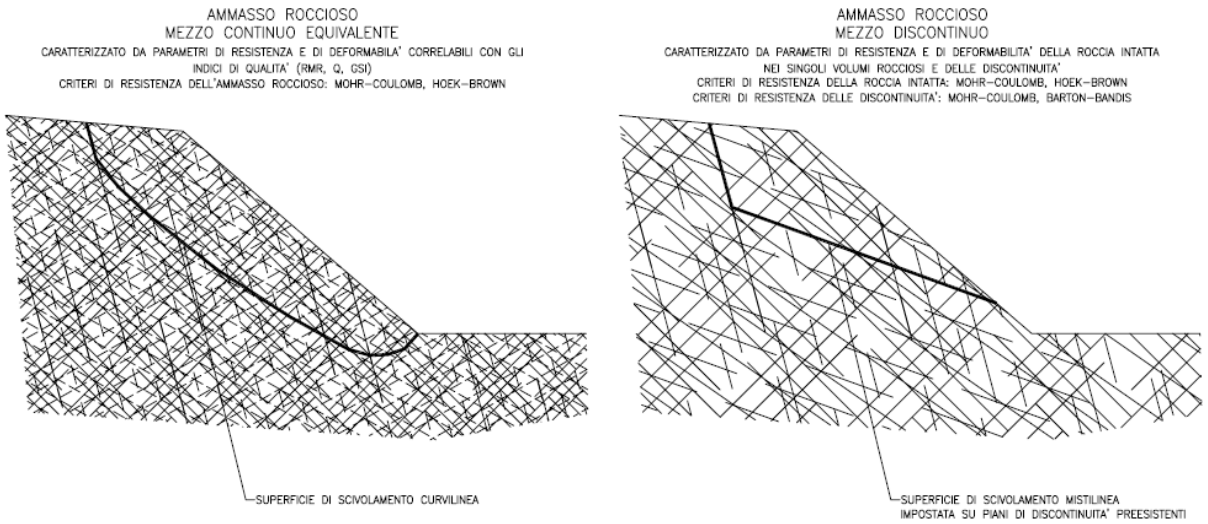


Figura 17: Caratterizzazione dell'ammasso roccioso in funzione della scala del problema.

Secondo l'accezione di Deere, in termini di qualità l'ammasso roccioso è riconducibile ad un ammasso di qualità da buona a scadente in funzione dei gruppi geomeccanici individuati e descritti nei successivi paragrafi.

L'approccio più coerente da adottarsi è pertanto quello del **continuo equivalente**.

6.2. *Caratterizzazione della porzione rocciosa*

La resistenza a compressione del porzione rocciosa dei Calcari Marnosi del Monte Antola presenta valori molto dispersi variabili da 0,76 MPa a 112 MPa (derivati dalle prove di compressione monoassiale) con valore medio di 54,6 MPa e deviazione standard di 48,3 MPa.

I valori di compressione da prove triassiali risultano sensibilmente maggiori con un valore medio di 98,7 MPa e deviazione standard di 26,5 MPa (i valori estremi risultano compresi tra 32 MPa e 196 MPa).

Le prove di point load test hanno rivelato una marcata anisotropia del materiale con valori medi di Is50 assiale pari a 4,3 MPa (deviazione standard di 1,8 MPa) e di Is50 diametrale pari a 1,9 MPa (deviazione standard di 3,9 MPa) con un rapporto tra la resistenza diametrale e la resistenza assiale pari al 44%.

Non viene individuata alcuna correlazione tra la resistenza a compressione dei campioni e l'RQD% dell'intervallo da cui sono stati prelevati i campioni e ciò è interpretabile con la presenza di un reticolo microfessurativo avente fratture serrate e presenza di cementi cartonatici, che permettono di ottenere buone percentuali di recupero durante il carotaggio (questo dato trova conferma anche dai risultati delle riprese con telecamera acustica).

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

Sempre dalle prove di laboratorio si ricava un modulo E tangente di 48,8 GPa e deviazione standard di 2,3 GPa discendente da valori estremi abbastanza omogenei e compresi tra 47,1 GPa e 50,4 GPa.

Le misure di velocità sonica, effettuate su un solo campione forniscono una velocità media di 5.146 m/s per il materiale roccia trovando buon accordo con il peso di volume secondo la correlazione di Gardner (1974).

Il peso di volume medio è di 25,8 kN/m^3 e deviazione standard di 1,1 kN/m^3 (con valori estremi compresi tra 24,3 kN/m^3 e 26,8 kN/m^3) ed i indica assenza di rocce carbonatiche pure e la prevalenza di calcari marnosi.

La litologia è caratterizzata da una porosità primaria quasi assente, che in litologie simili viene valutata inferiore allo 0,5%.

Sono stati distinti 4 gruppi omogenei all'interno del Calcare dell'Antola in base alle caratteristiche litologiche e geomeccaniche, le prove di laboratorio sono state suddivise in questi gruppi come riassunto nelle seguenti tabelle.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

GRUPPO 1	sondaggio	campione	profondità	litologia	Unità	Peso di volume (kN/m³)	σc (Mpa) resistenza compressione monoassiale	σ1 (Mpa) compressione triassiale	σ3 (Mpa) compressione triassiale	Point Load Test ts 90 (Mpa) Diametrale	Co resistenza ricavata da PTL Diametrale	Point Load Test ts 50 (Mpa) Axiale	Co resistenza ricavata da PTL Axiale	Modulo elastico secante al 50%	Modulo elastico tangente al 50%	Modulo elastico secante	σt (Mpa) resistenza trazione prova Brasiliana	c' picco (kPa) Prova taglio diretto	φ picco Prova taglio diretto	c' res. (kPa) Prova taglio diretto	φ res. Prova taglio diretto	Vp (m/s) Det. Velocità Sonica	JRC
	SA		13,85	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	4,17	121,46	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	SA		13,85	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	-	-	4,12	120,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	SC	C5	18,4	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	3,47	101,07	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	SC	C5	18,4	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	-	-	3,34	97,29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	SC	C4	20,4	calcare marnoso con vene calcite	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	2,68	78,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	SC	C4	20,4	calcare marnoso con vene calcite	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	-	-	5,23	152,34	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	SC		22,6	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	115,00	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	23,46	45,74	-	-	-	-
	SC		22,6	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	117,30	0,30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	SC		22,6	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	119,70	0,60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	SC		22,6	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	122,30	1,20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	SC	C3	24,6	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	25,79	82,08	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	SC	C3	24,6	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	25,21	115,46	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S2	CD1	26,2	calcare marnoso/ar	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	3,32	96,70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S2	CD1	26,2	calcare marnoso/ar	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	-	-	9,37	272,92	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S2	CD1	26,2	calcare marnoso/ar	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	-	-	8,72	253,99	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S2	CD1	26,2	calcare marnoso/ar	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	2,01	58,55	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S2	CD1	26,2	calcare marnoso/ar	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	-	-	12,54	365,26	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S2	CD1	26,2	calcare marnoso/ar	Calcari dell'Antola	-	103,45	-	-	-	-	-	-	50,392	39,587	-	-	-	-	-	-	5.146	-
	SA	C4	28,6	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	25,97	-	87,08	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S2	CA1-A	28,8	calcarenite tratturella	Calcari dell'Antola	-	-	97,08	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S2	CA1-A	28,8	calcarenite tratturella	Calcari dell'Antola	-	-	119,16	7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S9	CA1	29,5	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	150,22	40	8,71	35	-	6,66
	SD	C1	29,8	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	3,97	115,64	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S7	CD1	31,1	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	26,3	20,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	SD	C4	32,2	calcare marnoso con vene calcite	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	2,88	83,89	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	SD	C4	32,2	calcare marnoso con vene calcite	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	-	-	4,32	125,83	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S1	CD1	35,2	calcare marnoso con interstrati pelitici subvert.	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	4,00	116,51	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S1	CD1	35,2	calcare marnoso con interstrati pelitici subvert.	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	-	-	3,92	114,18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S1	CD1	35,2	calcare marnoso con interstrati pelitici subvert.	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	3,28	95,54	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S1	CD1	35,2	calcare marnoso con interstrati pelitici subvert.	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	-	-	8,78	255,74	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S8	C2	37,6	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	2,18	63,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S8	CA1	50,7	argilite marnosa	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	-	-	3,48	101,36	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S8	CA1	50,7	argilite marnosa	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	-	-	3,62	105,44	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	SB	C4	51,1	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	-	-	4,05	117,97	-	-	-	-	15,91	52,04	-	-	-	-
	SB	C4	51,1	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	96,00	0,60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	SB	C4	51,1	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	105,00	1,20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	SB	C4	51,1	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	112,00	2,40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S8	CA2	52,1	marna calcarea	Calcari dell'Antola	-	116,9	-	-	-	-	-	-	47,14	37,049	-	-10,01	-	-	-	-	-	-
	S8	C1b	52,1	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	118,05	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S8	C1b	52,1	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	116,74	1,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S8	C1c	52,1	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	135,71	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S10	C1D2a	54,3	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	116,39	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S10	C1D2b	54,3	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	163,56	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S10	C1D2c	54,3	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	196,72	6,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S5	-	-	-	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S6	-	-	-	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	sondaggio	campione	profondità	litologia	Unità	Peso di volume (kN/m³)	σc (Mpa) resistenza compressione monoassiale	σ1 (Mpa) compressione triassiale	σ3 (Mpa) compressione triassiale	Point Load Test ts 90 (Mpa) Diametrale	Co resistenza ricavata da PTL Diametrale	Point Load Test ts 50 (Mpa) Axiale	Co resistenza ricavata da PTL Axiale	Modulo elastico secante al 50%	Modulo elastico tangente al 50%	Modulo elastico secante	σt (Mpa) resistenza trazione prova Brasiliana	c' picco (kPa) Prova taglio diretto	φ picco Prova taglio diretto	c' res. (kPa) Prova taglio diretto	φ res. Prova taglio diretto	Vp (m/s) Det. Velocità Sonica	JRC
					media	26,1	87,6	123,0	2,4	3,2	93,1	6,0	173,5	48,8	38,3	-10,0	65,9	45,9	8,7	35,0	5146,0	6,7

Tabella 8: Risultati delle prove di laboratorio per il Gruppo 1.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

GRUPPO 2	sondaggio	campione	profondità	litologia	Unità	Peso di volume (kN/m3)	σc (Mpa) resistenza compressione monoassiale	σ1 (Mpa) compressione triassiale	σ3 (Mpa) compressione triassiale	Point Load Test to 50 (Mpa) Diametrale	Co resistenza ricavata da PTL Diametrale	Point Load Test to 50 (Mpa) Assiale	Co a sistenza ricavata da PTL Assiale	Modulo elastico tangente al 50%	Modulo elastico secante	σf (Mpa) resistenza trazione prova Brasiliana	c' picco (kPa) Prova taglio diretto	f' picco Prova taglio diretto	c' res. (kPa) Prova taglio diretto	f' res. Prova taglio diretto	Vp (m/s) Det. Velocità Sonica	JRC
	S2	CQ11	26,2	calcare marnoso/ar	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	2,11	61,46	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S3	C2	27,35	calcare marnoso con vene calcite	Calcari dell'Antola	25,79	33,84	52,20	0,25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S3		28,2	riempimento calcite	Calcari dell'Antola	-	-	54,60	0,50	-	-	-	-	-	-	-	9,90	47,60	-	-	-	-
	S4		28,2	riempimento calcite	Calcari dell'Antola	-	-	57,30	1,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S4	C4	28,6	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	25,93	38,77	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S2	CA1-A	28,8	calcarenite fatturata	Calcari dell'Antola	-	-	32,25	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S3	C1	29,8	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	-	-	1,99	57,96	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S4		31,2	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	26,19	67,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S3		34,6	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	51,20	0,00	-	-	-	-	-	-	-6,28	9,14	52,31	-	-	-	-
	S3		34,6	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	54,30	0,25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S3		34,6	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	59,80	0,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S3		34,6	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	63,70	1,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S4		35,4	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	0,66	16,31	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S4		35,4	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	-	-	2,02	85,05	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S3	C2	37,6	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	-	-	1,27	36,99	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S3	C3	46,2	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	1,29	37,57	2,04	59,42	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S8	CA1	50,7	argillite marnosa	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	-	-	1,43	41,65	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S8	CA1	50,7	argillite marnosa	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	-	-	2,83	82,43	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S8	CA1	50,7	argillite marnosa	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	0,99	28,84	-	-	-	-	-12,23	-	-	-	-	-	-
	S8	C4	51,1	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	107,96	-	-	-	-	-
	S8	C11	52,1	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	26,4	39,27	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	38	5,84	34	-	2
	S8	CA2	52,1	marna calcarea	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	sondaggio	campione	profondità	litologia	Unità	Peso di volume (kN/m3)	σc (Mpa) resistenza compressione monoassiale	σ1 (Mpa) compressione triassiale	σ3 (Mpa) compressione triassiale	Point Load Test to 50 (Mpa) Diametrale	Co resistenza ricavata da PTL Diametrale	Point Load Test to 50 (Mpa) Assiale	Co a sistenza ricavata da PTL Assiale	Modulo elastico tangente al 50%	Modulo elastico secante	σf (Mpa) resistenza trazione prova Brasiliana	c' picco (kPa) Prova taglio diretto	f' picco Prova taglio diretto	c' res. (kPa) Prova taglio diretto	f' res. Prova taglio diretto	Vp (m/s) Det. Velocità Sonica	JRC
					media	26,1	44,7	53,2	0,7	1,2	36,0	2,1	60,6	-	-	-9,3	42,3	46,0	5,8	34,0	-	2,0

Tabella 9: Risultati delle prove di laboratorio per il Gruppo 2.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

GRUPPO 3	sondaggio	campione	profondità	litologia	Unità	Peso di volume (kN/m3)	σc' (Mpa) resistenza compressione monoassiale	σ1' (Mpa) compressione triassiale	σ3' (Mpa) compressione triassiale	Point Load Test Is 50 (Mpa) Diametrale	Co resistenza ricavata da PTL Diametrale	Point Load Test Is 50 (Mpa) Assiale	Co resistenza ricavata da PTL Assiale	Modulo elastico tangente al 50%	Modulo elastico secante	σ' (Mpa) resistenza trazione prova Brasiliana	c' picco (kPa) Prova taglio diretto	ϕ' picco Prova taglio diretto	c' res. (kPa) Prova taglio diretto	ϕ' res. Prove taglio diretto	Vp (m/s) Det. Velocità Sonica	JRC
	S3	CD1	17.45	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	26.8	19,74	-	-	-	-	-	-	-	-	-4,95	-	-	-	-	-	-
	S3	CD1a	17.45	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S3	CD1b	17.45	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S4	CD2	32.45	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	24,3	0,76	-	-	-	-	-	-	-	-	-3,99	-	-	-	-	-	-
	S4		34.2	marne	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	0,10	2,91	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	SA		34.2	marne	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	-	-	1,17	34,08	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	SA		34.2	marne	Calcari dell'Antola	25,43	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	SB	C5	46.2	calcare marnoso	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	-	-	0,37	10,78	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S8	CA1	50.7	argillite marnosa	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	0,21	6,12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S8	CA1	50.7	argillite marnosa	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	0,13	3,91	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S8	CA1	50.7	argillite marnosa	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	0,15	4,37	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S8	CA1	50.7	argillite marnosa	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	0,33	9,61	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S8	CA1	50.7	argillite marnosa	Calcari dell'Antola	-	-	-	-	0,21	6,12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S10	CD1	11.0-11.3	marne	Calcari dell'Antola	25,2	12,28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
					media	25,4	10,9	-	-	0,2	6,5	0,8	22,4	-	-	-4,3	-	-	-	-	-	-
	sondaggio	campione	profondità	litologia	Unità	Peso di volume (kN/m3)	σc' (Mpa) resistenza compressione monoassiale	σ1' (Mpa) compressione triassiale	σ3' (Mpa) compressione triassiale	Point Load Test Is 50 (Mpa) Diametrale	Co resistenza ricavata da PTL Diametrale	Point Load Test Is 50 (Mpa) Assiale	Co resistenza ricavata da PTL Assiale	Modulo elastico tangente al 50%	Modulo elastico secante	σ' (Mpa) resistenza trazione prova Brasiliana	c' picco (kPa) Prova taglio diretto	ϕ' picco Prova taglio diretto	c' res. (kPa) Prova taglio diretto	ϕ' res. Prove taglio diretto	Vp (m/s) Det. Velocità Sonica	JRC

Tabella 10: Risultati delle prove di laboratorio per il Gruppo 3.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

sondaggio	campione	profondità	litologia	Unità	Peso di volume (kN/m3)	σc (Mpa) resistenza compressione monoassiale	σ1 (Mpa) compressione triassiale	σ3 (Mpa) compressione triassiale	Point Load Test Is 50 (Mpa) diametrale	Co resistenza ricavata da PTL diametrale	Point Load Test Is 50 (Mpa) assiale	Co resistenza ricavata da PTL Assiale	Modulo elastico tangente al 50%	Modulo elastico secante	σt (Mpa) resistenza trazione prova Brasiliana	c' picco (Mpa) Prova taglio diretto	φ' picco Prova taglio diretto	c' res. (kPa) Prova taglio diretto	φ' res. Prova taglio diretto	Vp(m/s) Del Valore Velocità Sonica	JRC
S01	CAR1a	14,7	calcare marnoso	Calcari dell'Arcidia					2,15	61,8											
S01	CAR1b	14,7	calcare marnoso	Calcari dell'Arcidia					1,98	57,02											
S01	CAR1c	14,7	calcare marnoso	Calcari dell'Arcidia					0,23	5,92											
S01	CAR1d	14,7	calcare marnoso	Calcari dell'Arcidia							1,33	31,92									
S01	CAR2	16	calcare marnoso	Calcari dell'Arcidia	25,25	52,29							4,68		4,26						
S01	CAR3	24,3	calcare marnoso	Calcari dell'Arcidia	26,35	29,39															
S01	CAR4a	26,2	calcare marnoso	Calcari dell'Arcidia					3,14	75,36											
S01	CAR4b	26,2	calcare marnoso	Calcari dell'Arcidia					3,64	84,96											
S01	CAR4c	26,2	calcare marnoso	Calcari dell'Arcidia					1,94	46,56											
S02	CAR1a	8,5	calcare marnoso	Calcari dell'Arcidia					2	48	4,12	98,88									
S02	CAR1b	8,5	calcare marnoso	Calcari dell'Arcidia					2,32	55,68											
S02	CAR1c	8,5	calcare marnoso	Calcari dell'Arcidia																	
S02	CAR2a	11,2	calcare marnoso	Calcari dell'Arcidia	25,66	26,68															
S02	CAR2b	11,2	calcare marnoso	Calcari dell'Arcidia					0,78	18,72											
S02	CAR2c	11,2	calcare marnoso	Calcari dell'Arcidia							3,34	80,16									
S02	CAR3a	16,5	calcare marnoso	Calcari dell'Arcidia	25,96	32,91									2,16						
S02	CAR3b	16,5	calcare marnoso	Calcari dell'Arcidia					0,38	9,12			0,44								
S02	CAR3c	16,5	calcare marnoso	Calcari dell'Arcidia							4,13	99,12									
S02	CAR4a	20	calcare marnoso	Calcari dell'Arcidia					2,45		3,57	85,68									
S02	CAR4b	20	calcare marnoso	Calcari dell'Arcidia							1,02	24,48									
S02	CAR4c	20	calcare marnoso	Calcari dell'Arcidia																	
S02	CAR4d	20	calcare marnoso	Calcari dell'Arcidia					2,06	49,44	4,53	108,72									
S02	CAR4e	20	calcare marnoso	Calcari dell'Arcidia					0,125	3,00	4,14	99,36									
S02	CAR4f	20	calcare marnoso	Calcari dell'Arcidia					0,33	7,92	3,06	73,92									
S02	CAR4g	20	calcare marnoso	Calcari dell'Arcidia																	
sondaggio	campione	profondità	litologia	Unità	Peso di volume (kN/m3)	σc (Mpa) resistenza compressione monoassiale	σ1 (Mpa) compressione triassiale	σ3 (Mpa) compressione triassiale	Point Load Test Is 50 (Mpa) diametrale	Co resistenza ricavata da PTL diametrale	Point Load Test Is 50 (Mpa) assiale	Co resistenza ricavata da PTL Assiale	Modulo elastico tangente al 50%	Modulo elastico secante	σt (Mpa) resistenza trazione prova Brasiliana	c' picco (Mpa) Prova taglio diretto	φ' picco Prova taglio diretto	c' res. (kPa) Prova taglio diretto	φ' res. Prova taglio diretto	Vp(m/s) Del Valore Velocità Sonica	JRC
				media	25,66	30,37	-	-	1,74	39,84	3,49	83,79	-	-	-5,71	-	-	-	-	-	-

Tabella 11: Risultati delle prove di laboratorio per il Gruppo 4.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

6.3. *Caratterizzazione dell'ammasso roccioso*

Dall'esame dei dati provenienti dalle prove di laboratorio sui campioni estratti, si è individuata una gamma di valori della resistenza a compressione monoassiale caratteristica per ognuno dei quattro gruppi riconosciuti nell'ammasso.

Analogamente, dall'esame delle restituzioni stratigrafiche dei sondaggi a carotaggio continuo e delle stazioni di rilievo geostrutturale, si è potuta valutare una gamma di valori per l'indice RQD e per la spaziatura dei giunti caratteristica per ogni ammasso.

Attraverso la descrizione petrografica e litologica dei campioni si sono potute stimare le condizioni di scabrezza, persistenza, apertura, riempimento e alterazione dei giunti e delle discontinuità.

In alcuni casi, la disponibilità di un numero molto limitato di dati, spesso anche molto dispersi, ha portato ad una valutazione che tenesse conto di precedenti esperienze analoghe e dei dati disponibili in letteratura.

Per ognuna delle litologie interessate dallo scavo della galleria è stata eseguita una caratterizzazione geomeccanica tramite le classificazioni di Bieniawski (RMR-System 1989), GSI (Hoek, Kaiser & Bawden' 95) e Q index (Barton, 74).

6.3.1. Sistemi di classificazione

6.3.1.1. Classificazione di Bieniawski (1989)

Essa classifica l'ammasso roccioso sulla base di un punteggio complessivo (RMR o Rock Mass Rating) derivante dalla somma di punteggi parziali assegnati ai seguenti parametri caratteristici del materiale roccia, delle discontinuità e delle condizioni al contorno.

Si definisce un valore di $RMR_{base'89}$, che considera esclusivamente le condizioni dell'ammasso, trascurando l'orientazione delle discontinuità utilizzando i seguenti parametri:

1. resistenza del materiale roccia;
2. RQD% (stimata e confrontata con i risultati della correlazione di Palmstrom, 1989, RQD = 115 – 3,3 Jv);
3. spaziatura delle discontinuità;
4. condizioni delle discontinuità;
5. venute d'acqua, considerate assenti nei primi tre gruppi geomeccanici (rating pari a 15) e presenti nel quarto gruppo.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

E' stato quindi ricavato il valore del parametro RMR_{base} riferito esclusivamente alle condizione d'ammasso, cioè non corretto in funzione della direzione di scavo.

Le tabelle presentate più in seguito sintetizzano i valori attribuiti ai singoli parametri e il punteggio complessivo per le diverse condizioni d'ammasso.

Vista la spaziatura molto più bassa dei giunti di fratturazione rispetto a quella delle discontinuità ad alta persistenza, nel computo di RMR_{base} considerare solo i giunti di fratturazione risulta essere conservativo.

Il modulo Elastico è calcolato attraverso note correlazioni empiriche RMR Modulo E quali, ad esempio, la correlazione di Serafim-Perreira.

Non si tiene in considerazione l'effetto di un quinto parametro relativo alla condizione idrogeologica, ritenuto poco indicativo per la caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso.

Alla somma algebrica dei precedenti indici si sommerà quest'ultimo con il suo valore massimo, così da ottenere l'indice complessivo RMR_{base} secco (o $BMR'89_{dry}$).

6.3.1.2. Classificazione di Hoek (1995)

Introdotta da Hoek determina il valore di un indice, GSI, che permette di stimare la riduzione della resistenza d'ammasso roccioso rispetto alla roccia intatta in funzione delle condizioni geologiche.

La resistenza di un ammasso roccioso dipende infatti sia dalle caratteristiche della roccia intatta che dal grado di libertà degli elementi unitari alla rotazione e alla traslazione, e quindi, in ultima analisi, dalle caratteristiche delle discontinuità.

Il valore di GSI, pertanto, può variare da 9 (rocce pessime) a 100 (rocce intatte o molto resistenti) ed è ricavabile direttamente in base alle osservazioni di terreno, valutando in modo complessivo, le caratteristiche delle discontinuità e la struttura d'ammasso.

Dal suo valore si possono ricavare, tramite opportune correlazioni, le caratteristiche di resistenza e deformabilità dell'ammasso che dipendono, in prima analisi, dalle stesse grandezze considerate nella classificazione di Bieniawski, se si eccettuano le condizioni idrauliche.

Queste ultime infatti non possono essere considerate come caratteristiche intrinseche dell'ammasso, tanto più che questo fattore viene esplicitamente e separatamente valutato in qualsiasi analisi tramite un modello analitico o numerico che faccia uso dei parametri di resistenza e deformabilità.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

Il valore del GSI è pertanto desumibile anche dall'indice RMR_{base} di Bieniawski calcolato in condizioni secche (e cioè assegnando alle condizioni idrauliche un rating pari a 15) tramite la seguente correlazione empirica:

$GSI = RMR_s - 5$.

dove:

- RMRs è pari a RMR_{base} calcolato in condizioni secche;

Il valore di GSI (acronimo di Geological Strenght Index, Hoek 1995) serve a stimare la riduzione della resistenza dell'ammasso roccioso rispetto al materiale roccia intatto, in funzione delle condizioni geologiche e viene ricavato per via empirica con la seguente correlazione:

$GSI = RMRbase'_{89} - 5$

6.3.1.3. Classificazione di Barton (1974)

Essa definisce un indice di qualità dell'ammasso roccioso, Q, calcolato in base a sei parametri misurati o valutati in situ:

1. L'indice RQD stimato e confrontato con i risultati la correlazione di Palmsrom (1989) RQD = 115 – 3,3 Jv

2. Il numero di famiglie di discontinuità, Jn, ricavato dall'elaborazione delle proiezioni stereografiche consideranto le famiglie più rappresentate.

3. Il coefficiente di rugosità dei giunti, Jr, ricavato dai parametri di rugosità misurati;

4. Il coefficiente di alterazione delle discontinuità, Ja, ricavato dalle descrizioni effettuate;

5. Il coefficiente delle venute d'acqua previste, Jw;

6. Il coefficiente di riduzione dello stato tensionale (Stress Reduction Factor), SRF.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

6.3.2. Classificazione geomecanica

I valori dei parametri ottenuti con i vari sistemi di calssificazione applicati, sono stati valutati nell'ambito di campi di variazione sufficientemente ampi, per tenere conto della variabilità delle caratteristiche geomeccaniche delle formazioni, e dei margini di incertezza.

E' stato così ottenuto, sia lungo il tracciato della galleria, sia per ciascuno dei gruppi individuati nella zona della galleria, un possibile campo di variazione dell'indice RMR'89.

La seguente Tabella 12 riporta una previsione di massima dell'andamento degli indici RMR e GSI lungo il tracciato della galleria.

TRATTA	Lungh. (m)	σC	RQD%	Spaz.	Idro	Lung.	Apert.	Rugosità	Riemp.	Alteraz.	RMR	RMR base dry	GSI		GRUPPO 1	GRUPPO 2	GRUPPO 3
0 - 190	190	7	9	8	7	2	4	3	2	3	**45**	53	**48**	GRUPPO 2	0	190	0
190 - 210	20	4	6	5	4	2	1	3	2	3	**30**	41	**36**	GRUPPO 3	0	0	20
210 - 415	205	7	10	10	10	1	4	3	2	5	**52**	57	**52**	GRUPPO 1 - (GRUPPO 2)	154	51	0
415 - 530	115	4	6	8	4	2	1	3	2	3	**33**	44	**39**	GRUPPO 3 - (GRUPPO 2)	0	86	29
530 - 750	220	8	10	10	10	1	4	3	2	5	**53**	58	**53**	GRUPPO 1 - (GRUPPO 2)	165	55	0
750 - 770	20	5	6	5	4	2	1	3	2	3	**31**	42	**37**	GRUPPO 3	0	0	20
770 - 1035	265	7	10	10	10	1	4	3	2	5	**52**	57	**52**	GRUPPO 1 - (GRUPPO 2)	199	66	0
1035 - 1095	60	6	5	8	0	2	1	1	0	3	**26**	41	**36**	GRUPPO 3	0	0	60
1095 - 1150	55	6	6	5	0	2	1	1	2	5	**28**	43	**38**	GRUPPO 3 - (GRUPPO 2)	0	14	41
1150 - 1565	415	7	10	8	7	1	4	3	2	5	**47**	55	**50**	GRUPPO 2 - (GRUPPO 1)	104	311	0
1565 - 1605	40	6	6	5	4	2	1	3	2	3	**32**	43	**38**	GRUPPO 3 - (GRUPPO 2)	0	10	30
1605 - 1735	130	7	8	10	10	1	4	3	2	5	**50**	55	**50**	GRUPPO 1 - (GRUPPO 2)	98	33	0
1735 - 1800	65	3	3	8	4	2	1	1	0	3	**25**	36	**31**	GRUPPO 3	0	0	65
1800 - 1860	60	5	6	5	4	2	1	3	2	3	**31**	42	**37**	GRUPPO 3 - (GRUPPO 2)	0	15	45
1860 - 2394	534	7	10	8	7	1	4	3	2	5	**47**	55	**50**	GRUPPO 2 - (GRUPPO 1)	134	401	0
															852,25	**1231,75**	**310**

Tabella 12: Previsione di variazione degli indici lungo lo sviluppo della galleria.

La seguente Tabella 13 riassume i campi di esistenza individuati per i quattro gruppi geomeccanici riconosciuti all'interno della Formazione dei Calcari Marnosi del Monte Antola.

	NOME FORMAZIONE	RMR'89 min	RMR'89 max	GSI min	GSI min	Q min	Q max
UNITA' MONTE ANTOLA	Calcari dell'Antola (An) - gruppo 1	51	70	**51**	**65**	1,70	35,00
	Calcari dell'Antola (An) - gruppo 2	38	58	**38**	**53**	0,50	3,30
	Calcari dell'Antola (An) - gruppo 3	25	42	**20**	**37**	0,08	0,90
	Calcari dell'Antola (An) - gruppo 4	15	25	**10**	**20**	0,018	0,080

Tabella 13: Campi di esistenza dei gruppi geomeccanici.

I valori così valutati sono comunque da considerarsi caratteristici per l'ammasso roccioso.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

6.3.3. Caratterizzazione geomeccanica

Le caratteristiche di resistenza dell'ammasso roccioso, suddiviso nei quattro gruppi geomeccanici individuati, fa riferimento al criterio di Hoek e Brown generalizzato (2002), successivamente modificato da Cundall (2007).

I valori di resistenza a compressione monoassioale provengono di risultati delle prove di laboratorio, confortate da misure sclerometriche, mentre i valori di m_i riferiti ad indicazioni di Letteratura o da esperienze direttamente eseguite in litologie affini.

La seguente Tabella 14 mostra i valori adottati per la caratterizzazione in accordo con il criterio di Hoek e Brown generalizzato.

Gruppi geomeccanici	GSI	σ_c (MPa)	m_i
Gruppo 1	51 ÷ 65	60 ÷100	10
Gruppo 2	38 ÷ 53	30 ÷ 50	10
Gruppo 3	20 ÷ 37	16 ÷ 30	10
Gruppo 4	10 ÷ 20	10 ÷ 15	10

Tabella 14: Campi di variazione adottati per la caratterizzazione geomeccanica in funzione dei gruppi geomeccanici individuati.

Il fattore di disturbo (D) scelto, considerato l'avanzamento in tradizionale, è pari a 0,5.

La curva intrinseca che fornisce le condizioni di rottura dell'ammasso è data dalla seguente espressione:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s \right)^a \qquad (1)$$

dove:

- σ'_1 rappresenta la tensione principale efficace maggiore a rottura;
- σ'_3 rappresenta la tensione principale efficace minore a rottura;
- σ_c rappresenta la resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta.

Mentre i parametri m_b, s ed a possono essere determinati in funzione del parametro GSI dell'ammasso tramite le relazioni indicate da Hoek.

In termini di legame costitutivo entrambe le formazioni sono caratterizzabili da un legame di tipo elasto-plastico, con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb e legge di flusso non associato, definito dalla seguente equazione:

$$\tau = C + \sigma \cdot \mathrm{tg}\varphi \qquad (2)$$

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

dove:

- τ è la resistenza a taglio del terreno;
- σ è la tensione agente;
- φ è l'angolo di taglio dell'a.r. visto come continuo equivalente;
- C è la coesione dell'a.r. visto come continuo equivalente.

I valori sono stati ottenuti dalla retta interpolante la curva intrinseca di Hoek e Brown, ricavata dalla relazione (1), nel piano $\tau - \sigma_n$.

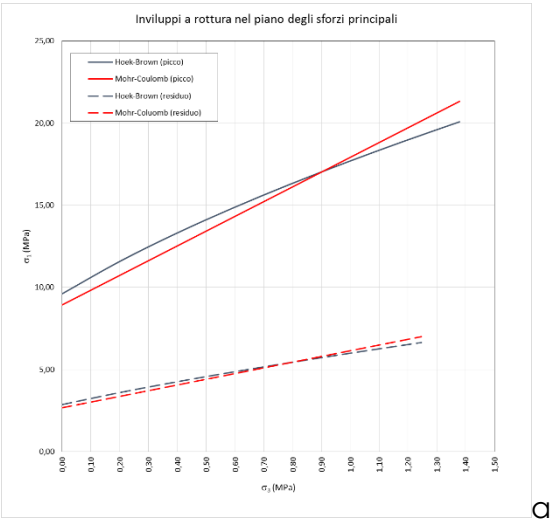
Il modulo di deformazione è stato determinato attraverso l'impiego della correlazione di Serafim-Pereira (1983).

Per ciascuno dei gruppi riconosciuti è la caratterizzazione è stata eseguita sia con riferimento sia ai valori massimi che ai valori minimi, per le condizioni di picco e residue, in modo da poter individuare il campo di esistenza di ciascuna gruppo.

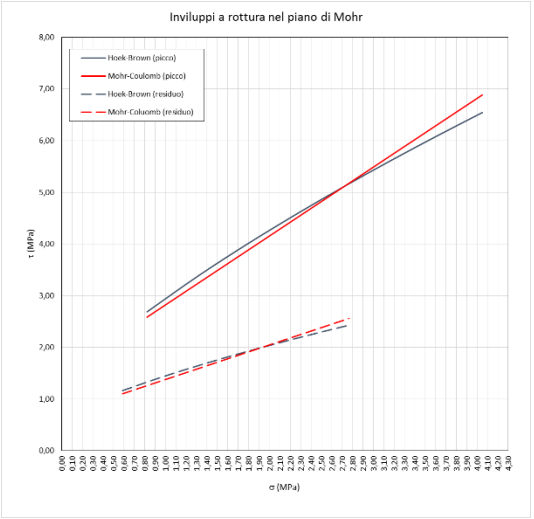
È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

6.3.3.1. Gruppo 1 – valori massimi

La seguente Figura 18 mostra gli inviluppi massimi della resistenza a rottura, sia in condizioni di picco che residue, nel piano degli sforzi principali $\sigma_1 - \sigma_3$ (a) e nel piano di Mohr $\tau - \sigma_n$ (b), ottenuti applicando il criterio di rottura di Hoek e Brown; le successive Tabelle 15 e 16 mostrano i risultati numerici ottenuti in termini di costanti m_b, s ed a, nonché di resistenze a trazione, compressione, modulo di deformazione, coesione ed angolo di attrito dell'ammasso roccioso per le condizioni di picco (Tabella 15) e residue (Tabella 16).



a)



b)

Figura 18: Inviluppi a rottura massimi nel piano degli sforzi principali (a) e nel piano di Mohr (b) per il Gruppo 1.

Costanti di Hoek-Brown		Parametri geomeccanici di picco dell'ammasso					
m_b =	1,89	σ_t =	-0,50	MPa	E =	17785	MPa
s =	0,01	σ_c =	9,61	MPa	φ' =	53	°
a =	0,50	σ_{cm} =	19,45	MPa	c' =	1,49	MPa

Tabella 15: Parametri geomeccanici massimi in condizioni di resistenza di picco per il Gruppo 1.

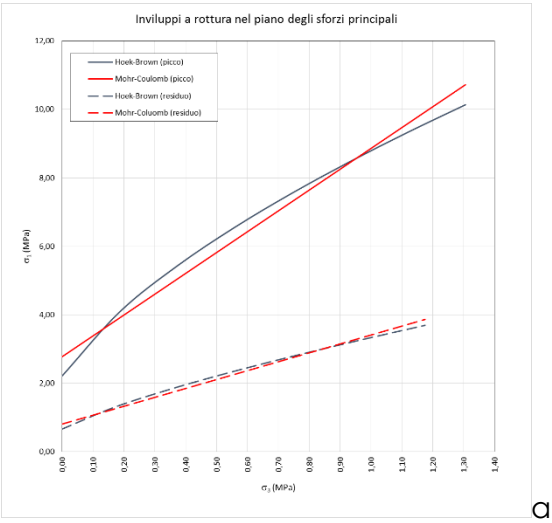
Costanti di Hoek-Brown		Parametri geomeccanici residui dell'ammasso					
m_{bR} =	0,57	σ_{tR} =	-0,50	MPa	E_R =	9741	MPa
s_R =	0,01	σ_{cR} =	2,88	MPa	φ'_R =	34	°
a_R =	0,50	σ_{cmR} =	3,66	MPa	c'_R =	0,72	MPa

Tabella 16: Parametri geomeccanici massimi in condizioni di resistenza residua per il Gruppo 1.

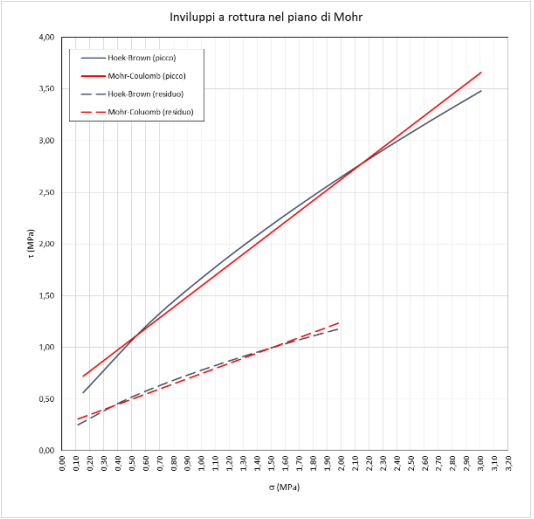
È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

6.3.3.2. Gruppo 1 – valori minimi

La seguente Figura 19 mostra gli inviluppi minimi della resistenza a rottura, sia in condizioni di picco che residue, nel piano degli sforzi principali $\sigma_1 - \sigma_3$ (a) e nel piano di Mohr $\tau - \sigma_n$ (b), ottenuti applicando il criterio di rottura di Hoek e Brown; le successive Tabelle 17 e 18 mostrano i risultati numerici ottenuti in termini di costanti m_b, s ed a, nonché di resistenze a trazione, compressione, modulo di deformazione, coesione ed angolo di attrito dell'ammasso roccioso per le condizioni di picco (Tabella 17) e residue (Tabella 18).



a)



b)

Figura 19: Inviluppi a rottura minimi nel piano degli sforzi principali (a) e nel piano di Mohr (b) per il Gruppo 1.

Costanti di Hoek-Brown		Parametri geomeccanici di picco dell'ammasso					
m_b =	0,97	σ_t =	-0,09	MPa	E =	6154	MPa
s =	0,00	σ_c =	2,21	MPa	φ' =	46	°
a =	0,51	σ_{cm} =	7,86	MPa	c' =	0,56	MPa

Tabella 17: Parametri geomeccanici minimi in condizioni di resistenza di picco per il Gruppo 1.

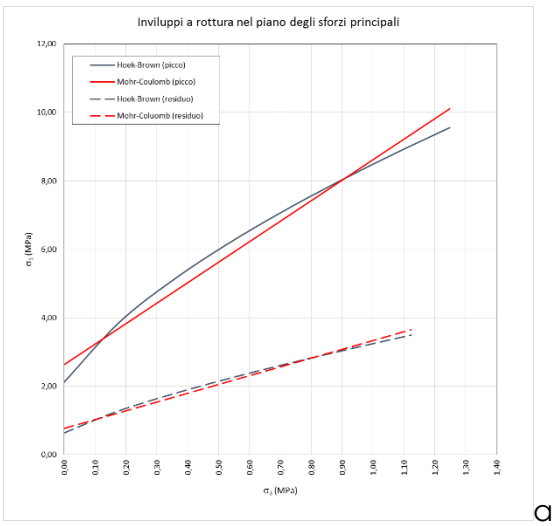
Costanti di Hoek-Brown		Parametri geomeccanici residui dell'ammasso					
m_{bR} =	0,29	σ_{tR} =	-0,09	MPa	E_R =	3371	MPa
s_R =	0,00	σ_{cR} =	0,66	MPa	φ'_R =	26	°
a_R =	0,51	σ_{cmR} =	1,34	MPa	c'_R =	0,25	MPa

Tabella 18: Parametri geomeccanici minimi in condizioni di resistenza residua per il Gruppo 1.

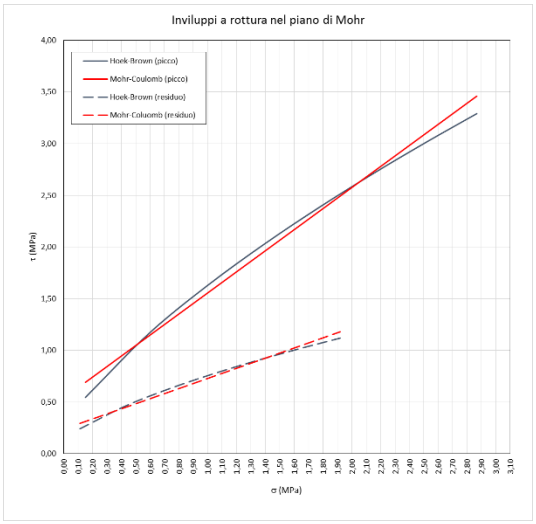
È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

6.3.3.3. Gruppo 2 – valori massimi

La seguente Figura 20 mostra gli inviluppi massimi della resistenza a rottura, sia in condizioni di picco che residue, nel piano degli sforzi principali $\sigma_1 - \sigma_3$ (a) e nel piano di Mohr $\tau - \sigma_n$ (b), ottenuti applicando il criterio di rottura di Hoek e Brown; le successive Tabelle 19 e 20 mostrano i risultati numerici ottenuti in termini di costanti m_b, s ed a, nonché di resistenze a trazione, compressione, modulo di deformazione, coesione ed angolo di attrito dell'ammasso roccioso per le condizioni di picco (Tabella 19) e residue (Tabella 20).



a)



b)

Figura 20: Inviluppi a rottura massimi nel piano degli sforzi principali (a) e nel piano di Mohr (b) per il Gruppo 2.

Costanti di Hoek-Brown		Parametri geomeccanici di picco dell'ammasso					
m_b =	1,07	σ_t =	-0,09	MPa	E =	6303	MPa
s =	0,00	σ_c =	2,12	MPa	φ' =	46	°
a =	0,50	σ_{cm} =	6,92	MPa	c' =	0,54	MPa

Tabella 19: Parametri geomeccanici massimi in condizioni di resistenza di picco per il Gruppo 2.

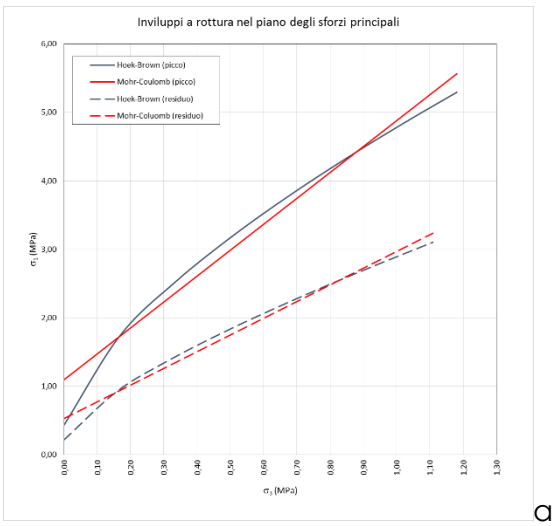
Costanti di Hoek-Brown		Parametri geomeccanici residui dell'ammasso					
m_{bR} =	0,32	σ_{tR} =	-0,09	MPa	E_R =	3452	MPa
s_R =	0,00	σ_{cR} =	0,63	MPa	φ'_R =	26	°
a_R =	0,50	σ_{cmR} =	1,19	MPa	c'_R =	0,24	MPa

Tabella 20: Parametri geomeccanici massimi in condizioni di resistenza residua per il Gruppo 2.

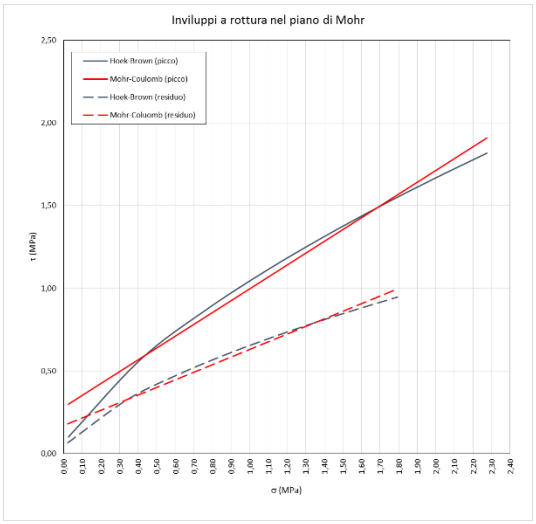
È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

6.3.3.4. Gruppo 2 – valori minimi

La seguente Figura 21 mostra gli inviluppi minimi della resistenza a rottura, sia in condizioni di picco che residue, nel piano degli sforzi principali $\sigma_1 - \sigma_3$ (a) e nel piano di Mohr $\tau - \sigma_n$ (b), ottenuti applicando il criterio di rottura di Hoek e Brown; le successive Tabelle 21 e 22 mostrano i risultati numerici ottenuti in termini di costanti m_b, s ed a, nonché di resistenze a trazione, compressione, modulo di deformazione, coesione ed angolo di attrito dell'ammasso roccioso per le condizioni di picco (Tabella 21) e residue (Tabella 20).



a)



b)

Figura 21: Inviluppi a rottura minimi nel piano degli sforzi principali (a) e nel piano di Mohr (b) per il Gruppo 2.

Costanti di Hoek-Brown		Parametri geomeccanici di picco dell'ammasso					
m_b =	0,52	σ_t =	-0,01	MPa	E =	2059	MPa
s =	0,00	σ_c =	0,43	MPa	φ' =	36	°
a =	0,51	σ_{cm} =	2,72	MPa	c' =	0,28	MPa

Tabella 21: Parametri geomeccanici minimi in condizioni di resistenza di picco per il Gruppo 2.

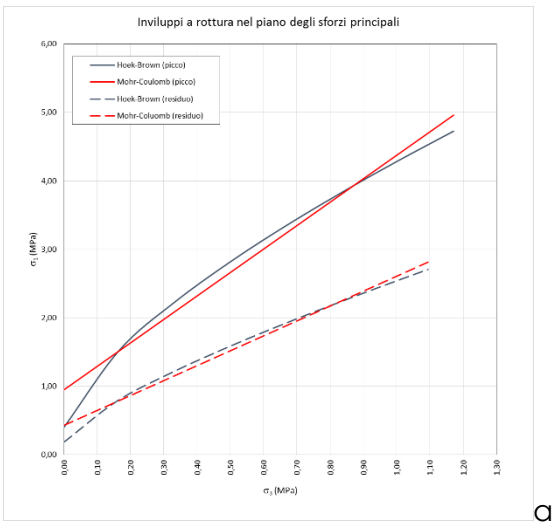
Costanti di Hoek-Brown		Parametri geomeccanici residui dell'ammasso					
m_{bR} =	0,26	σ_{tR} =	-0,01	MPa	E_R =	1456	MPa
s_R =	0,00	σ_{cR} =	0,22	MPa	φ'_R =	25	°
a_R =	0,51	σ_{cmR} =	0,96	MPa	c'_R =	0,17	MPa

Tabella 22: Parametri geomeccanici minimi in condizioni di resistenza residua per il Gruppo 2.

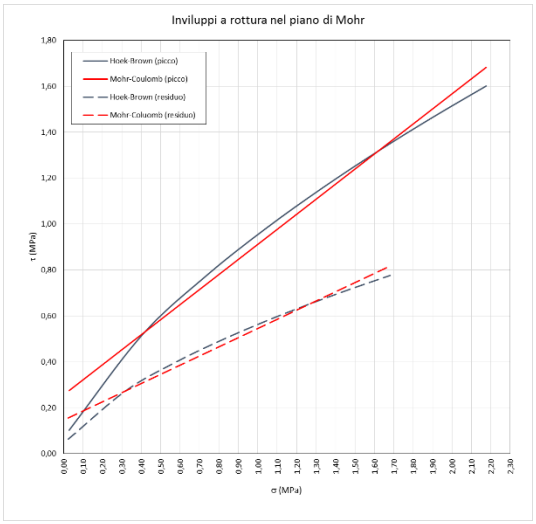
È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

6.3.3.5. Gruppo 3 – valori massimi

La seguente Figura 22 mostra gli inviluppi massimi della resistenza a rottura, sia in condizioni di picco che residue, nel piano degli sforzi principali $\sigma_1 - \sigma_3$ (a) e nel piano di Mohr $\tau - \sigma_n$ (b), ottenuti applicando il criterio di rottura di Hoek e Brown; le successive Tabelle 23 e 24 mostrano i risultati numerici ottenuti in termini di costanti m_b, s ed a, nonché di resistenze a trazione, compressione, modulo di deformazione, coesione ed angolo di attrito dell'ammasso roccioso per le condizioni di picco (Tabella 23) e residue (Tabella 24).



a)



b)

Figura 22: Inviluppi a rottura massimi nel piano degli sforzi principali (a) e nel piano di Mohr (b) per il Gruppo 3.

Costanti di Hoek-Brown		Parametri geomeccanici di picco dell'ammasso					
m_b =	0,40	σ_t =	-0,02	MPa	E =	1944	MPa
s =	0,00	σ_c =	0,40	MPa	φ' =	33	°
a =	0,51	σ_{cm} =	2,36	MPa	c' =	0,26	MPa

Tabella 23: Parametri geomeccanici massimi in condizioni di resistenza di picco per il Gruppo 3.

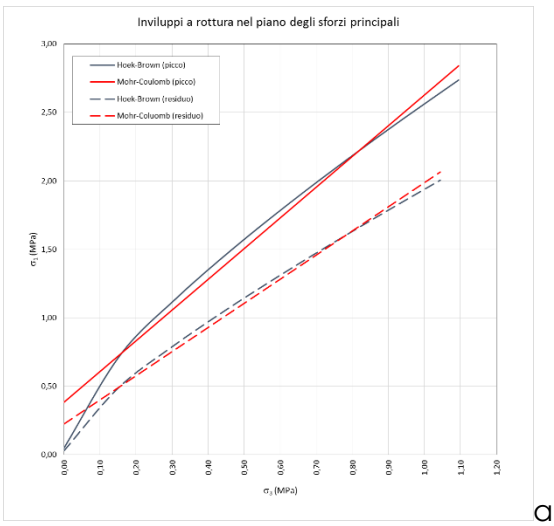
Costanti di Hoek-Brown		Parametri geomeccanici residui dell'ammasso					
m_{bR} =	0,19	σ_{tR} =	-0,02	MPa	E_R =	1333	MPa
s_R =	0,00	σ_{cR} =	0,19	MPa	φ'_R =	22	°
a_R =	0,51	σ_{cmR} =	0,76	MPa	c'_R =	0,15	MPa

Tabella 24: Parametri geomeccanici massimi in condizioni di resistenza residua per il Gruppo 3.

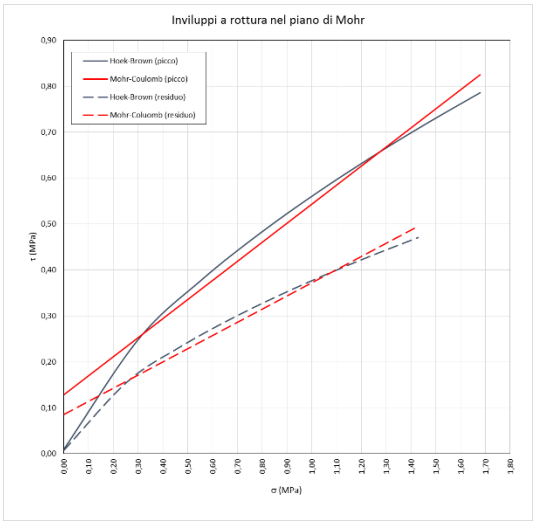
È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

6.3.3.6. Gruppo 3 – valori minimi

La seguente Figura 23 mostra gli inviluppi minimi della resistenza a rottura, sia in condizioni di picco che residue, nel piano degli sforzi principali $\sigma_1 - \sigma_3$ (a) e nel piano di Mohr $\tau - \sigma_n$ (b), ottenuti applicando il criterio di rottura di Hoek e Brown; le successive Tabelle 25 e 26 mostrano i risultati numerici ottenuti in termini di costanti m_b, s ed a, nonché di resistenze a trazione, compressione, modulo di deformazione, coesione ed angolo di attrito dell'ammasso roccioso per le condizioni di picco (Tabella 25) e residue (Tabella 26).



a)



b)

Figura 23: Inviluppi a rottura minimi nel piano degli sforzi principali (a) e nel piano di Mohr (b) per il Gruppo 3.

Costanti di Hoek-Brown		Parametri geomeccanici di picco dell'ammasso					
m_b =	0,22	σ_t =	0,00	MPa	E =	533	MPa
s =	0,00	σ_c =	0,05	MPa	φ' =	23	°
a =	0,54	σ_{cm} =	0,77	MPa	c' =	0,13	MPa

Tabella 25: Parametri geomeccanici minimi in condizioni di resistenza di picco per il Gruppo 3.

Costanti di Hoek-Brown		Parametri geomeccanici residui dell'ammasso					
m_{bR} =	0,13	σ_{tR} =	0,00	MPa	E_R =	413	MPa
s_R =	0,00	σ_{cR} =	0,03	MPa	φ'_R =	16	°
a_R =	0,54	σ_{cmR} =	0,35	MPa	c'_R =	0,08	MPa

Tabella 26: Parametri geomeccanici minimi in condizioni di resistenza residua per il Gruppo 3.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

6.3.3.7. Gruppo 4 – valori massimi

La seguente Figura 24 mostra gli inviluppi massimi della resistenza a rottura, sia in condizioni di picco che residue, nel piano degli sforzi principali $\sigma_1 - \sigma_3$ (a) e nel piano di Mohr $\tau - \sigma_n$ (b), ottenuti applicando il criterio di rottura di Hoek e Brown; le successive Tabelle 27 e 28 mostrano i risultati numerici ottenuti in termini di costanti m_b, s ed a, nonché di resistenze a trazione, compressione, modulo di deformazione, coesione ed angolo di attrito dell'ammasso roccioso per le condizioni di picco (Tabella 27) e residue (Tabella 28).

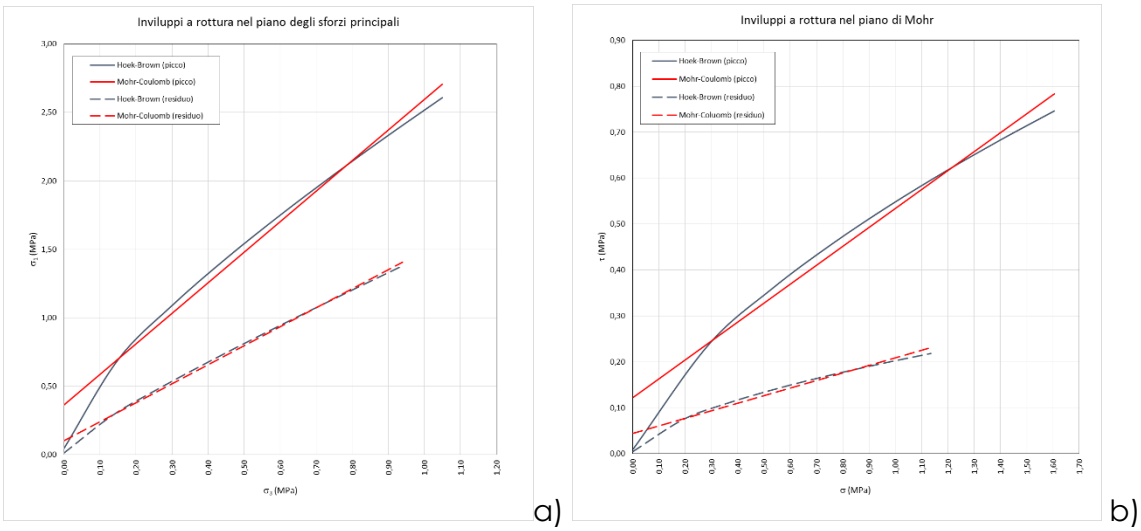


Figura 24: Inviluppi a rottura massimi nel piano degli sforzi principali (a) e nel piano di Mohr (b) per il Gruppo 4.

Costanti di Hoek-Brown		Parametri geomeccanici di picco dell'ammasso					
m_b =	0,22	σ_t =	0,00	MPa	E =	517	MPa
s =	0,00	σ_c =	0,05	MPa	φ' =	22	°
a =	0,54	σ_{cm} =	0,72	MPa	c' =	0,12	MPa

Tabella 27: Parametri geomeccanici massimi in condizioni di resistenza di picco per il Gruppo 4.

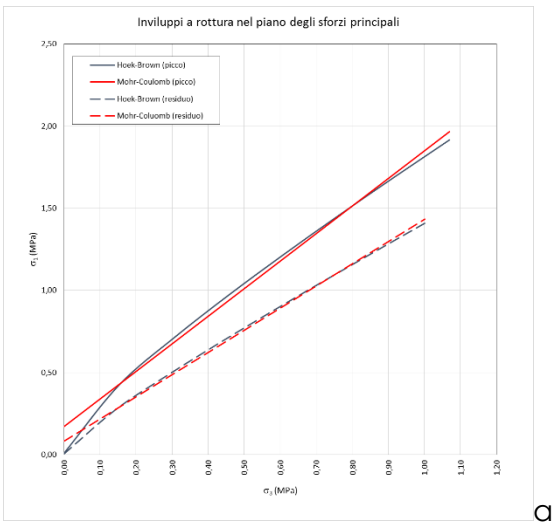
Costanti di Hoek-Brown		Parametri geomeccanici residui dell'ammasso					
m_{bR} =	0,07	σ_{tR} =	0,00	MPa	E_R =	283	MPa
s_R =	0,00	σ_{cR} =	0,01	MPa	φ'_R =	9	°
a_R =	0,54	σ_{cmR} =	0,11	MPa	c'_R =	0,04	MPa

Tabella 28: Parametri geomeccanici massimi in condizioni di resistenza residua per il Gruppo 4.

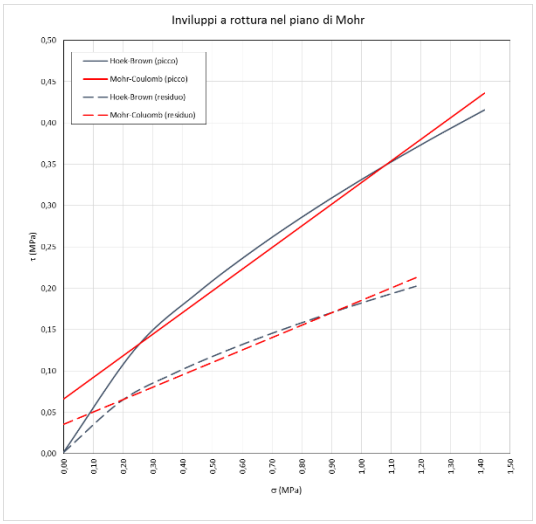
È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

6.3.3.8. Gruppo 4 – valori minimi

La seguente Figura 25 mostra gli inviluppi minimi della resistenza a rottura, sia in condizioni di picco che residue, nel piano degli sforzi principali $\sigma_1 - \sigma_3$ (a) e nel piano di Mohr $\tau - \sigma_n$ (b), ottenuti applicando il criterio di rottura di Hoek e Brown; le successive Tabelle 29 e 30 mostrano i risultati numerici ottenuti in termini di costanti m_b, s ed a, nonché di resistenze a trazione, compressione, modulo di deformazione, coesione ed angolo di attrito dell'ammasso roccioso per le condizioni di picco (Tabella 29) e residue (Tabella 30).



a)



b)

Figura 25: Inviluppi a rottura mininmi nel piano degli sforzi principali (a) e nel piano di Mohr (b) per il Gruppo 4.

Costanti di Hoek-Brown		Parametri geomeccanici di picco dell'ammasso					
m_b =	0,14	σ_t =	0,00	MPa	E =	237	MPa
s =	0,00	σ_c =	0,01	MPa	φ' =	15	°
a =	0,59	σ_{cm} =	0,28	MPa	c' =	0,07	MPa

Tabella 29: Parametri geomeccanici minimi in condizioni di resistenza di picco per il Gruppo 4.

Costanti di Hoek-Brown		Parametri geomeccanici residui dell'ammasso					
m_{bR} =	0,07	σ_{tR} =	0,00	MPa	E_R =	168	MPa
s_R =	0,00	σ_{cR} =	0,00	MPa	φ'_R =	9	°
a_R =	0,59	σ_{cmR} =	0,09	MPa	c'_R =	0,04	MPa

Tabella 30: Parametri geomeccanici minimi in condizioni di resistenza residua per il Gruppo 4.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

6.3.3.9. Sintesi conclusiva

La caratterizzazione geomeccanica eseguita e mostrata nei precedenti paragrafi, porta al range di valori di resistenze di picco e residue riportati nella seguente Tabella 31.

GRUPPO GEOMECCANICO	γ (kN/m³)	C_p (MPa)	φ_p (°)	C_r (MPa)	φ_r (°)	E (GPa)	ν
Gruppo 1	26	1,49 ÷ 0,56	53 ÷ 46	0,72 ÷ 0,36	34 ÷ 26	17,7 ÷ 6,15	0,25
Gruppo 2	25	0,54 ÷ 0,28	46 ÷ 36	0,24 ÷ 0,17	26 ÷ 25	6,3 ÷ 2,05	0,30
Gruppo 3	25	0,26 ÷ 0,13	33 ÷ 23	0,15 ÷ 0,08	22 ÷ 16	1,94 ÷ 0,53	0,30
Gruppo 4	24	0,12 ÷ 0,07	22 ÷ 15	0,04	9	0,52 ÷ 0,24	0,38

Tabella 31: Caratterizzazione geomeccanica per i 4 gruppi caratterizzanti l'ammasso roccioso.

Dal momento che, come si osserva, i valori dell'angolo di attrito in condizioni di resistenza di picco riferiti all'ammasso roccioso sono risultati decisamente alti, a favore della sicurezza si è deciso di adottare i valori riferiti all'attrito sui giunti.

6.4. *Valori di progetto*

I valori di progetto da adottarsi per la galleria sono riportati nella seguente Tabella 32 basata, come riportato nei precedenti paragrafi, sui risultati delle classificazioni geomeccaniche, delle prove in sito e di laboratorio; con riferimento al valore del modulo elastico, E, sono state tenute in considerazione anche i risultati delle prove dilatometriche condotte in foro che in alcuni casi forniscono dei valori sensibilmente maggiori a quelli riferibili all'ammasso roccioso.

GRUPPO GEOMECCANICO	γ (kN/m³)	C_p (MPa)	φ_p (°)	C_r (MPa)	φ_r (°)	E (GPa)	ν
Gruppo 1	26	1,20	37	0,70	27	9,0	0,25
Gruppo 2	25	0,50	33	0,30	25	4,0	0,30
Gruppo 3	25	0,25	30	0,15	22	1,4	0,30
Gruppo 4	24	0,07	22	0,04	15	0,5	0,38

Tabella 32: Valori di progetto per i quattro gruppi geomeccanici caratterizzanti la Formazione dei Calcari Marnosi del Monte Antola.

Per quanto riguarda l'applicazione delle sezioni di avanzamento, non è stata considerata una corrispondenza univoca tra sostegni e indice di qualità della roccia ma, come spiegato, la scelta è stat basata sul metodo ADECO-RS che considera, oltre alla qualità dell'ammasso roccioso, anche la risposta dell'ammasso roccioso allo scavo e le condizioni al contorno quali copertura, deformazioni previste, comportamento del fronte e stabilità dopo lo scavo.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

7. Caratterizzazione idrogeologica

7.1. *Caratteri generali*

In base al tipo ed al grado di permeabilità delle rocce affioranti l'area di studio può essere suddivisa, dal punto di vista idrogeologico, in quattro complessi idrogeologici aventi classi di permeabilità differenti distinguendo pertanto settori con comportamento idrogeologico omogeneo alla scala dei complessi lungo il tracciato della galleria.

L'attribuzione del grado di permeabilità ad ognuno dei complessi idrogeologici individuati è stata eseguita sulla base dei dati e disponibili in letteratura.

Visto il contesto esaminato, durante le fasi di rilevamento di terreno è stata prestata particolare attenzione alla descrizione dello stato di fratturazione dei litotipi osservati.

La seguente Tabella 33 riporta i complessi idrogeologici definiti e rappresentati nella carta idrogeologica, con specificate le formazioni litostratigrafiche comprese nei singoli complessi idrogeologici, l'unità geologica di appartenenza, il tipo ed il grado di permeabilità.

Complessi Idrogeologici	Unità Geologiche	Tipo di Permeabilità	Grado di Permeabilità (classi AFTES)
Detrito di frana (DGPV)	Depositi Quaternari	Per porosità	da alto-Molto alto (k>10-4 m/s) a medio-alto (10-6 m/s<k<10-4 m/s)
Detrito di falda, depositi colluviali e di frana, depositi alluvionali antichi e recenti (FL)	Depositi Quaternari	Per porosità	da alto-Molto alto (k>10-4 m/s) a medio-alto (10-6 m/s<k<10-4 m/s)
Conglomerati di Portofino (Cgl)	Successione sedimentaria pre fase Appenninica miocenica precoce	Per fratturazione	medio-alto (10-6 m/s<k<10-5 m/s)
Calcari Marnosi del Monte Antola (An)	Unità del Monte Antola	Per fratturazione e locale debole carsismo	da basso-medio (10-8 m/s<k<10-6 m/s) a molto basso-basso (k<10-8 m/s) con locali incrementi fino a medio-alto (10-6 m/s<k<10-4 m/s)

Tabella 33: Quadro riassuntivo dei Complessi Idrogeologici.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

Le caratteristiche di questo complesso idrogeologico, sono strettamente legate all'assetto litostratigrafico e strutturale delle Formazione dei Calcari Marnosi del Monte Antola.

La permeabilità è legata alla fatturazione nelle bancate calcaree e con discontinuità debolmente carsificate, che possono essere sede di circolazione idrica anche di una certa entità.

A scala più vasta (da decametrica a ettometrica), la permeabilità dell'ammasso roccioso è però ridotta dalla presenza degli interstrati marnosi, la cui diffusione determina una compartimentazione della circolazione e un generale decremento del grado di permeabilità equivalente.

7.2. *Caratteri del sito*

La litologia riscontrata, costituita da marne ed argilliti, tende a far ipotizzare la presenza di più acquiferi non comunicanti ad eccezione delle zone caratterizzate da fatturazione più pervasiva.

Lungo tutto il tracciato della galleria, che si imposta escusivamente nei Calcari dell'Antola, viene riconosciuta la presenza di un acquifero la cui presenza è confermata da tutti i sondaggi in fase di perforazione eseguiti nelle varie campagne (2003, 2005 e 2015) nonché dalle misure piezometriche effettuate dal Dicembre 2003 al Dicembre 2004 e ripetute nel 2015.

La seguente Figura 26 riporta la posizione della falda rilevata durante le varie campagne e riferita sia alla copertura che al tracciato di progetto.

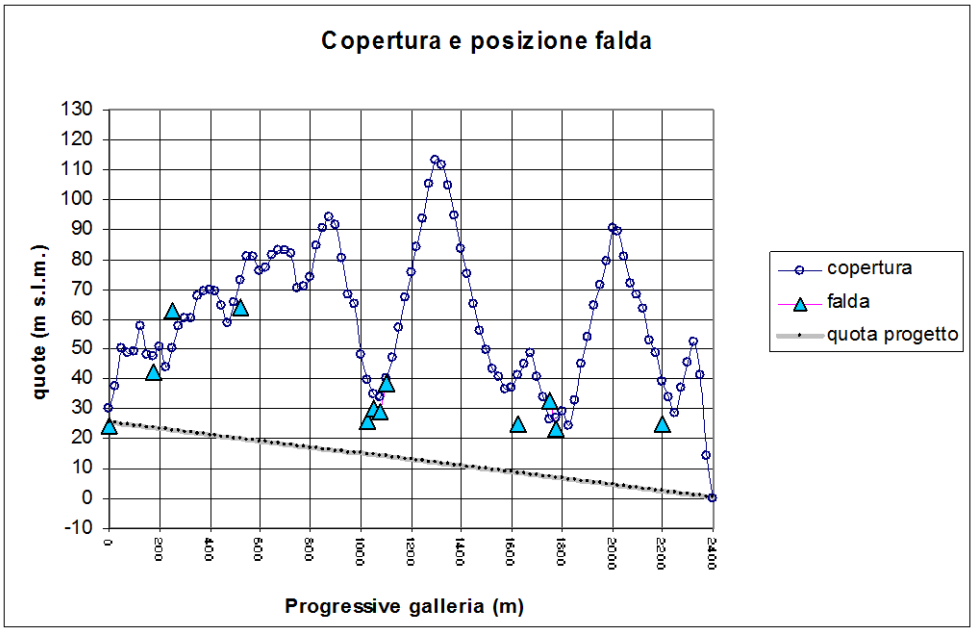


Figura 26: Posizione della falda rispetto alla copertura ed alla quota di progetto della galleria.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

Le portate misurate nell'indagine sui punti d'acqua superficiali giustificano più la presenza di acquiferi di dimensioni limitate piuttosto che di un unico acquifero esteso a tutto il versante.

I dati, nelle zone caratterizzate da maggiore copertura, risultano troppo sparsi per effettuare una ricostruzione continua della superficie di falda e del relativo battente sullo scavo; da un esame dei profili geologici, idrogeologici e geomeccanici si può però prevedere di non superare i 5 bar di pressione idrostatica lungo lo scavo, considerato che le zone ritenute critiche sono in corrispondenza di lineamenti tettonici marcati generalmente da impluvi depressi morfologicamente con coperture contenute rispetto all'opera.

Nelle zone interessate dalla presenza di stillicidio o venute di piccola entità (>1 l/s) lo spritz beton del rivestimento di prima fase è sufficiente a tamponare l'ingresso di acqua mentre, per venute di acqua di entità superiore (>5-10 l/s), oltre allo rivestimento di prima fase si può considerare di avvicinare il più possibile al fronte il getto del rivestimento definitivo.

Questa metodologia di intervento punta prevalentemente ad un'impermeabilizzazione prossima al fronte di scavo ed all'utilizzo, solo temporaneo, dei dreni per considerare solo transitoria e reversibile la perturbazione prodotta nell'acquifero.

La situazione specifica osservata a Santa Margherita Ligure risulta atipica se confrontata con le condizioni del Calcare Marnoso del Monte Antola presente, a larga scala, nella provincia di Genova.

Lungo il tracciato, infatti, sono previste condizioni di umidità e stillicidio generalizzati con presenza di venute localizzate con portate > 10 l/s mentre portate più consistenti (>10 l/s) sono attese nell'attraversamento delle maggiori zone di fratturazione legate alla presenza di faglie identificate nei principali impluvi.

Le situazioni in cui vengono previste le maggiori venute d'acqua sono gli attraversamenti degli impluvi; gli impluvi incrociati dal tracciato risultano, partendo da monte:

- Fosso San Siro;
- Fosso di Cassanello;
- Fosso di Costa Mezzana;
- Fosso Magistrato;
- Fosso Santa Barbara;
- Fosso sopra via Madonnetta.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

Gli elementi morfologici di maggiore dimensioni risultano il Fosso San Siro e il Fosso del Magistrato; in corrispondenza del Fosso del Magistrato la circolazione idrica alla quota interessata dallo scavo, in base alle numerose indagini, risulta particolarmente evidente.

I depositi superficiali, permeabili per porosità con grado di permeabilità medio alto, manifestano possibili interferenze con lo scavo presso il Fosso del Magistrato e presso la Comunale della Madonnetta (progr. 1+750-1+850).

Vista la loro posizione alla base del versante destro della valle del Fosso Magistrato, potrebbero essere sede di una falda che, se intercettata dallo scavo, può dare luogo a manifestazioni idriche.

In generale dal censimento dei punti d'acqua (Novembre 2004) sono emersi i seguenti punti:

- I pozzi si trovano nei fondovalle dei torrenti principali che attraversano l'area interessata dal progetto (Torrenti San Siro, Magistrato e Santa Barbara nel territorio di Santa Margherita Ligure), oltre che in una zona circoscritta del versante destro del Torrente San Siro;

- Per le sorgenti su cui è stato possibile eseguire misure di portata, si osserva (sia nelle sorgenti ubicate nei depositi superficiali sia in quelle nei Calcari Marnosi del Monte Antola) che i valori di portata rilevati sono generalmente bassi (<15 l/minuto), mentre vengono registrati valori decisamente maggiori in due sorgenti legate all'acquifero nei Conglomerati di Portofino, localizzate a Santa Margherita Ligure (SSM648 e SPO627) che presentano valori rispettivamente di 43 e 67 litri/minuto;

- I punti d'acqua strettamente collegati all'acquifero dei Conglomerati di Portofino, che non sarà interessato dallo scavo della galleria, sono stati considerati con un basso grado di interferenza rispetto all'esecuzione ed alla presenza dell'opera in progetto;

- Non si può tuttavia escludere completamente una interferenza a causa del possibile collegamento idraulico tra l'acquifero dei Conglomerati di Portofino e le circolazioni idriche concentrate lungo le zone di fratturazione delle faglie che interessano sia gli stessi Conglomerati sia il basamento (meno permeabile) costituito dai Calcari Marnosi del Monte Antola;

- Alcuni punti d'acqua saranno potenzialmente interferibili solo in fase di costruzione dell'opera, come alcuni pozzi presenti a valle del tracciato e localizzati all'interno dei depositi alluvionali.

Oltre alla circolazione all'interno dell'ammasso roccioso è più frequente la localizzazione di acquiferi al contatto depositi superficiali-substrato roccioso.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

Si ritiene che i punti d'acqua prossimi all'opera riconosciuti nel censimento effettuato non vengano influenzati ad eccezione di alcune sorgenti in roccia che potrebbero essere influenzate in fase temporanea.

Per le sorgenti prossime allo scavo ed individuate nella "Relazione Geologica ed Idrogeologica" deve essere predisposto un monitoraggio in corso d'opera con letture periodiche delle portate il cui scopo è di poter adeguare alle esigenze riscontrate l'intervallo ammissibile tra il fronte di scavo e il getto del rivestimento definitivo.

In seguito a una individuazione dei punti d'acqua eventualmente soggetti ad interferenza effettuata in questa sede progettuale, considerato il particolare pregio ambientale del territorio, si raccomanda nella fase di progettazione costruttiva un approfondimento idrogeologico mirato alla valutazione delle interferenze, al fine di poter valutare pre corso d'opera interventi di mitigazione ambientale quali pozzi di emungimento temporanei alternative ad eventuali sorgenti impattate.

Per tutta la lunghezza dello scavo è prevista una impermeabilizzazione di tipo 2 costituito da un sandwich di tessuto non tessuto e pvc, come mostrato nella seguente Figura 27.

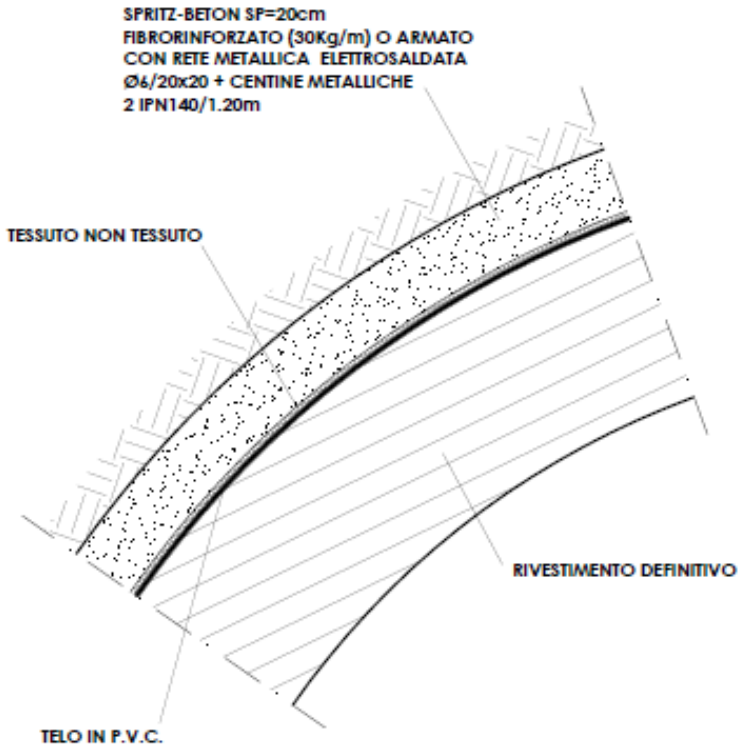


Figura 27: Impermeabilizzazione definitiva.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

8. Caratteristiche dei materiali utilizzati

In base a quanto riportato negli elaborati grafici di progetto, sono stati considerati i seguenti materiali.

8.1. *Calcestruzzo per il rivestimento definitivo*

Calcestruzzo classe di resistenza **C25/30**.
Secondo quanto prescritto nel D.M. 14 gennaio 2008, il conglomerato è individuato dalle caratteristiche meccaniche riportate nella seguente Tabella 34.

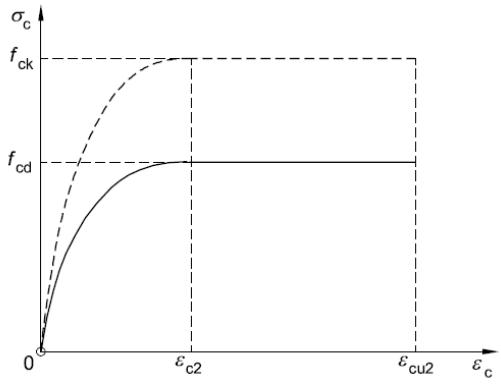
Denominazione	Valore
Classe di esposizione ambientale	XC2
Resistenza caratteristica determinata con prove di schiacciamento a compressione su provini cubici prelevati dai getti eseguite a 28 giorni di maturazione	$R_{ck} \geq 30$ N/mm^2
Coefficiente parziale di sicurezza del materiale allo Stato Limite Ultimo	$\gamma_c = 1,5$
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0,85$
Resistenza caratteristica a compressione	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 25$ N/mm^2
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck}/\gamma_c = 14,17$ N/mm^2
Modulo elastico di progetto	$E_{cm} = 31476$ N/mm^2
Ascissa del vertice della parabola	$\varepsilon_c = 2‰$
Ascissa del punto finale del tratto orizzontale del diagramma	$\varepsilon_{cu} = 3,5‰$
Legge di comportamento del calcestruzzo	

Tabella 34: Caratteristiche del calcestruzzo C25/30.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

8.3. *Acciaio per calcestruzzo armato*

In barre ad aderenza migliorata tipo **B450C** controllato in stabilimento.
Secondo quanto prescritto nel D.M. 14 gennaio 2008, l'acciaio per calcestruzzo armato è individuato dalle caratteristiche meccaniche riportate nella seguente Tabella 35.

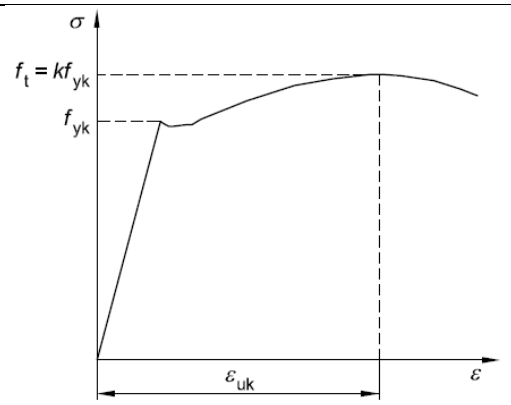
Denominazione	Valore
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450$ N/mm^2
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} \geq 540$ N/mm^2
Coefficiente parziale di sicurezza del materiale allo Stato Limite Ultimo	$\gamma_s = 1,15$
Tensione di progetto	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391,3$ N/mm^2
Allungamento uniforme al carico massimo	$\varepsilon_{uk} = 7,5‰$
Ascissa del punto finale del tratto orizzontale del diagramma	$\varepsilon_{sd} = 10‰$
Modulo elastico	E = 205000 N/mm^2
Legge di comportamento del calcestruzzo	

Tabella 35: Caratteristiche dell'acciaio B450C.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

8.4. *Acciaio per carpenteria metallica*

Da adottarsi per le centine del rivestimento di prima fase, per i tubi delle coronelle e per i micropali.
Acciaio da carpenteria metallica **S355J0**.
Secondo quanto prescritto nel D.M. 14 gennaio 2008, da carpenteria metallica è individuato dalle caratteristiche meccaniche riportate nella seguente Tabella 36.

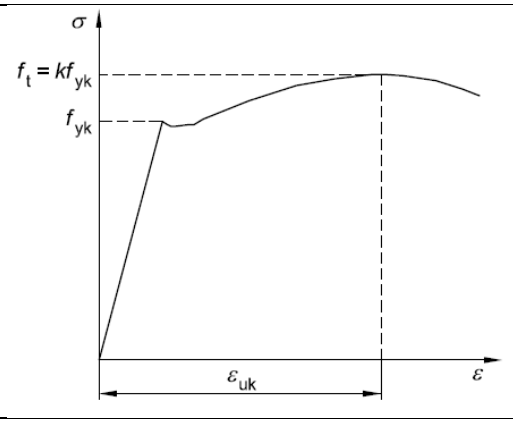
Denominazione	Valore
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 355$ N/mm^2
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} \geq 510$ N/mm^2
Coefficiente parziale di sicurezza del materiale allo Stato Limite Ultimo	$\gamma_s = 1,05$
Tensione di progetto	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 338$ N/mm^2
Modulo elastico	E = 210000 N/mm^2
Legge di comportamento del calcestruzzo	

Tabella 36: Caratteristiche dell'acciaio S355J0.

8.5. *Spritz-Beton per il rivestimento di prima fase*

Le caratteristiche meccaniche riportate nella seguente Tabella 37.

Denominazione	Valore
Resistenza caratteristica determinata a 48 ore di maturazione	$R_{ck} \geq 13$ N/mm^2
Resistenza caratteristica determinata a 28 giorni di maturazione	$R_{ck} \geq 30$ N/mm^2
Normativa di riferimento	UNI EN 14487:2006

Tabella 37: Caratteristiche dello spritz-beton.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

9. Previsioni sul comportamento dello scavo (Fase di Diagnosi)

L'apertura di una cavità in un materiale caratterizzato da un campo di tensioni naturali preesistente indisturbato, dovuto essenzialmente a carichi litostatici e a sforzi tettonici, porta ad una generale ridistribuzione degli sforzi, sia in direzione trasversale che longitudinale, con conseguente incremento delle tensioni al contorno della galleria ed anche oltre il fronte di scavo.

Questo nuovo stato tensionale tende a far evolvere l'ammasso intorno al cavo verso una nuova situazione di equilibrio, diversa da quella naturale, dando luogo a fenomeni deformativi.

Sulla base delle conoscenze dei terreni interessati dall'opera, illustrate nel precedente Capitolo 6, è possibile svolgere delle previsioni sul comportamento dei terreni allo scavo finalizzate alla definizione degli interventi di stabilizzazione e degli schemi di avanzamento.

Queste previsioni sono strettamente connesse con lo studio dello stato tenso-deformativo instauratosi nell'ammasso al contorno della galleria e indotto dalle operazioni di scavo.

9.1. *L'importanza del fronte di scavo*

La valutazione dell'evoluzione dello stato tensionale a seguito dell'apertura di una galleria è possibile attraverso l'attenta analisi dei fenomeni deformativi in quanto essi forniscono importanti indicazioni sul comportamento della cavità nei riguardi della stabilità sia a breve che a lungo termine.

In particolare, l'elemento centrale per l'analisi dell'evoluzione dei fenomeni deformativi al contorno del cavo, attraverso la quale è possibile valutare la stabilità della galleria, è il comportamento del fronte di scavo.

Esso è è condizionato dai seguenti fattori principali:

- Caratteristiche di resistenza e deformabilità dell'ammasso connesse con le varie strutture geologiche che interessano le gallerie;
- i carichi litostatici corrispondenti alle coperture in gioco;
- la forma e le dimensioni della sezione di scavo;
- lo schema di avanzamento.

Il comportamento del cavo e del fronte è infatti funzione, oltre che delle caratteristiche geometriche della cavità stessa e dei carichi litostatici cui è soggetta, delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità del nucleo d'avanzamento, inteso come il prisma di terreno individuato a monte del fronte dallo stesso profilo di scavo per una profondità di circa un diametro.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

Se il nucleo non è costituito da materiale sufficientemente rigido e resistente da mantenere in campo elastico il proprio comportamento tensio-deformativo, sul fronte si sviluppano fenomeni deformativi e plasticizzazioni rilevanti, cui conseguono il detensionamento ed il decadimento delle caratteristiche meccaniche del terreno al contorno del cavo.

Se, viceversa, il comportamento del nucleo d'avanzamento rimane in campo elastico, esso 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.

Il comportamento del fronte di scavo, al quale è legato quello della cavità, può essere sostanzialmente di tre tipi:

- Stabile (Caso A);
- Stabile a breve termine (Caso B);
- Instabile (Caso C).

9.1.1. Galleria a fronte stabile (Caso A)

Se il fronte di scavo è stabile, lo stato tensionale al contorno della cavità in prossimità del fronte si mantiene in campo prevalentemente elastico con la conseguenza che i fenomeni deformativi osservabili sono di piccola entità e tendono ad esaurirsi rapidamente.

In questo caso anche il comportamento del cavo sarà stabile (rimanendo in campo elastico) e quindi non si rendono necessari interventi preventivi di consolidamento, se non localizzati e in misura molto ridotta; il rivestimento definitivo costituirà allora il margine di sicurezza per la stabilità a lungo termine.

9.1.2. Galleria a fronte stabile a breve termine (Caso B)

Questa condizione si verifica quando lo stato tensionale indotto dall'apertura della cavità supera la resistenza geomeccanica del materiale al fronte, che si allontana progressivamente da un comportamento di tipo elastico, per passare ad un comportamento di tipo elasto-plastico.

I fenomeni deformativi connessi con la ridistribuzione delle tensioni risultano più accentuati che nel caso precedente, e producono nell'ammasso al fronte una riduzione delle caratteristiche di resistenza con decadimento verso i parametri plastici residui.

La decompressione indotta dallo scavo può essere opportunamente controllata e regimata 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, che manterrà un comportamento stabile. Nel caso non si prevedano opportuni interventi, lo stato tensio-deformativo potrà evolvere verso situazioni di instabilità del cavo in via di realizzazione.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

Il rivestimento definitivo costituirà il margine di sicurezza a lungo termine.

9.1.3. Galleria a fronte instabile (Caso C)

L'instabilità progressiva del fronte di scavo è attribuibile ad un'accentuazione dei fenomeni deformativi in campo plastico, che risultano immediati e più rilevanti, manifestandosi prima ancora che avvenga lo scavo, oltre il fronte stesso.

Tali deformazioni producono un incremento dell'estensione della zona dell'ammasso decompressa in corrispondenza del fronte, dove si sviluppa un progressivo e rapido decadimento delle caratteristiche geomeccaniche del materiale, provocando in tal modo la mobilizzazione della resistenza di fasce di terreno concentriche alla galleria e sempre più esterne, a scapito di ulteriori deformazioni inducendo quindi forme di instabilità irreversibili fino a causare il crollo della galleria.

L'espansione della fascia di materiale decompresso al contorno del cavo deve essere contenuta prima dell'arrivo del fronte di scavo, e richiede pertanto interventi di preconsolidamento sistematici in avanzamento, che consentano di creare artificialmente l'effetto arco capace di far evolvere la situazione verso configurazioni di equilibrio stabile.

9.2. *Determinazione delle categorie di comportamento allo scavo*

Nel seguito verrà determinato il comportamento dell'ammasso allo scavo in considerazione della stratigrafia presente in sito ed in funzione dei carichi litostatici dovuti alle differenti coperture riscontrate lungo il tracciato della galleria in oggetto.

In questa fase di diagnosi, sulla base degli elementi raccolti nella fase conoscitiva, vengono sviluppate le previsioni sul comportamento deformativo del fronte e del cavo in assenza di interventi, al fine di giungere all'individuazione di tratte a comportamento omogeneo, suddivise nelle tre categorie di comportamento precedentemente descritte.

Si vuole adesso determinare il comportamento dell'ammasso allo scavo per ognuno dei gruppi a caratteristiche geomeccaniche omogenee precedentemente individuati, ed in funzione anche dei carichi litostatici dovuti alle differenti coperture riscontrate lungo il tracciato.

Per ogni singolo gruppo sarà quindi possibile ottenere diverse classi di comportamento allo scavo in funzione delle diverse coperture in gioco.

Nella successiva fase di terapia, in cui si definiranno gli interventi necessari per l'avanzamento nelle diverse classi di comportamento, non si potrà evitare di considerare le condizioni geologiche puntuali: quindi ad una stessa classe di comportamento corrispondono diverse sezioni tipo, adeguate alle caratteristiche geologiche e fisiche di ogni formazione.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

Gli strumenti numerici adottati per la determinazione del comportamento dell'ammasso allo scavo sono quattro:

1. Metodo delle Linee Caratteristiche;
2. Analisi di stabilità al fronte mediante il Metodo di Tamez (1985);
3. Analisi di stabilità al fronte mediante il metodo di Broms e Bennermark (1967);
4. Analisi di stabilità del fronte mediante il medodo del tasso di deconfinamento critico di Panet (1990).

L'analisi di stabilità al fronte mediante Metodo di Tamez risulta utile laddove valori bassi di copertura geostatica sconsiglino l'applicazione del Metodo delle Linee Caratteristiche.

In queste condizioni, infatti, l'ipotesi di base del metodo delle linee caratteristiche (pressione al contorno del cavo di tipo idrostatico) vene a mancare e l'applicazione del metodo sarebbe poco rappresentativa del reale comportamento dell'ammasso

Per queste condizioni, un'indicazione della stabilità del fronte di scavo a basse coperture può, invece, essere fornita dal Metodo di Tamez che valuta l'equilibrio limite del prisma di terreno potenzialmente instabile in prossimità del fronte; tuttavia questo strumento non fornisce indicazioni sul comportamento deformativo dell'ammasso in prossimità del fronte e quindi non può essere impiegato quale unico strumento per la definizione degli interventi di stabilizzazione da prevedere in avanzamento.

Per questo motivo si sono applicati anche gli altri metodi citati.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

9.2.1. Metodo delle Linee Caratteristiche

Il metodo delle linee caratteristiche (o metodo convergenza-confinamento) consiste nel simulare lo scavo di una galleria nell'ipotesi di simmetria assiale e di stato di deformazione piana.

Per linee caratteristiche di una cavità si intendono delle curve che legano le pressioni di contenimento, esercitate in senso radiale sul bordo della galleria dalle opere di stabilizzazione e di rivestimento, agli spostamenti radiali al suo contorno (convergenze).

Lo scavo è rappresentato come una graduale riduzione di una pressione fittizia,p, applicata alle pareti della galleria, tramite cui si simula il progressivo deconfinamento del terreno prodotto dall'avvicinarsi del fronte di scavo alla sezione di calcolo e al successivo avanzamento del fronte stesso, cui corrisponde una convergenza radiale "u" crescente in funzione delle caratteristiche dell'ammasso.

Esse possono quindi essere utilizzate, oltre che per valutare il comportamento dell'ammasso allo scavo, anche per determinare lo stato di sollecitazione sui diversi interventi costituenti la galleria, mediante la sovrapposizione degli effetti delle curve caratteristiche della cavità e dei singoli interventi che la costituiscono.

Per ogni galleria è possibile costruire due curve caratteristiche principali:

- la linea caratteristica del fronte, valida presso il fronte di scavo, detta curva caratteristica del fronte, che tiene conto dell'effetto tridimensionale delle tensioni vicino ad esso e che permette di risalire, mediante considerazioni sulla resistenza del nucleo, all'entità della convergenza già subita dalla galleria nella sezione in corrispondenza al fronte di scavo;

- la linea caratteristica del cavo, valida per qualsiasi sezione sufficientemente lontana dal fronte, detta curva caratteristica della cavità, per la quale lo stato di tensione può considerarsi piano. In generale, ove la curva caratteristica non intersechi in un valore finito l'asse delle deformazioni radiali, la galleria risulta instabile senza adeguati interventi di stabilizzazione.

Se la galleria è scavata in assenza di sostegni, il valore finale della pressione di confinamento è pari a 0; in caso contrario allo stato finale è presente una pressione di confinamento > 0 che rappresenta la pressione di equilibrio del cavo ottenuta dall'intersezione della curva caratteristica della cavità e dei rivestimenti impiegati come spiegato nel seguito in dettaglio.

Sulla base delle elaborazioni effettuate, è quindi possibile esprimere delle considerazioni sul comportamento dell'ammasso allo scavo, con particolare riguardo alla prevedibile entità dei fenomeni deformativi del fronte e del cavo e all'estensione dell'eventuale fascia di materiale al contorno della cavità in cui il livello tensionale supera il limite elastico.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

Valutando lo spostamento al fronte u_f è possibile pertanto individuare a priori il comportamento della galleria, distinguendo tra fronte stabile (Caso A), stabile a breve termine (Caso B) ed instabile (Caso C), secondo la classificazione ADECO-RS già presentata nei paragrafi precedenti.

In generale il Metodo delle Linee Caratteristiche è valido nei casi in cui si ritenga lecito ipotizzare che l'andamento delle sollecitazioni indotte dallo scavo, sotto l'azione delle spinte di montagna, sia di tipo idrostatico; ciò si verifica generalmente per coperture almeno H>3D (essendo D il diametro di scavo della galleria); valori di copertura inferiori conducono a un risultato poco rappresentativo dell'effettivo comportamento dell'ammasso roccioso.

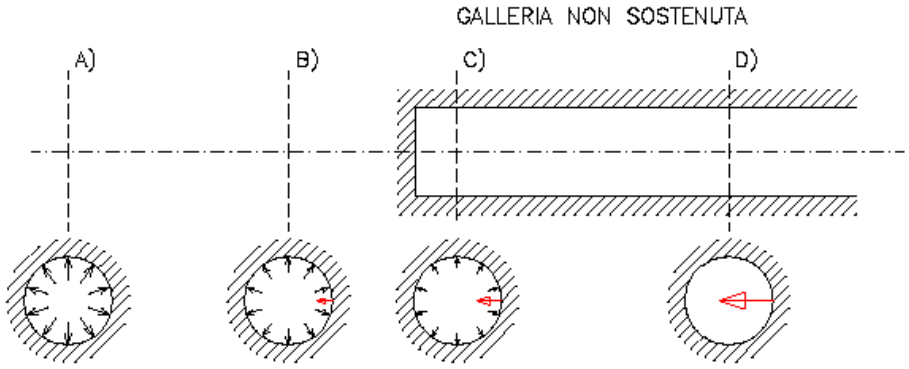


Figura 28: Schema per la determinazione delle linee caratteristiche.

La determinazione della linea caratteristica al fronte è stata effettuata mediante l'applicazine del tasso di deconfinamento λ (Panet, 1995) secondo la seguente relazione.

$$p = (1-\lambda)\sigma_0 \qquad (3)$$

Dove:

- p rappresenta una pressione fittizia che necessaria per simulare il progressivo rilascio dalla condizione originaria al cavo completamente aperto e non sostenuto;
- λ rappresenta il tasso di deconfinamento determinabile dalla seguente Figura 29 in funzione della distanza x dal fronte;
- σ_0 rappresenta la pressione geostatica originale.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

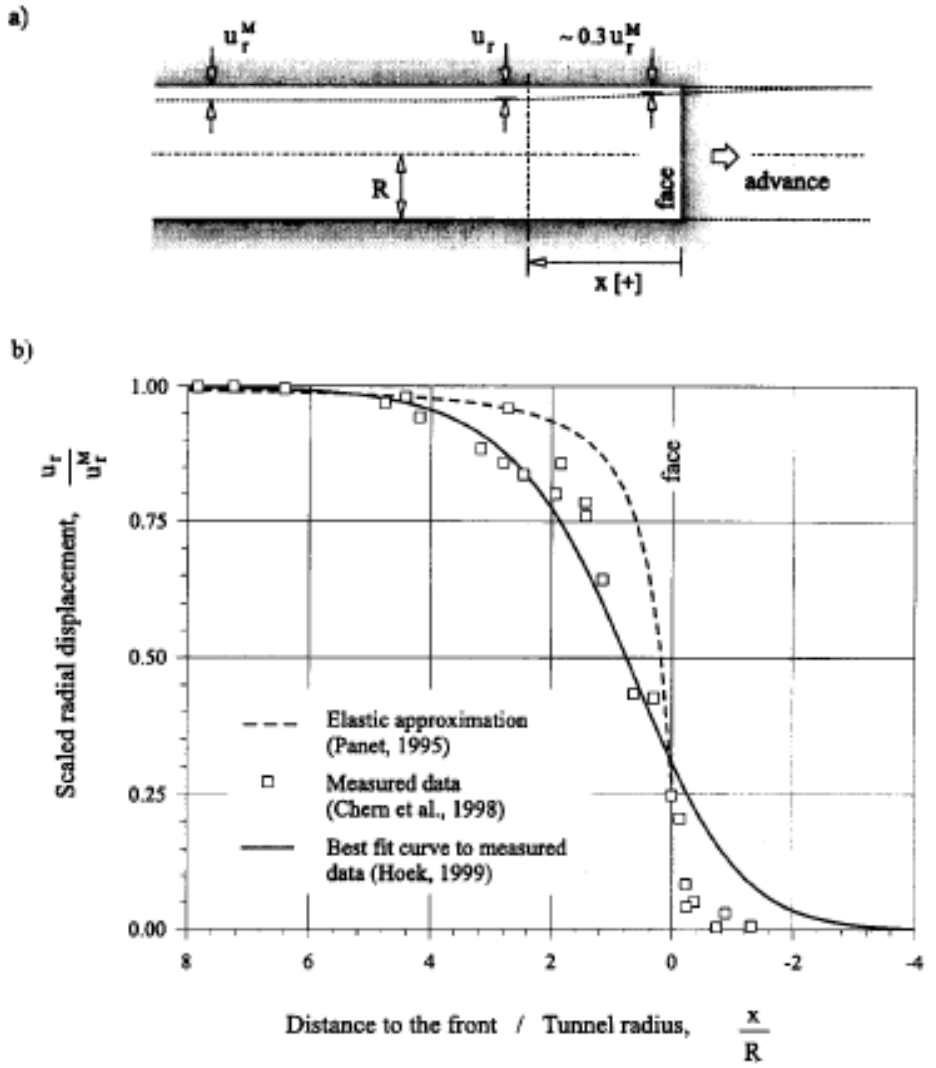


Figura 29: Tasso di deconfinamento λ secondo Panet (1995).

u_{cavo}/R_{eq}	R_{pl}/R_{eq}	Classe di comportamento
< 0,2%	< 1,2	A
0,2 - 0,5 %	1,2 - 1,5	B
> 0,5 %	> 1,5	C

Il metodo, impiegato anche nella successiva fase di terapia, è utile per la determinazione dell'efficacia dei rivestimenti di prima fase e definitivo sovrapponendo a tale curva caratteristica la curva caratteristica dei rivestimenti.

La curva caratteristica del rivestimento (di prima fase o definitivo), detta anche curva di confinamento, è individuata dalla rigidezza della struttura K_{st} e dallo spostamento radiale U_{d0} che si è già generato nell'intorno del cavo prima dell'installazione del supporto, messo in opera a distanza d_0 dal fronte di avanzamento della galleria.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

9.2.2. Metodo di Tamez (1985)

Il Metodo di Tamez ipotizza l'esistenza di prismi di terreno in distacco secondo sezioni longitudinali, giungendo a definire un coefficiente di sicurezza FSF nei confronti della stabilità del fronte di scavo.

Tali metodi consentono inoltre di tenere in conto degli interventi di preconsolidamento assumendo per il terreno trattato caratteristiche meccaniche incrementate rispetto a quelle del terreno naturale.

Si riporta nel seguito una breve sintesi di riepilogo del metodo adottato.

Il metodo dell'equilibrio limite proposto da Tamez tiene conto della riduzione dello stato di confinamento triassiale del nucleo di terreno oltre il fronte per mezzo di un meccanismo di rottura del tipo effetto volta, con il quale il volume di terreno gravante sulla corona della galleria è definito da un paraboloide, approssimato mediante tre solidi prismatici, come illustrato nella seguente Figura 30.

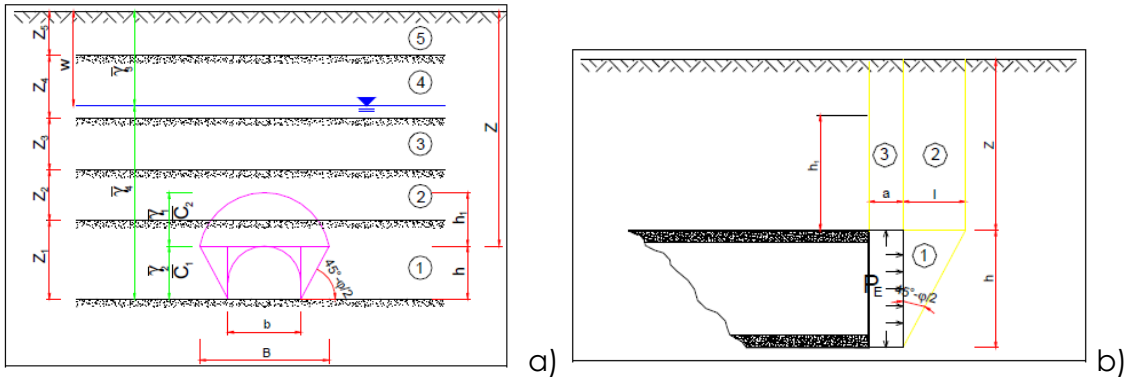


Figura 30: Schema del metodo di Tamez; sezione trasversale (a) e sezione longitudinale (b).

In questo modo si determinano le massime tensioni tangenziali che si possono sviluppare sulle facce di ogni prisma senza che avvengano scorrimenti (forze resistenti) e le forze di massa di ogni prisma (forze agenti).

Il rapporto tra i momenti delle forze resistenti e delle forze agenti fornisce un coefficiente di sicurezza, denominato FSF (face security factor); il fronte risulta stabile se il valore di FSF risulta superiore a 2.

Nei casi in cui detto valore risultasse inferiore a 2 occorre prevedere interventi di consolidamento del fronte di scavo finalizzati ad incrementarne la sua resistenza (fase di terapia).

Nel caso di presenza di trattamenti di rinforzo del fronte (VTR, Jet-grouting ecc.) posti in opera in avanzamento, il loro effetto stabilizzante può utilmente essere tenuto in conto incrementando la resistenza coesiva dell'ammasso.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

Infatti la chiodatura esercita un'azione di contenimento passivo del fronte, rappresentabile, nel caso di impiego di elementi strutturali in VTR, da una tensione di confinamento $\sigma_3 V^{VTR}$ fittizia, funzione dei parametri tecnici del trattamento secondo le seguenti relazioni.

$$\sigma_3 V^{VTR}_A = \frac{\tau_A \cdot L_A \cdot 2p_A}{A_i}$$

$$\sigma_3 V^{VTR}_B = \frac{\sigma_T \cdot A_T}{A_i}$$

$\sigma_3 V^{VTR}$=minimo ($\sigma_3 V^{VTR}_A$, $\sigma_3 V^{VTR}_B$)

dove:

τ_a= tensione di aderenza ammasso-fondazione

L_A = semi-lunghezza dell'elemento di rinforzo (si assume che mezzo elemento costituisca la fondazione)

$2p_A$ = perimetro della sezione reagente a sfilamento

σ_t = resistenza a trazione dell'elemento di rinforzo

A_i = area di influenza di un elemento strutturale

A_t = sezione dell'elemento resistente a trazione

L'effetto della tensione di confinamento $\sigma_3 V^{VTR}$ può essere considerato come un incremento della coesione dell'ammasso secondo la seguente relazione.

$$\Delta\sigma_C^{Fronte} = \frac{\sigma_3^{VTR}}{2} * \sqrt{K_p}$$

Se il fronte di scavo è rinforzato con trattamenti colonnari in jet-grouting, allora i parametri di coesione sono migliorati specificando un incremento della coesione di picco pari alla differenza tra la coesione dell'ammasso non trattato e quella dell'ammasso trattato; quest'ultima è valutata come media pesata della coesione originaria del terreno e di quella del trattamento secondo la seguente relazione.

$$\Delta c = c_{ammasso\ trattato} - c_{ammasso} = \frac{c_{jet} \cdot A_{jet} + c_{ammasso} \cdot A_{ammasso}}{A_{tot}} - c_{ammasso}$$

dove:

c_{jet} = coesione dei trattamenti colonnari in jet grouting

c ammasso = coesione dell'ammasso senza trattamenti

A_{jet}, $A_{ammasso}$, A_{tot} = sono le aree, rispettivamente, dei trattamenti colonnari, della sezione di scavo al netto dei trattamenti e della sezione di scavo.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

9.2.3. Metodo di Broms e Bennemark (1967)

Con questo metodo la stabilità del fronte è basata sulla definizione del rapporto di stabilità definito dalla seguente relazione.

$$N = \frac{\sigma_s + \gamma z - \sigma_T}{c_u}$$

dove:

γ = peso dell'unità di volume del terreno

z = profondità dell'asse della galleria

σ_s = sovraccarico eventualmente presente in superficie

σ_T = eventuale pressione di sostegno applicata al fronte

c_u = resistenza al taglio, in condizioni non drenate, alla profondità della galleria.

Sulla base di prove di estrusione eseguite in laboratorio e d'osservazioni in sito, Broms e Bennermark (1967) hanno concluso che il valore del rapporto di stabilità critico Nc perché si manifesti il collasso è pari a circa 6; a conclusioni simili giunse Peck (1969).

Il rapporto di stabilità definito da Broms e Bennermark può ovviamente essere visto come un coefficiente di sicurezza, ma tenendo tuttavia in conto che un valore del rapporto di stabilità più elevato corrisponde ad un coefficiente di sicurezza più basso e pertanto il margine di sicurezza non è facilmente definibile.

La seguente Tabella 38 proposta da Attewell (1978) fornisce una indicazione della relazione fra il numero di stabilità e le deformazioni attese.

N	Deformazioni
< 1	Trascurabili
1 ÷ 2	Elastiche
2 ÷ 4	Elasto-plastiche
4 ÷ 6	Plastiche
> 6	Collasso

Tabella 38: Relazione tra il numero di stabilità e le deformazioni attese.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

9.2.4. Metodo del tasso di deconfinamento critico (1990)

Il metodo convergenza-confinamento proposto da Panet permette di analizzare l'interazione fra l'ammasso roccioso ed il sostegno in funzione dell'avanzamento del fronte di scavo.

La sua applicazione agli ammassi rocciosi a debole resistenza suppone la definizione di un mezzo continuo equivalente al quale attribuire un comportamento elastoplastico rammollente. In questi ammassi, lo scavo di una galleria situata a profondità tali da sviluppare la resistenza massima (gallerie profonde H>2D), provoca elevate convergenze legate alla formazione di una zona decompressa attorno al cavo.

Sotto queste ipotesi, il criterio di Panet consente di verificare le condizioni di stabilità del cavo in funzione del valore critico del tasso di deconfinamento (le) del materiale (valore cui si manifestano le prime plasticizzazioni). Tale indice, in relazione al criterio di rottura di Mohr-Coulomb, è funzione del coefficiente di spinta passiva Kp e del fattore di stabilità N secondo la seguente relazione.

$$\lambda_e = \frac{1}{K_p + 1}\left[K_p - 1 + \frac{2}{N}\right]$$

dove $N = \frac{2\sigma_z}{\sigma_c}$

Nel caso di una galleria priva di rivestimento, se N < 1, non si raggiunge mai la resistenza massima dell'ammasso roccioso. Raggiunto il limite di rottura (N > 1) l'autore suggerisce i seguenti valori limite del tasso di deconfinamento, ai quali corrispondono determinate condizioni di stabilità del fronte definite nella seguente Tabella 39.

λ_e	**Deformazioni**
0,6 ÷ 1	Fronte di scavo stabile: le pressioni raggiungono il valore massimo di resistenza dell'ammasso a tergo del fronte
0,3 ÷ 0,6	Fronte di scavo stabile a breve termine: al fronte di scavo le pressioni raggiungono il valore della resistenza massima prima in vicinanza del bordo, poi verso il nucleo
< 0,3	Fronte di scavo instabile: il fronte di scavo è in condizioni di instabilità per cui necessita di interventi preventivi di consolidamento

Tabella 39: Relazione tra il numero di stabilità e le deformazioni attese.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

9.3. *Calcolo delle categorie di comportamento allo scavo*

Nei paragrafi seguenti è determinato il comportamento dell'ammasso allo scavo in considerazione della stratigrafia presente in sito determinando le diverse classi di comportamento allo scavo.

Nella fase di diagnosi, sulla base degli elementi raccolti nella fase conoscitiva, vengono sviluppate le previsioni sul comportamento deformativo del fronte e del cavo in assenza di interventi, al fine di giungere all'individuazione di tratte a comportamento omogeneo, suddivise nelle tre categorie di comportamento precedentemente descritte.

Nella successiva fase di terapia, dove si definiscono gli interventi necessari per l'avanzamento nelle diverse classi di comportamento, ad una stessa classe di comportamento potranno corrispondere diverse sezioni tipo, adeguate alle caratteristiche geologiche e fisiche di ogni formazione.

9.3.1. Metodo delle Linee Caratteristiche

9.3.1.1. Gruppo geomeccanico 1

La seguente Figura 31 mostra i risultati del metodo.

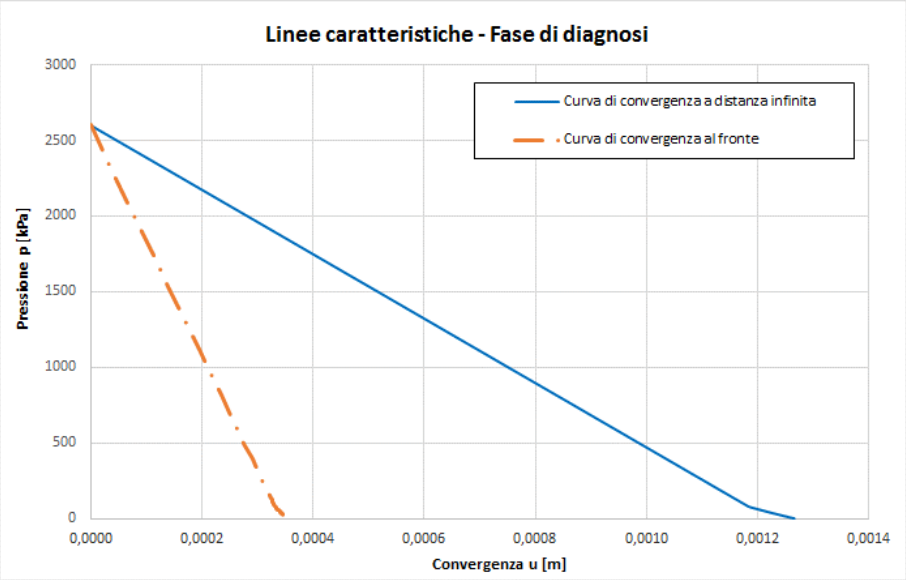


Figura 31: Risultati del metodo delle linee caratteristiche per il Gruppo 1.

I risultati ottenuti sono i seguenti.

ur_{fronte}/Req	0,01%	Caso A
Rpl/Req	1,0	Caso A

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

9.3.1.2. Gruppo geomeccanico 2

La seguente Figura 32 mostra i risultati del metodo.

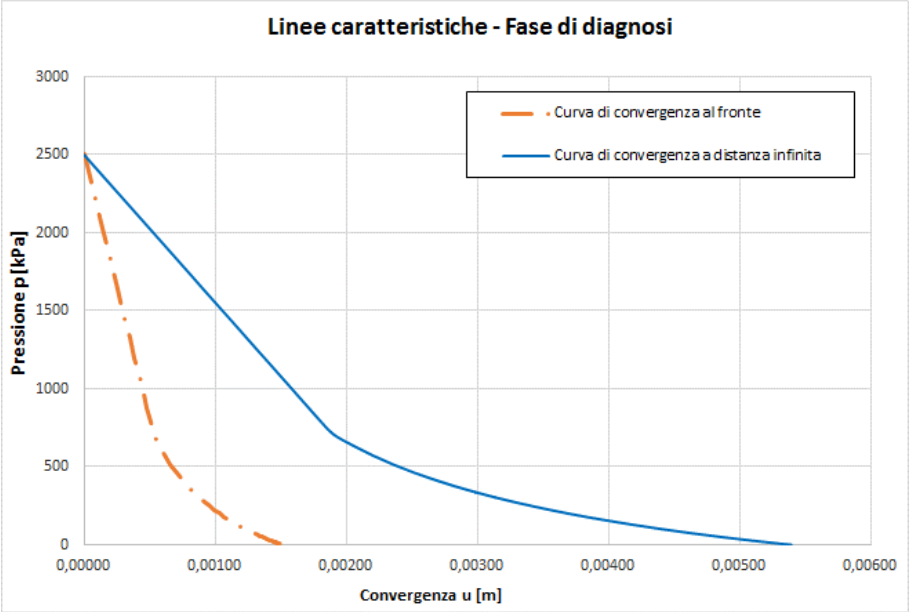


Figura 32: Risultati del metodo delle linee caratteristiche per il Gruppo 2.

I risultati ottenuti sono i seguenti.

ur_{fronte}/Req	0,05%	Caso A
Rpl/Req	1,6	Caso B

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

9.3.1.3. Gruppo geomeccanico 3

La seguente Figura 33 mostra i risultati del metodo.

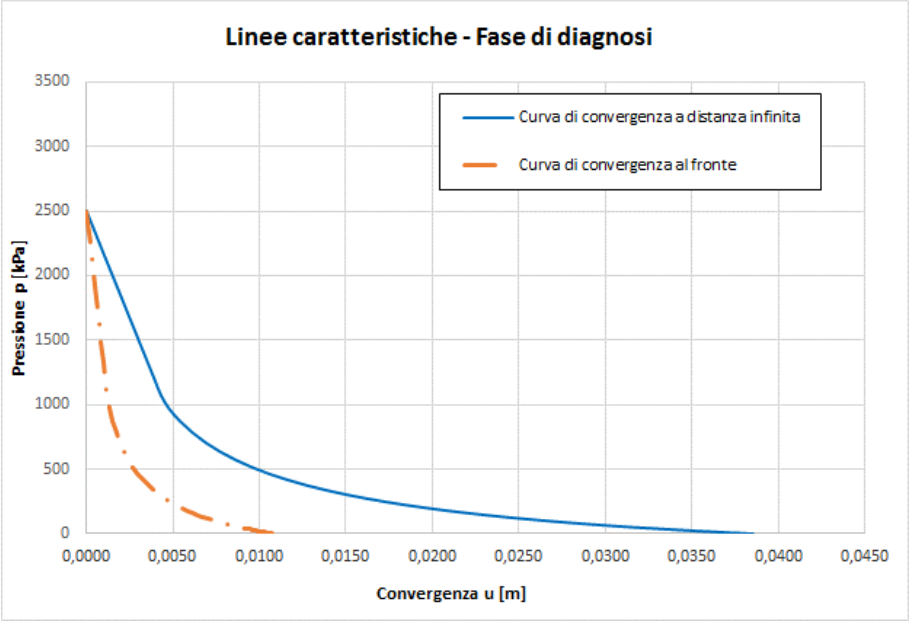


Figura 33: Risultati del metodo delle linee caratteristiche per il Gruppo 3.

I risultati ottenuti sono i seguenti.

ur_{fronte}/Req	0,33%	Caso B
Rpl/Req	2,6	Caso C

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

9.3.1.4. Gruppo geomeccanico 4

La seguente Figura 34 mostra i risultati del metodo.

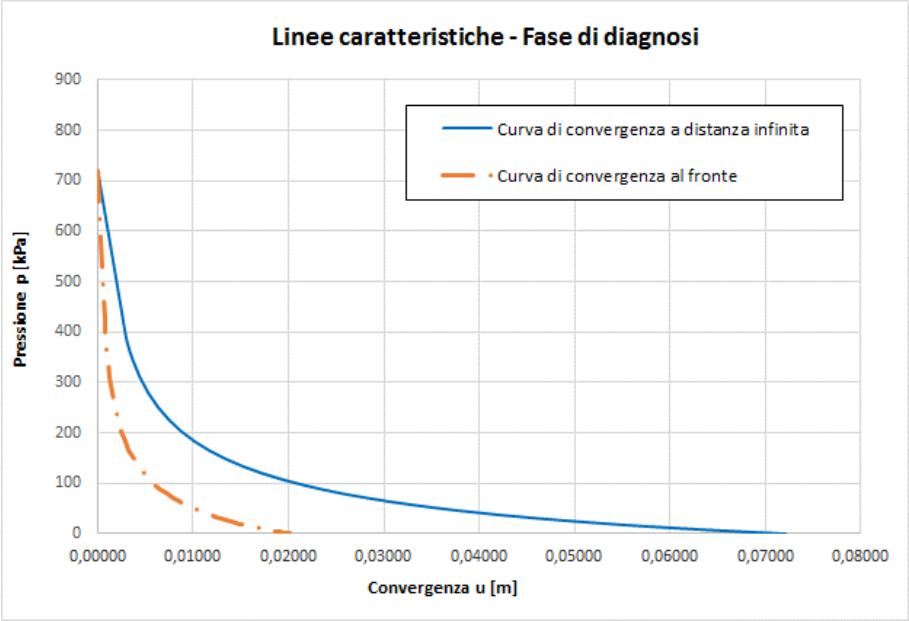


Figura 34: Risultati del metodo delle linee caratteristiche per il Gruppo 4.

I risultati ottenuti sono i seguenti.

ur_{fronte}/Req	0,62%	Caso C
Rpl/Req	4,4	Caso C

9.3.2. Metodo di Tamez (1985)

La seguente Figura 35 mostra l'esito delle verifiche di stabilità del fronte di scavo condotte con il metodo citato.

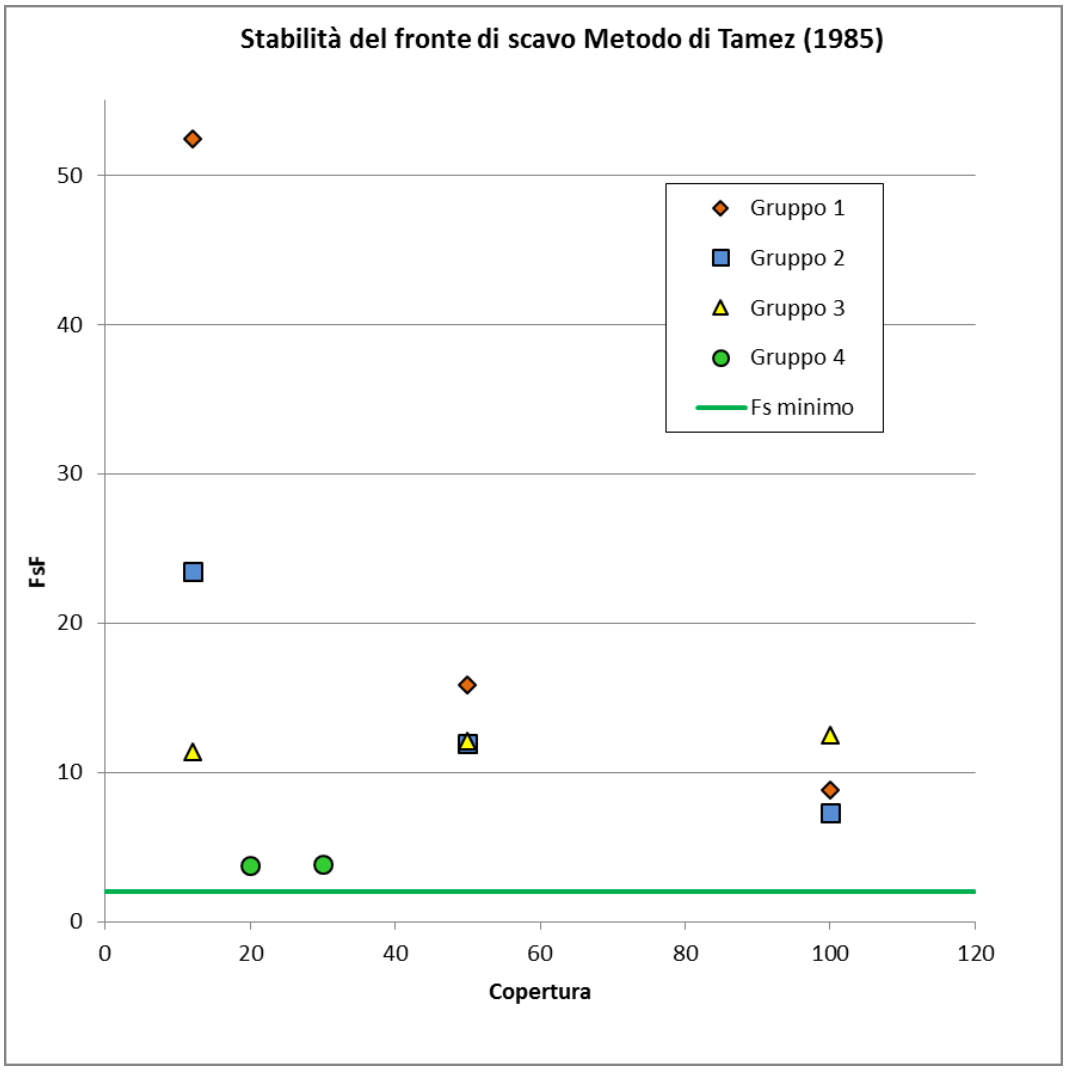


Figura 35: Verifica di stabilità del fronte di scavo con il metodo di Tamez (1985).

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

9.3.3. Metodo di Borms e Bennemark (1967)

La seguente Figura 36 mostra l'esito delle verifiche di stabilità del fronte di scavo condotte con il metodo citato.

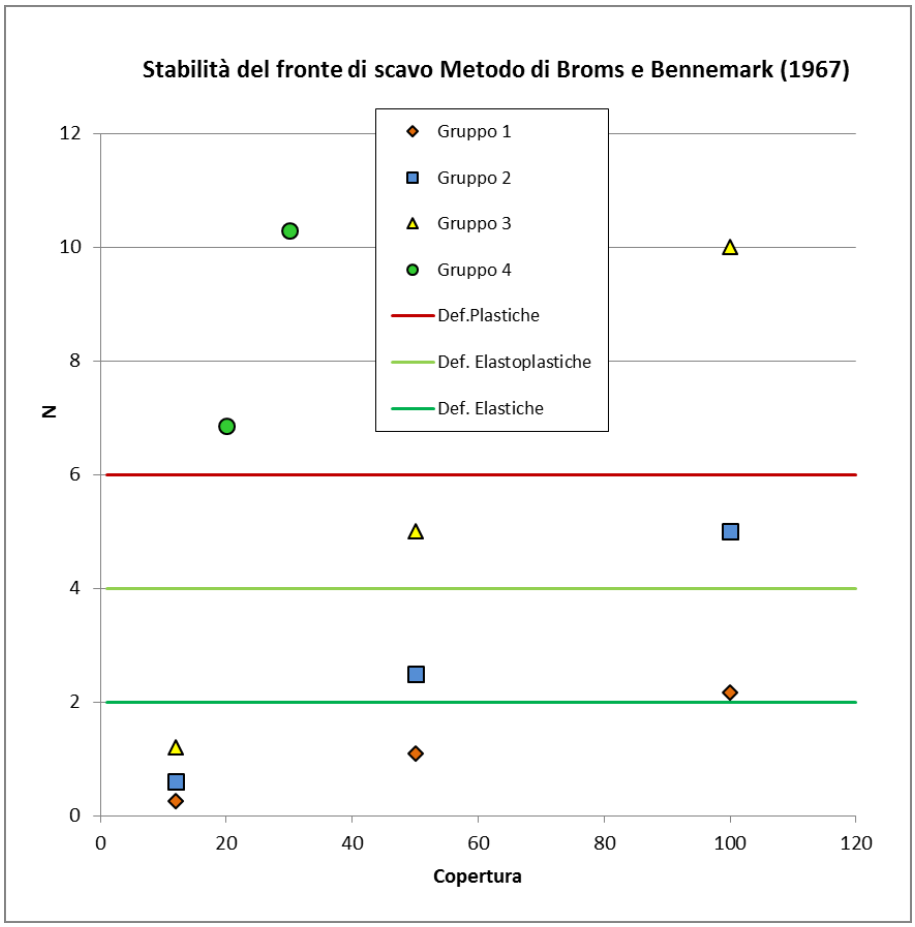


Figura 36: Verifica di stabilità del fronte di scavo con il metodo di Broms e Bennemark (1967).

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

9.3.4. Metodo del tasso di deconfinamento critico (1990)

La seguente Figura 37 mostra l'esito delle verifiche di stabilità del fronte di scavo condotte con il metodo citato.

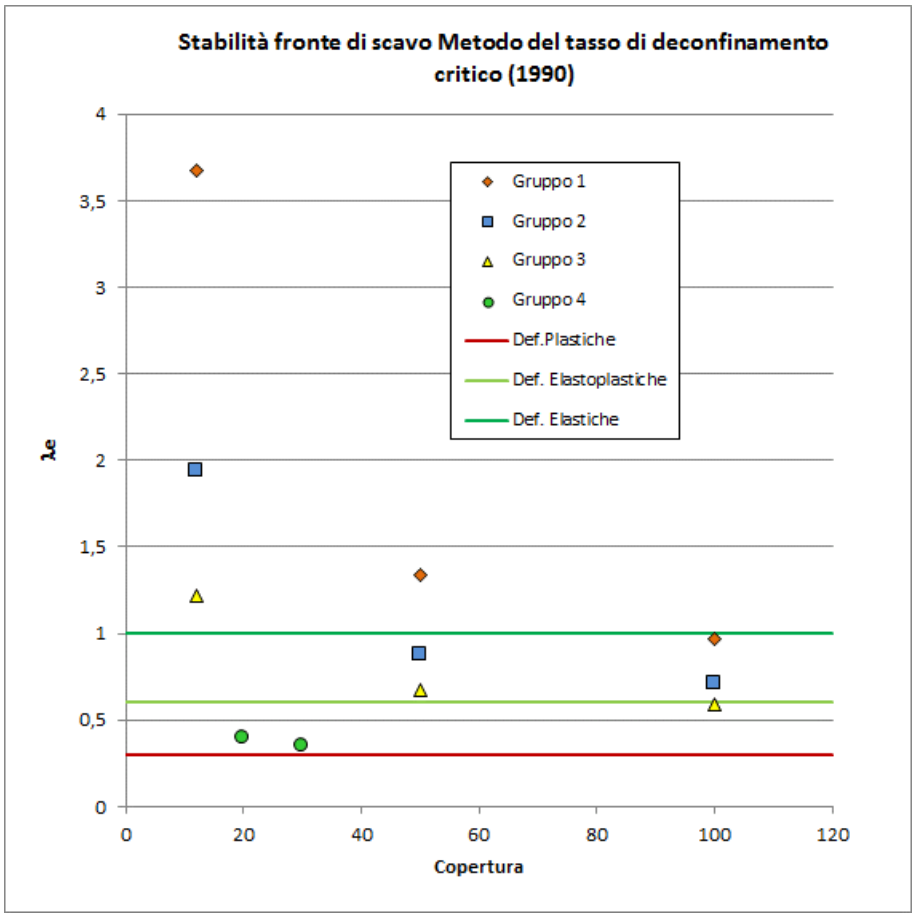


Figura 37: Verifica di stabilità del fronte di scavo con il metodo del tasso di deconfinamento critico (1970).

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

9.4. *Considerazioni conclusive sul comportamento dello scavo in fase di diagnosi*

Le analisi condotte, con riferimento ai risultati ottenuti dai metodi precedentemente illustrati hanno permesso di assegnare per ciascun gruppo geomeccanico e per varie coperture, uno dei tre comportamenti del fronte allo scavo definiti dal metodo ADECO-RS.

Le analisi condotte in assenza di interventi, hanno evidenziato un comportamento predominante allo scavo di tipo "fronte stabile a breve termine" (categoria B).

Si registra, però, un comportamento di tipo C (fronte instabile) nell'attraversamento della zona codificata DGPV per la quale si notano spostamenti particolarmente rilevanti con una preconvergenza al fronte piuttosto pronunciata e spostamenti radiali del cavo nell'ordine di 7 cm.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

10. Descrizione delle sezioni tipo (Fase di Terapia)

Nel presente capitolo verranno spiegati gli interventi di precontenimento e rivestimento, nonché le relative fasi operative, da adottare durante la realizzazione delle gallerie e necessari a garantire la stabilità del cavo nel breve e nel lungo termine.

Gli interventi di stabilizzazione e di rivestimento di prima fase qui previsti verranno adeguati e tarati in corso d'opera sulla base dei rilievi geologico-geostrutturali del fronte di scavo e del comportamento deformativo del fronte (estrusioni) e del cavo (convergenze) propri della fase operativa e di controllo in corso d'opera.

Sono stati definiti tre tipi di comportamento dell'ammasso allo scavo, che prevedono l'impiego di opportuni interventi scelti in base alle caratteristiche geologiche e fisiche dei terreni interessati dagli scavi, determinando così la scelta delle sezioni tipo più adatte.

10.1. *Caso A (fronte stabile)*

I fenomeni deformativi avvengono in campo elastico; il materiale ha comportamento di tipo lapideo per cui si possono ipotizzare locali fenomeni di instabilità al contorno riconducibili per lo più al distacco gravitativo di blocchi o volumi rocciosi, individuati dall'intreccio di superfici di discontinuità preesistenti nel-l'ammasso oppure create dai fenomeni di distensione prodotti dalle modalità di scavo.

Il probabile comportamento allo scavo tipo A, a fronte stabile, consente di prevedere, quali interventi di prima fase, interventi di solo contenimento del cavo, quale la realizzazione di uno strato di spritz-beton a seguito della messa in opera di bulloni radiali o centine, in funzione del grado di discontinuità dell'ammasso.

I carichi gravanti sulla struttura in questi contesti geomeccanici sono prevalentemente di tipo gravitativo, funzione della frequenza dei giunti e delle fratture ed in particolare modo della resistenza al taglio delle superfici di discontinuità.

Il rilascio di tali solidi di carico, in categorie di comportamento tipo A, non avviene generalmente all'apertura del cavo, bensì in un secondo tempo quale conseguenza del richiamo di umidità al contorno dello scavo, della circolazione d'acqua nelle fratture, dall'alterazione della roccia a contatto con gli agenti atmosferici, nonché dalle sollecitazioni dinamiche conseguenti alle vibrazioni prodotte durante le operazioni di scavo con esplosivo.

E' pertanto opportuno stabilizzare i suddetti cunei mediante la messa in opera di bulloni metallici radiali di tipo passivo, ad ancoraggio puntuale in presenza di modesti gradi di separazione d'ammasso, o ad ancoraggio continuo per gradi di separazione maggiori, e realizzare un guscio di spritz-beton a protezione della superficie di scavo ed a contenimento del cavo.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

10.2. *Caso B (fronte stabile a breve termine)*

Si possono ipotizzare fenomeni di instabilità più o meno diffusi al contorno del cavo, dovuti alla plasticizzazione dell'ammasso roccioso e conseguenti fenomeni deformativi (convergenze radiali) di ordine centimetrico.

Tali deformazioni, se non regimate mediante opportuni e tempestivi interventi di preconsolidamento e/o di consolidamento, possono innescare decompressioni progressivamente crescenti all' interno dell'ammasso roccioso, sviluppando di conseguenza carichi maggiori sia nel breve termine che nel lungo termine.

Come interventi di preconsolidamento si possono utilizzare:

- chiodi in vetroresina al fronte per aumentare le caratteristiche di resistenza del nucleo;
- drenaggi al contorno in caso di presenza d'acqua per lo scarico delle pressioni interstiziali.
- Gli interventi di consolidamento lungo la cavità consistono principalmente in:
- prerivestimento costituito da spritz-beton;
- centine metalliche.

Questi interventi di preconsolidamento e consolidamento concorreranno a formare diverse sezioni tipo (descritte in seguito) che si differenziano tra di loro in funzione dei gruppi geomeccanici incontrati durante l'avanzamento.

10.3. *Caso C (fronte instabile)*

I fenomeni deformativi, in assenza di interventi, sono di entità maggiore rispetto al caso precedente, fino ad arrivare alla rottura e al collasso del cavo, legato all'instabilità del fronte di scavo.

Perché si possa realizzare l'avanzamento in galleria, senza innescare fenomeni deformativi incontrollabili, è indispensabile operare "preconsolidamenti" lanciati oltre il fronte di scavo, che garantiscano sia la tenuta del fronte stesso che quella della fascia di terreno perimetrale al cavo.

Questi preconsolidamenti possono essere di diversa natura, in funzione delle differenti caratteristiche geologiche delle formazioni attraversate lungo il tracciato:

- jet-grouting sub-orizzontale;
- anello consolidato da iniezioni cementizie;
- chiodi in vetroresina al fronte;

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

- drenaggi.

Sono inoltre necessari interventi di consolidamento al contorno del cavo in modo da fornire il necessario contenimento nel breve termine.

Questi interventi possono essere il rivestimento di prima fase con spritz-beton e centine metalliche.

In previsione di un comportamento tipo C, al fine di effettuare un controllo dello stato deformativo al fronte, appare consigliabile l'esecuzione di un preconsolidamento sistematico del fronte mediante elementi strutturali o tubi in vetroresina ad aderenza migliorata, tali da irrigidire il nucleo di scavo e ridurre i valori di estrusione del fronte e conseguentemente di preconvergenza del cavo.

Tale operazione consentirebbe di mantenere le proprietà del materiale prossime alle condizioni di picco, o al limite di ridurne il decadimento.

Le deformazioni al fronte si traducono infatti in decompressione al contorno del cavo con decremento della resistenza d'ammasso e incremento delle spinte sui prerivestimenti.

In presenza di comportamento tipo C si renderà inoltre necessaria la messa in opera di consolidamenti anche al contorno della sezione di scavo, sempre in elementi o tubi in vetroresina, così da determinare un arco di scarico che faciliti l'incanalamento degli sforzi ai lati del cavo e che nel contempo ne riduca l'entità.

In zone con significative presenze d'acqua, il trattamento al contorno è preferibile venga realizzato con iniezioni in pressione, così da impermeabilizzare la sezione, evitare fenomeni di filtrazione e ridurre il decadimento dell'ammasso prossimo agli scavi.

Andrà inoltre prevista la realizzazione dei prerivestimenti a seguito di ogni singolo sfondo di avanzamento, mediante posa in opera di centine metalliche ed un congruo strato di spritz-beton.

Sempre per la categoria di comportamento C occorre inoltre prevedere la possibilità di stabilizzare, a breve distanza dal fronte, il piede della centina, mediante il getto contemporaneo di arco rovescio e murette a 1-2 diametri dal fronte di scavo.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

10.4. *Le sezioni tipo di avanzamento*

Il presente paragrafo riporta un sintetico quadro degli interventi da adottare durante la realizzazione della galleria, necessari a garantire la stabilità del cavo a breve e a lungo termine.

Si prevede lo scavo della galleria a piena sezione con tecnica tradizionale, mediante escavatore e martellone in terreni o rocce tenere e mediante esplosivo, localmente condotto con l'impiego di microcariche, in ammassi lapidei; nelle zone di faglia ed in ammassi fratturati si procederà con demolitore meccanico.

Nel seguito verranno descritte le sezioni tipo di avanzamento, con le relative fasi esecutive.

10.4.1. Sezione tipo B0

La sezione tipo B0, in fase costruttiva è costituita da:

- prerivestimento composto da uno spessore di 20 cm di spritz-beton armato con rete elettrosaldata o fibrorinforzato e centine costituite da profilati 2IPN140 passo p = 1.2 m, controventate tra loro;
- impermeabilizzazione tipo "2";
- rivestimento definitivo in cls semplice dello spessore di 60 cm sia in arco rovescio che in calotta.

10.4.1.1. Campo di applicazione

Per quanto concerne il campo di applicazione si veda la tabella riepilogativa riportata alla fine del paragrafo.

10.4.1.2. Fasi esecutive

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

- FASE 1: scavo

  Esecuzione scavo di avanzamento con sfondi di lunghezza massima pari a 3.60 m compreso il disgaggio, eseguendo lo scavo a piena sezione. Al termine dello sfondo e prima di porre in opera gli interventi di prima fase va eseguito un accurato disgaggio di tutti i blocchi instabili.

- FASE 2: posa in opera delle centine e dello spritz-beton

  Al termine di ogni singolo sfondo verrà messo in opera il rivestimento di 1a fase costituito da centine metalliche 2IPN140 passo p = 1.2 m e da uno strato di spritz-beton di spessore 20 cm, armato con rete elettrosaldata (∅6 15x15) o fibrorinforzato. Le centine appena posate dovranno essere collegate alle altre attraverso le apposite catene.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

- FASE 3: getto di murette e arco rovescio

  Il getto delle murette dovrà essere effettuato entro una distanza di 9∅ dal fronte di scavo mentre il getto dell' arco rovescio dovrà essere effettuato entro una distanza di 12∅ dal fronte di scavo.

- FASE 4: impermeabilizzazione

  La posa in opera dell'impermeabilizzazione sarà eseguita prima del getto del rivestimento definitivo.

- FASE 5: getto del rivestimento definitivo

  Il getto del rivestimento definitivo sarà eseguito ad una distanza dal fronte che dipenderà dal comportamento deformativo del cavo, tale distanza sarà indicativamente 15∅.

10.4.2. Sezione tipo B0V

La sezione tipo B0v in fase costruttiva è costituita da:

- prerivestimento composto da uno spessore di 20 cm di spritz-beton armato con rete elettrosaldata o fibrorinforzato e centine costituite da profilati IPN 140 passo p = 1.2 m, controventate tra loro;
- una coronella di n°17 tubi in acciaio Ø88.9 Sp.10mm, L ≥ 13.00 m, sovrapposizione s ≥ 4.0m, semplicemente cementati (in particolari contesti geomeccanici è previsto l'utilizzo di tubi valvolati con 1 vlv/m, miscela d'iniezione 100 litri/valvola);
- impermeabilizzazione tipo "2";
- rivestimento definitivo in cls semplice dello spessore di 70 cm in arco rovescio e variabile da 40 cm a 100 cm in calotta (spessore medio di 70 cm).

10.4.2.1. Campo di applicazione

Per quanto concerne il campo di applicazione si veda la tabella riepilogativa riportata alla fine del paragrafo.

10.4.2.2. Fasi esecutive

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

- FASE 1: posa in opera e cementazione dei tubi metallici al contorno

  Perforazione e posa in opera di n°17 tubi metallici Ø 88.9 dello spessore di 10 mm L ≥ 13.0 m, sovrapposizione s ≥ 4.0 m, secondo le geometrie di progetto; le fasi costruttive sono le seguenti:

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

a) perforazione eseguita a secco $\phi \geq 130$ mm;

b) inserimento del tubo in acciaio;

c) formazione della "guaina".

La sequenza operativa sopra descritta andrà adattata alle caratteristiche dell'ammasso, ma dovrà in ogni caso garantire l'inghisaggio del tubo in acciaio al terreno mediante il completo riempimento dell'intercapedine con le pareti del foro. In linea generale, si dovrà avere cura di non perforare fori adiacenti, ma di lasciare almeno 3-4 fori di distanza tra perforazioni successive, procedendo alla immediata posa in opera del tubo di armatura.

La fase di cementazione potrà avvenire di massima ogni 4-5 perforazioni armate e comunque il prima possibile per evitare possibili franamenti del foro, con conseguente perdita di efficacia dell'intervento.

- FASE 2: scavo

  Esecuzione scavo di avanzamento con sfondi di lunghezza massima pari a 2.40 m compreso il disgaggio, eseguendo lo scavo a piena sezione. Al termine dello sfondo e prima di porre in opera gli interventi di prima fase va eseguito un accurato disgaggio di tutti i blocchi instabili.

- FASE 3: posa in opera delle centine e dello spritz-beton

  Al termine di ogni singolo sfondo verrà messo in opera il rivestimento di 1a fase costituito da centine metalliche IPN160 passo 1.20m e da uno strato di spritz-beton di spessore 20 cm, armato con rete elettrosaldata (∅6 15x15) o fibrorinforzato. Le centine appena posate dovranno essere collegate alle altre attraverso le apposite catene.

- FASE 4: getto di murette e arco rovescio

  Il getto delle murette dovrà essere effettuato entro una distanza di 9∅ dal fronte di scavo mentre il getto dell' arco rovescio dovrà essere effettuato entro una distanza di 12∅ dal fronte di scavo.

- FASE 5: impermeabilizzazione

  La posa in opera dell'impermeabilizzazione sarà eseguita prima del getto del rivestimento definitivo.

- FASE 6: getto del rivestimento definitivo

  Il getto del rivestimento definitivo sarà eseguito ad una distanza dal fronte che dipenderà dal comportamento deformativo del cavo, tale distanza sarà indicativamente pari a 15∅.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

Qualora le operazioni di scavo vengano interrotte per un tempo di circa 24 ore, è necessario porre in opera uno strato di spritz-beton di 10 cm al fronte.

Se il fermo delle lavorazioni risultasse superiore a 48 h (festività o altro) il ciclo delle lavorazioni dovrà necessariamente terminare con la sagomatura del fronte e la posa in opera delle centine e dello spritz-beton a ridosso del fronte stesso.

10.4.3. Sezione tipo B1V

10.4.3.1. Fasi esecutive ed interventi previsti

La sezione tipo di scavo e avanzamento prevede le seguenti fasi esecutive:

- qualora si riscontri presenza di acqua verranno eseguiti n. 3+3 drenaggi in avanzamento, della lunghezza di 30 m con sovrapposizione di 10 m, microfessurati per 20 m da fondo foro e ciechi per 10 m verso boccaforo;
- preconsolidamento del fronte di scavo mediante tubi in vetroresina della lunghezza di 18 m con sovrapposizione di 8 m;
- prerivestimento composto da uno spessore di 20 cm di spritz-beton armato con rete elettrosaldata o fibrorinforzato e centine costituite da profilati IPN 140 passo p = 1.2 m, controventate tra loro;
- una coronella di n°17 tubi in acciaio Ø88.9 Sp.10mm, L ≥ 13.00 m, sovrapposizione s ≥ 4.0m, semplicemente cementati (in particolari contesti geomeccanici è previsto l'utilizzo di tubi valvolati con 1 vlv/m, miscela d'iniezione 100 litri/valvola);
- dopo ogni sfondo verranno messe in opera centine metalliche costituite da 2 IPN 160, passo 1.0 m, e uno strato di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato dello spessore di 20 cm;
- getto delle murette e dell'arco rovescio ad una distanza massima pari a 0.5 diametro dal fronte di scavo, da verificare in funzione dell'effettivo comportamento deformativo del cavo;
- posa dell'impermeabilizzazione costituita da manto in PVC e sottostante tessuto non tessuto;
- getto del rivestimento definitivo dei piedritti e della calotta ad una distanza massima non superiore a 3 diametri dal fronte di scavo da verificare in funzione dell'effettivo comportamento deformativo del cavo.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

10.4.3.2. Campo di applicazione

Per quanto concerne il campo di applicazione si veda la tabella riepilogativa riportata alla fine del paragrafo.

10.5. *Campi di applicazione e variabilità delle sezioni tipo*

Si riportano nel seguito delle tabelle contenenti i campi di applicazione, gli spostamenti attesi e la variabilità prevista per ogni sezione tipo.

I valori attesi delle convergenze medie e degli spostamenti massimi delle mire si discostano dai risultati emersi in sede di calcolo in quanto nella pratica è necessario tenere conto dell'importanza di fattori difficilmente schematizzabili e modellabili numericamente, quali anisotropie nel comportamento deformativo del cavo, condizioni geomeccaniche particolari e localizzate, fasi esecutive e cadenze d'avanzamento.

Per questi motivi il range delle convergenze e degli spostamenti delle mire attesi può essere più elevato di quelli calcolati numericamente, come indicato in tabella.

In funzione delle caratteristiche d'ammasso e degli spostamenti registrati in corso d'opera sarà compito del progettista operare sulla variabilità di ciascuna sezione tipo di modo da garantire la sicurezza dell'opera nel breve e nel lungo termine.

La seguente Tabella 40 mostra il campo di variabilità delle sezioni tipo B0 e B0V mentre la Figura 38 mostra il campo di variabilità della sezione tipo B1V.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

VARIABILITA' SEZIONI TIPO				
Calcari dell' Antola		Gruppi geomeccanici		
		Gruppo 1	Gruppo 2	Gruppo 3
PARAMETRI CARATTERISTICI	c' (MPa)	≥1.2	≥0.5	≥0.25
	φ' (°)	≥37	≥33	≥30
	c'r (MPa)	≥0.7	≥0.3	≥0.15
	φ'r (°)	≥27	≥25	≥22
	E (Mpa)	≥9000	≥4000	≥1400
	γ (KN/m^3)	26	25	25
Deformazioni	Spostamento singola mira o convergenza diametrale [cm] SOGLIA ATTENZIONE	2	3	4
	Spostamento singola mira o convergenza diametrale [cm] SOGLIA ALLARME	3	5	7
	Estrusioni cumulative [cm] SOGLIA ALLARME	-	-	4
B0	passo centine [m]	1.4----1.2---1.0	1.4----1.2---1.0	
	puntone	-	-	
	spessore sb [cm]	15----20---25	15----20---25	
	distanza max getto murette	12ø---9ø--6ø	12ø---9ø--6ø	
	distanza max getto a.r.	15ø--12ø---9ø	15ø--12ø---9ø	
	distanza max getto calotta	18ø--15ø--12ø	18ø--15ø--12ø	
B0v	passo centine [m]			1.5---1.2--1.0
	puntone			-
	spessore sb [cm]			15--20--25
	distanza max getto murette			12ø---9ø--6ø
	distanza max getto a.r.			15ø--12ø---9ø
	distanza max getto calotta			18ø--15ø--12ø
	Sovrapp. tubi metallici in coronella [m]			3 ---- 4 ---- 5
	Passo trasversale dei tubi			0.60--0.40--0.30

Tabella 40: Campo di applicazione e variabilità delle sezioni tipo B0 e B0V.

Figura 38: Campo di applicazione e variabilità della sezione tipo B1V.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

11. Verifica delle sezioni tipo

11.1. *Aspetti generali*

Nei seguenti paragrafi sono riportati i risultati delle analisi numeriche che hanno permesso di investigare il regime tenso-deformativo nei rivestimenti strutturali previsti in progetto.

Questo è stato raggiunto tramite i seguenti approcci:

1. Impiego di metodi analitici:
    a. Metodo delle Linee Caratteristiche;
    b. Analisi di stabilità al fronte mediante il Metodo di Tamez (1985);
    c. Analisi di stabilità al fronte mediante il metodo di Broms e Bennermark (1967);
    d. Analisi di stabilità del fronte mediante il medodo del tasso di deconfinamento critico di Panet (1990)
2. Analisi agli elementi finiti.

Le analisi di stabilità del fronte hanno consentito di cogliere le caratteristiche deformative del fronte in funzione della copertura e del materiale di scavo e quindi di predimensionare, qualora le analisi ne avessero evidenziato la necessità, gli interventi di preconsolidamento del fronte.

Il Metodo delle Linee Caratteristiche ha permesso di cogliere approssimativamente l'entità delle sollecitazioni e delle convergenze nel prerivestimento e nel rivestimento definitivo, rappresentando una fase di predimensionamento degli interventi di sostegno e di guidare le scelte circa le sezioni di galleria da sottoporre ad analisi più accurate.

L'analisi agli elementi finiti ha permesso invece di indagare più dettagliatamente per le condizioni più rappresentative il regime tensionale e deformativo nelle strutture e nell'ammasso circostante, nelle principali fasi esecutive fino alla completa realizzazione dell'opera, consentendo quindi di valutare l'evoluzione del comportamento dell'opera nel breve, medio e lungo termine

Si vuole notare gli interventi di consolidamento al fronte (sezione tipo B1V) verranno realizzati solo per il 10% dello sviluppo; il restante 90% sarà realizzato in assenza di consolidamenti (sezione tipo B0 o B0V).

Relativamente alle analisi con il metodo delle linee caratteristiche, gli interventi di consolidamento al fronte sono stati tenuti in conto tramite un incremento di coesione atto a simulare la presenza dei consolidamenti in VTR così come riportato al paragrafo 9.2.2.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

Per quanto riguarda i consolidamenti al contorno saranno simulati tramite una coronella di terreno rinforzato.

Nel caso in esame l'unico gruppo geomeccanico entro il quale saranno applicati è il Gruppo 4 per il quale sono stati ricavati i parametri di Hoek e Brown della coronella di terreno trattato in base alle seguenti ipotesi:

- modulo elastico pari a 2 volte il valore relativo al terreno non trattato;
- σ_{ci} pari al valore del terreno non trattato;
- GSI = 50;
- m_i = Pari al valore medio del terreno non trattato.

11.2. *Verifiche di stabilità con metodi analitici*

Le analisi di stabilità in fase di terapia sono state condotte in conformità con quanto precedentemente presentato in termini di sezioni e parametri di calcolo nei paragrafi relativi alle analisi sviluppate nella fase di diagnosi.

11.2.1. Metodo delle Linee Caratteristiche

11.2.1.1. Gruppo geomeccanico 1

La seguente Figura 39 mostra l'esito positivo della verifica.

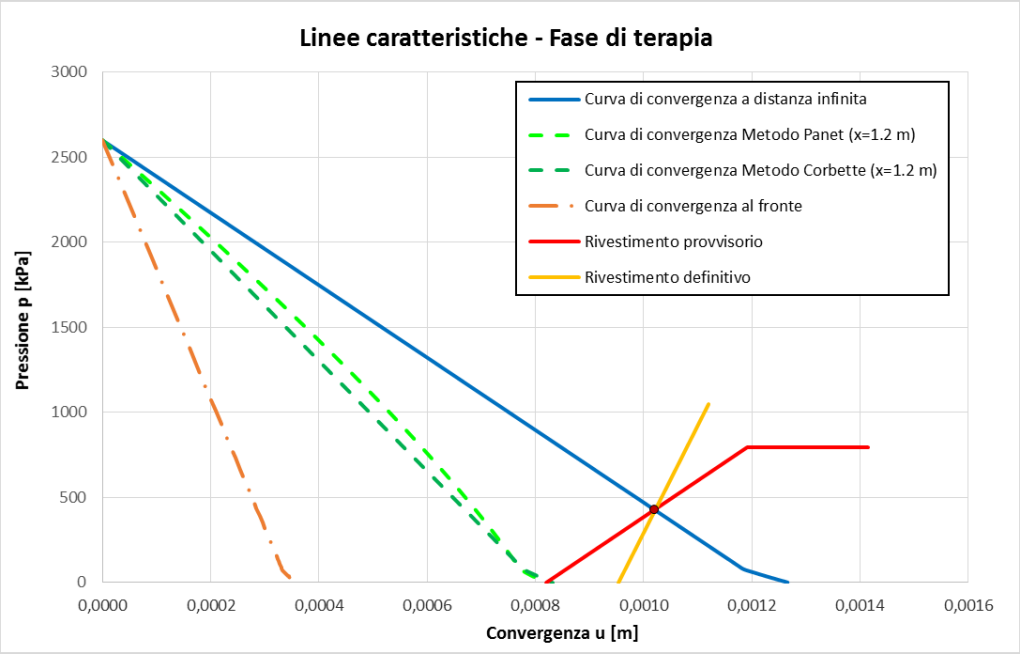


Figura 39: Verifica relativa al Gruppo 1.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

11.2.1.2. Gruppo geomeccanico 2

La seguente Figura 40 mostra l'esito positivo della verifica.

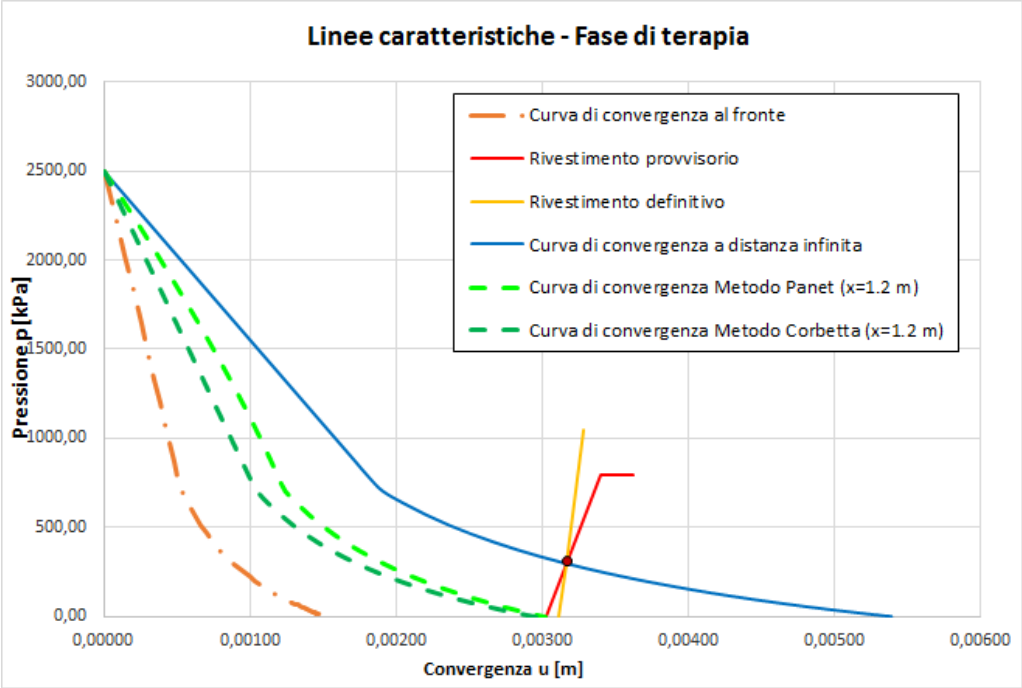


Figura 40: Verifica relativa al Gruppo 2.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

11.2.1.3. Gruppo geomeccanico 3

La seguente Figura 41 mostra l'esito positivo della verifica.

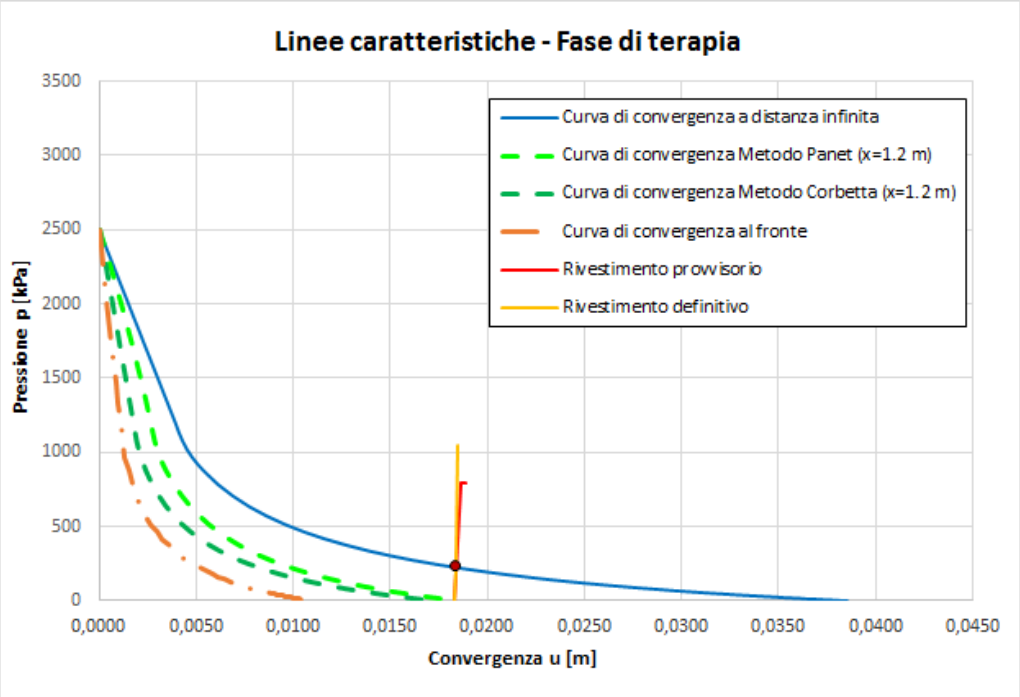


Figura 41: Verifica relativa al Gruppo 3.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

11.2.1.4. Gruppo geomeccanico 4

La seguente Figura 42 mostra l'esito positivo della verifica.

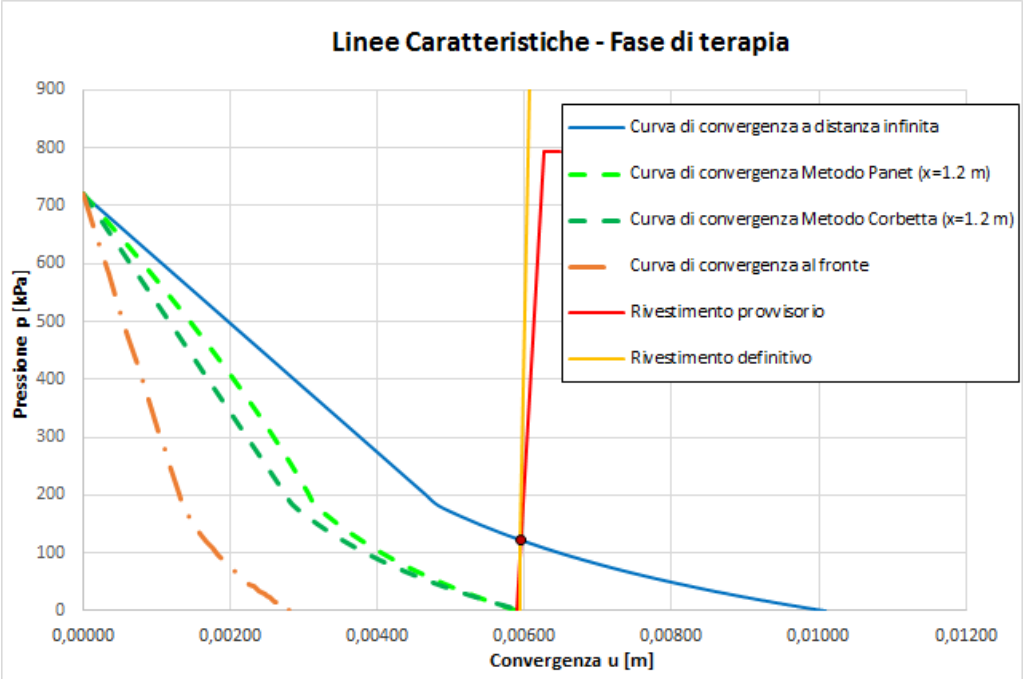


Figura 42: Verifica relativa al Gruppo 4.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

11.2.2. Metodo di Tamez (1985)

La seguente Figura 43 mostra l'esito delle verifiche di stabilità del fronte di scavo condotte con il metodo citato.

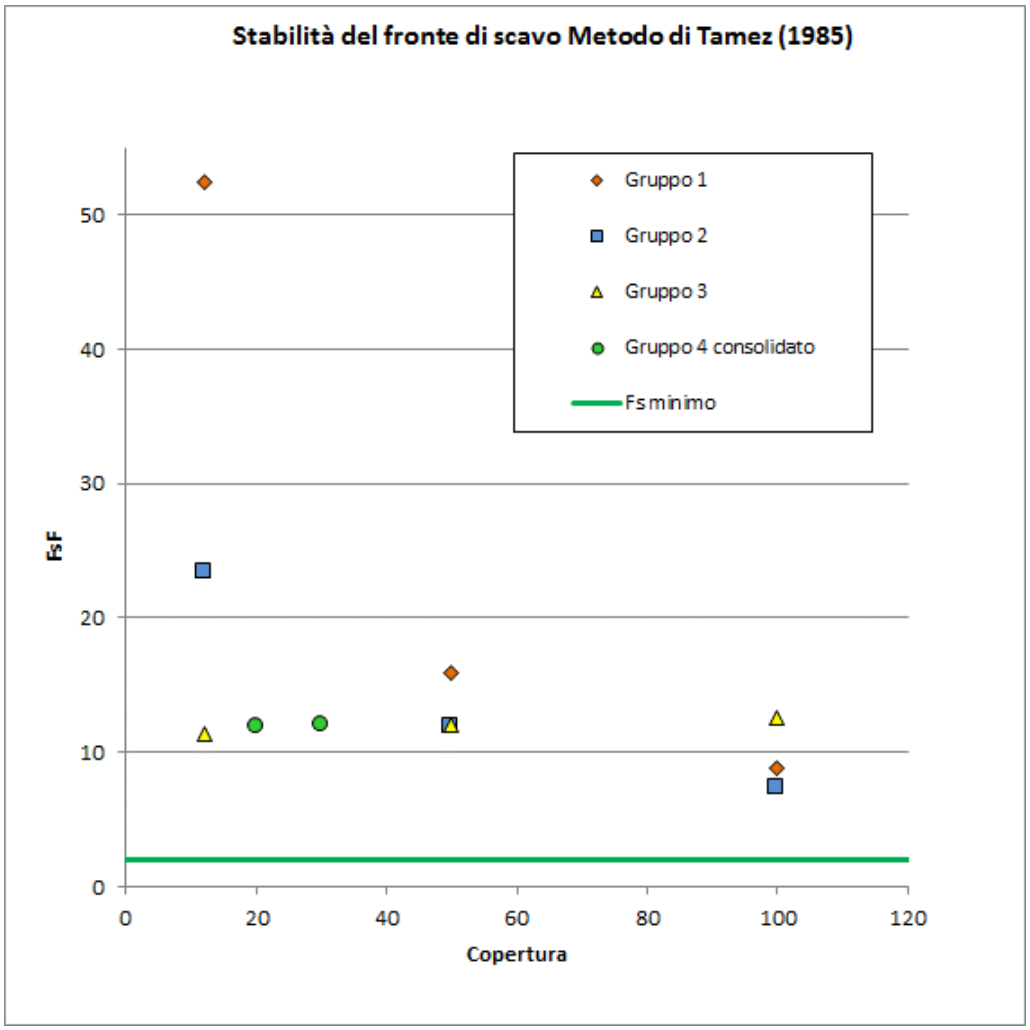


Figura 43: Verifica di stabilità del fronte di scavo con il metodo di Tamez (1985).

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

11.2.3. Metodo di Broms e Bennemark (1967)

La seguente Figura 44 mostra l'esito delle verifiche di stabilità del fronte di scavo condotte con il metodo citato.

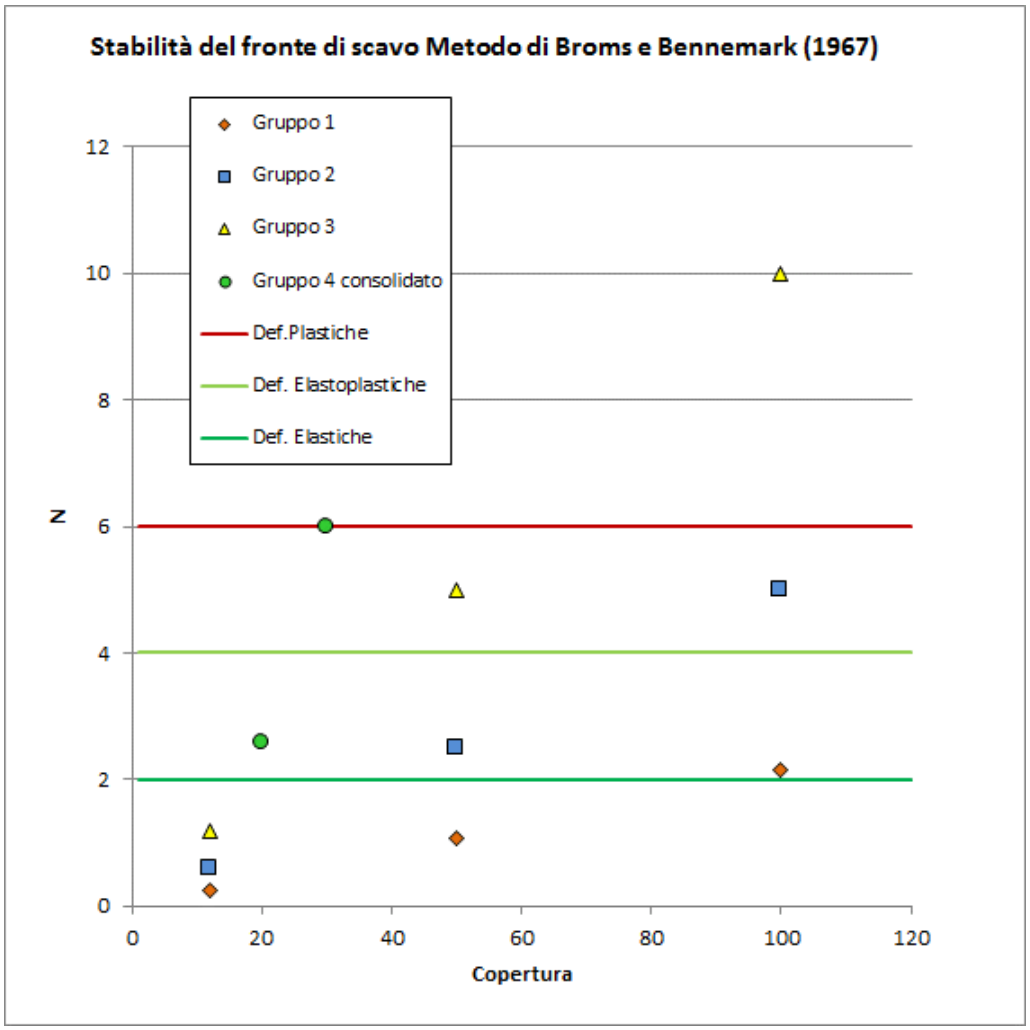


Figura 44: Verifica di stabilità del fronte di scavo con il metodo di Broms e Bennemark (1967).

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

11.2.4. Metodo del tasso di deconfinamento critico (1990)

La seguente Figura 45 mostra l'esito delle verifiche di stabilità del fronte di scavo condotte con il metodo citato.

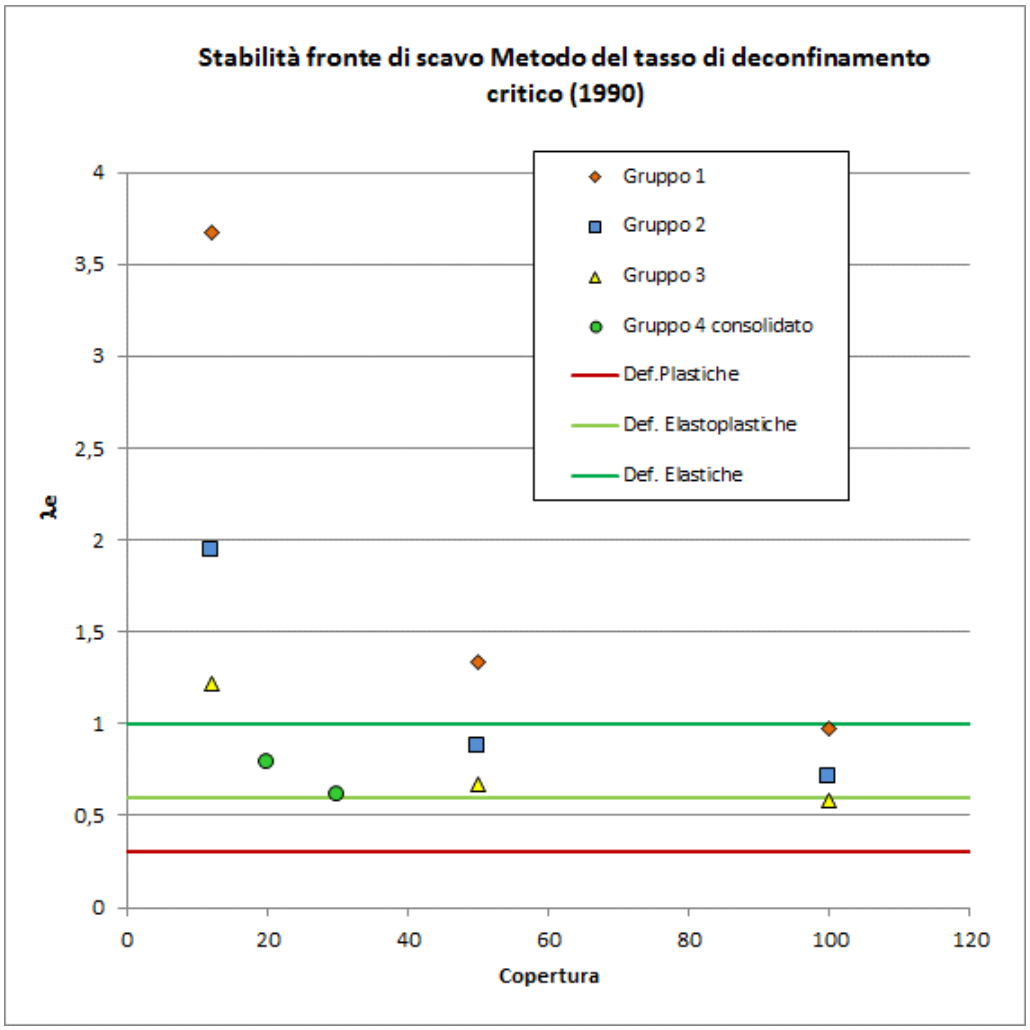


Figura 45: Verifica di stabilità del fronte di scavo con il metodo del tasso di deconfinamento critico (1970).

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

11.3. *Analisi agli elementi finiti*

11.3.1. Il codice di calcolo Plaxis

Le verifiche di stabilità e di deformabilità, in tutte le fasi, sono eseguite mediante l'utilizzo del codice di calcolo agli Elementi Finiti PLAXIS B.V. versione 8.2.4.

11.3.1.1. Breve descrizione del programma

Il programma consente di sviluppare tutta la sezione significativa, compresi sia il P.C. di monte che di valle, impostando la stratigrafia, la morfologia del P.C., la presenza di opere antropiche quali, ad es. fabbricati, fondazioni etc., l'eventuale falda idrica ed altro ancora.

Plaxis è un programma agli elementi finiti specificatamente compilato per le analisi di deformazione e di stabilità, necessarie nei progetti d'ingegneria geotecnica.

Un corretto progetto geotecnico richiede l'utilizzo di modelli costitutivi avanzati per una corretta simulazione del comportamento non lineare o dipendente dal tempo, che rappresenta una caratteristica peculiare del comportamento del terreno anche a bassi livelli tensionali.

È inoltre fondamentale tenere in debita considerazione anche il comportamento chiaramente multifase del terreno.

Tutto ciò, congiuntamente alla geometria del problema di volta in volta analizzato, consente una piena modellazione dell'interazione terreno-struttura e la risoluzione di numerosi aspetti geotecnici, anche complessi, d'importanza fondamentale nel campo dell'ingegneria geotecnica.

11.3.1.2. Input della geometria

La geometria del modello, sia essa il piano di campagna, gli strati del terreno, la superficie piezometrica, le fasi di costruzione o di scavo, etc., sono inserite mediante un cad interno allo scopo di ottenere un modello geometrico il più fedele possibile alla realtà fisica studiata.

Una volta terminata l'immissione della geometria, il programma permette di definire in maniera interamente automatica e controllata la mesh di calcolo.

11.3.1.3. Generazione della mesh

La generazione della mesh avviene in maniera automatica; la geometria della mesh è di tipo triangolare, non strutturata, con varie possibilità di aumentarne il grado di finezza (aumentando, quindi, la precisione ma anche i tempi di calcolo).

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

Il generatore di mesh utilizzato è un'evoluzione della procedura Triangolare sviluppata da Sepra[a].

11.3.1.4. Elementi terreno

Gli elementi individuati all'interno della geometria della mesh possono essere distinti in due classi: normali o avanzati.

Questi ultimi sono specificatamente progettati per la ricerca di una più fine distribuzione delle tensioni, all'interno del terreno, nonché per una più precisa analisi di previsione dei carichi di collasso (in alcuni specifici problemi).

In ausilio all'elemento triangolare standard a 6 nodi, con precisione quadratica, è quindi affiancato l'elemento triangolare avanzato a 15 nodi con precisione cubica, particolarmente indicato per i problemi assialsimmetrici.

11.3.1.5. Elemento beam

Allo scopo di simulare le strutture di sostegno del terreno, gli archi delle gallerie ed altre categorie di strutture soggette a flessione, è stato sviluppato l'elemento "beam" definito dalle seguenti caratteristiche:

- rigidezza flessionale;
- rigidezza assiale;
- momento plastico.

Questi elementi sono spesso accoppiati all'elemento "interfaccia" per una miglior simulazione dell'interazione struttura-terreno.

11.3.1.6. Elemento interfaccia

Questo elemento permette di simulare il contatto fra struttura e terreno (fondazioni, pali, paratie, tiranti, etc.) oppure per simulare le discontinuità presenti all'interno di un ammasso roccioso.

Possono essere definite le stesse caratteristiche di resistenza del terreno, oppure, in alternativa, è possibile definirne di specifiche.

11.3.1.7. Elemento tirante

Questo elemento è identificato da una molla elastoplastica il cui comportamento è definito mediante:

- una rigidezza normale;
- una forza (se l'elemento è pretensionato).

[a] Ingenieusbureau Sepra, Park Nabij 3, 2267 AX Leidschendam (NL)

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

Come si nota questo elemento consente di simulare, indifferentemente, tiranti attivi o passivi.

11.3.1.8. Elemento geotessile

Come dice il nome questo elemento è specificatamente progettato per la simulazione del comportamento di tutta quella famiglia di elementi che interagiscono direttamente con il terreno, aumentandone le sue caratteristiche di resistenza; nella simulazione dei tiranti, definiti al paragrafo precedente, esso è utilizzato per la simulazione del tratto di fondazione del tirante stesso.

11.3.1.9. Elementi tunnel

Nel progetto delle sezioni dei tunnel Plaxis permette di creare geometrie circolari o di forma diversa, tramite un'opzione specificatamente implementata; una volta definita la geometria essa sarà identificata da un elemento beam di analoga forma.

11.3.1.10. Modello costitutivo alla "Mohr-Coulomb"

Questo modello costitutivo del terreno è robusto e semplice ed è quello più comunemente utilizzato nelle applicazioni pratiche.

Questo modello permette di cogliere anche alcuni, ma non tutti, degli aspetti del comportamento non lineare del terreno e può essere efficacemente utilizzato nell'analisi preliminare a collasso utilizzando l'approccio "phi-c reduction" per il calcolo del fattore di sicurezza.

11.3.1.11. Modelli costitutivi avanzati

All'interno di Plaxis sono implementati altri modelli costitutivi del terreno, di concezione più avanzata rispetto al precedente.

Sono disponibili, infatti, il modello "Cam-Clay" per il calcolo dei cedimenti dei terreni normal consolidati, il modello con creep, il modello "Hardering Soil" per terreni dove è prevedibile un aumento di rigidezza ed altri ancora.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

11.3.1.12. Pressione idraulica in regime stazionario

La generazione della pressione idraulica nel terreno, in regime stazionario (ad esempio la condizione Ko), può essere eseguita mediante due approcci diversi:

1. mediante un'analisi di flusso in condizioni bidimensionali;

2. direttamente dall'immissione della superficie piezometrica, nei casi più semplici.

11.3.1.13. Sovrapressioni idrauliche

Distinguendo le condizioni drenate dalle condizioni non drenate, le sovrapressioni idrauliche (excess pore pressare) sono computate quando il terreno, in condizioni non drenate, è soggetto ai carichi di progetto.

11.3.1.14. Costruzione a step

Con Plaxis è possibile, in fase di calcolo, simulare tutte le fasi di costruzione della struttura in progetto, attivando l'opzione "Staged Construcion"; in questa maniera, disattivando ed attivando volta per volta elementi di terreno o di strutture in esso definite, è possibile cogliere anche le fasi di lavoro per ottenere l'opera finita.

11.3.1.15. Calcolo del Fattore di Sicurezza

Il calcolo del fattore di sicurezza del progetto è un elemento d'importanza fondamentale; il fattore di sicurezza è definito come il rapporto fra il carico di collasso ed il carico di lavoro (nel caso delle fondazioni) oppure come il rapporto fra la resistenza a taglio disponibile e le tensioni tangenziali mobilitate.

Il calcolo del fattore di sicurezza è eseguito in automatico, mediante la definizione di uno step addizionale, diminuendo iterativamente il valore dell'angolo di taglio e della coesione, fino ad arrivare alla prima configurazione di collasso ("phi-c reduction").

In estrema sintesi, la ricerca del Grado di Sicurezza dell'opera nel suo complesso è condotta mediante una procedura iterativa, denominata c-phi reduction, la quale riduce passo passo i valori delle resistenze del terreno (coesione ed angolo di taglio) arrestandosi nell'istante di nascita di una situazione di collasso (o per raggiungimento del criterio di rottura negli elementi terreno o per raggiungimento delle condizioni di rottura in qualche elemento strutturale – pali, tiranti etc. –).

Ovviamente il punto di partenza dell'analisi iterativa coincide con l'ultima fase studiata (e quindi il raggiungimento del fondo di scavo).

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

11.3.1.16. Risultati

Plaxis permette di presentare i risultati dell'analisi in varie forme:

1. mediante rappresentazioni delle tensioni nel modello;
2. mediante rappresentazioni delle deformazioni del modello;
3. mediante tabulati;
4. mediante percorsi tensionali.

11.3.2. Ipotesi di verifica

E' stata esaminata la situazione più gravosa possibile, ovvero 100 metri di copertura, per tutti i gruppi geomeccanici ed un battente idraulico pari a 5 bar; il calcolo è stato condotto sulla sezione tipo B0V.

Per l'ammasso roccioso è stato utilizzato un legame costitutivo elastico-plastico, con criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

Il rapporto K0 tra le tensioni litostatiche orizzontali e verticali è stato posto pari ad 0.55.

Il prerivestimento (costituito da centine 2 IPN160 passo 1,2 m e 20 cm di spritz-beton) è stato simulato ricorrendo ad una omogeneizzazione ed impiegando degli elementi Beam possedenti un modulo elastico equivalente, tale da fornire caratteristiche di resistenza analoghe a quelle previste in progetto.

Il rivestimento definitivo è stato modellato con elementi Beam di 70 cm di spessore aventi modulo elastico pari a 31220 MPa.

Nell'analisi la galleria è stata schematizzata rispetto al suo asse di simmetria verticale.

L'effetto tridimensionale esercitato dal fronte di scavo è stato inserito nel modello piano applicando sul contorno della sezione di scavo delle forze che simulano "l'effetto fronte". Dette forze vengono gradualmente ridotte in funzione dell'avanzamento dello scavo, e quindi in funzione della distanza del fronte di scavo dalla sezione di calcolo considerata.

Gli steps di calcolo sono i seguenti:

- Step 1: Geostatico (in questa fase si ricreano le tensioni geostatiche nel terreno, la galleria non risulta ancora presente);
- Step 2: Apertura del cavo (si simula l'arrivo del fronte di scavo nella sezione di calcolo);
- Step 3: Posa delle centine e dello spritz-beton non maturo (si simula la posa in opera del prerivestimento nella sezione di calcolo ed un

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

avanzamento degli scavi pari a 2.00 m; il prerivestimento viene considerato non totalmente maturo, con un modulo elastico pari al 50% del valore finale);

- Step 4: Maturazione spritz-beton e getto arco rovescio e murette (si simula un avanzamento degli scavi pari a 78 m, nella sezione di calcolo viene eseguito il getto di arco rovescio e la completa maturazione dello spritz-beton);
- Step 5: Getto della calotta (si simula il completamento degli scavi della galleria naturale, le forze di scavo vengono annullate e nella sezione di calcolo si esegue il getto di calotta);
- Step 6: Eliminazione prerivestimento (si simula la situazione di lungo termine in cui il prerivestimento risulta decaduto per effetto di agenti chimico-ambientali);
- Step 7: Applicazione del battente idraulico (si simula la presenza di un battente idraulico pari a 5 bar, il rivestimento definitivo risulta soggetto alla spinta delle terre ed alla pressione idraulica).

11.3.3. Risultati

La tensione massima nel prerivestimento si registra in prossimità del piano dei centri sui piedritti.

Nel rivestimento definitivo la tensione massima risulta localizzata in corrispondenza dell'attacco tra muretta e piedritti.

Tutti i valori tensionali si attestano entro i limiti stabiliti dalla normativa vigente.

Si rimanda agli allegati per l'analsi competa dell'output.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

12. Sezione tipo dell'impermeabilizzazione

Lungo tutto il tracciato della galleria, interessato dall'attraversamento dei Calcari dell'Antola, viene riconosciuta la presenza di un acquifero.

Le portate misurate nell'indagine sui punti d'acqua superficiali giustificano più la presenza di acquiferi di dimensioni limitate piuttosto che di un unico acquifero esteso a tutto il versante.

I dati, nelle zone caratterizzate da maggiore copertura, risultano troppo sparsi per effettuare una ricostruzione continua della superficie di falda e del relativo battente sullo scavo; da un esame dei profili geologici, idrogeologici e geomeccanici si può però prevedere di non superare i 5 bar di pressione idrostatica lungo lo scavo, considerato che le zone ritenute critiche sono in corrispondenza di lineamenti tettonici marcati generalmente da impluvi depressi morfologicamente con coperture contenute rispetto all'opera.

Nelle zone interessate dalla presenza di stillicidio o venute di piccola entità (>1 l/s) lo spritz beton del rivestimento di prima fase è sufficiente a tamponare l'ingresso di acqua mentre, per venute di acqua di entità superiore (>5-10 l/s), oltre allo rivestimento di prima fase si può considerare di avvicinare il più possibile al fronte il getto del rivestimento definitivo.

Questa metodologia di intervento punta prevalentemente ad un'impermeabilizzazione prossima al fronte di scavo ed all'utilizzo, solo temporaneo, dei dreni per considerare solo transitoria e reversibile la perturbazione prodotta nell'acquifero.

La situazione specifica osservata a Santa Margherita Ligure risulta atipica se confrontata con le condizioni del Calcare Marnoso del Monte Antola presente, a larga scala, nella provincia di Genova.

Lungo il tracciato, infatti, sono previste condizioni di umidità e stillicidio generalizzati con presenza di venute localizzate con portate > 10 l/s mentre portate più consistenti (>10 l/s) sono attese nell'attraversamento delle maggiori zone di fratturazione legate alla presenza di faglie identificate nei principali impluvi.

Le situazioni in cui vengono previste le maggiori venute d'acqua sono gli attraversamenti degli impluvi; gli impluvi incrociati dal tracciato risultano, partendo da monte:

- Fosso San Siro;
- Fosso di Cassanello;
- Fosso di Costa Mezzana;
- Fosso Magistrato;
- Fosso Santa Barbara;

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

- Fosso sopra via Madonnetta.

Gli elementi morfologici di maggiore dimensioni risultano il Fosso San Siro e il Fosso del Magistrato; in corrispondenza del Fosso del Magistrato la circolazione idrica alla quota interessata dallo scavo, in base alle numerose indagini, risulta particolarmente evidente.

I depositi superficiali, permeabili per porosità con grado di permeabilità medio alto, manifestano possibili interferenze con lo scavo presso il Fosso del Magistrato e presso la Comunale della Madonnetta (progr. 1+750-1+850).

Vista la loro posizione alla base del versante destro della valle del Fosso Magistrato, potrebbero essere sede di una falda che, se intercettata dallo scavo, può dare luogo a manifestazioni idriche.

In generale dal censimento dei punti d'acqua (Novembre 2004) sono emersi i seguenti punti:

- I pozzi si trovano nei fondovalle dei torrenti principali che attraversano l'area interessata dal progetto (Torrenti San Siro, Magistrato e Santa Barbara nel territorio di Santa Margherita Ligure), oltre che in una zona circoscritta del versante destro del Torrente San Siro;

- Per le sorgenti su cui è stato possibile eseguire misure di portata, si osserva (sia nelle sorgenti ubicate nei depositi superficiali sia in quelle nei Calcari Marnosi del Monte Antola) che i valori di portata rilevati sono generalmente bassi (<15 l/minuto), mentre vengono registrati valori decisamente maggiori in due sorgenti legate all'acquifero nei Conglomerati di Portofino, localizzate a Santa Margherita Ligure (SSM648 e SPO627) che presentano valori rispettivamente di 43 e 67 litri/minuto;

- I punti d'acqua strettamente collegati all'acquifero dei Conglomerati di Portofino, che non sarà interessato dallo scavo della galleria, sono stati considerati con un basso grado di interferenza rispetto all'esecuzione ed alla presenza dell'opera in progetto;

- Non si può tuttavia escludere completamente una interferenza a causa del possibile collegamento idraulico tra l'acquifero dei Conglomerati di Portofino e le circolazioni idriche concentrate lungo le zone di fratturazione delle faglie che interessano sia gli stessi Conglomerati sia il basamento (meno permeabile) costituito dai Calcari Marnosi del Monte Antola;

- Alcuni punti d'acqua saranno potenzialmente interferibili solo in fase di costruzione dell'opera, come alcuni pozzi presenti a valle del tracciato e localizzati all'interno dei depositi alluvionali.

Oltre alla circolazione all'interno dell'ammasso roccioso è più frequente la localizzazione di acquiferi al contatto depositi superficiali-substrato roccioso.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

Si ritiene che i punti d'acqua prossimi all'opera riconosciuti nel censimento effettuato non vengano influenzati ad eccezione di alcune sorgenti in roccia che potrebbero essere influenzate in fase temporanea.

Per le sorgenti prossime allo scavo ed individuate nella "Relazione Geologica ed Idrogeologica" deve essere predisposto un monitoraggio in corso d'opera con letture periodiche delle portate il cui scopo è di poter adeguare alle esigenze riscontrate l'intervallo ammissibile tra il fronte di scavo e il getto del rivestimento definitivo.

In seguito a una individuazione dei punti d'acqua eventualmente soggetti ad interferenza effettuata in questa sede progettuale, considerato il particolare pregio ambientale del territorio, si raccomanda nella fase di progettazione costruttiva un approfondimento idrogeologico mirato alla valutazione delle interferenze, al fine di poter valutare pre corso d'opera interventi di mitigazione ambientale quali pozzi di emungimento temporanei alternative ad eventuali sorgenti impattate.

Per tutta la lunghezza dello scavo è prevista una impermeabilizzazione di tipo 2 costituito da un sandwich di tessuto non tessuto e pvc, come mostrato nella precedente Figura 27.

La sezione tipo d'impermeabilizzazione 2 risulta costituita da:

- tessuto non tessuto, spessore effettivo s = 2 mm;
- telo in PVC avente spessore s ≥ 2 mm.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

13. Monitoraggio

13.1. *Premessa*

Nel presente capitolo viene esposto il programma di monitoraggio previsto per la realizzazione della galleria scolmatrice, che si articola in una serie di operazioni mirate alla valutazione delle caratteristiche dell'ammasso e del suo comportamento tenso-deformativo, sia durante lo scavo che nel lungo termine e per la raccolta del maggior numero di informazioni utili alla completa caratterizzazione dell'ammasso roccioso attraversato.

In particolare sono descritte le attività, le caratteristiche e la strumentazione del monitoraggio in corso d'opera che interessa:

- le caratteristiche dell'ammasso, mediante il rilievo geologico–strutturale sistematico dei fronti di scavo;
- il comportamento deformativo del cavo, mediante sezioni sistematiche di misura delle convergenze;
- la misura delle pressioni neutre al contorno del cavo.

Nei paragrafi che seguono sono indicate le caratteristiche e le modalità esecutive del programma predisposto in fase di scavo e nel medio-lungo termine, e fornite indicazioni su come gestire il flusso delle informazioni ottenute.

13.2. *Modalità di monitoraggio*

Il monitoraggio durante i lavori verrà principalmente realizzato attraverso la posa in opera di alcune stazioni strumentate sistematiche, per il monitoraggio in corso d'opera, e di apposite sezioni per il rilievo delle caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso.

13.3. *Rilievo geologico-strutturale del fronte di scavo*

I rilievi consistono nel rilevamento e nella restituzione grafica e numerica delle caratteristiche geologiche–geostrutturali e geomeccaniche dei fronti di scavo della galleria durante l'avanzamento. E' prevista l'esecuzione di 1 rilievo ogni 100 metri.

Il rilievo geologico strutturale ha la funzione principale di conferma e verifica delle assunzioni progettuali, nonché di documentazione delle situazioni realmente incontrate in corso d'opera. Si tratta, in sostanza, di un rilievo qualitativo dell'ammasso, talvolta con acquisizione diretta dei dati, sempre in condizioni di massima sicurezza per i rilevatori. Ciascun rilievo dovrà essere corredato di una fotografia alla scala del fronte.

In ogni caso il numero di rilievi richiesti è da intendersi come numero minimo: eventuali passaggi litologici, litostratigrafici o tettonici di particolare rilevanza

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

verranno analizzati con un rilievo apposito secondo le indicazioni fornite dal progettista.

13.4. *Stato deformativo del cavo e misure di convergenza*

13.4.1. Definizione

Tali misure consistono nel rilevamento e restituzione grafica e numerica degli spostamenti nel piano trasversale alla galleria, in direzione verticale e orizzontale, di 5 punti per ogni stazione di misura, posizionati sul rivestimento di prima fase, secondo quanto indicato nelle figure allegate, ed attrezzati con mire ottiche rilevabili mediante strumento topografico di precisione.

La convergenza del cavo si intende riferita sia al valore massimo rilevato sulle varie corde che allo spostamento, in valore assoluto, delle singole mire; verrà inoltre valutato il valore medio delle tre principali misure diametrali condotte (convergenza diametrale media).

13.4.2. Installazione

Le basi di misura sono costituite da 5 chiodi di convergenza L = 80 cm posizionati sullo spritz-beton del rivestimento di 1° fase su cui vengono montati altrettanti marcatori costituiti da prismi cardanici riflettenti o target riflettenti, posizionati a ridosso del fronte di scavo alla progressiva della stazione di misura.

Nel caso in cui si manifestassero comportamenti differenziati in termini deformativi tra spritz-beton e centine, a tali chiodi andranno affiancati dei supporti vincolati alle centine, su cui potranno essere montati i già citati marcatori.

13.4.3. Frequenze delle stazioni e dei rilevamenti

Fermo restando che l'effettiva distribuzione delle stazioni potrà essere modulata in funzione del reale comportamento dell'ammasso, le stazioni stesse andranno indicativamente installate con frequenze pari a 200 m circa.

Ciascuna stazione di misura viene posizionata in prossimità del fronte di scavo, in particolare presso l'ultima centina posizionata.

La lettura di riferimento (zero) andrà eseguita prima del successivo sfondo parziale.

13.4.4. Sistema di acquisizione

Il sistema di acquisizione dati è costituito da una stazione composta da teodolite e distanziometro elettronico che misurano le posizioni assolute della base di misura rispetto a un sistema di riferimento tridimensionale costituito da capisaldi siti in galleria.

La misura permette di risalire alle coordinate spaziali delle basi con tolleranza ± 2 mm ± 2 ppm.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

13.4.5. Restituzione dei dati

Il sistema di elaborazione dati deve offrire i seguenti diagrammi e tabulati numerici in funzione del tempo:

- spostamenti trasversali;
- spostamenti verticali;
- spostamenti nel piano (deformata);
- velocità di convergenza (mm/giorno);
- convergenze diametrali.

I dati elaborati per ogni misura di ciascuna stazione vanno forniti entro la giornata in cui è stato eseguito il rilievo.

13.5. *Piezometri radiali*

Tali misure consistono nel rilevamento e nella restituzione grafica e numerica delle pressioni neutre al contorno del cavo mediante apparecchiatura (piezometro) posta all'interno di un foro di sondaggio eseguito all'interno della galleria.

Si prevedono di norma 3 piezometri per ogni stazione piezometrica: due all'altezza delle reni ed uno in calotta.

13.5.1. Installazione

La realizzazione del piezometro richiede l'esecuzione di un foro di sondaggio, all'interno del quale vengono posizionate le celle piezometriche.

13.5.2. Frequenza delle stazioni e dei rilevamenti

Fermo restando che l'effettiva distribuzione delle stazioni piezometriche potrà essere modulata in funzione del reale comportamento dell'ammasso, le stazioni stesse andranno indicativamente installate con frequenze pari a 400 m circa.

13.5.3. Sistema di acquisizione

Si compone di un manometro e di un'unità di lettura elettronica dedicata in grado di alimentare i trasduttori e di visualizzare su display alfanumerico il segnale di ritorno.

La frequenza delle acquisizione dei dati deve essere di 1 lettura alla settimana fino ad 1 mese dal getto del rivestimento definitivo.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

14. Imbocco al Torrente San Siro

Nel presente capitolo verrà analizzato il comportamento delle gallerie artificiali presenti in prossimità degli imbocchi; in particolare verrà verificata la galleria artificiale prevista in corrispondenza dell'imbocco San Siro.

L'opera oggetto di verifica ricadono in zona sismica classificata come "zona 3".

14.1. *Caratterizzazione geotecnica*

Per le verifiche statiche sono stati utilizzati i seguenti valori dei parametri geotecnici:

14.1.1. Terreno di ritombamento

peso di volume	$\gamma = 20$ kN/m^3
coesione	c = 0 kPa
angolo d'attrito	$\phi = 30°$
modulo di deformabilità	E = 100 MPa

14.1.2. Terreno di sottofondo

peso di volume	$\gamma = 25$ kN/m^3
coesione	c = 0 kPa
angolo d'attrito	$\phi = 35°$
modulo di deformabilità	E = 1000 MPa

14.2. *Ipotesi di carico*

Nel lungo termine, si fa riferimento ad uno schema costituito da:

- carico verticale Pv agente sull'estradosso della calotta pari al sovraccarico stradale (20 KPa) più il peso del terreno di ritombamento γh (essendo γ il peso di volume e h l'altezza dello strato di ritombamento, trasversalmente variabile nel piano della sezione secondo il profilo finale del terreno, rispetto alla quota di sommità della galleria);
- spinte orizzontali Ph variabili con la profondità.

E' stata verificata una sezione in prossimità della dima considerando i carichi che agiscono nelle condizioni più gravose ipotizzabili.

La sezione analizzata è riportata nella figura seguente.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

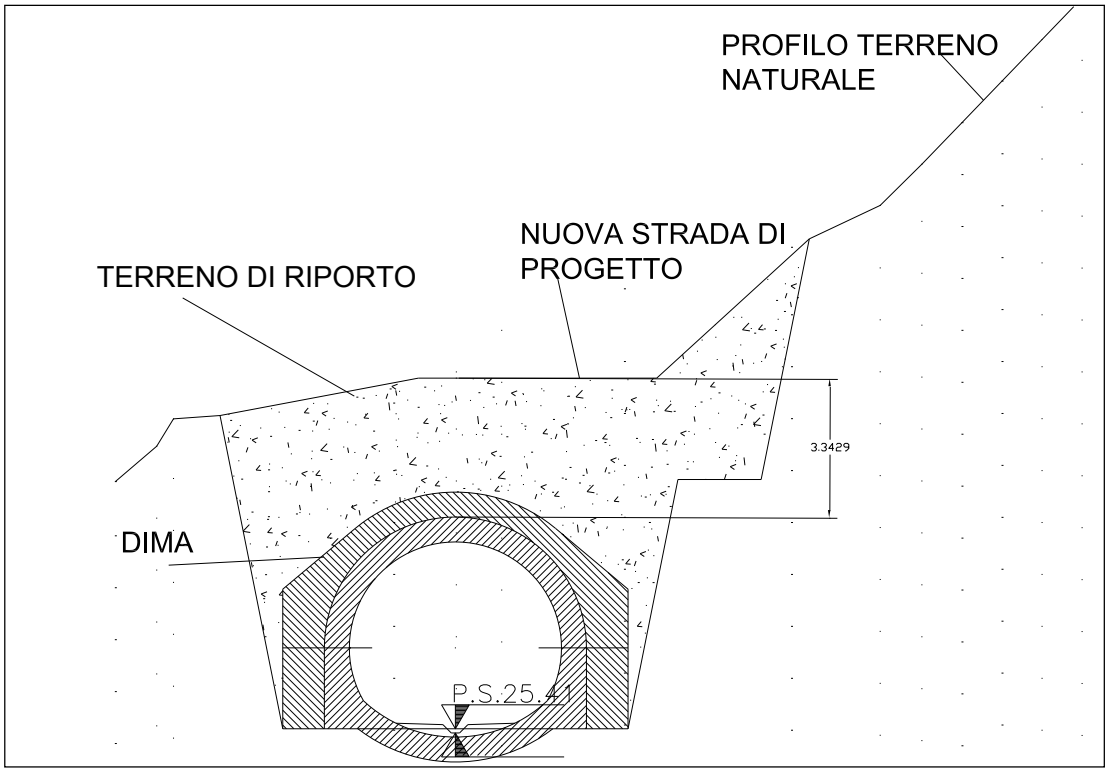


Figura 46: Sezione di calcolo.

14.3. *Modello di calcolo*

Per il calcolo delle azioni interne si adotta il metodo delle reazioni iperstatiche, eseguendo un'opportuna analisi numerica con l'ausilio di elementi finiti monodimensionali.

Le sollecitazioni e le deformazioni sono determinate per via numerica mediante il programma di calcolo SAP2000.

Si considera un tratto di galleria avente lunghezza unitaria (1 m); viene quindi definito un modello della sezione schematizzando la struttura in conci monodimensionali (elementi beam).

Gli spessori delle varie aste sono variabili a seconda della funzione strutturale (calotta, piedritto, arco rovescio) ad esse competente. La schematizzazione è illustrata di seguito.

Per simulare l'interazione tra il terreno e la struttura vengono attivati degli elementi elastici, orizzontali e verticali (supporti), in corrispondenza di alcuni nodi opportunamente scelti in modo che tali elementi risultino esclusivamente compressi.

Gli elementi elastici verticali sono collocati sui nodi dell'arco rovescio, mentre quelli orizzontali sui nodi dei piedritti.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

La rigidezza degli elementi elastici verticali dipende dal materiale sottostante l'arco rovescio. La presenza dei supporti orizzontali dipende dalle proprietà dei litotipi circostanti la galleria.

La rigidezza del terreno è calcolata secondo la formula di Galerkin:

$$K = \frac{E}{(1-\nu) \times R_{eq}} \qquad [F/L3]$$

essendo:

E = modulo di deformabilità del terreno

ν = coefficiente di Poisson del terreno

Req = raggio di curvatura equivalente.

La rigidezza dei supporti è quindi data dal prodotto della rigidezza del terreno per l'area d'influenza dei supporti.

Il peso proprio è calcolato assegnando al calcestruzzo armato un peso di volume pari a 25kN/m^3. Il modulo di deformabilità assunto per il calcestruzzo vale E=33675 MPa. Questo valore viene corretto per tenere conto che il calcolo è svolto in condizioni di deformazioni piane; da cui risulta:

E'=E/(1-υ2)= 35078 MPa.

Sulle aste del modello agiscono i carichi distribuiti trattati nel capitolo relativo alle ipotesi di carico.

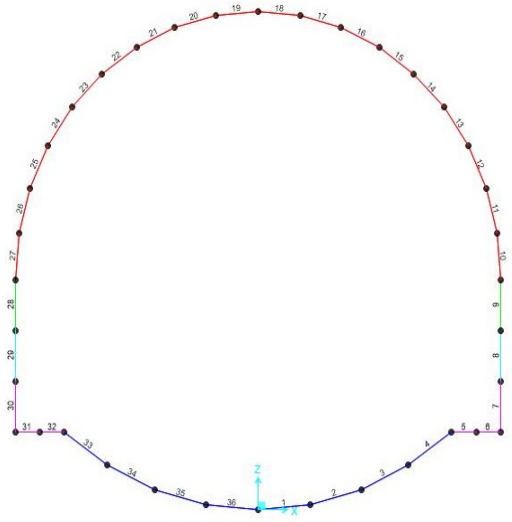


Figura 47: Geometria del modello.

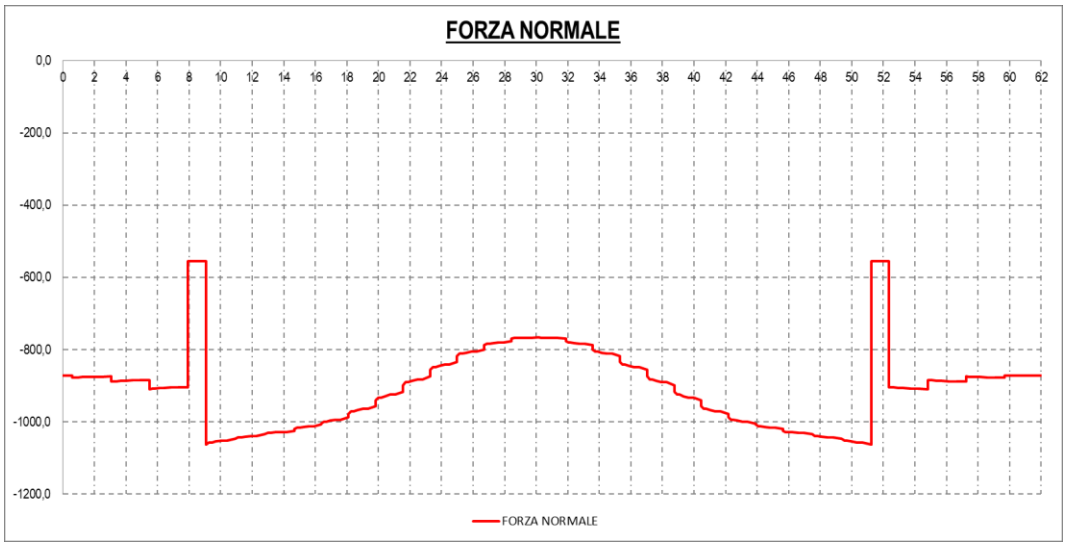
È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

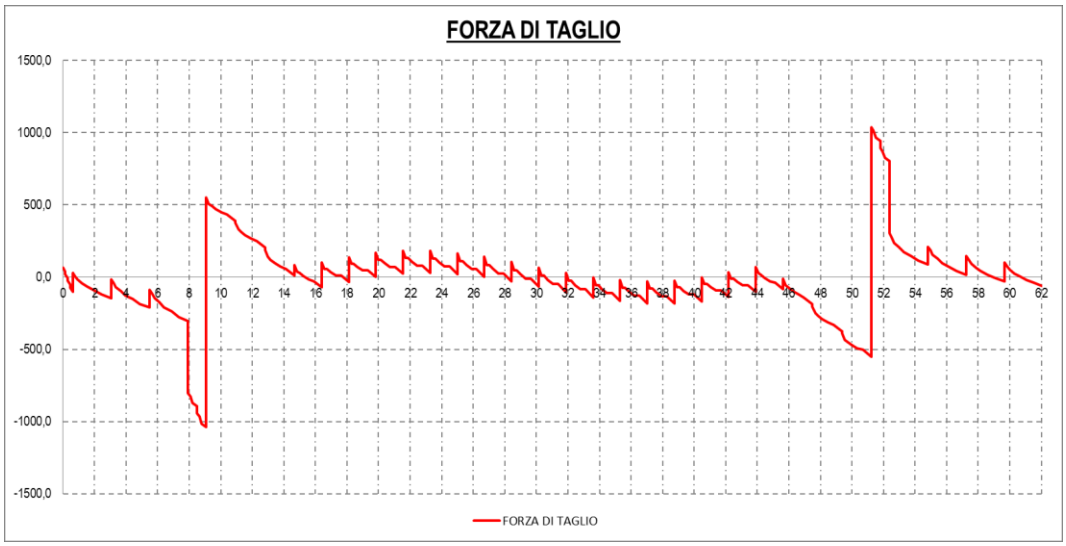
14.4. *Risultati e verifiche*

Le verifiche di pressoflessione vengono svolte in corrispondenza di tutte le aste con le quali si è discretizzata la struttura. I risultati delle verifiche sono nelle figure seguenti.

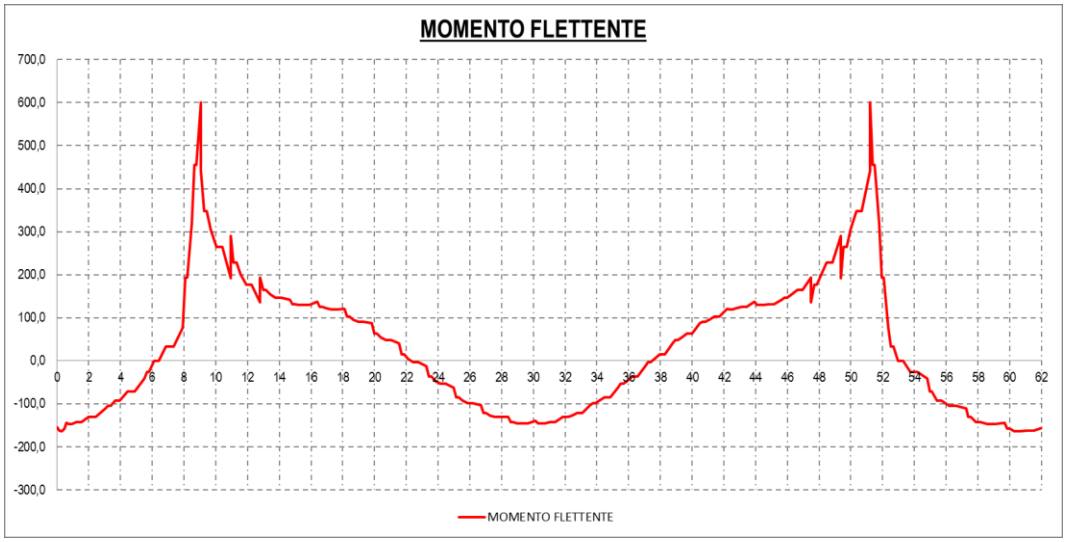
Nel piano della sezione l'armatura è così disposta:

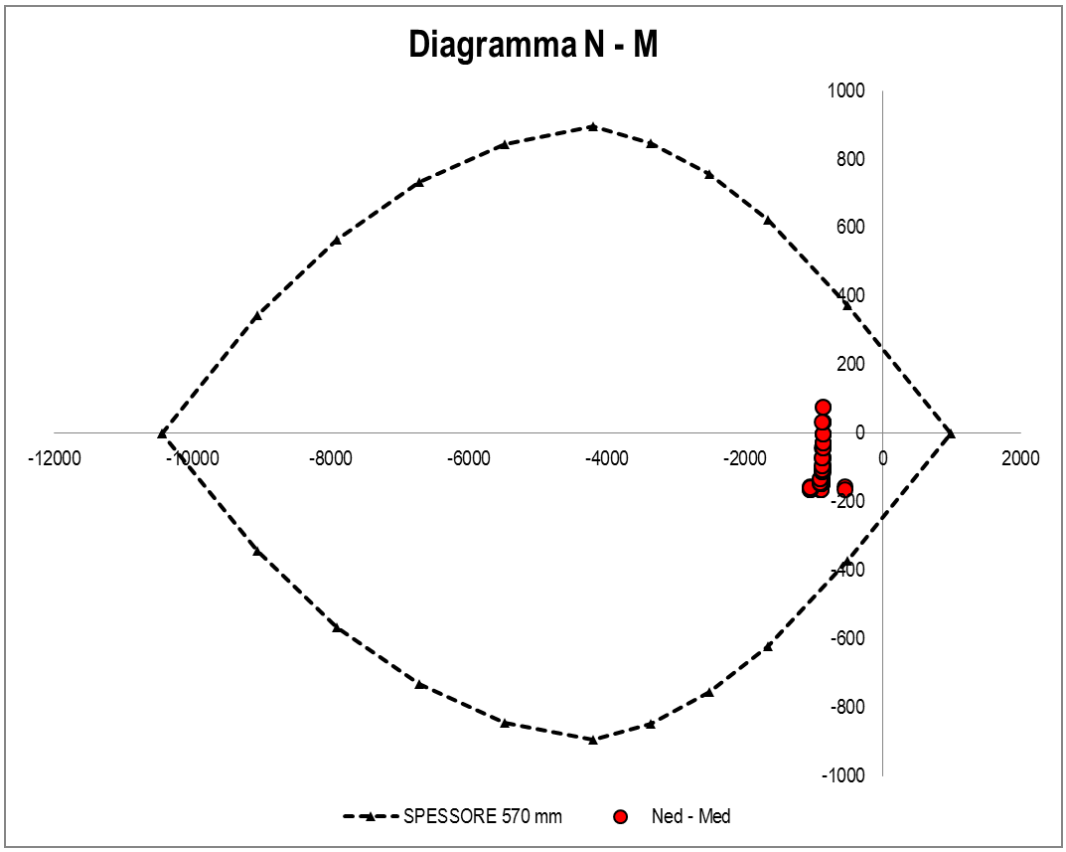
- in calotta ed ai piedritti: barre principali ϕ20 nella quantità di 4 al metro sia in intradosso che in estradosso;
- arco rovescio: barre principali ϕ20 nella quantità di 4 al metro sia in intradosso che in estradosso.

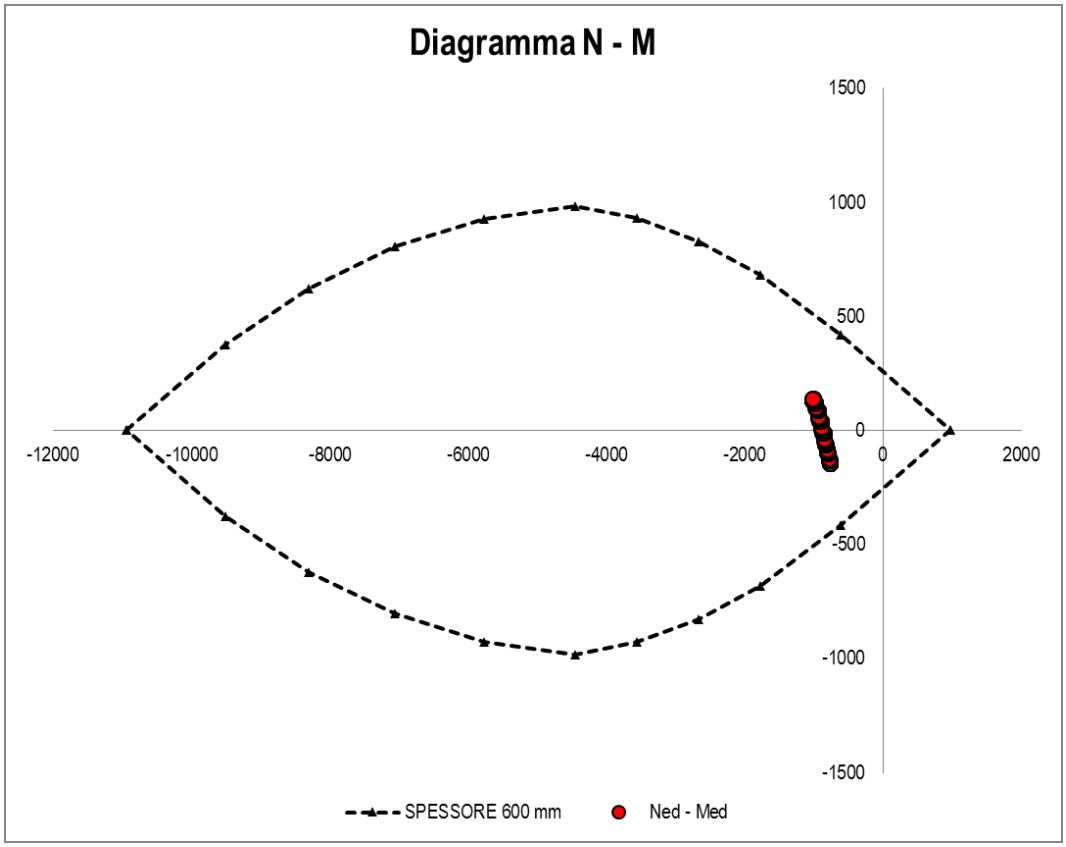


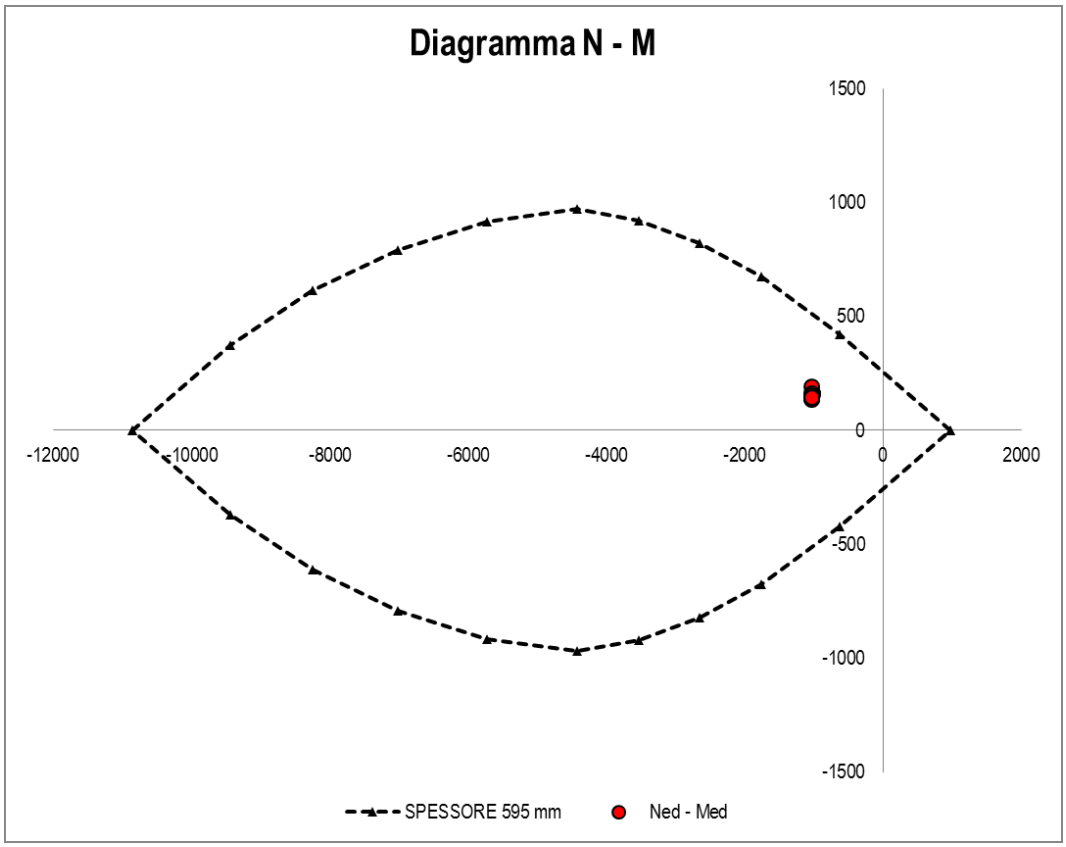


È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

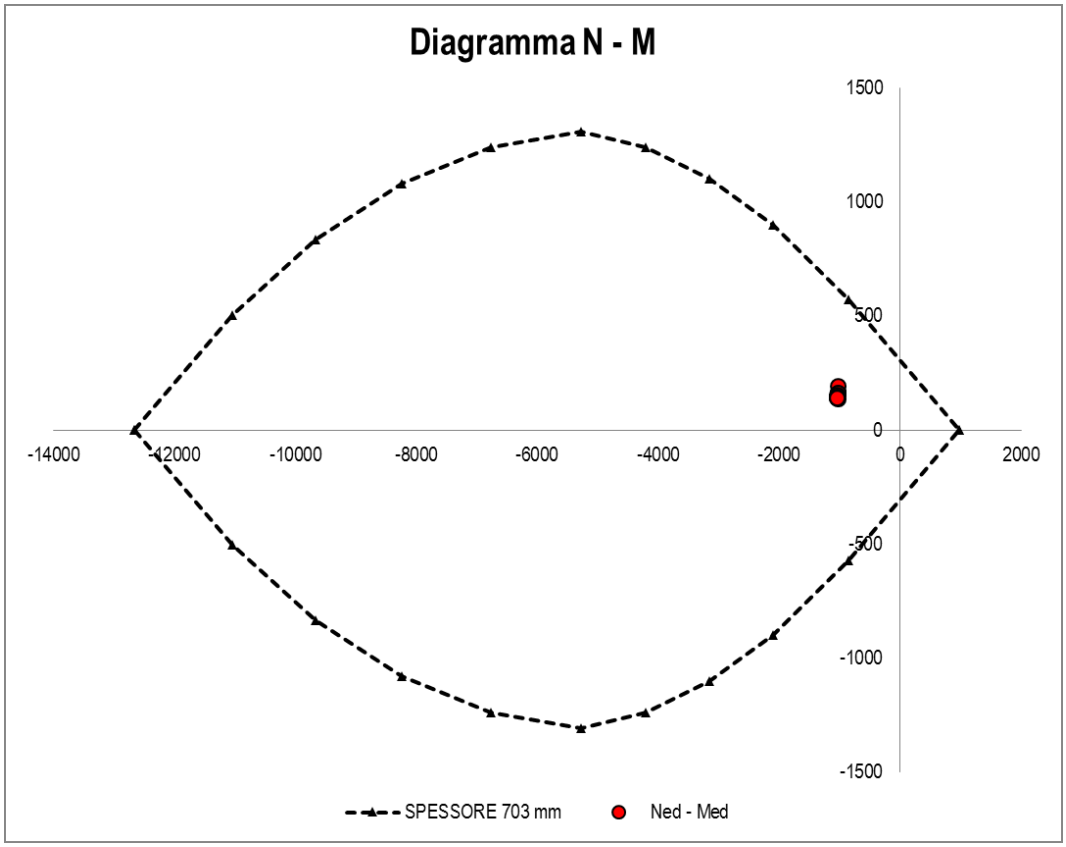

MOMENTO FLETTENTE
700,0
600,0
500,0
400,0
300,0
200,0
100,0
0,0
-100,0
-200,0
-300,0
0 2 4 6 8 10 12 14 16 18 20 22 24 26 28 30 32 34 36 38 40 42 44 46 48 50 52 54 56 58 60 62
MOMENTO FLETTENTE

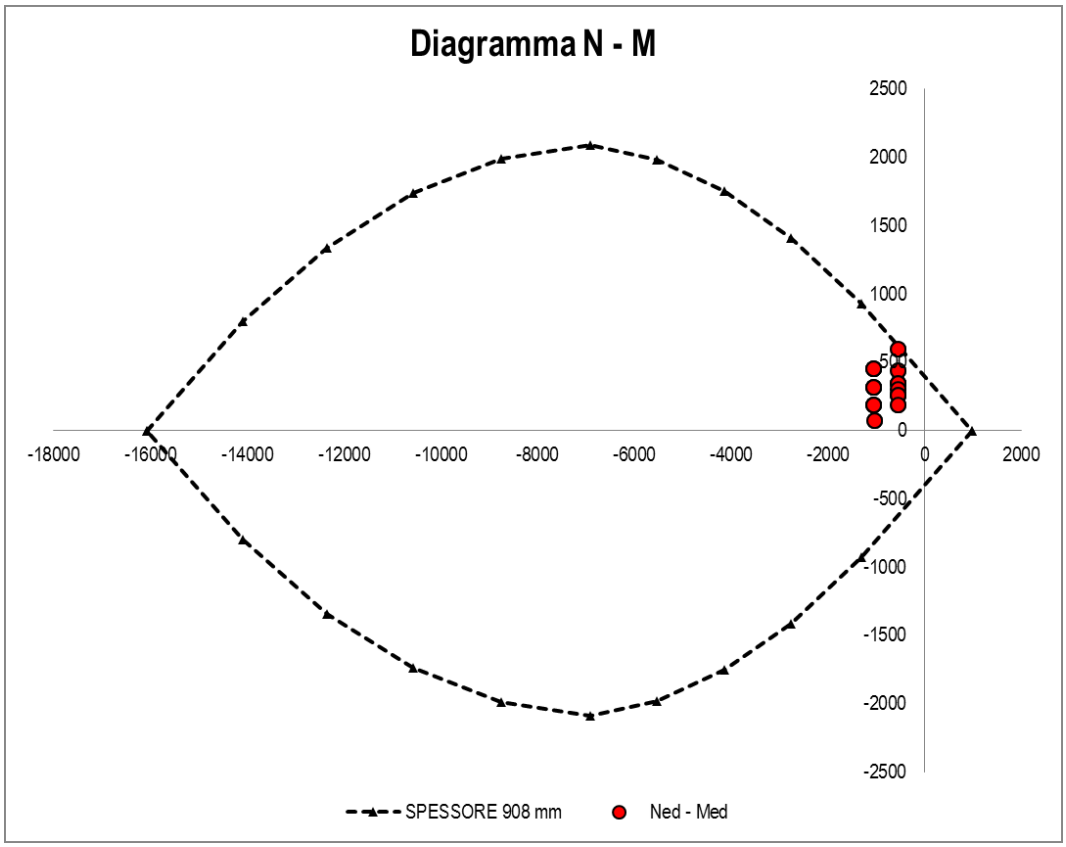

Diagramma N - M
1000
800
600
400
200
0
-200
-400
-600
-800
-1000
-12000
-10000
-8000
-6000
-4000
-2000
0
2000
SPESSORE 570 mm
Ned - Med





È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta


Diagramma N - M
1500
1000
500
0
-500
-1000
-1500
-14000
-12000
-10000
-8000
-6000
-4000
-2000
0
2000
SPESSORE 703 mm
Ned - Med


Diagramma N - M
2500
2000
1500
1000
500
0
-500
-1000
-1500
-2000
-2500
-18000
-16000
-14000
-12000
-10000
-8000
-6000
-4000
-2000
0
2000
SPESSORE 908 mm
Ned - Med

15. Pozzo Torrente Magistrato

L'opera di presa prevista sul torrente Magistrato è costituita da un pozzo verticale che riversa l'acqua captata sulla galleria sottostante. Il pozzo sarà realizzato tramite la tecnica del RAISE-BORING, che prevede le seguenti fasi :

- esecuzione di un camerone di smarino;
- esecuzione da piano campagna del foro pilota ed inserimento dell'asta "guida";
- posizionamento della testa fresante in galleria e collegamento all'asta guida;
- avvio della macchina con contemporaneo richiamo, verso piano campagna, della testa fresante.

La testa fresante lavorando in risalita permetterà di raccogliere il materiale di smarino all'interno della galleria, il materiale sarà successivamente trasportato all'imbocco a mare.

Per maggiori dettagli riguardo le fasi esecutive di realizzazione dell'opera si veda l'elaborato grafico relativo.

15.1. *Verifiche*

Il dimensionamento dei rivestimenti definitivi del pozzo è stato condotto tramite l'ausilio della teoria delle linee caratteristiche.

Per quanto riguarda l'ammasso roccioso sono stati utilizzati, a favore di sicurezza, i parametri geomeccanici relativi al Gruppo 3.

Come visibile di seguito la tensione nei rivestimenti risulta comunque inferiore ai limiti previsti da normativa.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

Pozzo Magistrato

Tipo di analisi: calcolo
Calcolo curve caratteristiche: SOLUZIONI CHIUSE

DIAMETRO DELLA GALLERIA: 4.9 m

PARAMETRI ROCCIA

E: 1400 MPa NI: .3 GAMMA: 0 kN/m3 SIGMA0: .3 MPa
Tipo di criterio di resistenza: MOHR-COULOMB

RESISTENZA
PHI picco: 30 °
C picco: .25 MPa
PHI residuo: 22 °
C residua: .15 MPa
PSI: 0 °

PRERIVESTIMENTO

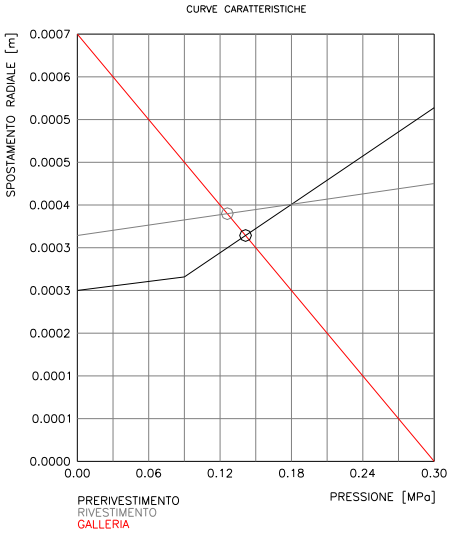
Spritz-Beton spessore .15 m resistenza 19 MPa

Spostamento radiale prerivestimento circolare chiuso .0001 m

TENSIONI PRERIVESTIMENTO CIRCOLARE CHIUSO
Spritz-beton 1.1 MPa

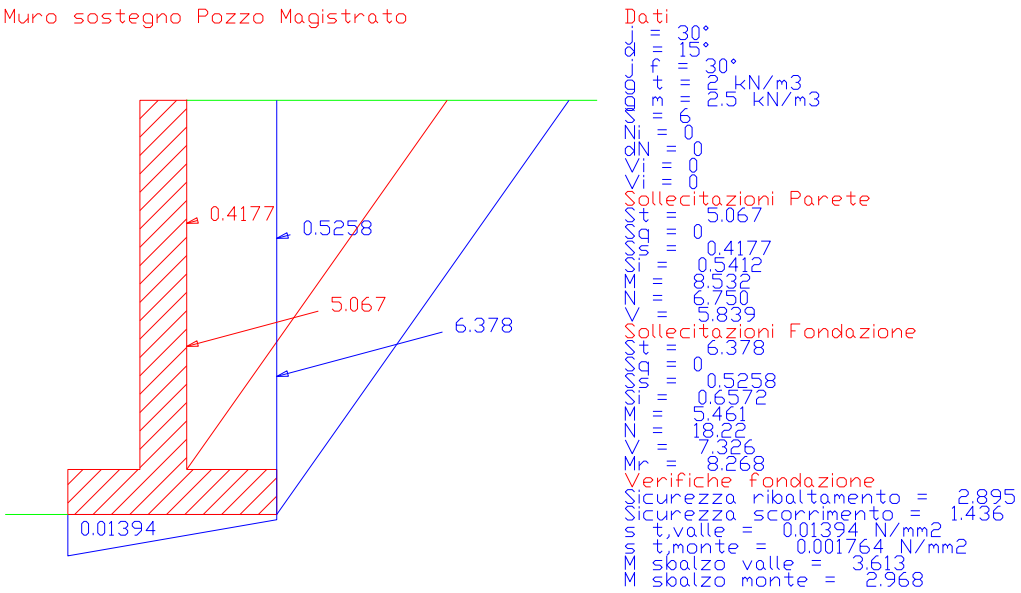
RIVESTIMENTO DEFINITIVO

Calcestruzzo spessore .5 m resistenza 9.75 MPa gioco radiale 0 m
Spostamento radiale 0.0000 m
Tensione CLS 0.65 MPa



Superiormente al pozzo (quota 28.41 s.l.m.) è prevista l'esecuzione di una struttura in c.a. in elevazione; detta opera, ai fini del dimensionamento, è stata schematizzata come un muro di sostegno.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta



Le verifiche effettuate hanno fornito valori dei coefficienti di sicurezza superiori a quelli previsti da normativa.

Si prevede d'armare il muro con una incidenza d'acciaio di 90 Kg/m³.

È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta

16. Sbocco a mare

L'imbocco a mare verrà realizzato tramite attacco diretto in roccia, non sono previsti interventi di stabilizzazione del versante ma semplicemente un disgaggio dei blocchi instabili.

Per quanto concerne le fasi esecutive di realizzazione si veda l'elaborato grafico relativo. In questa fase si vuole sottolineare che prima di procedere con gli scavi della galleria naturale la strada sovrastante l'imbocco verrà messa in sicurezza, prevedendo al di sotto del manto stradale l'esecuzione di un solettone in c.a.

Il solettone ha spessore di 1.00 m e risulta appoggiato sulle due paratie laterali (luce libera = 7.40m).

Considerando un sovraccarico stradale pari a 20 KPa il momento massimo in mezzeria risulta :

$M = q*L2/8 = 137$ KN*m

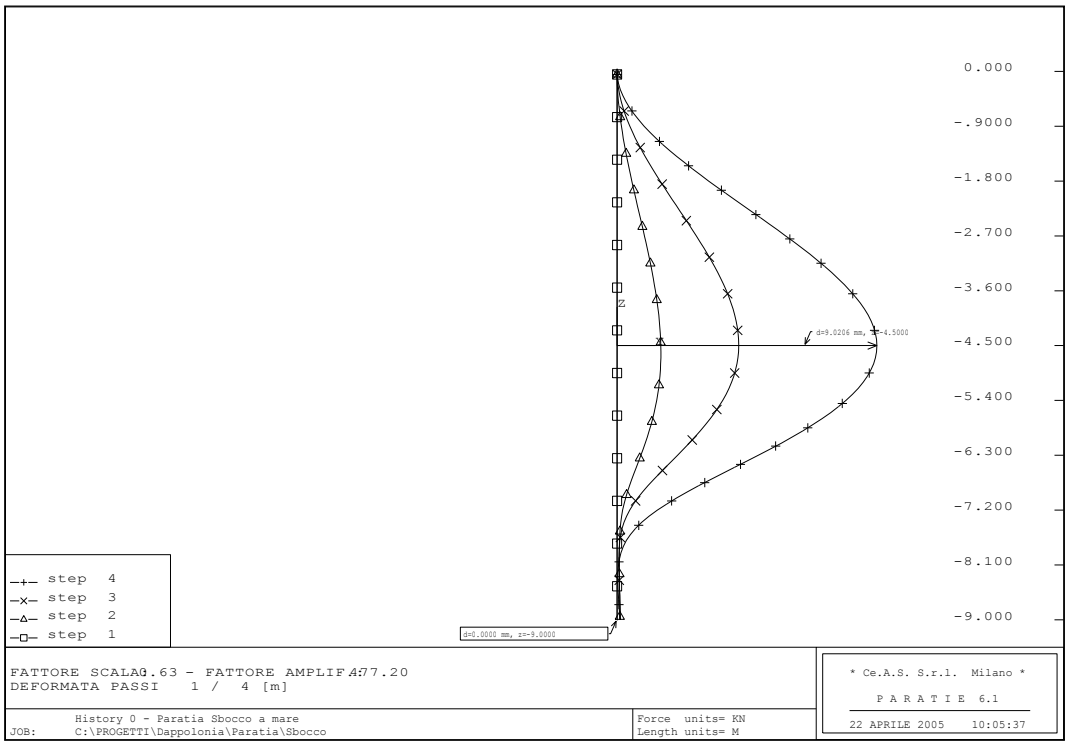
Armando in estradosso con ferri Φ 20/40 cm ed in intradosso con ferri Φ 20/20 cm si ottiene :

$\Phi c = 1.5$ MPa $\Phi s = 97.9$ MPa

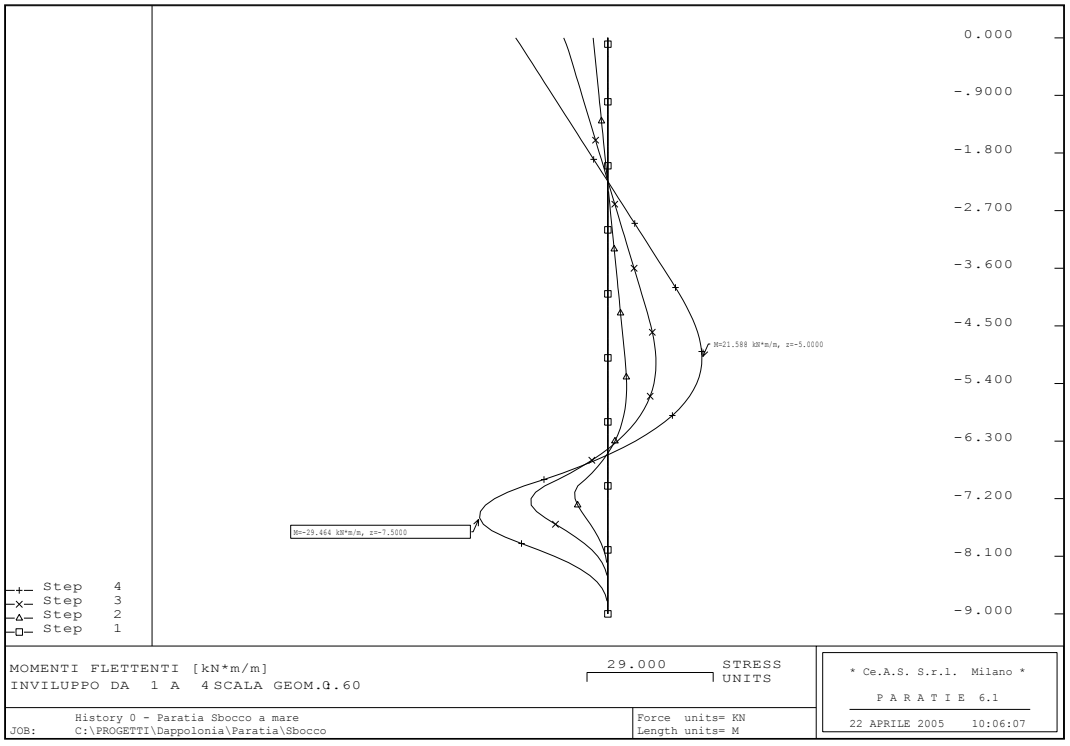
Le paratie laterali sono costituite da pali Φ 220 armati con tubi Fe510 Φ133 sp. 10 mm; l'interasse tra i pali è pari a 0.6m.

Dette paratie esercitano principalmente una funzione di ritegno dei cunei rocciosi potenzialmente instabili situati sui piedritti; è infatti necessario contenere tali cunei onde evitare che un loro scivolamento possa generare subsidenze in superficie (in particolare al di sotto del manto stradale).

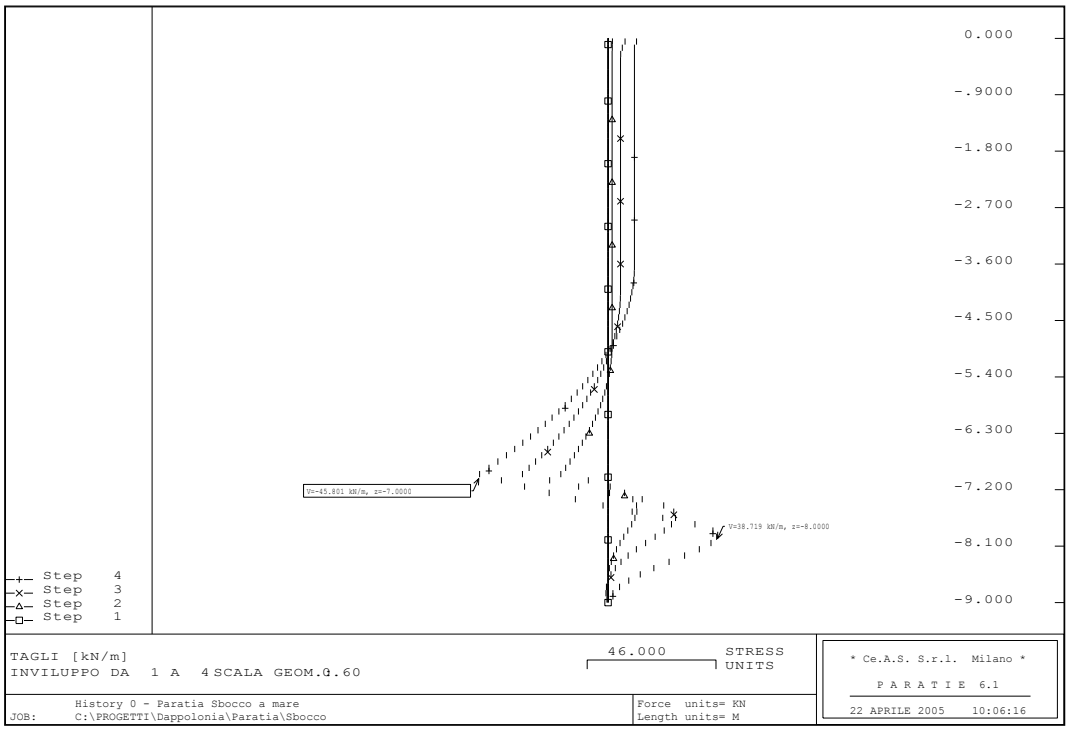
È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta



Deformata della struttura



Momenti flettenti



Azione tagliante

17. Conclusioni

Nella presente relazione sono state riportate le problematiche progettuali relative alla galleria naturale di Santa Margherita Ligure e delle opere controterra ad essa connesse.

Le fasi progettuali contenute nella presente relazione si articolano nei seguenti punti fondamentali:

- Fase conoscitiva, in cui viene esaminato il quadro geologico e geomeccanico relativo ai cunicoli sulla scorta degli studi e delle indagini intrapresi;
- Fase di diagnosi, in cui viene individuato il probabile comportamento dell'ammasso allo scavo in funzione delle caratteristiche geomeccaniche e degli stati tensionali agenti;
- Fase di terapia, in cui vengono stabilite le tipologie di intervento di preconsolidamento, consolidamento e rivestimento ritenute più idonee.

Le analisi condotte hanno verificato la correttezza delle soluzioni progettuali proposte, i livelli tensionali nei rivestimenti risultano ovunque inferiori ai limiti previsti dalla normativa vigente.

Montaldo Engineering S.r.l

Ing. Fabrizio Mansueto



È vietata la riproduzione di questo documento senza autorizzazione scritta