0	08/2013		Fresia	Cacciatori	Venturini
Revisione	Data	Oggetto revisione	Redatto	Verificato	Approvato

REGIONE LIGURIA PROVINCIA DI GENOVA COMUNE DI GENOVA

PROTOCOLLO D'INTESA PER GLI INTERVENTI STRUTTURALI VOLTI ALLA MITIGAZIONE DELL'EMERGENZA IDRAULICA DEL BACINO DEL TORRENTE BISAGNO, ALLA RIDEFINIZIONE URBANISTICA DEL TRATTO TERMINALE ED ALLA RIQUALIFICAZIONE AMBIENTALE DELL'ALVEO E DELLE AREE CIRCOSTANTI

COMUNE DI GENOVA

AREA TECNICA - DIREZIONE MANUTENZIONE INFRASTRUTTURE E VERDE PUBBLICO

Dirigente **Ing. Stefano PINASCO**

PROGETTISTI:

A.T.I.

TECHNITAL S.p.A. (Capogruppo mandataria)
STUDIO MAIONE INGEGNERI ASSOCIATI
SGI STUDIO GALLI INGEGNERIA S.p.A.
ARTELIA GROUP S.A.

RESPONSABILE UNICO PROCEDIMENTO **Ing. Stefano PINASCO**

Staff tecnico

TECHNITAL S.p.A. (Capogruppo mandataria)
Ing. A.Scotti - Ing. S. Venturini
STUDIO MAIONE INGEGNERI ASSOCIATI
Ing. D Cerlini - Ing. M. Ferrari
SGI STUDIO GALLI INGEGNERIA S.p.A.
Ing. A.Galli - Ing. U. Galli
ARTELIA GROUP S.A.
Mr. O. Cazaillet

Intervento/Opera

SCOLMATORE DEL TORRENTE BISAGNO IN COMUNE DI GENOVA
PRIMO LOTTO: REALIZZAZIONE DELLE OPERE PER LA MESSA IN SICUREZZA IDRAULICA DEL TORRENTE FEREGGIANO (E RIVI ROVARE E NOCE)

Elaborato
TECHNITAL S.p.A.

Dott. Ing. Simone Venturini

Oggetto della tavola

RELAZIONI TECNICHE
Relazione geomeccanica e geotecnica

Scala

Data
Agosto 2013

Progetto Definitivo

Tavola N° PD1.RG.04

Codice GULP	Codice Commessa Precedente	Revisione
12383	DSU100	0

I DISEGNI E LE INFORMAZIONI IN ESSI CONTENUTE SONO PROPRIETA' ESCLUSIVA DEL COMUNE DI GENOVA E NON POSSONO ESSERE MODIFICATI, RIPRODOTTI, RESI PUBBLICI O UTILIZZATI PER USI DIFFERENTI DA QUELLI PER CUI SONO STATI REDATTI, SALVO AUTORIZZAZIONE SCRITTA.

RELAZIONE GEOTECNICA E GEOMECCANICA

I N D I C E

1. INTRODUZIONE 8
2. OGGETTO E SCOPO 11
3. PLANIMETRIA CON UBICAZIONE DELLE INDAGINI 12
4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO 16
5. DATI DISPONIBILI 18
   - 5.1 Sondaggi 18
   - 4.1 Traverse sismiche 20
   - 4.2 Rilievi geostrutturali in affioramento 20
   - 4.3 Point load test su campioni in affioramento 21
   - 4.4 Point load test su campioni prelevati dai sondaggi 22
   - 4.5 Prove Lugeon 23
   - 4.6 Prove di cementazione 25
   - 4.7 Prove SPT 25
   - 4.8 Prove Dilatometriche in situ 25
   - 4.9 Prove down hole 26
   - 4.10 Prove di laboratorio su materiale lapideo 27
6. PROFILO GEOMECCANICO 33
   - 6.1 La galleria esistente del Fereggiano 38
   - 6.2 RMR e GSI 40
   - 6.3 Superficie piezometrica 43
7. CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA 45
   - 7.1 Flysch di Monte Antola 49
     - 7.1.1. Risultati della parametrizzazione: 50
8. GEOMECCANICA E GEOTECNICA OPERE COMPLEMENTARI 60
   - 8.1. Imbocco galleria principale 60
   - 8.2. Opere di presa, pozzi e gallerie di collegamento 61
9. CONSIDERAZIONI SU VIBRAZIONI E CEDIMENTI INDOTTI DAGLI SCAVI 66
   - 9.1. Vibrazioni 66
   - 9.2. Cedimenti 72
10. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI 78

APPENDICE “A”: Caratterizzazione dell’ammasso roccioso.

Resistenza e deformabilità

DOCUMENTAZIONE TECNICA DI RIFERIMENTO

Febbraio 1989. Comune di Genova. C.I.L.T. (Consorzio Iniziative Liguri – Toscane). Progetto del deviatore del torrente Fereggiano, redatto dall'ufficio tecnico Italstrade S.p.A. Progettazione idraulica e strutturale: Prof. Ing. Luigi Da Deppo, Prof. Ing. Claudio Datei, Prof. Ing. Guido Furlanetto. Consulente per idrologia e idraulica: Hydro Co (Genova). Consulente per geologia e geomeccanica: Prof. Dott. Alfonso Bellini. Consulente per la parte ambientale: ITER S.r.l. (Genova).

Settembre 1992. Comune di Genova. C.I.L.T. (Consorzio Iniziative Liguri – Toscane). Progetto del deviatore del torrente Fereggiano. Perizia di variante tecnica senza aumento di spesa.

Giugno 1997. Comune di Genova. C.I.L.T. (Consorzio Iniziative Liguri – Toscane). Disegni di contabilità del progetto del deviatore del torrente Fereggiano.

Luglio 1997. Comune di Genova. Dipartimento VII Servizio Opere Pubbliche. Secondo stato di avanzamento per lavori a tutto il 17.06.1992. Relazione del Direttore dei Lavori.

Febbraio 1997. Comune di Genova. Dipartimento VII della programmazione e degli interventi sul territorio. Servizio strade. Verbale di visita. Relazione e certificato di collaudo relativo ai lavori di rivestimento definitivo della calotta del tratto di galleria del tipo 1 tra le pk 16,25 – 96,83. Collaudatori Prof. Ing. Giorgio Berardi, Prof. Dott. Stani Giammarino, Prof. Ing. Luciano Mascia, Prof. Ing. Sandro Stura. CART. N° 6848.

Settembre 1997. Comune di Genova. Dipartimento VII della programmazione e degli interventi sul territorio. Servizio strade. Verbale di visita. Relazione e certificato di collaudo relativo ai lavori di rivestimento definitivo della calotta del tratto di galleria del tipo 2 realizzato mediante fresa full face. Collaudatori Prof. Ing. Giorgio Berardi, Prof. Dott. Stani Giammarino, Prof. Ing. Luciano Mascia, Prof. Ing. Sandro Stura. CART. N° 6768.

Marzo 2000. Comune di Genova. Direzione Servizi. Verbale di visita. Relazione e certificato di collaudo dell'opera. Collaudatori Prof Ing Giorgio Berardi, Prof Dott Stani Giammarino, Prof. Ing. Luciano Mascia, Prof. Ing. Sandro Stura.

Luglio 2000. ATI Binnie Black & Vetach – Geodata – D'Appolonia. Canale scolmatore a servizio del Torrente Bisagno in Comune di Genova. Progetto Preliminare. Provincia di Genova.

Ottobre 2002. ENKI. Caratterizzazione geomeccanica di sottosuolo in supporto alla progettazione di opere in microtunnelling presso l'area ospedaliera San Martino, Genova. AMGA SASTER PIPE.

1980 – 2003. Indagini geognostiche relative a lavori pubblici e privati ricadenti nell'area d'interesse progettuale fornite dalla banca dati del Comune di Genova.

Agosto 2004. ATI Technital, Sogreah, Studio Maione, Studio Galli. Campagna di indagine geologico – geomeccanica: studio geologico preliminare; specifiche tecniche ed elaborati grafici delle indagini. Progetto definitivo dello scolmatore del torrente Bisagno in Comune di Genova. Provincia di Genova.

Agosto 2006. ATI Technital, Sogreah, Studio Maione, Studio Galli. Progetto definitivo dello scolmatore del torrente Bisagno in Comune di Genova. Provincia di Genova.

PROGETTO DEFINITIVO DELLO SCOLMATORE DEL TORRENTE FEREGGIANO. PRIMO LOTTO
CAMPAGNA DI INDAGINI GEOLOGICO – GEOTECNICHE

Codice	Titolo
PD1 DS 580	Planimetria generale con ubicazione delle indagini
PD1 DS 581	Opera di sbocco. Planimetria con ubicazione delle indagini
PD1 DS 582	Carta degli affioramenti
PD1 DS 583	Relazione illustrativa
PD1 DS 584	Stratigrafie sondaggi geognostici
PD1 DS 585	Stratigrafie sondaggi geognostici - Rilievo discontinuità
PD1 DS 586	Documentazione fotografica sondaggi
PD1 DS 587	Rilievi geostrutturali
PD1 DS 588	Prove in sito
PD1 DS 589	Sismica a rifrazione
PD1 DS 590	Sismica a mare
PD1 DS 591	Rilievi della falda ed analisi chimiche delle acque
PD1 DS 592	Analisi e prove di laboratorio volume 1.
PD1 DS 593	Analisi e prove di laboratorio volume 2.

PROGETTO DEFINITIVO DELLO SCOLMATORE DEL TORRENTE FEREGGIANO. PRIMO LOTTO
GEOLOGIA E GEOTECNICA

Codice	Titolo
PD1 RG 01	Relazione geologica
PD1 RG 02	Relazione geomorfologica
PD1 RG 03	Relazione idrogeologica
PD1 RG 05	Relazione sulla galleria esistente del Fereggiano
PD1 DS 550	Carta geologica
PD1 DS 551	Opera di sbocco - Carta geologica
PD1 DS 552	Carta geomorfologica
PD1 DS 553	Carta idrogeologica
PD1 DS 554	Profilo geologico galleria del Fereggiano e opera di presa

PD1 DS 555	Profilo geologico galleria del Rovare e opera di presa
PD1 DS 556	Sezione geologica A
PD1 DS 557	Sezione geologica B
PD1 DS 558	Profilo geologico galleria del Noce e opera di presa. Sezione geologica C
PD1 DS 559	Profilo geomeccanico galleria del Fereggiano
PD1 DS 560	Profilo geomeccanico galleria del Rovare
PD1 DS 561	Profilo geomeccanico galleria del Noce
PD1 DS 562	Profilo geomeccanico idrogeologico galleria del Fereggiano
PD1 DS 563	Profilo geomeccanico idrogeologico galleria del Rovare
PD1 DS 564	Profilo geomeccanico idrogeologico galleria del Noce
PD1 DS 205-212	Galleria del Fereggiano. Sezioni tipo
PD1 DS 213	Profilo geomeccanico costruttivo galleria del Fereggiano
PD1 DS 263	Galleria minore del Rovare. Sezione tipo e schema avanzamento
PD1 DS 264	Galleria minore del Rovare. Confluenza con la galleria principale
PD1 DS 265	Galleria minore del Rovare. Profilo geomeccanico costruttivo
PD1 DS 303	Galleria minore del Noce. Sezione tipo e schema avanzamento
PD1 DS 304	Galleria minore del Noce. Confluenza con la galleria principale
PD1 DS 305	Galleria minore del Noce. Profilo geomeccanico costruttivo

ELENCO DEI SIMBOLI

γ = peso di volume
s_{ci} = resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta
s_c = resistenza a compressione monoassiale
s_{ti} = resistenza a trazione della roccia intatta
s_t = resistenza a trazione
s_{1P} = sforzo principale a rottura di picco
s_{1R} = sforzo principale a rottura residuo
s_3 = $s_{radiale}$ = sforzo principale minore a rottura
s_t = s_l = sforzo di trazione
$I_{s(50)}$ = Point Load Strength Index, normalizzato al diametro D = 50 mm
JCS = Joint Compression Strength
JRC = Joint Roughness Coefficient
V_p = velocità delle onde elastiche di compressione
RQD = Rock Quality Designation
RMR = Rock Mass Rating
GSI = Geological Strength Index
Q = Barton Index
E = modulo di deformazione
ν = coefficiente di Poisson

1. INTRODUZIONE

Il presente documento costituisce la Relazione Geotecnica e Geomeccanica del progetto definitivo delle opere di laminazione e controllo delle piene dei rii Fereggiano, Rovare e Noce. Trattasi del Primo Lotto del Progetto Definitivo Generale, datato 2007, relativo al torrente Bisagno ed ai suoi affluenti Fereggiano, Rovare e Noce, in questa sede adeguato anche al fine di destinare il prolungamento dell'esistente galleria del deviatore Fereggiano (costruita nel 1992 senza arrivare a completamento) non a galleria di servizio dello scolmatore del Bisagno (come previsto nel PD 2007) bensì a galleria idraulica a servizio dello scolmatore del Fereggiano, Rovare e Noce.
Il presente progetto di Primo Lotto trova motivazione nella determinazione del Comune di Genova di avviare il più celermente possibile la realizzazione di alcune opere urgenti onde porre in sicurezza idraulica le zone (fra cui in particolare quella del rio Fereggiano) che nell'evento alluvionale del 4 Novembre 2011 furono più duramente colpite, anche con perdita di vite umane.

Lo schema delle opere previste in progetto è il seguente:

- prolungamento dell'esistente galleria del deviatore del Fereggiano dall'attuale progressiva 0+909 alla progressiva 3717;
- n. 3 opere di presa sui rii Fereggiano, Rovare e Noce collegate alla galleria principale; la prima in modo diretto, le altre due attraverso gallerie minori a sezione policentrica, diametro interno 3,20 m, la cui lunghezza complessiva somma a circa 500 m;
- n° 4 aerofori/sfiati in corrispondenza della galleria principale, e n° 1 su ciascuna delle opere di presa;
- opera di sbocco a mare, comprensiva di un tratto di raccordo avente lo scopo di abbassare le quote di scorrimento dell'opera attuale in modo da non impattare con le strutture litoranee.

La galleria principale, compresa fra l'opera di presa sul Fereggiano (in Via Pinetti) e lo sbocco a mare (all'altezza dei bagni Benvenuto) si sviluppa con decorso circa nord - sud. Ha sezione policentrica con diametro interno netto di 5,20 m (analogo alla galleria esistente, che però ha sezione circolare) e le seguenti caratteristiche geometriche:

- sezione tipo policentrica con diametro: 5,20 m
- lunghezza complessiva: 909 + 2.808 = 3.717 m
- quota all'imbocco a monte: 12,99 m s.m.m.

- quota al filo esterno di C.so Italia: - 2,82 m s.m.m.
- portata di progetto dal Fereggiano (progr. 3.717 m): 80 m3/s

Le ubicazioni degli aerofori lungo la galleria principale, definite cercando un compromesso fra l'inserimento nel tessuto urbano e le esigenze idrauliche, sono:

- Giardini Casu – progressiva 870 (tratto galleria esistente)
- Via Forte san Martino – progressiva 1.730 m
- Giardini dell'Ospedale Generale san Martino – progressiva 2.370 m
- Via Pasquale Berghini – progressiva 2.900 m

La tipologia adottata per le tre opere di presa è quella delle luci e soglie. Il collegamento con la galleria di derivazione avviene mediante un pozzo a vortice che permette di superare i notevoli dislivelli tra la quota del corso d'acqua e la galleria, garantendo al contempo efficienza idraulica e dissipazione dell'energia. Sul fondo della struttura è prevista una vasca atta a dissipare energia e rilasciare l'aria eventualmente trascinata dalla corrente.
Ogni manufatto di presa è inoltre dotato di una scala di servizio utile per accedere all'opera in condizioni di sicurezza favorendo al contempo le operazioni di ispezione e manutenzione.

Di primaria importanza per la maggior comprensione delle tematiche trattate nel presente documento sono la relazione geologica, la relazione geomorfologica, la relazione idrogeologica ed il profilo geologico, cui si rimanda per maggiori dettagli e per un inquadramento a più ampia scala. Tali elaborati illustrano la natura e la struttura degli ammassi, le diverse vicende geologiche in cui sono rimasti coinvolti, la relativa stratificazione, la giacitura nonché le caratteristiche delle discontinuità, tutti elementi fondamentali su cui si basa la caratterizzazione delle rocce. Nella trattazione sono incluse anche le terre con descrizione della relativa grana, tessitura, genesi ecc. Particolare risalto è dato inoltre all'individuazione della superficie piezometrica come elemento rilevante nella caratterizzazione geotecnica e geomeccanica dei diversi materiali.

Le caratteristiche di resistenza e deformabilità dei terreni d'interesse progettuale sono state ricavate attraverso una procedura sviluppata mediante passaggi successivi. Preliminarmente all'esecuzione dei lavori sono stati acquisiti tutti i dati derivanti da informazioni bibliografiche e da precedenti campagne geognostiche condotte in zona, per lavori pubblici e privati, con particolare riferimento aper sondaggi, prove in sito e di labo-

ratorio. I dati raccolti, pur se quantitativamente molto abbondanti, qualitativamente si sono dimostrati non sufficienti in relazione al livello progettuale richiesto.

Per un approfondimento geognostico nel 2005 è stata eseguita, dalle ditte PRO.MO.GEO S.r.l. - G.E.T. S.r.l. una specifica campagna geognostica.
L'esame dei luoghi e dei terreni, condotto attraverso rilievi in sito e lo studio delle carote di perforazione, ha permesso di valutare lo stato fessurativo generale della roccia nonché le caratteristiche delle discontinuità presenti.
Attraverso prove di laboratorio su campioni prelevati nel corso delle perforazioni si è caratterizzata la roccia individuandone le caratteristiche di resistenza e deformabilità. Le prove in sito hanno permesso di verificare e consolidare le correlazioni utilizzate per definire i parametri di deformabilità dell'ammasso roccioso.
La caratterizzazione dell'ammasso roccioso è stata quindi ottenuta mettendo insieme, con opportuna modellizzazione matematica, tutti i dati acquisiti.

2. OGGETTO E SCOPO

Oggetto del presente rapporto è la descrizione delle indagini e delle prove acquisite, nelle diverse fasi, in corrispondenza delle aree d'interesse progettuale.
Verranno illustrate le indagini dirette ed indirette effettuate, le prove in sito e quelle di laboratorio nonché i risultati ottenuti dai rilievi sul campo.
In particolare la relazione interpreta le diverse prove ed i rilievi geologici tecnici, analizza e descrive i terreni che interessano le diverse opere, caratterizza in termini geotecnici o geomeccanici gli stessi valutandone i parametri di deformabilità e resistenza.
Per l'interpretazione delle prove geomeccaniche e di laboratorio si è fatto riferimento al criterio non lineare di Hoek e Brown.

Lo scopo è quello di definire, attraverso l'insieme delle informazioni sopra esposte, la caratterizzazione geotecnica e geomeccanica dei materiali, raggruppati secondo criteri omogenei, per la progettazione a livello di progetto definitivo delle opere.

3. PLANIMETRIA CON UBICAZIONE DELLE INDAGINI

Una planimetria in scala 1:5.000 allegata al progetto illustra sia le indagini specificamente eseguite (2005) sia l'ubicazione delle indagini pregresse disponibili e reperite sul territorio.

L'insieme dei dati geognostici è stato così suddiviso:

1. sondaggi eseguiti nel 2005 nell'ambito del corridoio d'interesse progettuale, integrati da traverse sismiche in corrispondenza dello sbocco a mare;
2. sondaggi pregressi eseguiti nel 2002 per conto dell'AMGA dalla società ENKI (Fi) nei pressi dell'area ospedaliera di San Martino;
3. sondaggi pregressi eseguiti per conto di ITALSTRADE nel 1989 per la progettazione della galleria del Fereggiano;
4. sondaggi pregressi reperiti presso la banca dati del Comune di Genova.

La campagna d'indagine del 2005 è stata pianificata allo scopo di fornire informazioni di dettaglio sulla natura e sulle caratteristiche geologico stratigrafiche, idrogeologiche e geomeccaniche delle formazioni presenti. Le ubicazioni delle indagini sono state definite in relazione alla tipologia di opere presenti, al grado di conoscenza delle diverse aree ottenuta dalle indagini disponibili, ed infine in base alle possibilità di accesso ai singoli siti, problema questo di primo piano in un territorio prevalentemente urbanizzato con numerosi vincoli di superficie e sottoservizi. Vista la necessità di acquisire informazioni sia sull'idrogeologia che sulle caratteristiche di deformabilità della roccia, in corrispondenza di tutti i fori sono state eseguite prove in sito e si è provveduto alla messa in opera di un piezometro.
Le indagini eseguite nel 2005 sono così localizzate:

- sondaggi S6D ed S7D: in prossimità del torrente Bisagno all'altezza del Ponte Ugo Gallo;
- sondaggio S8D: circa 2.000 m a nord rispetto l'opera di presa sul Fereggiano;
- sondaggio S4D: posto circa 400 m a nord rispetto l'opera di presa sul Fereggiano;
- sondaggio S3D: lungo il tracciato della galleria in prossimità della progressiva 2.900 m;
- sondaggi S2D ed S5D: lungo il tracciato della galleria fra le progressive 2.350 – 2.150 m;

- sondaggio S1D: lungo il tracciato della galleria in prossimità della progressiva 1.550 m.

Come si evince dalla planimetria con ubicazione indagini allegata fra i sondaggi sopra elencati ricadono in aree di competenza del primo lotto quelli aventi numerazione compresa fra S1D – S5D, mentre S6D-S7D ed S8D rimangono spostati sensibilmente più a nord. La loro posizione, infatti, è servita per completare lo studio relativo allo scolmatore del Bisagno, che si sviluppa parallelamente alla galleria del Fereggiano spingendosi però sensibilmente più a nord, sino alla progressiva 6.500 circa.

Accanto ad una campagna d'indagini dirette è stata condotta anche una campagna d'indagini indirette a mezzo di traverse sismiche a rifrazione e riflessione realizzate a terra ed a mare. Tale metodo d'indagine, speditivo e leggero, è stato adottato in zone poco accessibili alle sonde e/o in aree dove era necessaria la sola conferma delle informazioni già disponibili.
Le traverse sismiche eseguite sono così ubicate:

- n° 2 traverse sismiche a rifrazione (denominate A e B) ubicate lungo la spiaggia ed in prossimità dello sbocco a mare della galleria, per verificare ed integrare le informazioni ottenute dalle stratigrafie dei sondaggi SF9 – SF10 del Fereggiano..
- n° 8 rotte sismiche a riflessione in corrispondenza del tratto a mare dello sbocco quale mezzo d'indagine speditivo ed economico.

Nel complesso le indagini indirette, finalizzate alla valutazione della profondità del substrato roccioso soggiacente depositi di copertura, si dimostrano ben attendibili in ragione dell'elevato contrasto di velocità esistente fra i mezzi indagati. Inoltre, interpolando le informazioni ricavate dai sondaggi e dalle traverse sismiche a terra ed a mare, è stato possibile definire la profondità della roccia lungo l'intero tratto compreso fra Corso Italia e lo sbocco a mare della galleria.

I sondaggi pregressi eseguiti per conto dell'AMGA provengono da un lavoro finalizzato alla "*caratterizzazione geomeccanica del sottosuolo in supporto alla progettazione di opere in microtunnelling"* redatto dalla società ENKI nell'ottobre 2002. Ubicati in Viale Benedetto XV, a valle dell'Ospedale di San Martino, hanno profondità comprese fra 6,00 e 25,00 m. da p.c. Queste verticali d'indagine, denominate SA1 – SA2 – SA3 – SA4 – SA5, rivestono particolare importanza in quanto localizzate in corrispondenza

dell'opera di presa del Rio Noce. Per le stesse indagini sono disponibili prove di laboratorio su campioni con specifiche tabelle riepilogative.

I sondaggi pregressi eseguiti nel 1989 per la progettazione della galleria del Fereggiano, ed aventi profondità comprese fra 16,00 e 60,00 m da p.c, rappresentano forse la miglior fonte d'informazione fra tutte le indagini disponibili. In particolare, ed in relazione al tracciato della galleria del Fereggiano, sono:

- sondaggi SF10 – SF9, ubicati in corrispondenza dello sbocco a mare;
- sondaggio SF8, ubicato lungo il tracciato della galleria in corrispondenza della progressiva 250 m;
- sondaggi SF6 – SF5 – SF4, ubicati fra le progressive 2.200 – 3.600 m della galleria ma sensibilmente disassati (300 – 500 m) rispetto a questa; ciononostante vengono comunque studiati in quanto mantengono un buon valore geognostico (sono eseguiti nei medesimi terreni di stretto interesse progettuale) e sono utili per un corretto inquadramento generale dell'area.

In corrispondenza dei sondaggi in argomento, eseguiti da Radaelli & Castellotti per conto di ITALSTRADE, sono disponibili misure piezometriche, prove in sito e prove di laboratorio su campioni i cui risultati sono riassunti nella relazione geotecnica di progetto redatta dalla stessa ITALSTRADE del febbraio 1989.

Infine con il termine più generale di "indagini pregresse" s'intendono tutte le indagini disponibili, non afferenti ad alcuno dei lavori sopra elencati, reperite presso la banca dati del Comune di Genova. Si tratta in particolare d'indagini eseguite per opere, pubbliche e private, in aree prossime a quelle d'interesse progettuale a partire dai primi anni ottanta. Pur se provenienti da diverse fonti, con profondità quasi sempre molto modeste in relazione all'opera in argomento tali indagini, ubicate in aree fortemente urbanizzate ed in assenza di affioramenti superficiali, permettono di ricondurre le litologie attraversate alle singole unità di appartenenza (depositi superficiali, depositi alluvionali, Flysch di Monte Antola, Argilliti di Montoggio, Argille di Ortovero). Pur mancando spesso dati relativi a prove in sito e/o di laboratorio forniscono un valido contributo, un'integrazione e, localmente, una verifica all'inquadramento geologico e strutturale dell'area. Queste indagini, indicate con un numero progressivo a 4 cifre cui segue il numero d'ordine originario del sondaggio, si dimostrano particolarmente utili per l'inquadramento delle aree poste fra le progressive 2.500 – 500 m della galleria principale. Molto frequenti sono, in particolare, nella zona dell'Ospedale di San Martino dove

confermano ed integrano l'inquadramento geologico ed idrogeologico fornito dalle più profonde indagini del 2005.

4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Dal punto di vista geolitologico lungo lo sviluppo dell'opera sono presenti i seguenti terreni, dal più recente al più antico, dettagliatamente descritti nella relazione geologica cui si rimanda per maggiori approfondimenti:

1. Depositi di spiaggia;
2. Depositi alluvionali e materiali di riporto;
3. Argille di Ortovero;
4. Flysch di Monte Antola (FMA);
5. Argilliti di Montoggio (AM);

I depositi di spiaggia, a composizione prevalentemente ghiaioso sabbiosa, sono localizzati in corrispondenza dello sbocco a mare della galleria, subito oltre Corso Italia. Ad essi soggiace, a profondità sempre limitate, il substrato roccioso rappresentato dal Flysch di Monte Antola. Lungo la spiaggia nel corso dei sondaggi sono stati riscontrati elementi grossolani e/o a spigoli vivi tali per cui è probabile che parte del materiale sia stato riportato a seguito di lavori di ripascimento della costa.

I depositi alluvionali recenti ed attuali, a composizione ghiaioso limosa con sabbia, affiorano lungo l'alveo e la golena del torrente Bisagno (esternamente o al limite della cartografia di progetto). Gli spessori sono molto variabili lungo una sezione trasversale al corso d'acqua, anche se non manca una certa variabilità in direzione parallela allo stesso. Nell'area indagata gli spessori massimi sono superiori a 20 m in alveo e tendono a diminuire progressivamente, sino ad annullarsi, in direzione dei versanti. Poggiano su di un substrato lapideo costituito dal Flysch di Monte Antola. A margine dell'alveo attuale del corso d'acqua sui depositi alluvionali poggiano materiali di riporto utilizzati per spianare e regolarizzare le superfici preliminarmente alla costruzione dei fabbricati.
Materiale di riporto per spessori medi di circa 5 m, a composizione prevalentemente granulare e contenente una discreta frazione limosa, frammenti lapidei, blocchi di calcestruzzo e ferri di armatura, è stato riscontrato anche in diversi sondaggi eseguiti nell'area cittadina (sondaggi S2D; S5D; S4D).

Le argille di Ortovero (Pliocene) sono sedimenti marini depositatisi all'interno di una fossa tettonica avente forma allungata con direzione circa E-W (quindi ortogonale alla galleria principale) che, nell'ambito delle aree d'interesse progettuale, è posta in prossimità dell'Ospedale San Martino indicativamente fra le progressive 2.100 – 2.400 m.

della galleria. Le indagini recentemente eseguite hanno attraversato integralmente tale litotipo sino a raggiungere il sottostante Flysch di Monte Antola. E' stato in tal modo possibile verificare come le argille di Ortovero non raggiungano l'asse della galleria, che resta quindi all'interno del sottostante Flysch di Monte Antola.

Il Flysch di Monte Antola (Cretaceo sup – Paleocene) è il termine maggiormente diffuso nell'area in studio ed è costituito da un'alternanza di calcari e calcari marnosi con intercalazioni di marne ed argilliti in strati generalmente sottili. In questa formazione ricadono la galleria di adduzione nonché le gallerie di collegamento.

Le Argilliti di Montoggio (Cretaceo medio) sono tipicamente costituite da argilliti compatte e consistenti di colore scuro stratigraficamente soggiacenti il Flysch. Affiorano sul versante affacciato ad est dove sorge il Forte S Martino, e non se ne prevede l'interessamento in galleria. Costituiscono zone di debolezza preferenziale in occasione dei fenomeni tettonici; da ciò ne deriva una struttura tipicamente a scaglie di aspetto traslucido. Sono costituite da argilliti manganesifere di colore grigio scuro, verde palliodo rosso vinaccia con intercalazioni arenacee decimetrici; possono inglobare frammenti e livelli francamente lapidei originalmente contenuti nella stessa formazione o provenienti dalla attigua Formazione del Flysch di Monte Antola per "rimescolamento tettonico".

5. DATI DISPONIBILI

Nel presente capitolo sono elencati tutti i dati disponibili ed utilizzati per il presente studio con riferimento alla relativa fonte di provenienza.

5.1 Sondaggi

Complessivamente si fa riferimento a n° 41 sondaggi indicati in tabella 5.1. Di questi:

- n° 8 sono stati eseguiti nel 2005 per conto della scrivente .A.T.I. lungo il corridoio di progetto. Fra questi n° 5 ricadono nel primo lotto, mentre altri rimangono 3 più a nord ma nell'ambito dei medesimi terreni. In tale contesto, ed almeno ai fini delle elaborazioni statistiche sulle caratteristiche dei materiali, sono state valutate le informazioni ottenute da tutte le perforazioni. Per valutazioni di tipo stratigrafico e per le ricostruzioni geologiche resta il riferimento agli specifici sondaggi ricadenti lungo l'opera in progetto;
- n° 5 al progetto dell'AMGA per la "caratterizzazione geomeccanica per opere in microtunnel" (anno 2002);
- n° 6 al progetto di ITALSTRADE del deviatore del Ferreggiano (anno 1989);
- n° 22 sondaggi sono stati selezionati, per effetto della particolare ubicazione, fra le numerose indagini relative a lavori minori, pubblici e privati, dalla banca dati del Comune.

Sono altresì disponibili numerose altre indagini aventi profondità molto modeste che, prossime ad alcuni dei sopraccitati sondaggi, confermano l'inquadramento geologico fornito. Al fine di evitare un'eccessiva ridondanza di informazioni tali indagini sono state qui omesse.

Sondaggio	Progetto	Profondità (m da p.c.)	Litotipo	RQD (medio)
S1D	Campagna del 1995	85,00	Flysch di Monte Antola	75%
S2D		70,00	Argille di Ortovero/Flysch di Monte Antola	75%
S3D		90,00	Flysch di Monte Antola	70%
S4D		80,00	Flysch di Monte Antola	75%
S5D		65,00	Argille di Ortovero/Flysch di Monte Antola	35%
S6D		33,00	Depositi detritico alluvionali e Flysch di Monte Antola	55%
S7D		23,00	Depositi detritico alluvionali e Flysch di Monte Antola	60%
S8D		70,00	Argilliti di Montoggio/Flysch di Monte Antola	25%
SA1	Caratterizzazione geomeccanica in supporto alla progettazione di opere in microtunneling. Campagna del 2002	22,50	Argille di Ortovero	
SA2		22,00	Argille di Ortovero/Faglia	
SA3		25,00	Argille di Ortovero/Flysch di Monte Antola	35%
SA4		16,20	Argille di Ortovero	
SA5		6,00	Argille di Ortovero	
SF4	Progettazione del deviatore del Fereggiano. Campagna del 1989	90,00	Coltre detritica/Flysch di Monte Antola	75%
SF5		60,00	Flysch di Monte Antola	45%
SF6		60,00	Argille di Ortovero	
SF8		25,00	Flysch di Monte Antola	70%
SF9		16,20	Riporto/Flysch di Monte Antola	40%
SF10		20,00	Riporto/Flysch di Monte Antola	30%
3007/S22	Indagini pregresse relative a lavori pubblici o privati. Banca dati Comune Genova	30,00	Alluvioni	
3007/S23		20,00	Alluvioni	
3007/S24		20,00	Alluvioni	
3104/S2		20,00	Alluvioni	
3104/S3		20,00	Alluvioni	
3012/S1		15,00	Detrito/Flysch di Monte Antola	40%
3012/S2		15,00	Flysch di Monte Antola	70%
3012/S3		15,00	Flysch di Monte Antola	30%
3249/S1		10,00	Argilliti di Montoggio	30%
3249/S2		10,00	Argilliti di Montoggio	30%
3249/S3		10,00	Argilliti di Montoggio	30%
3249/S4		10,00	Argilliti di Montoggio	35%
3249/S5		10,00	Argilliti di Montoggio	50%
3249/S6		10,00	Argilliti di Montoggio	40%
3249/S7		10,00	Argilliti di Montoggio	50%
169/S1		13,50	Riporto/Flysch di Monte Antola	50%
168/S2		13,50	Riporto/Flysch di Monte Antola	60%
3092/S37		20,00	Flysch di Monte Antola	30%
3195/S3		15,00	Flysch di Monte Antola	40%
171/S1		8,00	Flysch di Monte Antola	70%
171/S2		8,00	Flysch di Monte Antola	23%
4277/S5		12,00	Flysch di Monte Antola	20%

Tabella 5.1. Sondaggi disponibili per la progettazione

4.1 Traverse sismiche

Le indagini dirette effettuate nel 1995 mediante perforazioni meccaniche sono state integrate da prospezioni sismiche a rifrazione e riflessione che hanno permesso di ottenere valide informazioni sugli spessori delle coltri.

Le traverse sismiche a rifrazione, riepilogate in tabella 5.2, sono ubicate in corrispondenza della spiaggia all'altezza dello sbocco della galleria principale, mentre le indagini a rifrazione sono posizionate nel tratto di mare antistante.

Gli stendimenti denominati A e B, così come la sismica a mare, hanno interessato depositi di spiaggia, e/o materiale di riporto, avente velocità delle onde sismiche nell'ordine di 700 m/sec, ed il sottostante Flysch di Monte Antola caratterizzato da velocità superiori a 2.500 m/sec.

Traversa	Tipo	Lunghezza (m)	Litotipo
A	Sismica a terra	46	Sabbie e ghiaie/Flysch di Antola
B	Sismica a terra	69	Sabbie e ghiaie/Flysch di Antola
R1	Sismica a mare	225	Sabbie e ghiaie/Flysch di Antola
R2	Sismica a mare	340	Sabbie e ghiaie/Flysch di Antola
R3	Sismica a mare	360	Sabbie e ghiaie/Flysch di Antola
R4	Sismica a mare	420	Sabbie e ghiaie/Flysch di Antola
R5	Sismica a mare	420	Sabbie e ghiaie/Flysch di Antola
R6	Sismica a mare	630	Sabbie e ghiaie/Flysch di Antola
R7	Sismica a mare	1180	Sabbie e ghiaie/Flysch di Antola

Tabella 5.2. Sismica a rifrazione e riflessione

4.2 Rilievi geostrutturali in affioramento

In tabella 5.3 sono sintetizzati i risultati dei rilievi geostrutturali di campagna effettuati ai fini della caratterizzazione degli ammassi rocciosi. L'elaborato contenente le risultanze di tutti i rilievi effettuati sul territorio, nonché la planimetria con ubicazione delle stazioni, è allegato al progetto.

Progressive (m)	0-2025	2025-2306	2306-3081	3081-3717
Litotipo	FMA	FMA	FMA	FMA
n° sistemi discontinuità	3+st	3+st	3+st	3+st
Giunti di strato	planari	planari	discontinui	discontinui
Giunti di frattura	discontinui	discontinui	discontinui	discontinui
JRC strati	4	4	6	8
JRC giunti	4	12	14	14
Persistenza giunti	alta	media	bassa	media-bassa
Apertura giunti	poco aperti	aperti	aperti	np
Alterazione giunti	alterati	poco alterati	poco alterati	alterati
Riempimento	calcite/ plastico	detritico/ plastico	calcite/ detritico	calcite
Condizioni idrauliche	stillicidio	umidi/ bagnati	asciutti	umidi/ bagnati
Spaziatura strati	300-1000mm	200-600mm	60-200mm	200-600mm
Spaziatura fratture	60-300mm	200-600mm	60-200mm	200-600mm
JCN	15-30	20-30	15-30	30-35
Sondaggi di riferimento	S1D S10F-S9F	S5D S2D	S3D	S4D
RQD (%)	50-75 25-50	0-25 50-75	50-75	75-90
sc (Mpa)	25-50	5-25 25-50	25-50	25-50

Tabella 5.3. Rilievi geostrutturali in affioramento

4.3 Point load test su campioni in affioramento

Trattasi di prove effettuate su oltre 70 spezzoni lapidei prelevati in corrispondenza dei siti ove sono stati eseguiti i rilievi geostrutturali. Non essendo stato possibile reperire campioni in affioramento relativi alle Argilliti di Montoggio, causa la spiccata alterabilità all'aria del materiale, tutte le prove in argomento, riassunte in tabella 5.4 ed allegate agli elaborati di progetto relativi alle prove di laboratorio, sono pertinenti ai calcari marnosi del Flysch di Monte Antola (FMA).

In tabella sono riportate anche, estrapolate dai valori di Is50, le resistenze a compressione ed a trazione del materiale.

CAMP	Is50	TRAZ (MPa)	COMPR (MPa)	CAMP	Is50	TRAZ (MPa)	COMPR (MPa)	CAMP	Is50	TRAZ (MPa)	COMPR (MPa)
1	4,73	4,257	113,52	26	1,15	1,035	27,6	51	4,67	4,203	112,08
2	4,5	4,05	108	27	5,85	5,265	140,4	52	4,1	3,69	98,4
3	3,98	3,582	95,52	28	1,44	1,296	34,56	53	2,52	2,268	60,48
4	5,39	4,851	129,36	29	3,33	2,997	79,92	54	1,79	1,611	42,96
5	1,13	1,017	27,12	30	2,1	1,89	50,4	55	4,49	4,041	107,76
6	1,91	1,719	45,84	31	0,9	0,81	21,6	56	5	4,5	120
7	5,34	4,806	128,16	32	4,13	3,717	99,12	57	3,39	3,051	81,36
8	0,8	0,72	19,2	33	2,82	2,538	67,68	58	4,61	4,149	110,64
9	2,29	2,061	54,96	34	5,28	4,752	126,72	59	2,75	2,475	66
10	6,11	5,499	146,64	35	5,51	4,959	132,24	60	2,45	2,205	58,8
11	6,05	5,445	145,2	36	3,99	3,591	95,76	61	0,88	0,792	21,12
12	4,09	3,681	98,16	37	6,26	5,634	150,24	62	2,35	2,115	56,4
13	5,36	4,824	128,64	38	3,1	2,79	74,4	63	0,77	0,693	18,48
14	1,64	1,476	39,36	39	3,68	3,312	88,32	64	2,75	2,475	66
15	4,28	3,852	102,72	40	3,89	3,501	93,36	65	2,39	2,151	57,36
16	1,77	1,593	42,48	41	2,83	2,547	67,92	66	2,34	2,106	56,16
17	8,21	7,389	197,04	42	4,54	4,086	108,96	67	0,85	0,765	20,4
18	5,47	4,923	131,28	43	5,78	5,202	138,72	68	3,26	2,934	78,24
19	5,23	4,707	125,52	44	7,24	6,516	173,76	69	4,68	4,212	112,32
20	2,92	2,628	70,08	45	6,74	6,066	161,76	70	3,97	3,573	95,28
21	4	3,6	96	46	6,83	6,147	163,92	71	8,6	7,74	206,4
22	6,61	5,949	158,64	47	7,35	6,615	176,4	72	2,12	1,908	50,88
23	6,93	6,237	166,32	48	0,97	0,873	23,28	73	2,6	2,34	62,4
24	6,84	6,156	164,16	49	1,21	1,089	29,04				
25	2,28	2,052	54,72	50	7,6	6,84	182,4				

Tabella 5.4. Point Load su campioni del Flysch di Monte Antola prelevati in affioramento.

4.4 Point load test su campioni prelevati dai sondaggi

Durante l'esecuzione dei sondaggi del 2005 sono stati prelevati campioni riferibili sia al Flysch di Monte Antola che alle Argilliti di Montoggio (AM) sui quali sono eseguire prove tipo point load a diverse profondità. I risultati di tali prove, riassunti schematicamente per litotipo e per sondaggio in tabella 5.5 e 5.6, sono allegati agli elaborati relativi alle prove di laboratorio. L'elevata dispersione nei valori è imputabile, nel FMA e per i valori più bassi, a campioni provenienti dalle locali e limitate intercalazioni marnose ed argillitiche; per contro nelle AM i valori più elevati sono imputabili ai campioni prelevati in corrispondenza di intercalazioni spiccatamente calcaree o in materiali di provenienza "alloctona" riscontrabili in seno alla stessa formazione per fenomeni di "trasporto tettonico".

Nelle due tabelle sono riportate anche, estrapolate dai valori di Is50, le resistenze a compressione ed a trazione del materiale.

Sondaggio	Formazione	Is50 min (Mpa)	Is50 max (Mpa)	TRAZ min (MPa)	TRAZ max (MPa)	COMPR min (MPa)	COMPR max (MPa)
S1D	FMA	1,29	5,68	1,161	5,112	30,96	136,32
S2D	FMA	0,52	5,84	0,468	5,256	12,48	140,16
S3D	FMA	0,59	4,96	0,531	4,464	14,16	119,04
S4D	FMA	0,99	5,34	0,891	4,806	23,76	128,16
S8D	FMA	0,8	5,86	0,72	5,274	19,2	140,64

Tabella 5.5. Point load su campioni di FMA prelevati nel corso dei sondaggi 2005

Sondaggio	Formazione	PROF	Is50	COMPR (MPa)	TRAZ (MPa)
S8D	AM	46	2,88	69,12	2,592
		47	1,98	47,52	1,782
		47,6	2,8	67,2	2,52
		47,8	0,87	20,88	0,783
		10,5	0,49	11,76	0,441
		13	0,04	0,96	0,036
		13,2	0,69	16,56	0,621
		13,8	0,78	18,72	0,702
		18,6	0,12	2,88	0,108
		18,7	0,07	1,68	0,063
		19	0,78	18,72	0,702
		19,4	2,78	66,72	2,502
		19,6	6,21	149,04	5,589
		20,5	2,28	54,72	2,052
		22,4	0,41	9,84	0,369
		22,6	0,1	2,4	0,09
		23,1	0,06	1,44	0,054
		23,4	0,38	9,12	0,342
		24,5	0,06	1,44	0,054
		29,55	0,12	2,88	0,108
		42,5	0,02	0,48	0,018
		47	0,05	1,2	0,045
		47,1	0,02	0,48	0,018

Tabella 5.6. Point load su campioni di AM prelevati nel corso dei sondaggi 2005

4.5 Prove Lugeon

I dati disponibili, riassunti nelle tabelle 5.7 e 5.8, riguardano le prove d'assorbimento d'acqua in foro effettuate nel corso dei sondaggi del 2005 ed in quelli eseguiti per conto di ITALSTRADE nel 1989.

I valori di permeabilità espressi in termini di UL (unità Lugeon) e riportati nelle tabelle, non sono ricavati matematicamente dai parametri di prova, bensì sono ottenuti per interpolazione grafica della curva assorbimenti/pressioni. Per completezza, ed al fine di

proporre un confronto fra il grado di fratturazione e la permeabilità della roccia, nelle tabelle sono elencati anche i valori di RQD misurati in corrispondenza del tratto di prova.

Le tabelle ed i grafici completi delle prove sono parte integrante dell'elaborato di progetto relativo alle prove in sito.

Sondaggio	Profondità (m)	Formazione	RQD (%)	UL (Unità Lugeon)	K m/sec	Note
S1D	80 - 83	Flysch di Monte Antola	54 - 78	0,37	3,70E-08	Materiale moderatamente fratturato
S2D	58 - 61	Flysch di Monte Antola	85 - 90	0,79	7,90E-08	Materiale integro o poco fratturato
S3D	68 - 73	Flysch di Monte Antola	29 - 71	3	3,00E-07	Materiale da poco a molto fratturato con intercalazioni argillitiche
S3D (*)	68 - 73	Flysch di Monte Antola		0,23	2,30E-08	
S 8D	54,5 - 55,5	Flysch di Monte Antola	34 - 61	6,4	6,40E-07	Materiale fratturato, localmente molto fratturato
S 8D	64 - 67	Flysch di Monte Antola	49 - 10	4,85	4,9E-07	Materiale molto fratturato a tratti brecciato
(*) Lugeon ripetuta dopo prova di cementazione del foro						

Tabella 5.7. Lugeon nei sondaggi 2005

Sondaggio	Profondità (m)	Formazione	RQD (%)	UL (Unità Lugeon)	K m/sec	Note
SF 4	60 - 65	Flysch di Monte Antola	75	0,42	4,2E-08	Perforazione a distruzione; RQD stimato
SF 4	71 - 76	Flysch di Monte Antola	30 - 68	0,05	5E-09	Intercalazioni di marna; materiale fratturato per 3 m
SF 4	80 - 85	Flysch di Monte Antola	60 - 80	0,22	2,2E-08	Materiale moderatamente fratturato
SF 5	31 - 36,7	Flysch di Monte Antola	60	0,13	1,3E-08	Materiale poco fratturato
SF 5	42,5 - 47,5	Flysch di Monte Antola	75 - 85	0,7	7E-08	Materiale poco fratturato
SF 5	50 - 55	Flysch di Monte Antola	15 - 25	0,93	9,3E-08	Materiale fratturato lungo tutta la tratta
SF 5	55 - 60	Flysch di Monte Antola	36 - 44	1	1E-07	Materiale fratturato lungo tutta la tratta
SF 6	46 - 51	Argille di Ortovero	86 - 95	0,048	4,8E-09	Materiale da integro a poco fraturato
SF 6	55 - 60	Flysch di Monte Antola	40 - 45	13	1,3E-06	Materiale fratturato con presenza di livelli di breccia
SF 8	6,5 - 11,5	Flysch di Monte Antola	70	35,5	3,6E-06	Materiale poco fratturato ma in condizioni di modesta copertura
SF 8	15 - 20	Flysch di Monte Antola	65 - 79	0,88	8,8E-08	Materiale poco fratturato
SF 8	20 - 25	Flysch di Monte Antola	50 - 93	3,4	3,4E-07	Materiale da fratturato (20-22,5 m) a poco fratturato

Tabella 5.8. Lugeon nei sondaggi ITALSTRADE del 1989.

4.6 Prove di cementazione

Si tratta in particolare di n° 1 prova di cementazione eseguita in seno al Flysch di Monte Antola i cui risultati sono rappresentati nell'allegata tabella 5.9.

La prova in argomento è stata effettuata in corrispondenza del sondaggio S3D ed in un tratto dove una precedente prova Lugeon evidenziava valori di assorbimento più elevati rispetto alla media. Al fine di valutare l'efficacia dell'intervento in termini di riduzione della permeabilità, dopo la prova di cementazione il medesimo tratto è stato riperforato e sottoposto ad una nuova prova Lugeon. I valori delle U.L. rispettivamente prima e dopo la prova, riportati in tabella 5.7, variano di oltre un ordine di grandezza evidenziando la buona iniettabilità della roccia.

Sondaggio S3D			**Prova di cementazione in foro**	
Data: 02/08/2005			Tratto di prova: 68 - 73 m da p.c.	
Cemento: Portland 425 ultrafine			Rapporto a/c: 1/5	
Tempo (min)	**Miscela assorbita (l)**	**Portata (l/min)**	**Miscela totale (l)**	**Portata unitaria (l/min/m)**
5	105	21,00	105	4,20
10	90	18,00	195	3,60
15	85	17,00	280	3,40
20	75	15,00	355	3,00
25	65	13,00	420	2,60
30	60	12,00	480	2,40
35	50	10,00	530	2,00
40	30	6,00	560	1,20
45	20	4,00	580	0,80
60	10	0,67	590	0,13
65	5	1,00	595	0,20
70	5	1,00	600	0,20

Tabella 5.9. Prova di cementazione

4.7 Prove SPT

Alcune prove SPT sono state eseguite nel sondaggio S5D in seno alle Argille di Ortovero alle profondità di 3,00 m – 6,00 m, - 18,00 m. Nel primo caso i valori misurati sono: 15; 12; 12. Nel secondo caso si sono raggiunte condizioni di rifiuto, evidenziando con ciò l'elevata consistenza del materiale al di sotto della coltre di alterazione superficiale.

4.8 Prove Dilatometriche in situ

In tabella 5.10 sono riassunte le prove dilatometriche effettuate con la relativa profondità di esecuzione. Per completezza, ed al fine di proporre un confronto fra il grado di

fratturazione ed il modulo di deformazione, nelle tabelle sono elencati anche i valori di RQD misurati in corrispondenza del tratto di prova.
In tabella Ed rappresenta il modulo di deformazione determinato nel secondo ciclo della fase di carico, mentre Ee rappresenta il modulo nel secondo ciclo della fase di scarico.
Tutte le prove sono state eseguite all'interno del Flysch di Monte Antola ed in corrispondenza di tratte prossime all'asse della galleria.

SONDAGGIO	n° PROVA	PROFONDITA' (m da p.c.)	LITOTIPO	RQD (%)	Ed (Mpa)	Ee (Mpa)
S1D	1	83,5	FMA	90,0	5.000	29.900
S1D	2	71,0	FMA	58,0	9.300	10.400
S1D	3	61,0	FMA	95,0	1.290	27.300
S1D	4	50,5	FMA	62,0	7.400	25.300
S2D	1	65,0	FMA	57,0	11.600	29.400
S2D	2	56,5	FMA	55,0	7.050	21.500
S2D	3	50,5	FMA	96,0	8.900	34.100
S2D	4	45,5	FMA	94,0	1.600	36.400
S3D	1	84,0	FMA	62,0	1.412	24.700
S3D	2	75,0	FMA	72,0	1.366	30.500
S3D	3	66,0	FMA	86,0	6.300	24.200
S3D	4	52,0	FMA	100,0	1.520	22.900
S4D	1	74,0	FMA	84,0	26.800	34.000
S4D	2	66,5	FMA	100,0	24.300	55.700
S4D	3	62,5	FMA	100,0	22.800	34.000
S4D	4	53,5	FMA	64,0	20.200	77.400
S5D	1	54,5	FMA	73,0	24.300	47.500
S8D	1	69,5	FMA	87,0	1.450	23.000
S8D	2	63,5	FMA	50,0	2.680	13.500
S8D	3	61,0	FMA	60,0	8.100	15.800
S8D	4	59,0	FMA	66,0	3.400	17.000

Tabella 5.10. Prove dilatometriche

4.9 Prove down hole

Nei sondaggi S2D ed S5D, che attraversano il contatto fra Argille di Ortovero e Flysch di Antola, sono state eseguite prove down hole la cui documentazione è allegata all'elaborato progettuale relativo alle prove in sito.
Attraverso tale prova è possibile determinare, oltre ai valori delle velocità delle onde sismiche P ed S alle diverse profondità, anche una serie di moduli (dinamici) fra cui il coefficiente di Poisson, il modulo elastico E ed il modulo di taglio. I diversi grafici disponibili illustrano chiaramente la variazione delle velocità e dei moduli in funzione dei diversi terreni. In particolare nell'S5D è molto evidente il passaggio fra argille, brecce e calcari in coerenza con quanto si evince dalle colonne stratigrafiche. Nell'S2D è altrettanto evidente il passaggio fra argille e calcari in corrispondenza di un brusco incremen-

to dei moduli e della velocità delle onde sismiche, mentre permanendo nel Flysch si hanno incrementi all'aumentare della profondità e del valore medio dell'RQD.

4.10 Prove di laboratorio su materiale lapideo

Su campioni lapidei prelevati durante i sondaggi sono state eseguite le seguenti prove:

- massa volumetrica, determinata come rapporto tra la massa e le dimensioni dei campioni;
- prove di compressione semplice, strumentate e non strumentate, per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e deformabilità dei campioni;
- prove di trazione indiretta "brasiliana", per la determinazione della resistenza a trazione del materiale;
- prove di compressione triassiale, per determinare l'inviluppo a rottura del materiale secondo il principio di Hoek e Brown;
- analisi mineralogiche, difrattometriche e chimiche su campioni di calcare marnoso prelevati a quota scavo galleria in corrispondenza di tutti i sondaggi.

Le prove elencate, riassunte nelle tabelle 5.11, 5.12, 5.13, 5.14 e 5.15, sono generalmente riferite a campioni di FMA prelevati nel corso delle indagini realizzate nel 2005 lungo il corridoio di progetto. I pochi valori disponibili per le AM, riscontrate nel solo sondaggio S8D, si spiegano con il fatto che il materiale carotato era sempre molto fratturato, disarticolato ed estremamente friabile, tanto che la maggior parte delle carote disponibili si sono frantumate in laboratorio durante la preparazione dei provini.
I risultati delle prove di laboratorio relative alla altre indagini citate nel presente documento, per la verità poco numerosi, e la relativa caratterizzazione geomeccanica, sono stati utilizzati solo per un confronto con i valori ottenuti.
L'analisi dei dati disponibili evidenzia un range di variazione dei diversi parametri spesso piuttosto elevato, specie per quanto riguarda le prove di compressione, in coerenza peraltro con quanto si evince dai point load. Tale caratteristica è imputabile sia al diverso contenuto di calcare e marna nei campioni sia, in particolare, alla presenza di superfici di discontinuità, stratigrafiche e strutturali, connesse con le complesse vicende tettoniche subite dal materiale. Tali superfici, in particolare, durante le prove hanno dimostrato essere zone di debolezza lungo le quali il provino tende a rompersi.
Le tabelle allegate sottolineano inoltre come nel FMA i valori medi ottenuti da prove triassiali, nella condizione di pressione di confinamento laterale nullo, siano normalmente più elevati rispetto a quelli ottenuti dalle prove di compressione ad espansione laterale libera. La spiegazione risiede nel fatto che mentre i campioni per le prove di com-

pressione semplice sono ottenuti da spezzoni di carota opportunamente lavorati e regolarizzati, con le relative discontinuità, per le prove triassiali sono stati scelti campioni pressoché integri che, all'atto della prova, hanno dimensioni sensibilmente minori. In breve mentre i valori di compressione ottenuti dalle prove triassiali sono riconducibili ad una roccia intatta, coerentemente con il principio di Hoek e Brown, quelli ottenuti da prove di espansione laterale libera, causa un fattore di scala e la presenza di discontinuità, hanno resistenze inferiori rispetto a quelle della roccia intatta ma comunque ancora superiori a quelle a livello di ammasso.

Analisi difrattometrica								
Campione/Sondaggio	**S1D**	**S2D**	**S3D**	**S4D**	**S5D**	**S6D**	**S7D**	**S8D**
Calcite (%)	75	79	60	72	73	73	77	57
Quarzo (%)	21	20	30	25	21	22	23	32
Feldspati (%)	1	0	2	0	1	2	0	3
Argille (%)	3	2	8	2	5	3	0	8
Analisi chimica in fluorescenza a raggi X								
Campione/Sondaggio	**S1D**	**S2D**	**S3D**	**S4D**	**S5D**	**S6D**	**S7D**	**S8D**
SiO2 (%)	19,66	16,8	28,16	20,94	21,54	19,02	19,10	34,52
TiO2 (%)	0,2	0,18	0,36	0,16	0,29	0,24	0,10	0,45
Al2O3 (%)	3,56	2,89	6,92	3,24	5,77	4,23	1,94	9,77
FeO tot (%)	2,51	1,95	2,59	1,22	2,27	1,80	0,87	2,10
MnO (%)	0,07	0,08	0,07	0,03	0,09	0,05	0,04	0,06
MgO (%)	1,45	1,20	2,05	1,20	1,56	1,31	0,66	1,88
CaO (%)	39,51	43,07	31,25	40,45	36,26	40,30	43,39	25,59
Na2O (%)	0,22	0,07	0,21	0,13	0,21	0,16	0,06	0,27
K2O (%)	1,6	0,5	1,78	0,80	1,84	0,93	0,40	2,48
P2O5 (%)	0,09	0,09	0,09	0,07	0,10	0,07	0,06	0,06
Perdita a fuoco (%)	30,95	32,95	26,37	31,53	29,89	31,70	33,17	22,65

Tabella 5.11. Analisi difrattometrica e chimica su campioni di calcare marnoso prelevati a quota galleria

Sondaggio	Profondità campione (m)	γ (KN/mc)	FORMAZIONE	Co (Mpa)	E (50%) (GPa)	ν (50%)	Trazione (Mpa)	Triassiali
S1D	59,60	26,03	FMA	26,55				
	60,70	26,26	FMA	91,31	58,80	0,30		
	61,50	25,57	FMA				3,54	si
	62,80	26,19	FMA	58,30				
	66,50	25,83	FMA	20,92				
	67,50	26,08	FMA	16,92				
	68,50	26,43	FMA	37,40				
	69,70	26,06	FMA	38,31				
	70,30	26,33	FMA	174,86	63,59	0,27		si
	71,00	26,08	FMA				4,85	
	71,50	26,23	FMA	43,06				
	73,70	24,40	FMA	6,30				
	75,20	26,10	FMA	27,45				
	76,40	25,58	FMA	50,17				
	77,50	26,00	FMA	29,06				
	79,10	25,40	FMA	36,47				
	80,50	25,93	FMA	24,36				
	82,50	26,12	FMA				5,20	si
	82,50	26,21	FMA	100,17	54,20	0,24		
	82,70	26,47	FMA	107,83				
	84,00	26,11	FMA	73,84				
S2D	40,55	26,29	FMA	38,07				
	42,50		FMA					si
	42,70	26,08	FMA	29,91	15,89	0,28		
	44,00	25,97	FMA				4,62	
	44,64	25,85	FMA	20,09				
	45,25	26,23	FMA	24,17				
	49,35	26,20	FMA	33,74				
	49,60	26,06	FMA	35,03				
	50,00	26,55	FMA	29,56	18,56	0,35		si
	51,00	25,95	FMA				6,02	
	51,20	26,61	FMA	48,78				
	52,50	26,43	FMA	33,28				
	54,30	26,32	FMA	48,95				
	57,33	26,44	FMA	20,47				
	61,75	26,12	FMA	37,16				
	62,50		FMA					si
	62,50	25,70	FMA				6,52	
	62,50	25,88	FMA	38,14	22,76	0,25		
	63,40	26,24	FMA	22,03				
	65,58	26,40	FMA	63,25				
	67,10	26,65	FMA	33,43				
	68,60	26,66	FMA	43,56				
	69,30	26,15	FMA	21,79				

Tabella 5.12. Sondaggi S1D ed S2D. Prove di laboratorio

Sondaggio	Profondità campione (m)	g (KN/mc)	FORMAZIONE	Co (Mpa)	E (50%) (GPa)	n (50%)	Trazione (Mpa)	Triassiali
S3D	61,00	26,06	FMA	31,13				
	61,70	26,97	FMA				3,39	
	63,00		FMA					si
	63,30	25,72	FMA	46,09				
	63,30	26,20	FMA	47,58	23,67	0,29		
	64,50	26,04	FMA	79,50				
	65,80	25,73	FMA	36,15				
	67,10	26,05	FMA	55,51				
	69,60	25,82	FMA	15,01				
	71,60	25,74	FMA	21,16				
	73,00		FMA					si
	74,00	25,92	FMA	25,24				
	75,40	25,82	FMA	18,85				
	77,00	25,74	FMA				5,31	
	78,20	26,03	FMA	27,73				
	81,00	26,79	FMA				5,03	
	82,00		FMA					si
	83,50	25,81	FMA	22,59				
	84,00	25,91	FMA	37,32				
	85,20	25,65	FMA	2,99				
	86,20	25,49	FMA	33,28				
	88,50	25,93	FMA	36,26				
S4D	59,00	26,49	FMA				6,88	si
	59,20	26,39	FMA	36,29	13,93	0,20		
	62,20	26,09	FMA	27,88				
	63,70	25,84	FMA	26,24				
	64,40	25,78	FMA	37,22				
	64,60	26,38	FMA	30,86				
	66,00	26,44	FMA				6,97	si
	66,20	26,45	FMA	31,54	21,82	0,25		
	68,50	26,23	FMA	47,36				
	68,90	25,79	FMA	28,00				
	69,50	25,58	FMA	29,25				
	70,00	25,80	FMA	44,23				
	70,30	26,40	FMA	34,87				
	70,80	26,40	FMA	34,87				
	72,40	26,00	FMA	57,31				
	73,00	26,28	FMA	93,62	54,86	0,23		
	73,00	25,68	FMA				7,95	si
	73,50	25,78	FMA	44,23				
	74,70	26,21	FMA	37,22				
	75,70	25,67	FMA	10,25				
	78,90	26,03	FMA	27,17				
	79,30	25,90	FMA	23,73				

Tabella 5.13. Sondaggi S3D ed S4D. Prove di laboratorio.

Sondaggio	Profondità campione (m)	g (KN/mc)	FORMAZIONE	Co (Mpa)	E (50%) (GPa)	n (50%)	Trazione (Mpa)	Triassiali
S5D	42,50	26,46	FMA	87,62	31,37	0,26		
	42,50	26,27	FMA				6,71	si
S6D	18,20	26,08	FMA	39,62				
	22,10	26,21	FMA	23,39				
	24,50	25,55	FMA	57,8	12,65	0,18		
S7D	14,40	25,55	FMA	15,5				
	16,10	26,21	FMA	18,13				
	18,80	26,55	FMA	15,38	6,51	0,28		
S8D	15,10	26,42	AM	15,4				
	16,10	26,39	AM	32,73				
	25,70	26,34	AM	19,27				
	42,70	26,7	FMA				8,21	
	52,00	25,66	FMA				5,11	
	58,70	26,11	FMA	57,48				
	60,10		FMA					si
	60,20	26,03	FMA	73,00				
	61,30	25,89	FMA	64,34				
	62,85	26,24	FMA				9,73	
	63,00	26,25	FMA	81,92				
	63,45	26,38	FMA	99,19				
	64,15	26,19	FMA	70,45				
	66,20	25,85	FMA	58,43				
	66,85	25,35	FMA	53,01				
	67,30	25,70	FMA	65,98				
	67,80	26,04	FMA	69,08				
	68,70	26,07	FMA	58,44				

Tabella 5.14. Sondaggi S5D, S6D, S7D, S8D. Prove di laboratorio

Campione Profondità	Sforzi	Prov 1	Prov 2	Prov 3	Prov 4	Prov 5	Prov 6	Prov 7
S1D 61,5 m	σ 3 (MPa)	-3,54	0,00	0,20	0,50	1,00	3,00	5,00
	σ 1 (MPa)	0,00	88,20	90,50	93,20	100,40	113,50	131,20
S1D 70,3 m	σ 3 (MPa)	-4,85	0,00	0,20	0,50	1,00	3,00	5,00
	σ 1 (MPa)	0,00	180,20	181,60	186,40	193,70	215,80	231,50
S1D 82,5 m	σ 3 (MPa)	-5,20	0,00	0,20	0,50	1,00	3,00	5,00
	σ 1 (MPa)	0,00	93,10	94,60	96,80	102,40	112,40	122,30
S2D 42,50 m	σ 3 (MPa)	-4,62	0,00	0,20	0,50	1,00	3,00	5,00
	σ 1 (MPa)	0,00	86,16	87,50	89,30	94,60	101,90	111,50
S2D 50 m	σ 3 (MPa)	-6,02	0,00	0,20	0,50	1,00	3,00	5,00
	σ 1 (MPa)	0,00	84,20	85,40	87,10	89,10	93,60	101,40
S2D 62,5 m	σ 3 (MPa)	-6,52	0,00	0,20	0,50	1,00	3,00	5,00
	σ 1 (MPa)	0,00	78,40	79,30	82,30	86,70	97,30	104,50
S3D 82 m	σ 3 (MPa)	-3,39	0,00	0,20	0,50	1,00	3,00	5,00
	σ 1 (MPa)	0,00	68,50	69,20	72,40	77,30	84,60	93,40
S3D 63 m	σ 3 (MPa)	-5,03	0,00	0,20	0,50	1,00	3,00	5,00
	σ 1 (MPa)	0,00	74,06	75,22	80,14	84,33	89,88	101,37
S3D 77 m	σ 3 (MPa)	-5,31	0,00	0,20	0,50	1,00	3,00	5,00
	σ 1 (MPa)	0,00	90,70	92,30	94,80	96,50	102,30	116,40
S4D 59 m	σ 3 (MPa)	-6,88	0,00	0,20	0,50	1,00	3,00	5,00
	σ 1 (MPa)	0,00	55,30	56,80	59,10	65,30	79,50	90,50
S4D 66 m	σ 3 (MPa)	-6,97	0,00	0,20	0,50	1,00	3,00	5,00
	σ 1 (MPa)	0,00	59,40	61,40	62,10	70,30	81,80	92,30
S4D 73 m	σ 3 (MPa)	-7,95	0,00	0,20	0,50	1,00	3,00	5,00
	σ 1 (MPa)	0,00	80,80	81,70	85,40	89,70	95,10	113,20
S5D 42,5 m	σ 3 (MPa)	-6,71	0,00	0,20	0,50	1,00	3,00	5,00
	σ 1 (MPa)	0,00	98,30	99,20	101,30	105,70	110,40	115,30
S8D 60,1 m	σ 3 (MPa)	-9,70	0,00	0,30	0,50	1,00	3,00	5,00
	σ 1 (MPa)	0,00	117,20	119,30	121,50	124,60	127,50	132,40

Tabella 5.15. Prove triassiali su campioni di roccia intatta

6. PROFILO GEOMECCANICO

Lo studio di caratterizzazione si è basato, innanzi tutto, sul raggruppamento degli ammassi rocciosi in base a criteri non solo litologici ma anche strutturali e geomeccanici.
Il profilo geomeccanico della galleria è suddiviso in zone omogenee sulla base della geologia, della litologia, delle caratteristiche strutturali dei materiali, della morfologia e della copertura media in calotta.
Il profilo topografico evidenzia una successione di alti e bassi morfologici coincidenti con una serie di rilievi interrotti da incisioni vallive fra loro parallele. Procedendo da monte verso valle le quote massime, e le differenze fra quote massime e minime, per ogni tratto, diminuiscono in maniera sensibile.
Per ogni tratta tecnicamente omogenea in cui è stato ripartito il profilo della galleria nel disegno viene riportata anche la copertura, l'estensione, la litologia, l'assetto strutturale e giaciturale del materiale ed una valutazione sulle presenza d'acqua in galleria.

Procedendo con la descrizione del profilo da monte verso valle, in corrispondenza dell'opera di presa sul Fereggiano la copertura si attesta attorno a 50 m circa. Sulla sponda destra del Rio Ferreggiano è posizionato il sondaggio S4D; la perforazione in argomento al di sotto di una copertura di materiale di riporto di circa 5 m segnala la presenza del FMA sino a fondo foro. La qualità del materiale, secondo la classifica del DEREE (tabella 1) è da buona a discreta, come testimoniato da un RQD medio valutato intorno al 75%, ma con valori in asse galleria normalmente compresi nell'intervallo 75-90%. Sono segnalati pochi episodi di breccia di spessore decimetrico, ed uno solo di spessore metrico (fra 77 – 78 m da p.c). Nel sondaggio S4D, come meglio discusso nella relazione idrogeologica, alla profondità di 66 m circa è stata intercettata una falda idrica con risalienza sino a +3 m dal piano campagna.

RQD (%)	Qualità della roccia
0-25	Molto scadente
25-50	Scadente
50-75	Discreta
75-90	Buona
90-100	Eccellente

Tabella 6.1. Correlazione fra RQD e qualità della roccia (da Deree et al 1967)

Il sondaggio pregresso 3092/S37, ubicato più a monte e limitato alla profondità di 20 m, nel confermare la presenza del FMA riporta un valore medio dell'RQD sensibilmente più basso e pari al 30%.

Superato il Fereggiano le coperture aumentano sino a raggiungere un massimo di circa 165 m in contrada Costa Bruciata, ma diminuiscono subito dopo procedendo verso l'incisione del Rio Rovare. Qui in una posizione di basso strutturale, dove la copertura sulla calotta della galleria è di circa 70 m, è ubicato il sondaggio S3D.
Il sondaggio citato ha caratteristiche molto simili al precedente, ed in particolare un elevato RQD medio (70%). L'RQD nella tratta di competenza della galleria è compreso nell'intervallo 50-75%, cui compete un giudizio della qualità della roccia pari a discreta. Sono comunque evidenti locali livelli di breccia di spessore decimetrico ed uno potente circa 5 m fra 35 – 40 m da p.c.
Durante la perforazione è stata riscontrata una presenza d'acqua in pressione alla profondità di 65 metri con risalienza pari a circa + 4 metri sul p.c.
Anche in questo caso, come nel precedente, un vicino sondaggio disponibile, il 3195/S3 profondo 15,00 m, pur confermando la presenza del FMA sin da modesta profondità evidenzia un valore medio dell'RQD più basso (40%).
Da notare come un RQD attorno al 40% sia riscontrabile anche in S3D nell'ambito dei primi 5 – 6 m.

Il tratto successivo vede il superamento di una modesta dorsale con copertura massima di circa 125 m, interamente nel FMA, che segnala anche l'inizio della tratta maggiormente urbanizzata del tracciato, a margine della quale si trova l'Ospedale di San Martino con i sondaggi S2D ed S5D. E' questa un'area piuttosto nota a Genova in ambito strettamente geologico in quanto una fossa tettonica (graben), avente forma allungata in direzione circa ortogonale al tracciato, interrompe la monotonia del Flysch di Monte Antola. Tale graben, una struttura di collasso tettonico probabilmente delimitata da faglie, è stato sede nel Pliocene di una sedimentazione spiccatamente marina con deposizione delle Argille di Ortovero.
Scopo primo dei sondaggi qui eseguiti era quello di determinare lo spessore delle argille, ovvero determinare la profondità del sottostante FMA. Il primo sondaggio eseguito in ordine di tempo, l'S2D, ubicato in prossimità del limite del graben e quindi in una zona ritenuta di possibile disturbo tettonico, oltre ad un cappello superficiale di materiali di riporto ha riscontrato le Argille di Ortovero le quali però, già a partire dalla profondità di 12 m da p.c., lasciano spazio al sottostante Flysch. Le carote estratte evidenziano elevati valori medi dell'RQD (75-80%), indice di uno stato di fratturazione modesto.

Nell'ambito di competenza della galleria il valore dell'RQD può essere considerato, cautelativamente, nell'intervallo compreso fra il 50 ed il 75%.
Nel complesso i livelli di breccia sono occasionali se non episodici ed hanno spessore al massimo decimetrico.
Per integrare le informazioni fornite dal sondaggio S2D in questa stessa area è stato ubicato il sondaggio S5D. In questo caso al di sotto di materiale di riporto sono state localizzate le Argille di Ortovero sino alla profondità di circa 34 m da piano campagna. Ad esse seguono frequenti orizzonti metrici di brecce costituite da frammenti calcarei in matrice argillo limosa, poggianti su livelli calcarei mediamente fratturati. Con il progredire della profondità gli episodi di breccia divengono meno potenti (pur permanendo lungo tutto lo sviluppo del sondaggio) sostituendo la matrice argillo limosa con sabbia e limo.
Si ritiene che il sondaggio in argomento attraversi il piano di contatto fra argille e calcari restando comunque in prossimità della scarpata che, durante la sedimentazione, ha garantito un apporto di materiale calcareo alla sedimentazione.
Confrontando i dati sopra elencati con quelli relativi ai sondaggi ITALSTRADE del 1989 denominati SF5 (interamente compreso nel FMA) ed SF6 (interamente in argille) posizionati più ad ovest, si ritiene che lo spessore delle Argille di Ortovero possa essere più elevato in direzione della stazione di Brignole, e diminuisca progressivamente verso la zona dell'Ospedale, e quindi nelle aree di competenza progettuale.
Il profilo di progetto mostra come le argille che riempiono la fossa tettonica non si spingono sino alla galleria, che permane quindi all'interno del FMA. In ogni caso la presenza di possibili faglie parallele e fra loro convergenti, in profondità, lascia ipotizzare che la porzione di ammasso compresa fra le pk 2.100 – 2.400 circa possa essere caratterizzata da elevato grado di fratturazione. Ciò indipendentemente dai riscontri di superficie e del sondaggio S2D, e coerentemente con il sondaggio S5D dove l'RQD medio è del 35%, il valore più basso fra tutte le perforazioni eseguite nel 2005 in seno al FMA.

Da qui verso valle il profilo topografico degrada dolcemente ma con una certa regolarità sino a Via Borselli, e le coperture divengono progressivamente più modeste. Le informazioni disponibili derivano, oltre che dai sondaggi e dai riscontri di campagna, dai rilievi effettuati in corso d'opera durante lo scavo della galleria del Fereggiano fra l'imbocco e la progressiva 909 m circa. Il sondaggio S1D è stato eseguito all'interno del perimetro del Forte all'altezza della progressiva 1.500. La perforazione si sviluppa interamente nel FMA con buoni valori medi dell'RQD (75%) interrotti da locali livelli di breccia di spessore decimetrico. Nella tratta di competenza della galleria l'RQD può essere considerato nell'intervallo compreso fra 50-75%.

I sondaggi pregressi in quest'area sono rappresentati da 171/S1 e da 171/S2, con valori dell'RQD rispettivamente del 70 e 23% . Sono sondaggi profondi solo 8,00 m, quindi di scarso valore in quanto rappresentativi più che altro dei livelli superficiali alterati e decompressi, ma possono da un lato confermare la buona qualità del materiale, e dall'altro rimarcare la possibile e repentina variabilità dello stato di fratturazione.
Procedendo verso mare le coperture continuano a diminuire sino a raggiungere valori medi intorno a 20 m. All'altezza di Via Gobetti è ubicato il sondaggio SF8 del Fereggiano, che si sviluppa interamente nel FMA con un RQD medio del 70%. Ad esso si contrappone il sondaggio 4277/S5 (profondo 12 m) con un RQD medio del 20%, in posizione però disassata rispetto al tracciato di progetto.

Superato Corso Italia il versante degrada rapidamente sino ad una quota media di 2-3 m.s.l.m. I rilievi effettuati durante lo scavo della galleria del Fereggiano segnalano la presenza di bancate calcareo marnose praticamente sin dall'inizio dell'opera. Depositi di spiaggia o materiale di riporto sono limitati alla zona di attraversamento di Corso Italia, quindi ai primi 30 – 40 m della galleria.

In corrispondenza della spiaggia i sondaggi SF9 ed SF10 del Fereggiano, oltre alle traverse sismiche recentemente eseguite, riportano la presenza del FMA alla profondità di 6 - 8 m da p.c., soggiacente depositi ghiaioso sabbiosi probabilmente, almeno in parte, riportati a seguito di lavori di ripascimento. Qui il valore medio dell'RQD è più modesto e compreso fra il 30 – 40%.
Sempre nella zona antistante lo sbocco della galleria le indagini sismiche hanno segnalato la presenza di possibili strutture in cls sepolte, probabilmente riconducibili all'opera di restituzione a mare realizzata da ITALSTRADE nel 1989.

Per quanto attiene il profilo geomeccanico in corrispondenza delle gallerie di collegamento e delle opere di presa dei Rii Rovare e Noce, i dati disponibili non indicano variazioni apprezzabili rispetto al profilo della galleria principale nelle stesse tratte. Tali opere saranno pertanto impostate interamente nel FMA, salvo una modesta e locale copertura di materiale di riporto in corrispondenza delle opere di presa. Unica particolarità riguarda il Rio Noce ove i rilievi ed i sondaggi disponibili, (SA1, SA2, SA3, SA4, SA5), realizzati per conto dell'AMGA, hanno riscontrato le Argille di Ortovero ed il margine della faglia che segna il limite meridionale del graben di Terralba. Pertanto l'opera di presa ed il relativo pozzo di collegamento saranno impostati in una zona di contatto stratigrafico/tettonico caratterizzata da una intima mescolanza fra Argille di Ortovero e FMA; in particolare sarà presente materiale argilloso misto a pietrisco e

frammenti calcarei sino alla profondità di 18 m; verso il basso gli elementi lapidei saranno progressivamente più frequenti sino ad essere anche predominanti. Al di sotto sarà presente il FMA, esteso lungo tutto lo sviluppo della galleria, con uno stato di fratturazione modesto, localmente elevato sulla verticale dell'opera di presa compatibilmente con la presenza della faglia sopra descritta.

Per quanto esposto si evince come la maggior parte della galleria del Fereggiano, nonché le gallerie di servizio e di collegamento, sarà impostata nel FMA. Tale litotipo in tutti i sondaggi si dimostra costituito da prevalenti bancate calcaree o calcareo marnose. Gli strati prettamente marnosi nei tratti indagati si dimostrano poco diffusi e di spessore modesto, così come anche le argilliti, generalmente confinate in straterelli di spessore decimetrico molto fratturati o con struttura brecciata.
Per quanto riguarda la differenza riscontrata nei valori dell'RQD fra sondaggi vicini va segnalato come le indagini pregresse siano spesso riferite a perforazioni di modesta profondità (8 – 10 – 15 m) dov'è verosimile riscontare materiale più fratturato, mentre le indagini recentemente eseguite hanno profondità decisamente più significative (70 – 90 m). Va comunque sottolineata l'elevata variabilità, estesa sia in senso verticale che laterale, dello stato di fratturazione della roccia compatibile con le complesse vicende orogeniche che hanno coinvolto il materiale in periodi diversi.
Dall'esame delle carote sono evidenti almeno due (ma probabilmente sono di più) fasi fessurative distinte. La più antica si manifesta con frequenti fratture ampie (sino ad 1 cm) completamente suturate, sigillate da calcite e, per questo, molto evidenti. Una fase più recente si segnala per la presenza di fessure generalmente con superfici ondulate, lisce, poco o per nulla alterate, chiuse o accostate, raramente con riempimento coesivo. Tali sistemi sono subverticali o fortemente inclinati, a 45° o, più raramente, suborizzontali . La stratificazione, generalmente poco evidente in affioramento, è ben intuibile dalle carote le quali tendono spesso a dividersi in corrispondenza dei piani di strato.

Le Argilliti di Montoggio nella tratta indagata sono fortemente disturbate e tettonizzate; solo localmente sono rappresentate da argilliti compatte, a chiara consistenza litoide, di colore scuro sin quasi a nero. Più spesso sono costituite da argilliti con struttura fittamente scagliettata che si frantumano con estrema facilità con le mani; sono altresì talvolta argillificate ed a consistenza terrosa. Le fessure sono da accostate a leggermente aperte, spesso con riempimento limo argilloso.
Non si prevede l'attraversamento della galleria in questo litotipo. Limitati affioramenti di AM sono riscontrabili ad est della galleria fra le progressive 1.500 – 1.900.

Le Argille di Ortovero sono argille marnose con anche sabbie, di colore marrone negli strati superficiali e grigio in profondità. Si dimostrano, ad eccezione degli strati più superficiali, ben consistenti e sovra consolidate, tanto che gli SPT vanno a rifiuto già dalla profondità di 6 m da p.c.

6.1 La galleria esistente del Fereggiano

Il progetto del deviatore del Torrente Fereggiano è stato redatto da ITALSTRADE S.p.A. nel febbraio 1989.
La galleria principale, che secondo progetto avrebbe dovuto intercettare durante il suo corso anche le portate dei Rii S. Martino, Noce e Rovare, ha diametro interno pari a 5,20 m ed una lunghezza prevista di circa 3.400 m. L'opera di presa era posizionata all'altezza di via Ammarengo, mentre lo sbocco a mare è in Corso Italia all'altezza dei bagni Benvenuto - Squash.
I lavori sono stati consegnati in data 17 luglio 1991. La relativa ultimazione era prevista il 15 maggio 1992. Gli scavi in sotterraneo sono iniziati nel novembre 1991, e si sono protratti con regolarità fino all'inizio di giugno 1992.
In data 05 giugno 1992 il finanziamento del 1° stralcio si è esaurito senza che fosse disponibile il finanziamento per il secondo. In data 17 giugno è stata ordinata la sospensione dei lavori disponendo contestualmente la messa in sicurezza del cantiere e dell'opera. La progressiva di scavo della galleria a tale data era di m. 909,40.
I lavori non sono più ripresi e la progressiva del fronte di scavo è rimasta ad oggi immutata.
Con Delibera del Commissario Straordinario n° 1243 del 29.09.1993 è stata revocata all'appaltatore la Concessione per i lavori.

La parte di galleria eseguita è interamente rivestita e risulta collaudata. Specifici certificati di collaudo sono disponibili per l'opera e per i rivestimenti in calcestruzzo.
Nel corso dei sopralluoghi e dei rilievi effettuati si è verificato come le caratteristiche dell'opera siano conformi agli elaborati progettuali.

Dalla documentazione contabile (SAL) visionata risultano eseguiti e liquidati i seguenti lavori:

- scavo in galleria dalla pk 17.50 alla pk 107,83 (estensione 90,33 m) secondo la sezione tipo 1;
- scavo in galleria dalla pk 107,83 alla pk 909,40 (estensione 801,57m) secondo la sezione tipo 2;
- opere di restituzione a mare e scogliera;

Fra pk 0,00 e pk 17.50 sono presenti le arcate di Corso Italia il cui attraversamento è avvenuto non in scavo.
La sezione tipo 1 (figura 6.1), scavata con fresa ad attacco puntuale, spritz beton e centine metalliche, è a geometria policentrica con larghezza alla base 6,00 m e altezza al culmine 6,00 m. Nei primi 40 m sono stati messi in opera consolidamenti preventivi mediante infilaggi metallici e VTR al fronte.

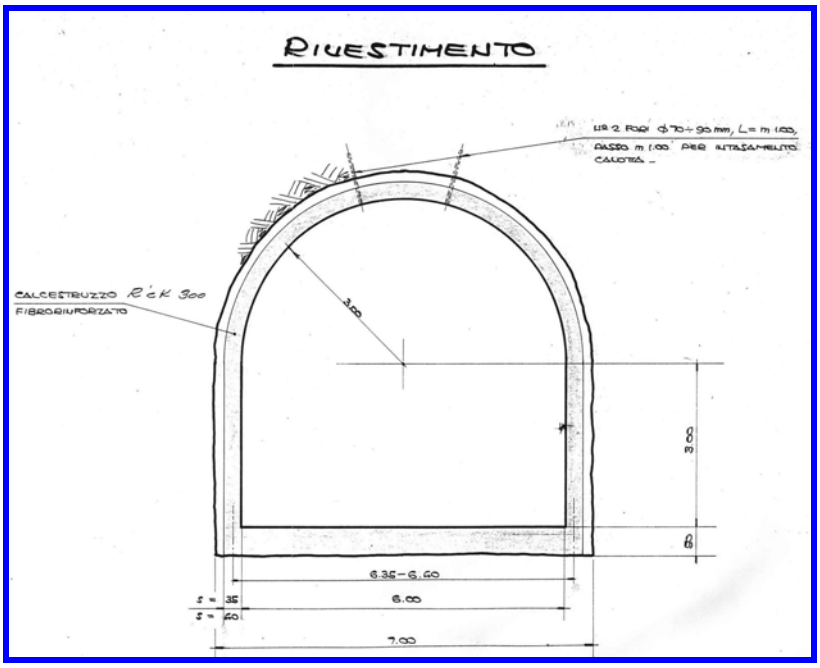


Figura 6.1. Galleria esistente del Fereggiano. Sezione 1 da pk 17,50 a pk 107,83

La sezione tipo 2 (figura 6.2), scavata con fresa "full face" e posa di un concio in c.a., è circolare con diametro interno 5,20 m. L'avanzamento è avvenuto prevalentemente con spritz beton fibrorinforzato, chiodi radiali o centine metalliche.
Per maggiori dettagli sull'opera esistente e sulle caratteristiche dei materiali si rimanda alla specifica relazione contenente, fra gli altri, le risultanze delle indagini in sito e di laboratorio eseguite nell'estate 2013.

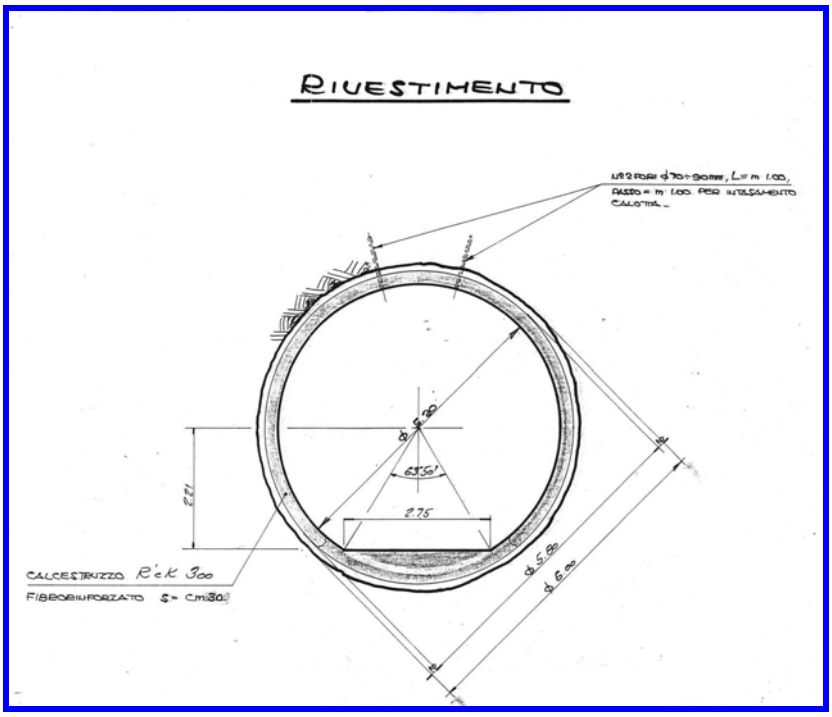


Figura 6.2. Galleria esistente del Fereggiano. Sezione 2 da pk 107,83 a pk 909,40

Dalla documentazione di progetto, e dal confronto fra questa ed i rilievi condotti in sito ed al fronte di scavo in fase di avanzamento, si evince un inquadramento geologico generale che risulta in accordo con quanto emerso dalla campagna d'indagine del 2005.
La parte scavata è interamente nel Flysch di Monte Antola variamente fratturato, ad esclusione di un breve tratto compreso fra l'imbocco e il "sottoattraversamento" di Corso Italia (lunghezza circa 35 m) che rimane in depositi di spiaggia e/o materiale di riporto.
Dal profilo geologico ITALSTRADE si evince come l'intera galleria fosse prevista entro al Flysch di Monte Antola, con l'eccezione di un settore lungo circa 350 m posto in corrispondenza dell'ospedale San Martino, dove l'attraversamento di una struttura tettonica ribassata (Graben di Terralba) portava lo scavo nella formazione delle Argille di Ortovero poste al tetto dello stesso Flysch.
Dal punto di vista idrogeologico in fase di scavo è stato riscontrato un generalizzato e diffuso stillicidio, a tratti anche intenso, in assenza di venute concentrate significative.
In tale contesto l'avanzamento, tolte le tratte in zona d'imbocco, è avvenuto prevalentemente con l'ausilio di spritz beton fibrorinforzato e chiodi, e/o centine radiali.

6.2 RMR e GSI

Partendo dal profilo geologico sulla base dei rilievi geostrutturali di superficie, dei rilievi sulle discontinuità nelle carote di sondaggio, delle prove di laboratorio e delle condizioni idrogeologiche illustrate nella relazione idrogeologica, si è provveduto a classifi-

care e caratterizzare l'ammasso roccioso lungo l'asse della galleria. In particolare si è fatto riferimento al sistema Rock Mass Rating System (da cui la sigla RMR) che rappresenta probabilmente il metodo classificativo attualmente più utilizzato e di maggior semplicità ed efficacia. Fu sviluppato da BIENIAWSKI a partire dagli anni 1972 – 1973, e successivamente modificato in funzione della disponibilità di dati provenienti da "case histories" conformi agli standard e procedure internazionali. La sua semplicità d'uso e versatilità ne hanno permesso l'applicazione a tutte le opere in sotterraneo.
Il sistema RMR è basato sul rilievo di sei parametri, a seguito riassunti, a cui corrispondono altrettanti indici:

R1 – funzione della resistenza a compressione monoassiale o del Point Load Index (indice Is);
R2 – funzione dell'RQD (Rock Quality Designation) misurato nel corso dei sondaggi;
R3 – funzione della spaziatura delle discontinuità;
R4 – funzione delle condizioni delle discontinuità (forma, scabrezza, alterazione, apertura, tipo di riempimento);
R5 – funzione delle condizioni idrogeologiche (previsione di afflusso d'acqua in galleria);
R6 – funzione di un fattore correttivo in relazione all'orientazione dei giunti rispetto all'asse della galleria.

A ciascun parametro è assegnato un punteggio (rating) la cui somma definisce l'indice RMR, che permette di suddividere gli ammassi in 5 classi qualitative nell'ambito di un "range" di variabilità di 20 punti cadauna.

In particolare è possibile individuare i seguenti RMR:

$$RMR_{89} = R1 + R2 + R3 + R4 + (R5 = 15)$$
$$RMR_{base} \text{ (o BRMR)} = R1 + R2 + R3 + R4 + R5$$
$$RMR_{corr.} = R1 + R2 + R3 + R4 + R5 + R6$$

Sulla base del valore di $RMR_{\mathbf{corr}}$ e della relativa classe di appartenenza l'autore, tramite specifiche tabelle, fornisce un giudizio sulla qualità dell'ammasso, un range di parametri di resistenza e deformabilità, un giudizio sulle difficoltà di scavo, il tipo di rivestimento ritenuto più idoneo ed una stima dei tempi di autosostentamento in funzione dello sfondo previsto.

Mediante l'$RMR_{base,}$ ed utilizzando formule proposte da diversi autori, è possibile giungere ad una valutazione dei parametri di resistenza dell'ammasso; è comunque possibile usare anche in questo caso l'RMR_{corr} ottenendo però in tal modo valori maggiormente cautelativi.

Per quantificare le caratteristiche meccaniche di un ammasso roccioso è stato proposto da Hoek (1994), Hoek, Kaiser and Bawden (1995), Hoek and Brown (1997) e Hoek, Marinos e Benissi (1998) il concetto di GSI. Questo parametro può essere ricavato qualitativamente dalla descrizione geologica della struttura mediante specifiche tabelle, dalle condizioni delle superfici di discontinuità, dai dati ricavati nel corso dei sondaggi, da letteratura, numericamente dalla classificazione di Bieniawsky o attraverso il Q-system di Barton.
L'indice GSI, definito da un numero puro variabile da 0 a 100, fornisce una valutazione della resistenza di un ammasso roccioso in funzione dei gradi di libertà dei singoli blocchi costituenti delimitati da discontinuità (stratigrafiche o tettoniche), nonché dalla possibilità di questi di ruotare o scivolare. Questo dipende, chiaramente, dal numero, posizione, forma, rugosità e riempimento delle stesse discontinuità.
In breve il GSI stima la riduzione della resistenza al passaggio da roccia intatta ad ammasso roccioso.
Più opportunamente, e con particolare riferimento al caso in studio, il GSI è ricavato dalla seguente relazione, consigliata per valori di RMR89 $\geq$23:

$$GSI = RMR_{89}\text{-}5.$$

Operando in questo modo ogni tratta omogenea discretizzata lungo il profilo è caratterizzata da un valore dell'indice RMR_{89} e GSI specificamente calcolato sulla base dei dati ricavati nel corso dell'indagine.

Valutando le previste condizioni idrauliche in galleria e le opportune correzioni relative all'orientazione delle discontinuità in funzione dei rilievi strutturali sulle stazioni e sulle carote e della presunta direzione di avanzamento degli scavi, si è giunti alla determinazione dell'RMR (o RMR_{corr}) previsto per ogni tratta omogenea.

La tabella 6.2 riassume l'estensione ed i limiti di ciascuna tratta con i rispettivi valori di RMR_{89}, di GSI, BRMR e $RMR_{corr.}$

PROGRESSIVA (m)	RIF. SONDAGGI	LITOLOGIA	RMR89 (1)	GSI	RMR base	RMR corretto	Classe Bieniawsky
0-909	(2)	FMA	45	40	37	32	IV
650-2097	S1D	FMA	50	45	42	40	IV
2097-2137	S5D	faglia in FMA	37	32	26	24	IV-V
2137-2304	S2D	FMA	52	47	41	36	IV
2324-2364	S5D	faglia in FMA	37	32	26	24	IV-V
2364-3069	S3D	FMA	50	45	42	40	IV-III
3069-3129	S4D	Faglia in FMA	37	32	26	24	IV-V
3129-3717	S4D	FMA	56	51	48	46	III

NOTE
(1) rating 15 del parametro R5 per il calcolo del GSI
(2) dati ricavati sulla base dei sondaggi SF8-SF9 - SF10 e dai rilievi sulla galleria del Ferreggiano (1993)

Tabella 6.2. Suddivisione del profilo in tratte omogenee e calcolo dei parametri RMR e GSI

6.3 Superficie piezometrica

Attraverso le informazioni ricavate dai piezometri messi in opera durante la campagna geognostica eseguita nel 2005, integrati e confrontati con i rilievi ricavati dall'insieme delle indagini pregresse, è stato tracciato il profilo piezometrico lungo lo sviluppo della galleria. Rimandando alla relazione idrogeologica per maggiori dettagli ed una più ampia trattazione del problema, in profilo è evidente come la maggior parte dei sondaggi denunci una presenza idrica a modesta profondità dal piano campagna. Fa eccezione solo il tratto terminale dell'opera, dal Forte di San Martino a mare, dove la piezometrica si abbassa relativamente così come segnalato dal sondaggio S1D.

In linea generale la superficie piezometrica segue il profilo topografico in modo tale che, specialmente nelle tratte a maggior copertura, il battente idraulico previsto in galleria diviene significativo.

Il Flysch di Monte Antola si presenta come un materiale caratterizzato da una permeabilità per fratturazione generalmente modesta a piccola scala, relativamente elevata a grande scala. Lo stato di fratturazione è molto variabile da luogo a luogo anche lungo la stessa verticale d'indagine, mentre la presenza d'intercalazioni argillitiche continue rappresenta un ulteriore elemento di disomogeneità ed indeterminazione. In ogni caso dalle verifiche condotte e dai riscontri sulla parte di galleria già scavata si evince come la permeabilità della roccia sia tale da determinare in fase di scavo, normalmente, condizioni di stillicidio diffuso, generalizzato e spesso intenso. Venute concentrate più sensibili sono da attendersi nelle zone a maggior grado di fratturazione (faglie), localmente in presenza di fessure aperte, nonché nella tratta oltre la progressiva 2.500 m, dove i sondaggi S3D ed S4D hanno riscontrato una falda in pressione.

Le prove in sito condotte evidenziano altresì come il materiale sia iniettabile; iniezioni di impermeabilizzazione e/o di consolidamento si dimostrano in grado di ridurre il coefficiente di permeabilità, ove e se necessario, di almeno un ordine di grandezza.

7. CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA

Per la parametrizzazione degli ammassi rocciosi si fa riferimento all'insieme dei dati raccolti durante la campagna geognostica eseguita nel gennaio – agosto 2005. In particolare le informazioni disponibili derivano da un'analisi interpretativa del quadro d'informazioni costituito da:

- relazione geologica, relazione idrogeologica e relazione gomorfologica;
- profilo geologico e profilo geomeccanico;
- stratigrafie dei sondaggi;
- rilievi geostrutturali su affioramenti in superficie;
- rilievi geostrutturali sulle carote dei sondaggi;
- prove di laboratorio;
- analisi chimico mineralogiche;
- prove tipo point load su campioni prelevati nel corso dei sondaggi,
- prove tipo point load su campioni prelevati in affioramento;
- prove in situ (dilatometriche, Lugeon, down hole);

Lungo il tracciato della galleria s'individuano le seguenti formazioni rocciose:

1 Flysch di Monte Antola (FMA),
2 Argilliti di Montoggio (AM)

Alle estremità della galleria il profilo geologico riporta inoltre la presenza di depositi di spiaggia (opera di restituzione a mare), mentre fra le progressive 2.100 – 2.400 affiorano le Argille di Ortovero.

Lo stato tensionale originario degli ammassi rocciosi è stato considerato variabile linearmente con la profondità secondo la nota espressione $\sigma_v = \gamma * h$.

Relativamente alla scelta del modello costitutivo idealizzato, nella presente trattazione si è assunto che il comportamento meccanico degli ammassi rocciosi sia rappresentabile attraverso la schematizzazione di continuo equivalente isotropo elastoplastico. Il comportamento dell'ammasso in campo elastico è quindi definito da due parametri di deformabilità: il coefficiente di Poisson ed il modulo di Young.
Per quanto riguarda il comportamento a rottura si è adottato un modello strain softening "idealmente fragile", con immediata riduzione della resistenza al valore residuo una volta raggiunta la condizione di rottura.

Si è ipotizzato infine che le deformazioni plastiche che si accompagnano alla rottura producano un aumento di volume irreversibile nella roccia (dilatanza), regolato dall'esistenza di un potenziale plastico con forma simile a quella della superficie di rottura.

Per la stima della resistenza dell'ammasso roccioso si fa riferimento al criterio di resistenza di Hoek e Brown, mediante il quale s'interpolano i risultati delle prove di laboratorio (resistenze di picco).
La resistenza di picco del materiale roccioso è espressa dall'equazione:

$$[1] \qquad s_1 = s_3 + (m_i s_{ci} s_3 + s_{ci}^2)^{0.5}$$

dove s_1 e s_3 :sono rispettivamente la tensione principale efficace massima e minima adottando la convenzione propria della meccanica delle rocce di considerare positive le tensioni normali compressive.
Lo sforzo s_{ci} rappresenta la resistenza a compressione monoassiale del materiale roccioso intatto, mentre m_i è il parametro di resistenza adimensionale del materiale roccioso intatto; entrambi sono determinabili attraverso l'interpretazione delle prove di laboratorio ed, in particolare, prove di compressione monoassiale, triassiale e prove di trazione. Disponendo infatti dei risultati di "n" prove, ovvero di "n" coppie di valori s_1 e s_3 si può scrivere un equivalente numero di equazioni [1] e ricavare, attraverso un'analisi di regressione, le due incognite m_i e $s_{ci.}$

I criteri di ammasso sono derivati da quello del corrispondente materiale roccioso "scalando" i parametri del materiale intatto attraverso l'indice GSI [E.Hoek. *Strength of Rock and Rock Masses*. ISRM News Journal, Vol. 2, N. 2, 1995]:

La resistenza di picco e residua dell'ammasso roccioso viene definita dalle equazioni:

resistenza di picco: $s_1 = s_3 + s_{ci} (m_{picco} s_3 / s_{ci} + s_{picco})^a$
resistenza residua: $s_1 = s_3 + s_{ci} (m_{residuo} s_3 / s_{ci} + s_{residuo})^a$

con:

$m_{picco} = m_i \exp [(GSI - 100) / (29 - 14D)]$
$s_{picco} = \exp [(GSI - 100) / (9 - 3D)]$
$a = 0.5 + (1/6) [\exp (-GSI/15) - \exp (-20/3)]$

dove i parametri di resistenza residua vengono valutati con le soluzioni proposte da Ribacchi:

$m_{residuo} = 0.7\ m_{picco}$

$s_{residuo} = 0.04\ s_{picco}$

Il parametro D tiene conto del danneggiamento della roccia dovuto all'azione di scavo; si assume convenzionalmente D = 0 per scavo realizzato con sistema meccanizzato o comunque con minimo (o nullo) disturbo al contorno, mentre D = 0.8 per scavo in rocce dure con scarso controllo del profilo e grado di disturbo severo esteso per 2 – 3 m esternamente al profilo stesso [E.Hoek, C. Carranza-Torres, B. Corkum. *Hoek and Bown Failure Criterion – 2002 edition*. RockScience RockLab V. 1.0 – User Guide].

Per ottenere parametri di resistenza d'ammasso di più immediata e facile interpretazione le curve di resistenza di Hoek e Brown sono state linearizzate sistematicamente determinando, sia per le condizioni di picco che residue, l'angolo di attrito relativo al segmento intermedio della curva linearizzata indicato rispettivamente con Φ_p e Φ_r. Con lo stesso intento è stato definito il parametro indice delle caratteristiche coesive dell'ammasso sia in condizioni di picco che residue

La resistenza a compressione monoassiale s_{ca} dell'ammasso roccioso è ottenuta imponendo la condizione $s_3 = 0$:

$s_{ca\ picco} = s_{ci}\ s_{picco}^{a}$

$s_{ca\ residuo} = s_{ci}\ s_{residuo}^{a}$

L'angolo di dilatanza può essere valutato secondo la relazione:
$\Psi = 0{,}4\ \Phi_r$

Per quanto attiene l'impostazione metodologica per la stima della deformabilità il coefficiente di Poisson può essere valutato tramite i risultati delle prove di laboratorio.

Per la determinazione delle caratteristiche di deformabilità dell'ammasso le prove di laboratorio e le prove dilatometriche in sito possono essere integrate ed affinate mediante l'uso di correlazioni empirico sperimentali internazionalmente riconosciute ed accettate. In questa sede vale la pena ricordare la correlazione di Serafim-Pereira (1983) nella forma corretta secondo le recenti indicazioni di Hoek [E.Hoek. *Prectical Rock Engineering*.

RockScience 2004] secondo cui il modulo di deformabilità a livello di ammasso E, espresso in MPa, è dato dalle equazioni:

$E = 1000\ (s_{ci}/100)^{0.5} \exp[(GSI - 10) / 40]$ per $s_{ci} <= 100$ MPa

$E = 1000 \exp[(GSI - 10) / 40]$ per $s_{ci} >= 100$ MPa

Proprio con riguardo alla deformabilità la tipologia correlativa acquista maggiore significato se ottenuta nell'ambito di una certa omogeneità litologica. In tale contesto M. Bringiotti (Guida al Tunnelling, edizione 1996) sulla base di scientifiche esperienze italiane rappresentate da litologie di tutti i generi ha proposto le seguenti correlazioni, valide per il modulo elastico (Ee) e per il modulo di deformabilità (Ed):

$Ee = (BRMR^{2.615})*0.451$ (MPa) (per carico perpendicolare alle discontinuità).
$Ee = (BRMR^{2.525})*0.913$ (MPa) (per carico parallelo alle discontinuità).
$Ed = (BRMR^{2.977})*0.067$ (MPa) (per carico perpendicolare alle discontinuità).
$Ed = (BRMR^{2.843})*0.183$ (MPa) (per carico parallelo alle discontinuità).

Per il caso in argomento, vista la spiccata variabilità dei valori ottenuta dalle prove dilatometriche in situ, peraltro confermata dalle prove di laboratorio su singoli campioni, stante la presenza di un materiale prevalentemente calcareo o calcareo marnoso caratterizzato da una certa eterogeneità, si ritiene opportuno fare riferimento all'espressione di seguito riportata e proposta da Berardi - Bellingeri (1998):

$$E = a * \exp^{(b * RMR)} (GPa)$$

dove "a" è un parametro espresso in GPa dipendente dalla classe di roccia, e "b" è un parametro adimensionale anch'esso dipendente dalla classe di roccia.
Considerando un rapporto fra il modulo di elasticità da prove di laboratorio (E_{lab}) e resistenza a compressione monoassiale basso, ovvero inferiore a 350, i parametri a e b valgono rispettivamente a= 0.746 GPa – b= 0.450. Considerando anche lo stato di sforzo in sito ($\sigma_0 < 8$ MPa) i valori divengono rispettivamente a= 0.671 MPa – b = 0.0441. Sostituendo all'equazione i valori di RMR attribuiti alle diverse tratte omogenee i risultati ottenuti si dimostrano sensibilmente, e correttamente, più cautelativi rispetto a quelli forniti da Serafim – Pereira, mentre sono equiparabili a quelli di Bringiotti nella condizione di carico perpendicolare alle discontinuità.

Per le Argilliti di Montoggio la formulazione di Berardi – Bellingeri non può essere ritenuta applicabile, così come la correlazione di Serafim – Pereira che fornisce, in questo caso, valori circa analoghi. Si ritiene pertanto di fare riferimento, cautelativamente, oltre all'esperienza pratica acquisita in terreni analoghi o assimilabili, alla correlazione proposta da Mehrotra, Mitra e Agrawal (1991) ove:

$$E = 10^{(RMR-30)/50} \text{ (GPa)}$$

E' interessante osservare come, anche in questo caso, i valori ottenuti siano comparabili con la correlazione di Bringiotti nella condizione di carico perpendicolare alle discontinuità.

Nelle tabelle a seguire sono riportati i parametri fondamentali per la caratterizzazione degli ammassi rocciosi riferibili al Flysch di Monte Antola ed alle Argilliti di Montoggio.

7.1 Flysch di Monte Antola

E' costituito, come dettagliatamente descritto nella relazione geologica, da un'alternanza di calcari marnosi, marne calcaree, marne argillose ed argilliti nerastre. Nelle aree indagate le facies calcareo marnose o marnoso calcaree sono prevalenti.
Lo spessore degli strati carbonatici è variabile da pochi decimetri ad alcuni metri; per gli altri litotipi si hanno spessori nell'ordine di 50 – 60 cm per i livelli più spiccatamente marnosi, e 10 – 20 cm per le argilliti.
Il grado di fratturazione è medio o medio basso, ma aumenta sensibilmente in prossimità delle zone di disturbo tettonico.
Il grado di alterazione della roccia è generalmente basso.
Le indagini che hanno interessato la formazione in argomento e già descritte nei capitoli precedenti sono le seguenti:

- sondaggi del 1995: S1D; S2D; S3D; S4D; S5D; S6D; S7D; S8D.
- sondaggi per il deviatore del Fereggiano: SF4; SF5; SF8; SF9; SF10.
- sondaggi per conto AMGA: SA3;
- sondaggi relativi ad altre indagini pregresse: 3012/S2; 3012/S3; 3092/S37; 3195/S3; 171/S1; 171/S2; 4277/S5;
- traverse sismiche: A – B;
- prove dilatometriche eseguite sui sondaggi: S1D; S2D; S3D; S4D; S5D; S8D;

- prove Lugeon eseguite sui sondaggi: SF4; SF5; SF6; SF8 del Ferreggiano e S1D; S2D; S3D; S8D del Bisagno;
- prove Down Hole eseguite sui sondaggi: S2D e S5D;
- rilievi su stazioni geostrutturali in superficie e sulle carote.

7.1.1. Risultati della parametrizzazione:

Il Flysch di Monte Antola è il litotipo nel quale si sviluppa la maggior parte delle opere in sotterraneo.

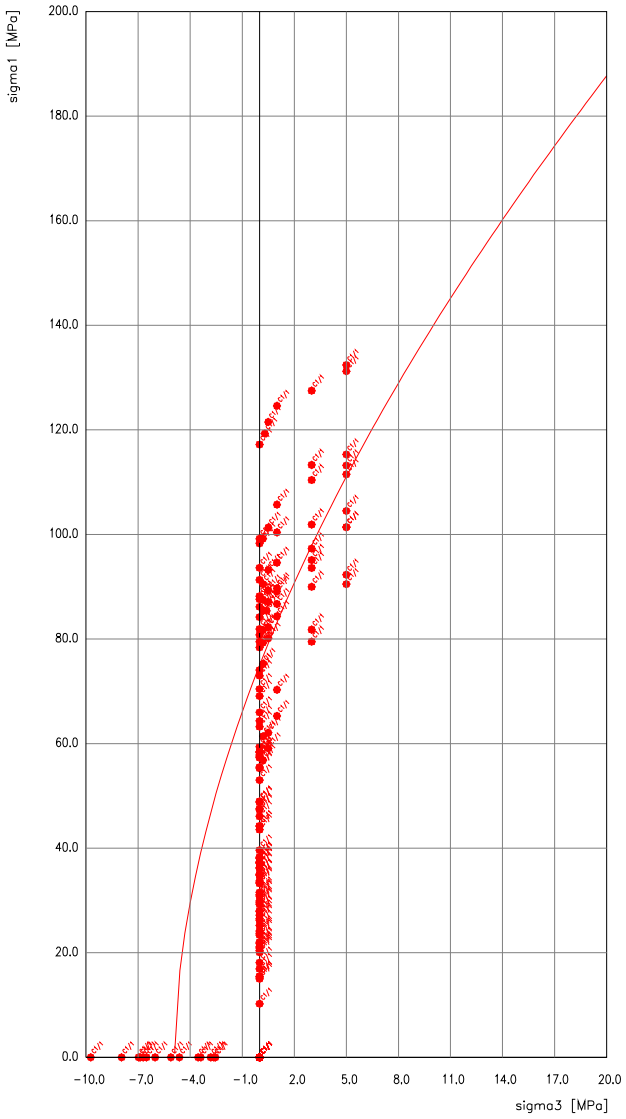
Sulla base dei dati disponibili ed elencati nei capitoli precedenti possono essere definite, per ciascuna delle tratte elencate nel profilo geomeccanico, le caratteristiche medie del materiale roccioso indicate in tabella 6.2.

Utilizzando i metodi e le procedure di calcolo riportati nell'appendice "A" allegata, e definendo i parametri m_i e s_{ci} in maniera sperimentale attraverso le coppie di valori s_1 – s_3 ottenuti dalle prove triassiali[1], sono stati definiti i parametri dell'ammasso roccioso indicati in tabella 7.1. In funzione di una possibile variabilità del parametro RMR e, quindi, GSI, si è voluto proporre un range di variabilità dei valori relativi ai parametri di Hoek – Brown nonché dell'angolo d'attrito e della coesione della roccia.

La figura 7.1 riporta i risultati delle prove di laboratorio su cui è stata tracciata la curva di resistenza della roccia intatta. In accordo con quanto proposto da Hoek e Marinos [Paul Marinos – Evert Hoek. Estimating the geotechnical proprietes of heterogeneus rock masses such as flysch. Bull. Eng Geol Env (2001)] la presenza di strati calcarei o calcareo marnosi con sottili intercalazioni argillitiche ha consigliato, nella determinazione dei valori di s_{ci} ed m_i, l'applicazione di un coefficiente di riduzione.

Nelle figure da 7.2 a 7.7 è definito l'inviluppo di rottura di picco e residuo secondo il criterio di Hoek e Brown, trasferito sul piano $\tau - \sigma_n$, ottenendo il criterio di rottura equivalente secondo Mohr-Culomb con definizione di c e ϕ. Questo è stato linearizzato, per essere usato nel calcolo della stabilità del cavo, con una bilatera definita dalla retta tangente all'origine e da quella tangente all'inviluppo appena prima dello sforzo verticale che corrisponde alla copertura definita per la tratta in studio.

[1] Il parametro m definisce l'inclinazione dell'inviluppo, s definisce le posizioni dell'inviluppo mentre la s_{ci} è definita dall'intercetta della curva con l'asse delle ordinate.



DATI SPERIMENTALI

resistenza a compressione monoassiale [MPa]:	46.93	+−	24.16
resistenza a compressione monoassiale (point load) [MPa]:	93.93	+−	48.32
resistenza a compressione monoassiale (schmidt-hammer) [MPa]:	19.30	+−	4.72
resistenza a trazione [MPa]:	−5.90	+−	2.90

PARAMETRI DELLA FUNZIONE INTERPOLANTE

resistenza a compressione monoassiale [MPa]:	75.00
parametro Mi del criterio di Hoek e Brown :	15.00

Figura 7.1. Flysch di Monte Antola. Curva di resistenza della roccia intatta.

VALUTAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DELL'AMMASSO ROCCIOSO CON LE TEORIE DI HOEK-BROWN E DI MOHR-COULOMB

INDICE RMR(89)	=	56	
INDICE DI BARTON Q'	=		
INDICE m_i	=	14	
TENSIONE DI ROTTURA A COMP. σ	=	8.400	t/m^2
TENSIONE LITOSTATICA	=	208,00	t/m^2
RAGGIO SCAVO GALLERIA	=		m
PARAMETRO DI DANNEGGIAMENTO	=	0	m

PARAMETRI DI PICCO ALL'ORIGINE

ANGOLO ϕ	=	64,05	°
COESIONE	=	63,59	t/m^2
SIGMA A ROTTURA COMP. AMMASSO σ_{gd}	=	552,12	t/m^2
SIGMA A ROTTURA TRAZ. AMMASSO σ_{tg}	=	-14,91	t/m^2
RAPPORTO σ_{tg}/σ_{gd}	=	0,027	

PARAMETRI DI PICCO ALLA COPERTURA DEFINITA

ANGOLO ϕ	=	54,89	°
COESIONE	=	107,98	t/m^2

PARAMETRI RESIDUI ALL'ORIGINE

ANGOLO ϕ	=	64,05	°
COESIONE	=	10,01	t/m^2
SIGMA A ROTTURA AMMASSO σ_{gd}	=	86,92	t/m^2

PARAMETRI RESIDUI ALLA COPERTURA DEFINITA

ANGOLO ϕ	=	54,16	°
COESIONE	=	64,78	t/m^2

GSI	=	51

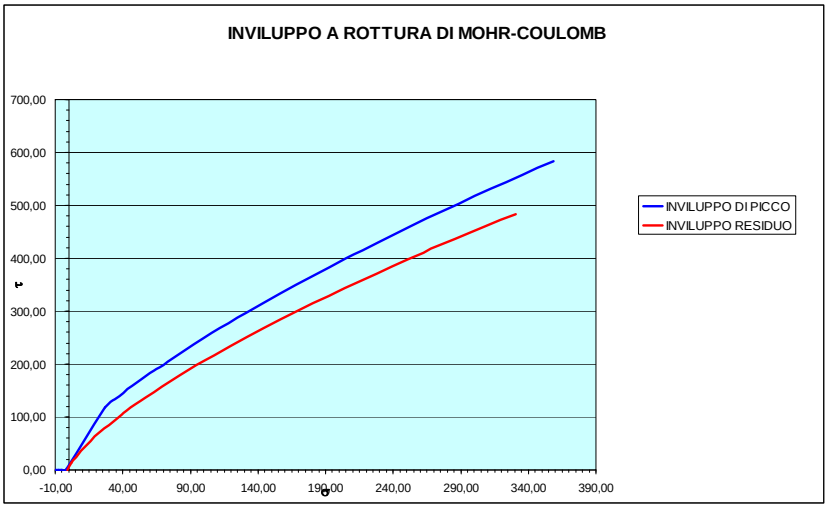


Figura 7.2 Flysch di Monte Antola. Tratta fra le progr. 3717 - 3129 m.

Copertura 80 m

VALUTAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DELL'AMMASSO ROCCIOSO CON LE TEORIE DI HOEK-BROWN E DI MOHR-COULOMB

INDICE RMR(89)	=	37	
INDICE DI BARTON Q'	=		
INDICE m_i	=	14	
TENSIONE DI ROTTURA A COMP. σ	=	8.400	t/m^2
TENSIONE LITOSTATICA	=	390,00	t/m^2
RAGGIO SCAVO GALLERIA	=		m
PARAMETRO DI DANNEGGIAMENTO	=	0	m

PARAMETRI DI PICCO ALL'ORIGINE

ANGOLO ϕ	=	67,14	°
COESIONE	=	19,34	t/m^2
SIGMA A ROTTURA COMP. AMMASSO σ_{gd}	=	192,14	t/m^2
SIGMA A ROTTURA TRAZ. AMMASSO σ_{tg}	=	-3,56	t/m^2
RAPPORTO σ_{tg}/σ_{gd}	=	0,019	

PARAMETRI DI PICCO ALLA COPERTURA DEFINITA

ANGOLO ϕ	=	44,42	°
COESIONE	=	114,80	t/m^2

PARAMETRI RESIDUI ALL'ORIGINE

ANGOLO ϕ	=	67,14	°
COESIONE	=	2,95	t/m^2
SIGMA A ROTTURA AMMASSO σ_{gd}	=	29,16	t/m^2

PARAMETRI RESIDUI ALLA COPERTURA DEFINITA

ANGOLO ϕ	=	41,65	°
COESIONE	=	98,00	t/m^2

GSI	=	32

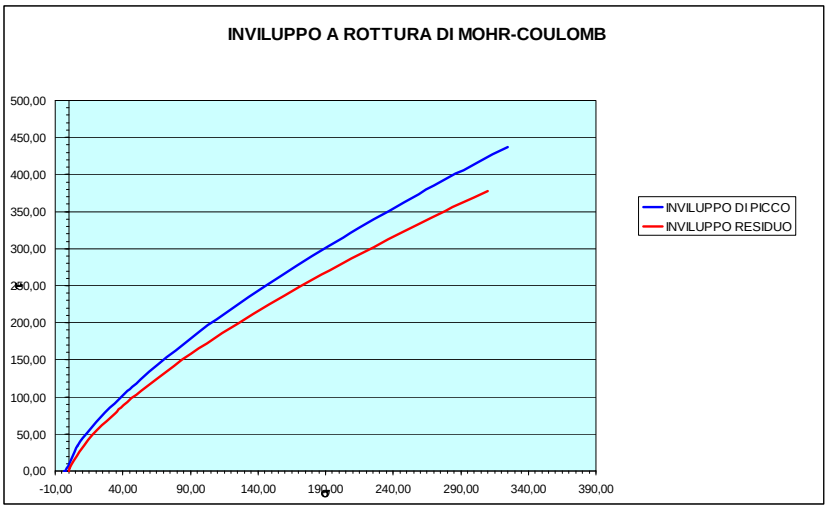


Figura 7.3 Flysch di Monte Antola. Tratta fra le progr. 3129 – 3069 m.

Copertura 150 m

VALUTAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DELL'AMMASSO ROCCIOSO CON LE TEORIE DI HOEK-BROWN E DI MOHR-COULOMB

INDICE RMR(89)	=	50	
INDICE DI BARTON Q'	=		
INDICE m_i	=	14	
TENSIONE DI ROTTURA A COMP. σ	=	8.400	t/m^2
TENSIONE LITOSTATICA	=	260,00	t/m^2
RAGGIO SCAVO GALLERIA	=		m
PARAMETRO DI DANNEGGIAMENTO	=	0	m

PARAMETRI DI PICCO ALL'ORIGINE

ANGOLO ϕ	=	65,20	°
COESIONE	=	43,47	t/m^2
SIGMA A ROTTURA COMP. AMMASSO σ_{gd}	=	395,61	t/m^2
SIGMA A ROTTURA TRAZ. AMMASSO σ_{tg}	=	-9,48	t/m^2
RAPPORTO σ_{tg}/σ_{gd}	=	0,024	

PARAMETRI DI PICCO ALLA COPERTURA DEFINITA

ANGOLO ϕ	=	51,51	°
COESIONE	=	107,78	t/m^2

PARAMETRI RESIDUI ALL'ORIGINE

ANGOLO ϕ	=	65,20	°
COESIONE	=	6,79	t/m^2
SIGMA A ROTTURA AMMASSO σ_{gd}	=	61,79	t/m^2

PARAMETRI RESIDUI ALLA COPERTURA DEFINITA

ANGOLO ϕ	=	49,66	°
COESIONE	=	79,10	t/m^2

GSI = 45

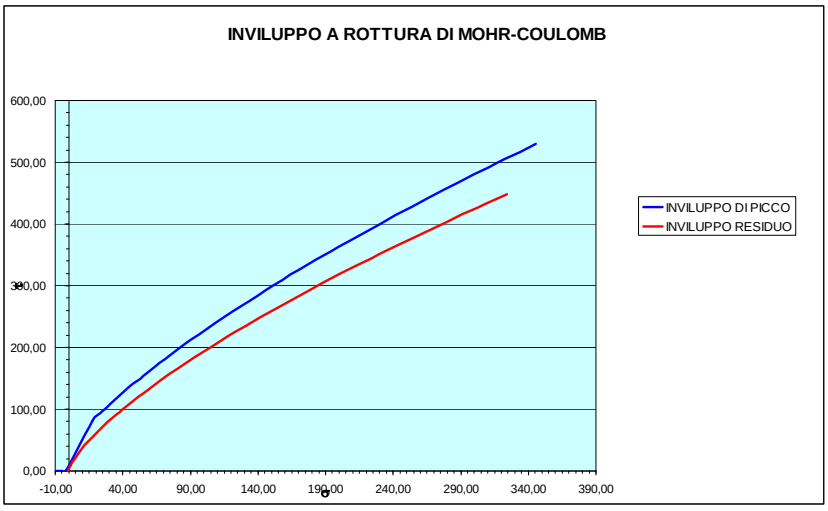


Figura 7.4 Flysch di Monte Antola. Tratta fra le progr. 3069 - 2364 m.

Copertura 100 m

VALUTAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DELL'AMMASSO ROCCIOSO CON LE TEORIE DI HOEK-BROWN E DI MOHR-COULOMB

INDICE RMR(89)	=	37	
INDICE DI BARTON Q'	=		
INDICE m_i	=	14	
TENSIONE DI ROTTURA A COMP. σ	=	8.400	t/m^2
TENSIONE LITOSTATICA	=	130,00	t/m^2
RAGGIO SCAVO GALLERIA	=		m
PARAMETRO DI DANNEGGIAMENTO	=	0	m

PARAMETRI DI PICCO ALL'ORIGINE

ANGOLO ϕ	=	67,14	°
COESIONE	=	19,34	t/m^2
SIGMA A ROTTURA COMP. AMMASSO σ_{gd}	=	192,14	t/m^2
SIGMA A ROTTURA TRAZ. AMMASSO σ_{tg}	=	-3,56	t/m^2
RAPPORTO σ_{tg}/σ_{gd}	=	0,019	

PARAMETRI DI PICCO ALLA COPERTURA DEFINITA

ANGOLO ϕ	=	53,22	°
COESIONE	=	56,48	t/m^2

PARAMETRI RESIDUI ALL'ORIGINE

ANGOLO ϕ	=	67,14	°
COESIONE	=	2,95	t/m^2
SIGMA A ROTTURA AMMASSO σ_{gd}	=	29,16	t/m^2

PARAMETRI RESIDUI ALLA COPERTURA DEFINITA

ANGOLO ϕ	=	51,15	°
COESIONE	=	43,88	t/m^2

GSI	=	32

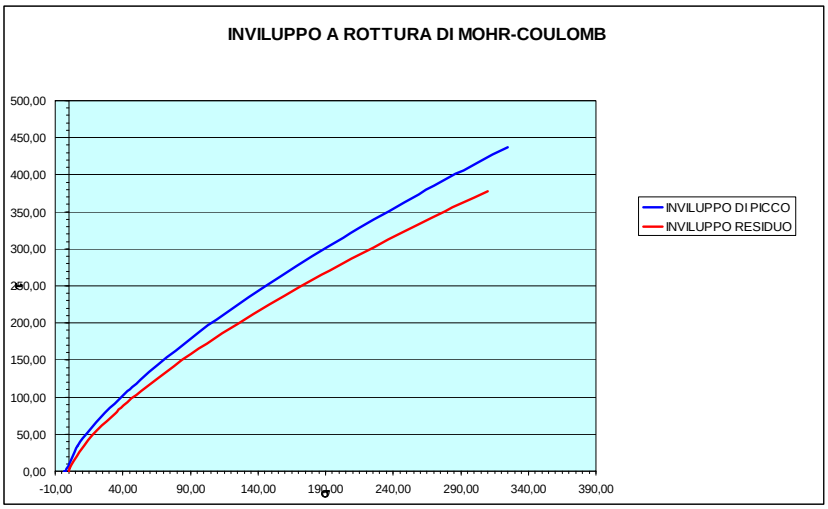


Figura 7.5 Flysch di Monte Antola. Tratta fra le progr. 2364 – 2324 m e 2097 – 2137 m. Copertura 50 m

VALUTAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DELL'AMMASSO ROCCIOSO CON LE TEORIE DI HOEK-BROWN E DI MOHR-COULOMB

INDICE RMR(89)	=	52	
INDICE DI BARTON Q'	=		
INDICE m_i	=	14	
TENSIONE DI ROTTURA A COMP. σ	=	8.400	t/m^2
TENSIONE LITOSTATICA	=	117,00	t/m^2
RAGGIO SCAVO GALLERIA	=		m
PARAMETRO DI DANNEGGIAMENTO	=	0	m

PARAMETRI DI PICCO ALL'ORIGINE

ANGOLO ϕ	=	64,83	°
COESIONE	=	49,32	t/m^2
SIGMA A ROTTURA COMP. AMMASSO σ_{gd}	=	442,10	t/m^2
SIGMA A ROTTURA TRAZ. AMMASSO σ_{tg}	=	-11,03	t/m^2
RAPPORTO σ_{tg}/σ_{gd}	=	0,025	

PARAMETRI DI PICCO ALLA COPERTURA DEFINITA

ANGOLO ϕ	=	58,06	°
COESIONE	=	72,60	t/m^2

PARAMETRI RESIDUI ALL'ORIGINE

ANGOLO ϕ	=	64,83	°
COESIONE	=	7,73	t/m^2
SIGMA A ROTTURA AMMASSO σ_{gd}	=	69,25	t/m^2

PARAMETRI RESIDUI ALLA COPERTURA DEFINITA

ANGOLO ϕ	=	58,06	°
COESIONE	=	38,32	t/m^2

GSI	=	47

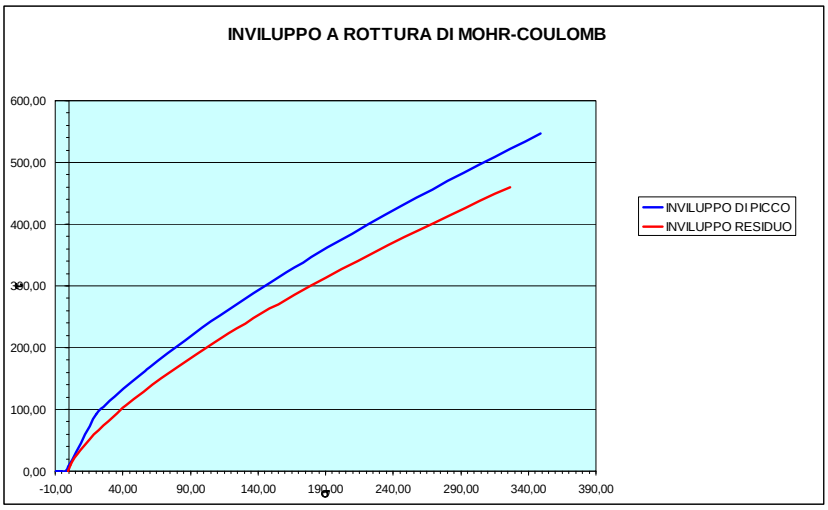


Figura 7.6 Flysch di Monte Antola. Tratta fra le progr. 2137 - 2324 m.

Copertura 45 m

VALUTAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DELL'AMMASSO ROCCIOSO CON LE TEORIE DI HOEK-BROWN E DI MOHR-COULOMB

INDICE RMR(89)	=	50	
INDICE DI BARTON Q'	=		
INDICE m_i	=	14	
TENSIONE DI ROTTURA A COMP. σ	=	8.400	t/m^2
TENSIONE LITOSTATICA	=	117,00	t/m^2
RAGGIO SCAVO GALLERIA	=		m
PARAMETRO DI DANNEGGIAMENTO	=	0	m

PARAMETRI DI PICCO ALL'ORIGINE

ANGOLO ϕ	=	65,20	°
COESIONE	=	43,47	t/m^2
SIGMA A ROTTURA COMP. AMMASSO σ_{gd}	=	395,61	t/m^2
SIGMA A ROTTURA TRAZ. AMMASSO σ_{tg}	=	-9,48	t/m^2
RAPPORTO σ_{tg}/σ_{gd}	=	0,024	

PARAMETRI DI PICCO ALLA COPERTURA DEFINITA

ANGOLO ϕ	=	57,44	°
COESIONE	=	68,58	t/m^2

PARAMETRI RESIDUI ALL'ORIGINE

ANGOLO ϕ	=	65,20	°
COESIONE	=	6,79	t/m^2
SIGMA A ROTTURA AMMASSO σ_{gd}	=	61,79	t/m^2

PARAMETRI RESIDUI ALLA COPERTURA DEFINITA

ANGOLO ϕ	=	57,03	°
COESIONE	=	38,64	t/m^2

GSI = 45

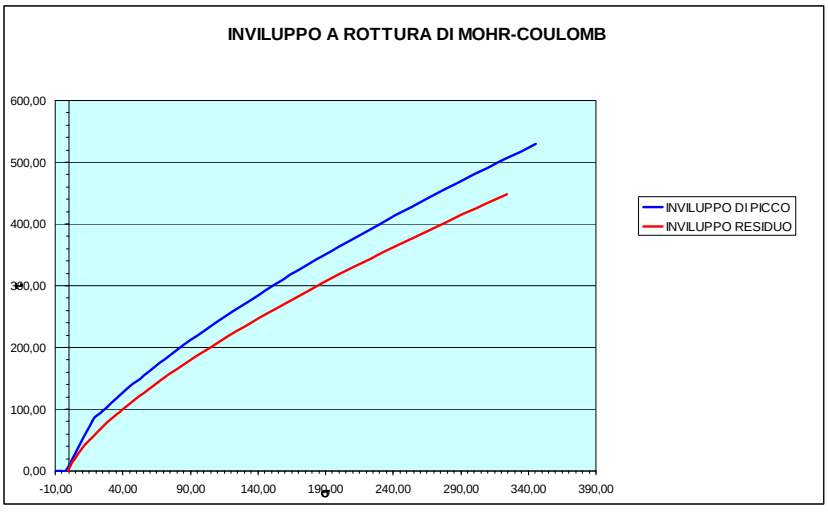


Figura 7.7 Flysch di Monte Antola. Tratta fra le progr. 909 - 2097 m.

Copertura 45 m

TRATTO	PROGRESSIVE (m)	LITOLOGIA	PESO SPECIFICO (KN/mc)	RQD (%)	sc (MPa)	sci (MPa)	st. (MPa)	mi	ni
1	0-909	FMA	26	25-50	25-50	75	5.9	15	0.28
2	650-2097	FMA	26	50-75	25-50	75	5.9	15	0.28
3	2097-2137	Faglia in FMA	26	0-25	25-50	75	5.9	15	0.28
4	2137-2304	FMA	26	50-75	25-50	75	5.9	15	0.28
5	2324-2364	Faglia in FMA	26	0-25	25-50	75	5.9	15	0.28
6	2364-3069	FMA	26	50-75	25-50	75	5.9	15	0.28
7	3069-3129	Faglia in FMA	26	0-25	25-50	75	5.9	15	0.28
8	3129-3717	FMA	26	75-90	25-50	75	5.9	15	0.28

Tabella 7.1. Profilo geomeccanico. Caratteristiche medie del materiale roccioso

TRATTA	PROGRESSIVE	LITOLOGIA	RMR 89	GSI	Δ GSI	E (GPa)	Parametri di Hoek e Brown								
							a	mp	Δ mp	sp	Δ sp	mr	Δ mr	sr	Δ sr
1	0-909	FMA	45	40	38-42	4	0,50	1,64	1.53-1.76	0,00127	0.00102-0.00159	1,15	1.07-1.23	0,00005	0.00004-0.00006
2	650-2097	FMA	50	45	42-48	5	0,50	1,96	1.76-2.19	0,00222	0.00159-0.00310	1,37	1.23-1.53	0,00009	0.00006-0.00012
3	2097-2137	Faglia in FMA	37	32	30-35	2,5	0,50	1,23	1.15-1.37	0,00052	0.00042-0.00073	0,86	0.80-0.96	0,00002	0.00002-0.00003
4	2137-2304	FMA	52	47	44-50	5	0,50	2,11	1.89-2.35	0,00277	0.00198-0.00387	1,48	1.33-1.64	0,00011	0.00008-0.00015
5	2324-2364	Faglia in FMA	37	32	30-35	2,5	0,50	1,23	1.15-1.37	0,00052	0.00042-0.00073	0,86	0.80-0.96	0,00002	0.00002-0.00003
6	2364-3069	FMA	50	45	42-48	5	0,50	1,96	1.76-2.19	0,00222	0.00159-0.00310	1,37	1.23-1.53	0,00009	0.00006-0.00012
7	3069-3129	Faglia in FMA	37	32	30-35	2,5	0,50	1,23	1.15-1.37	0,00052	0.00042-0.00073	0,86	0.80-0.96	0,00002	0.00002-0.00003
8	3129-3717	FMA	56	51	45-51	6	0,50	2,43	1.96-2.43	0,00432	0.00222-0.00432	1,70	1.37-1.70	0,00017	0.00009-0.00017

Tabella 7.2. Profilo geomeccanico. Caratteristiche medie dell'ammasso roccioso

TRATTA	PROGRESSIVE	LITOLOGIA	Criterio di Mohr Coulomb equivalente							
			c picco (MPa)	Δ c picco (MPa)	Φ picco (°)	Δ Φ picco (°)	c resid (MPa)	Δ c resid (MPa)	Φ resid (°)	Δ Φ resid (°)
1	1	FMA	0,37	0.34-0.40	62	61-62	0,16	0.16-.017	63	61-63
2	2	FMA	0,64	0.58-0.71	57	56-57	0,37	0.36-0.39	56	55-57
3	3	Faglia in FMA	0,54	0.52-0.57	52	52-53	0,42	0.42-0.44	50	50-51
4	4	FMA	0,69	0.62-0.74	57	57-58	0,38	0.37-0.38	58	56-58
5	5	Faglia in FMA	0,54	0.52-0.57	52	52-53	0,42	0.42-0.44	50	50-51
6	6	FMA	1,02	0.95-1.10	51	50-51	0,76	0.74-79	49	48-50
7	7	Faglia in FMA	1,14	1.11-1.18	43	43-44	0,98	0.96-1.00	40	40-41
8	8	FMA	1,02	0.89-1.02	54	53-54	0,64	0.63-0.64	53	51-53

Tabella 7.3 Profilo geomeccanico. Caratteristiche medie dell'ammasso roccioso

8. GEOMECCANICA E GEOTECNICA OPERE COMPLEMENTARI

In questo capitolo si descrivea la stratigrafia che caratterizza le opere all'imbocco della galleria, le opere di presa e le gallerie di derivazione, definendo le proprietà geotecniche e geomeccaniche dei terreni interessati dai lavori.

Per le opere all'esterno la caratterizzazione geomeccanica degli ammassi rocciosi è stata derivata da quella riportata nei capitoli precedenti con i seguenti accorgimenti:

- in considerazione del fatto che la roccia in prossimità del piano campagna, o comunque nei livelli più superficiali a contatto con i depositi di copertura, si presenta alterata e detensionata, si è fatto riferimento ai parametri di resistenza residui;
- per lo stesso motivo la coesione è stata dimezzata in quanto la massa rocciosa non è confinata su ogni lato e nel tempo avrà subito movimenti provenienti dalla superficie (spinte idrostatiche transitorie, creep);
- per il peso di volume γ si è scelto un valore più basso, per quanto sopra;
- il valore dell'angolo di attrito non è stato modificato;
- per il modulo E si è scelto un valore convenzionale di 1.000 MPa, ampiamente inferiore a quelli riportati nel capitolo precedente per tener conto ancora della superficialità dell'ammasso e della mancanza del confinamento.

8.1. Imbocco galleria principale

La stratigrafia dell'opera di sbocco è nota grazie alle indagini pregresse relative ai sondaggi SF9 – SF10 del deviatore del Fereggiano, all'indagine sismica eseguita nel 2005 con traverse ubicate a terra ed a mare, ai rilievi eseguiti in corso d'opera in corrispondenza della galleria scavata.

L'imbocco della galleria naturale, nell'area a valle di Corso Italia ed occupata dalla spiaggia, interessa uno spessore di circa 6 -8 m di depositi costieri ghiaioso ciottolosi con sabbia, frammisti a materiale di riporto, poggianti sul Flysch di Monte Antola. Corso Italia è realizzato, nell'area di competenza progettuale, mediante accumulo di materiale di riporto e/o depositi di spiaggia. Il contatto fra materiale sciolto e substrato roccioso, affiorante immediatamente a monte di Corso Italia, giace su una superficie ad elevato angolo.

La posizione della falda può essere ritenuta coincidente con il livello del mare o di poco superiore.

Per il dimensionamento delle opere è possibile utilizzare la seguente caratterizzazione.

Depositi di spiaggia e materiale di riporto

$\gamma = 19$ KN/m^3
c = 0
$\varphi = 35°$
E = 40 MPa

Flysch di Monte Antola

$\gamma = 25$ KN/m^3
c = 0,2 MPa
$\varphi = 45°$
E = 1000 MPa

8.2. Opere di presa, pozzi e gallerie di collegamento

Il progetto prevede la realizzazione di opere di presa sui rii Fereggiano, Rovare e Noce al fine di deviarne le portate in eccesso nella galleria principale.
In corrispondenza dell'opera di presa si prevede che la portata in eccesso sia sfiorata per mezzo di una soglia, mentre quella destinata a proseguire in alveo viene derivata tramite una luce di fondo.
La connessione fra l'opera di presa e la sottostante galleria (principale per il Fereggiano, di collegamento per Noce e Rovare) avviene mediante un pozzo a vortice; fra il pozzo e la galleria di collegamento è prevista una camera di dissipazione.
Le gallerie di collegamento hanno uno sviluppo medio di circa 250 m ciascuna; particolare cura è stata posta nel sagomarne la confluenza con la galleria principale in modo da ridurre al minimo la turbolenza dell'acqua.

OPERE DI PRESA E POZZI SUL RIO FEREGGIANO E RIO ROVARE

La carta geologica, supportata dalle indagini eseguite e dalle numerose indagini disponibili, evidenzia come le opere di presa siano posizionate in corrispondenza del substrato flyscioide. In particolare l'opera di presa sul Ferreggiano è posta in un'area di sub-affioramento per cui si prevede che gli scavi interesseranno direttamente il Flysch di Monte Antola, salvo una modesta copertura di materiale di riporto (1,5 m).
L'opera di presa sul Rovare è ubicata in prossimità dei sondaggi 168/S1 e 168/S2 i quali evidenziano la presenza di circa 3-5 m di materiale di riporto sopra al Flysch.

Va segnalato come siano diverse le verticali d'indagine che rilevano la presenza di materiale di riporto avente una distribuzione a macchia di leopardo che dipende sia dall'originale orografia dei luoghi (comunque occultata dallo sviluppo edilizio) sia dall'evoluzione e trasformazione subita dal territorio nel tempo. Tali coltri, nelle indagini eseguite nell'area cittadina, sono state riscontrate in corrispondenza dei sondaggi S2D, S5D e S4D e sempre con spessori nell'ordine di 3 – 5 m. Nei casi studiati dimostra una composizione prevalentemente ghiaiosa eterometrica, o ghiaioso sabbiosa, con una matrice limosa o sabbioso limosa che ingloba anche frammenti di laterizio, calcestruzzo e ferri di armatura. Il materiale è difficilmente campionabile sia per la natura spesso granulare del deposito sia per la frequente presenza di frammenti lapidei anche grossolani.
In tale contesto la caratterizzazione proposta è ricavata sulla base di informazioni desunte dalle indagini disponibili, opportunamente integrate dalle evidenze stratigrafiche e da alcune prove SPT recentemente eseguite.

Materiale di riporto

$\gamma = 19$ KN/m^3
$c = 0$
$\varphi = 34°$
$E = 40$ MPa

Flysch di Monte Antola

$\gamma = 25$ KN/m^3
$c = 0{,}2$ MPa

$\varphi = 45°$
E = 1000 MPa

OPERA DI PRESA E POZZO SUL RIO NOCE

La cartografia e la relazione geologica segnalano come l'opera di presa sul Rio Noce sia ubicata in un contesto particolare sia dal punto di vista stratigrafico che geotecnico. Posta nei giardini all'angolo fra Corso Europa e Via Benedetto XV si trova sulla (presunta) faglia che segna il limite meridionale della fossa tettonica ove si sono deposte le Argille di Ortovero.

In tale contesto il sondaggio SA3 mostra, fra p.c. e la profondità di circa 18 m, l'attraversamento di un materiale interpretato come un conglomerato, o più probabilmente una breccia di faglia, costituito da frammenti e blocchi calcarei eterometrici a spigoli vivi immersi in matrice limoso argillosa, o limoso sabbiosa. Dall'alto verso il basso la presenza di inclusioni e frammenti lapidei aumenta in maniera evidente anche se, nella stessa tratta, potranno essere presenti parti dello scavo sia a prevalenza argillosa (Argille di Ortovero) sia a prevalenza calcarea. Al di sotto della profondità indicata sarà presente la normale successione del Flysch di Monte Antola da molto a mediamente fratturato in zone di faglia.

Viste le prove SPT, le prove di laboratorio e le informazioni contenute nel progetto relativo alla *"caratterizzazione geomeccanica del sottosulo per opere in microtunnelling"* citato nel capitolo 3 si ritiene, cautelativamente, di poter far riferimento ai seguenti parametri:

Breccia e materiale di copertura (p.c. – 18 m)

$\gamma = 19$ KN/m^3
c = 30 KPa
$\varphi = 35°$
E = 30 MPa

Argille di Ortovero

$\gamma = 19{,}5$ KN/m^3
c = 15 KPa
$\varphi = 31°$
E = 35 MPa

Flysch di Monte Antola

$\gamma = 25$ KN/m^3
c = 0,2 MPa
$\varphi = 45°$
E = 1000 MPa

GALLERIE DI COLLEGAMENTO E CAMERE DI DISSIPAZIONE

Le gallerie sono previste interamente entro il FMA con caratteristiche da discrete a buone e stato di fratturazione generalmente modesto. Solo nella parte terminale della galleria del Noce, verso l'opera di presa, è presente la faglia che segna il limite meridionale del graben di Terralba in corrispondenza della quale, complice anche il fatto che la galleria si mantiene per un tratto a modesta distanza dalla citata lineazione tettonica, si prevede la presenza di un materiale da fratturato a molto fratturato per una estensione non inferiore a 50 - 60 m.

Sulla base dell'esame della carta geologica, dei rilievi geostrutturali, delle sezioni stratigrafiche e delle indagini eseguite e disponibili si ritiene possibile adottare la caratterizzazione geologica e geomeccanica schematicamente riassunta nelle tabelle 8.1 ed 8.2.

GALLERIA	LITOLOGIA	RMR 89	GSI	Δ GSI	E (GPa)	Parametri di Hoek e Brown								
						a	mp	Δ mp	sp	Δ sp	mr	Δ mr	sr	Δ sr
Rovare	FMA	50	45	42-48	5	0,50	1,96	1.76-2.19	0.00222	0.00159-0.00310	1,37	1.23-1.53	0.00009	0.00006-0.00012
Noce	FMA	50	45	42-48	5	0,50	1,96	1.76-2.19	0.00222	0.00159-0.00310	1,37	1.23-1.53	0.00009	0.00006-0.00012
Noce zona di faglia	Faglia in FMA	37	32	30-35	2,5	0,5	1,2	1.15-1.37	0.00052	0.00042-0.00073	0,86	0.80-0.96	0.00002	0.00002-0.00003

Tabella 8.1. Gallerie minori Rovare e Noce. Caratteristiche medie dell'ammasso roccioso

GALLERIA	LITOLOGIA	Criterio di Mohr Coulomb equivalente							
		c picco (MPa)	Δ c picco (MPa)	Φ picco (°)	Δ Φ picco (°)	c resid (MPa)	Δ c resid (MPa)	Φ resid (°)	Δ Φ resid (°)
Rovare	FMA	1.02	0.95-1.10	51	50-51	0,76	0.74-79	49	48-50
Noce	FMA	0,64	0.58-0.71	57	56-57	0.37	0.36-0.39	56	55-57
Noce zona di faglia	Faglia in FMA	0,54	0.52-0.57	52	52-53	0,42	0.42-0.44	50	50-51

Tabella 8.2. Gallerie minori Rovare e Noce. Caratteristiche medie dell'ammasso roccioso

9. CONSIDERAZIONI SU VIBRAZIONI E CEDIMENTI INDOTTI DAGLI SCAVI

9.1. Vibrazioni

Il progetto prevede lo scavo della galleria principale, e delle gallerie secondarie di collegamento, mediante scavo con sistema tradizionale.
Le dimensioni della sezione sono tali per cui uno scavo con martello demolitore è difficilmente applicabile. Le principali opzioni prevedono quindi uno scavo con fresa ad attacco puntuale o esplosivo. Nel primo caso le vibrazioni indotte saranno trascurabili; nel secondo caso esse debbono essere valutate per verificare eventuali effetti indotti sulle opere circostanti.
Il progetto prevede inoltre la realizzazione di un'opera di presa sui rii Fereggiano, Rovare e Noce al fine di deviarne le portate in eccesso nella galleria principale. Le opere di presa si collegano con un pozzo a vortice che immette nella sottostante camera di dissipazione. E' previsto altresì un pozzo per l'accesso di servizio.
I pozzi saranno eseguiti con la tecnica "raise boring" al fine di minimizzare gli impatti e le interferenze con la superficie, mentre la camera di dissipazione, così come la galleria di collegamento, si svilupperà interamente in sotterraneo.

Di seguito si riportano i cenni teorici e legislativi sulle vibrazioni con le valutazioni determinate dalle verifiche svolte.

Formulazione empirica della legge di attenuazione dell'onda sismica

Parte dell'energia liberata dall'esplosivo non è impiegata nella fratturazione della roccia e si diffonde nell'ammasso producendo vibrazioni sismiche che si attenuano allontanandosi dal punto di scoppio. Solitamente, in ambito tecnico, per rappresentare il livello di sismicità indotto dal passaggio di un treno di onde sismiche dovuto ad una volata si fa riferimento alla velocità vettoriale massima vp che le particelle raggiungono al passaggio dell'onda (velocità di picco).
La legge empirica di attenuazione (legge di scala) utilizzata normalmente fa ricorso al concetto di distanza scalata D_S:

$$(1)\quad v_p = A\, Ds^{-\beta}$$

$$(2)\quad D_s = D / q^{\alpha}$$

dove D e q sono rispettivamente la distanza dal punto di scoppio e la carica istantanea. Oltre che alla distanza D, l'entità delle vibrazioni prodotte dalla volata è correlata al valore della carica istantanea q, cioè dalla quantità di esplosivo che esplode simultaneamente.

La Errore. L'origine riferimento non è stata trovata. rappresenta un'ampia casistica di dati sperimentali tratti dalla letteratura specialistica. In essa si rappresenta la correlazione tra distanza scalata e velocità di picco. Si vede che, in generale, si può porre:

$$\alpha = 0.5 \text{ (valido per cariche cilindriche)}$$
$$ß = 1.55$$

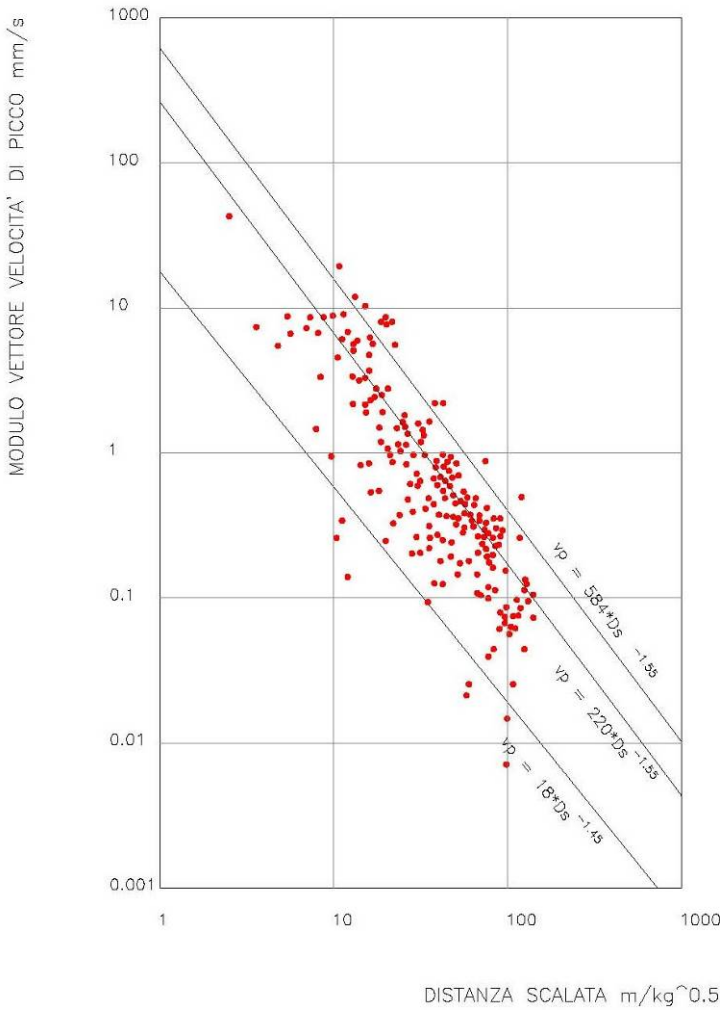


Figura 9.1- Legge empirica di attenuazione della sismicità indotta.

Il valore della costante A può variare nel range A=15-600 e, in prima approssimazione, può essere assunto per rappresentare la roccia. Rocce molto trasmissive, di elevata qualità geomeccanica, avranno i valori maggiori della costante A, mentre rocce che dissipano rapidamente l'onda sismica saranno caratterizzate da bassi valori di A.

Livello di sismicita'ammissibile

Nella definizione delle soglie di sismicità si fa riferimento alla Norma UNI 9916, che tratta l'argomento delle vibrazioni indotte all'intorno dall'esecuzione dei lavori, ed ai limiti ammissibili in velocità ed accelerazione di cui alle tabelle allegate alla DIN 4150-3 "Vibrazioni nelle costruzioni – parte 3 – effetti sui manufatti". In tali tabelle, di seguito riportate, per la categoria "edifici residenziali e simili", considerando un campo di frequenze compreso fra 10 – 50 Hz, i limiti ammissibili di velocità di vibrazione sono Vp adm= 5-15 mm/sec.

LIMITI AMMISSIBILI ESPRESI IN VELOCITA'

Categoria	Tipi di strutture	Velocità di vibrazione in mm/s *			
		Misura alla fondazione			Misura al pavimento dell'ultimo piano
		Campi di frequenza (Hz)			
		<10	10-50	50-100**	Frequenze diverse
1	Edifici commerciali industriali	20	20-40	40-50	40
2	Edifici residenziali e simili	5	5-15	15-20	15
3	Strutture sensibili, non rientranti nelle precedenti	3	3-8	8-10	8

* Si intende la massima delle tre componenti della velocità nel punto di misura.
** Per frequenze maggiori di 100 Hz possono applicarsi i valori riportati in questa colonna.

LIMITI AMMISSIBILI ESPRESSI IN ACCELERAZIONE

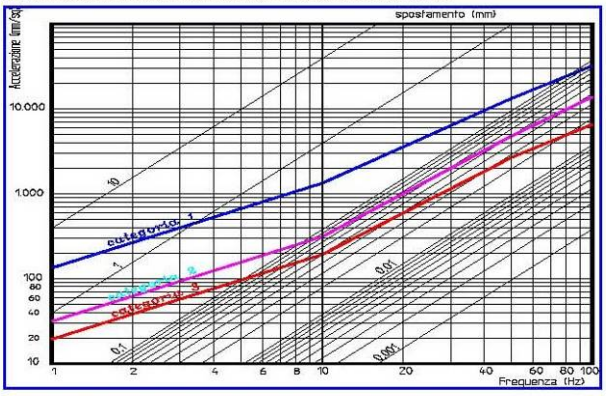


Tabella 9.1- DIN 4150-3. Limiti ammissibili espressi in velocità ed accelerazione.

Stando invece alla Normativa Svizzera che, nel campo specifico, è particolarmente aggiornata ed evoluta, considerando le strutture da salvaguardare normalmente sensibili, essendo il tipo di evento sismico occasionale (< 1000 eventi), facendo cautelativamente riferimento a basse frequenze, dell'ordine di 10 Hz, si ottiene un valore di Vp adm = 20 mm/s.

In tale contesto per lo studio in argomento si ritiene in questa fase, in via preliminare, di poter assumere:

Vp adm = 10 mm/s

Calcolo previsionale delle vibrazioni prodotte dalle volate

Il tracciato è stato considerato, cautelativamente, interamente sviluppato entro la Formazione lapidea del Flysch di Antola, ovvero nel materiale (fra quelli presenti lungo il tracciato) avente la massima trasmissività. Il diametro dello scavo è di circa 6,0 m, mentre la copertura (parametro D della formula (2) è variabile da tratta a tratta (a riguardo si rimanda al profilo longitudinale).

Per la definizione delle costanti di attenuazione in Figura 9.2 si riportano i valori della costante A in relazione alla curva di resistenza di picco della roccia.

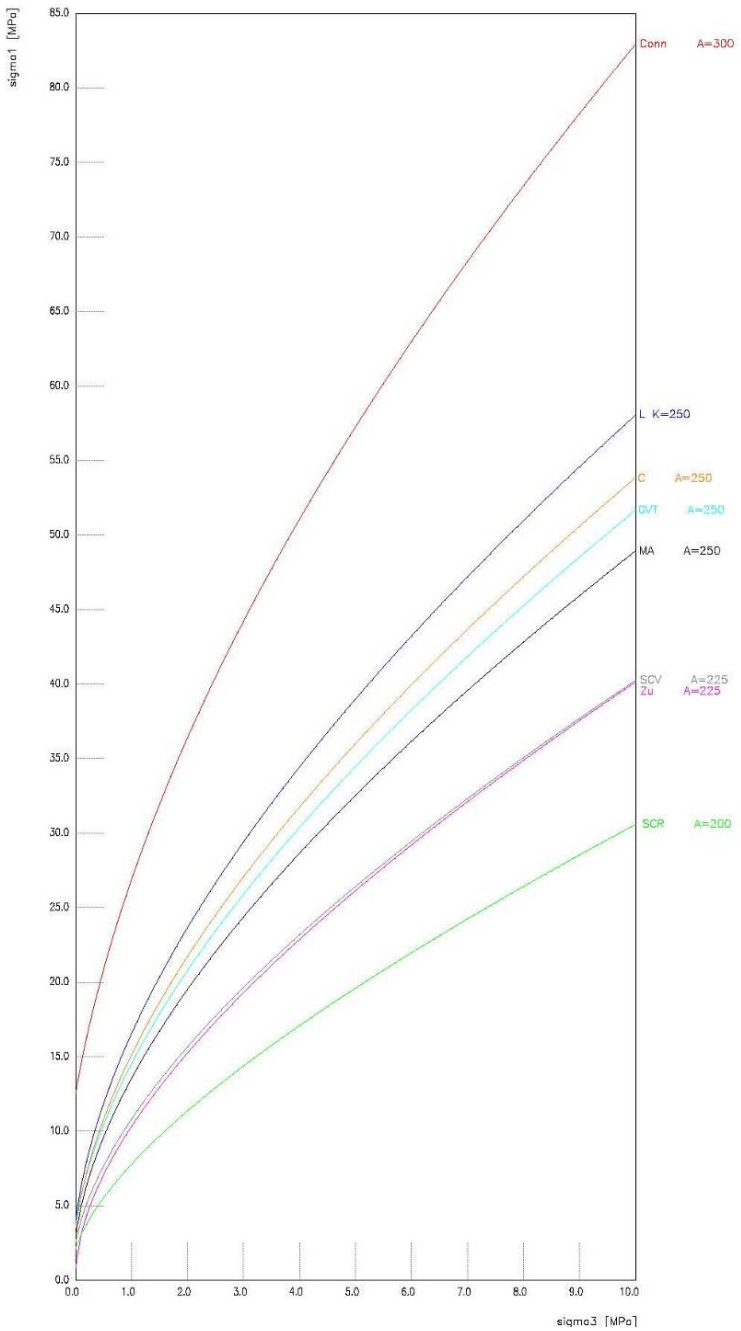


Figura 9.2 - Resistenza di picco degli ammassi rocciosi e costante A della legge di attenuazione.

Vista la caratterizzazione dell'ammasso roccioso, considerando il fatto che il Flysch di Antola è comunque una roccia di medie caratteristiche geomeccaniche, si è in questa sede assunto:

$$A = 250$$

Con una sezione di scavo pari a circa 30 mq, ipotizzando una carica totale prevista di circa 80 Kg, distribuita su oltre 40 fori per uno sfondo di 2,5 m (volume abbattuto quindi di 75 mc) si ottiene una densità di carica unitaria di 1,06 Kg/mc; tale valore risulta congruente se si pensa che, normalmente, per le gallerie di medie o grandi dimensioni, la carica unitaria adottata varia, in funzione delle caratteristiche della roccia, fra 0,8 – 1,2 Kg/mc. Assumendo di distribuire tale carica complessiva sui diversi settori del fronte, con 8 ritardi, otteniamo una carica istantanea di 10 Kg.
Applicando le formule precedentemente esposte (1) - (2) si ottiene che i valori di Vp rimangono inferiori a 10 mm/sec per **coperture pari o superiori a 25 m**.

Con riferimento al caso in studio le tratte nelle quali è possibile attendersi valori di Vp superiori al valore qui assunto come riferimento, ovvero Vp = 10 mm/sec, prudentemente sono:

- Galleria principale. Imbocco lato mare, limitatamente ai primi 600 – 700 m, quindi in aree corrispondenti al tratto di galleria già scavato (galleria EDILSTRADE 1993 giunge alla progressiva 909,40);
- Opere di presa sul Fereggiano, Rovare e Noce. Sulla verticale delle camere di dissipazione e, per il Noce, nei primi 50 m circa dell'opera di collegamento.

Le vibrazioni indotte sono, ad oggi, la causa prevalente delle lamentele derivanti da lavori condotti in aree antropizzate, ed il monitoraggio strumentale è la soluzione di questa problematica.
Il monitoraggio strumentale proposto garantisce un riscontro inconfutabile del costante rispetto dei valori di sicurezza predefiniti, e fornisce utili elementi di confronto con le vibrazioni ambientali (traffico veicolare ecc).
Si dovrà valutare inoltre, preliminarmente alla fase costruttiva ed al fine di tutelare l'amministrazione da eventuali richieste di danno, l'opportunità di eseguire uno stato di consistenza in corrispondenza degli edifici posti in prossimità dei pozzi e delle camere di dissipazione.

La stazione di monitoraggio sarà costituita da un'unità di registrazione munita di geofono triassiale, per la misura della velocità di vibrazione, e di un microfono per la misura della sovrapressione aerea. Il geofono triassiale contiene 3 trasduttori di velocità (velocimetri) uno per singola componente (x, y, z) che permettono la misura di velocità di vibrazioni sino a 0,1 mm/sec (0,00036 Km/h), anche se esistono in commercio modelli con sensibilità sino a 0,03 mm/s.
La misura verrà effettuata all'interno del manufatto più prossimo (a livello della fondazione) al punto di origine della vibrazione; in caso non fosse possibile installare la stazione di monitoraggio all'interno del manufatto più prossimo sarà possibile calcolare comunque il valore di velocità di vibrazione indotto in esso, misurando la vibrazione nelle sue prossimità e determinando la curva di decadimento del sito. Al fine di garantire la corretta impostazione della misura, e l'affidabilità dei risultati è indispensabile da un lato il corretto posizionamento del trasduttore e dall'altro la taratura (almeno annuale) della strumentazione.
Il monitoraggio vibrazionale potrà essere effettuato affidando l'incarico ad uno specifico professionista o in alternativa, visto che se ne prevede un utilizzo continuativo per un periodo di tempo piuttosto lungo, procedendo all'acquisto della strumentazione ed affidandone poi la gestione ad una figura specifica. Lo strumento potrà essere impostato in maniera tale da procedere alla registrazione di tutti i valori che superano una predeterminata soglia (ad esempio pari all'80% del valore massimo ammissibile). Inoltre sarà possibile predisporlo in maniera tale che il superamento del valore impostato attivati una sirena o un lampeggiante posto in cantiere o nell'ufficio Direzione Lavori.
Una volta posizionato lo strumento nel luogo prescelto sarà possibile impostarlo con la funzione "stand alone", scaricarne i dati ogni 2 – 3 giorni provvedendo al contempo, qualora necessario, a spostarlo mano a mano che il fronte di scavo avanza.
L'acquisizione dello strumento permetterà da un lato di contenere i costi e dall'altro di estendere il monitoraggio a tutte le aree ed i siti desiderati.

In relazione ai risultati emergenti le contromisure da prendere in caso di superamento dei limiti imposti saranno nell'ordine le seguenti:

- riduzione della carica istantanea ed adozione di tecniche di sparo controllato;
- frazionamento della volata con utilizzo di un maggior numero di ritardi (generalmente sono disponibili una ventina di ritardi nelle serie di detonatori commerciali);
- riduzione dello sfondo della volata;

- proibizione dell'uso di esplosivo ed avanzamento mediante altra tecnica (ad esempio fresa puntuale o martello demolitore per i cameroni).

9.2. Cedimenti

Come già ampiamente esposto la galleria principale, e con essa le gallerie di collegamento, si sviluppa entro il Flysch di Monte Antola. I calcoli dimostrano come la maggior parte delle sezioni esaminate siano ascrivibili alla categoria A (fronte stabile) con convergenze attese molto modeste e raggio plastico sostanzialmente assente. In corrispondenza dell'attraversamento delle zone di faglia la categoria è la tipo B (fronte stabile nel breve termine) con convergenze massime attese nell'ordine di pochi centimetri e raggio plastico < 2 diametri.

In virtù delle coperture presenti e del fatto che le gallerie si sviluppano quasi interamente entro il Flysch di Monte Antola, non sono da attendersi cedimenti in superficie conseguenti lo scavo dell'opera.

Per valutare la ripercussione dello scavo delle opere di presa sui cedimenti, e quindi sul comportamento statico dei manufatti presenti in prossimità delle opere di presa stesse, si considerano i cedimenti in superficie causati dallo scavo dei "cameroni" di dissipazione, che data la loro geometria e posizione risultano essere l'elemento delle opere di presa che potenzialmente può creare le maggiori interferenze con il costruito.
Gli andamenti della curva di subsidenza in direzione trasversale rispetto all'asse di una galleria, che ben si presta a descrivere la problematica in argomento, è rappresentabile con una funzione probabilistica di tipo gaussiano caratterizzata da due parametri: w_{max} (cedimento verticale massimo in corrispondenza dell'asse della galleria) ed i_y (distanza corrispondente al punto di flesso della curva di cedimento in funzione della distanza dall'asse della galleria).
La definizione della curva Gaussiana, che determina i cedimenti in superficie indotti dallo scavo di una galleria, dipende oltre che dal diametro dello scavo e dalla profondità dello stesso, da due parametri k e V'.
In genere il valore di k viene messo in relazione alla granulometria dei terreni distinguendoli tra terreni a grana grossa (sabbie e ghiaie) e terreni a grana fine (limi e argille), mentre il parametro V' dipende in modo assai marcato dai dettagli delle operazioni di scavo e posa in opera del rivestimento.

Per la situazione in argomento, come si può notare dalla seguente tabella, si sono adottati in favore di sicurezza, i valori limite più cautelativi dei due parametri k e V' previsti per il caso in esame.

Valori di K e della percentuale di volume perso, da O'Reilly & New (1982) e Yeates (1985).

Condizioni del terreno	Metodo di scavo	Parametro K	Percentuale di volume perso	Osservazioni
Argille dure fessurate	Scudi o modalità di scavo tradizionali	0.4 – 0.5	0.5 – 3	Sono disponibili molti casi; con percentuali di volume perso, normalmente comprese fra 1-2%
Depositi glaciali	Scudo aperto	0.5 – 0.6	2 – 2.50	
	Scudo ad aria compressa		1 – 1.25	Aria compressa per controllare i movimenti del terreno
Depositi di argille limose normalconsolidate ($c_u = 10 - 40\ kN/m^2$)	Scudo ad aria compressa	0.6 – 0.7	2 - 10	
Materiali granulari sopra falda		0.2 – 0.3	1 – 5	
Materiali granulari sotto falda	Scudi ad aria compressa, scudi a contropressione di fango, scudi a contropressione di terra		1 - 10	

Per la definizione del bacino di subsidenza si fa riferimento alle relazioni di Rankin il quale, sulla base di osservazioni sperimentali, osserva come il cedimento massimo si sviluppi a una distanza dal fronte pari a due volte la copertura della galleria.
Nel caso dei cameroni in esame, data la loro geometria, è chiaro come il comportamento degli stessi sia di tipo tridimensionale e che quindi le relazioni considerate siano cautelative. Per descrivere il fenomeno si è comunque deciso, in favore di sicurezza, di adottare le relazioni di Rankin e di trascurato l'effetto stabilizzante rappresentato dal fatto di scavare i cameroni non a piena sezione, ma per fasi successive.
Nelle figure 9.3 – 9.4 – 9.5 sono riportati i calcoli dei bacini di subsidenza determinati con il metodo sopra descritto.
Confrontando l'andamento e l'entità dei bacini di subsidenza si può notare come, sulla base del criterio di classificazione dei rischi indotti dai cedimenti e distorsioni angolari sugli edifici, tali rischi siano praticamente trascurabili, come evidenziato in tabella 9.2.

Categoria di rischio	Massima distorsione dell'edificio	Massimo cedimento dell'edificio (cm)	Descrizione del rischio
1	$\beta < 1/500$	$w < 1$	Non visibile
2	da 1/500 a 1/200	da 1 a 5	Leggero: crepe facilmente rimovibili con una tinteggiatura
3	da 1/200 a 1/50	da 5 a 7.5	Moderato: danni a porte e finestre, danni da infiltrazione di umidità
4	$\beta > 1/50$	$w > 7.5$ cm	Alto: danni strutturali, necessità di riparazioni notevoli, pericoli di instabilità

Tabella 9.2 Relazione cedimenti e condizioni di rischio (Rankine 1988)

Le ipotesi di progetto dovranno essere verificate al fine di escludere in corso d'opera l'insorgenza di eventuali cedimenti e distorsioni angolari a carico dei fabbricati.

In tale contesto si dovrà prevedere l'installazione di alcuni assestimetri magnetici multibase installati in fori di sondaggio. Attraverso tali strumenti, dotati di piastre magnetiche metalliche cementate a varie profondità sarà possibile, attraverso misure differenziali condotte nel tempo, verificare e quantificare gli abbassamenti del suolo.

Si ribadisce l'opportunità di prevedere uno stato di consistenza degli edifici inseriti all'interno delle aree poste nell'intorno delle singole opere di presa.

In corrispondenza delle fessure presenti, e comunque ove ritenuto opportuno, potranno essere messi in opera fessurimetri elettrici che andranno ad integrare un congruo numero di piastre di letture per tiltmetro.

Attraverso i fessurimetri verranno monitorate le fessure presenti sugli edifici prima dell'inizio dei lavori, nonché le fessure eventualmente comparse nel corso dei lavori stessi. Le letture potranno essere effettuate in automatico utilizzando un'unità di acquisizione e registrazione dati, oppure più semplicemente utilizzan-do una centralina portatile.

Attraverso un tiltmetro (in pratica un clinometro removibile che esegue letture in corrispondenza di piastre metalliche preinstallate) sarà possibile misurare, su pareti orizzontali o verticali, le variazioni di inclinazione.

Misure più precise potranno essere ottenute attraverso l'installazione di un assestimetro differenziale idraulico a vasi comunicanti (livellometro) collegato ad una centralina di acquisizione.

In questa fase si potrà prevedere, a titolo di stima e per ogni opera di presa, l'esecuzione di 2 sondaggi sui cui installare altrettanti assestimetri magnetici (n° 4 per ogni perforazione), 20 fessurimetri, 1 tiltmetro, 1 livellometro.

SUBSIDENZA - Ferreggiano

Percentuale del volume perso $Vl := 5$

Raggio della galleria (m) $r := 9.5$

k (variabile tra 0.2 e 0.7) $k := 0.2$

Profondità con riferimento asse della galleria (m) $zo := 30$

Distanza dal punto relativo al cedimento wmax (m) $y := -20 .. 20$

DISTANZA DEL PUNTO DI FLESSO DELLA CURVA DEL CEDIMENTO IN FUNZIONE DELLA DISTANZA DALL'ASSE DELLA GALLERIA

$$iy := k \cdot zo \qquad iy = 6$$

CEDIMENTO VERTICALE MASSIMO

$$wmax := \frac{0.0125 \cdot Vl \cdot r^2}{iy} \qquad wmax = 0.94$$

SUBSIDENZA

$$w(y) := -wmax \cdot \exp\left(\frac{-y^2}{2 \cdot iy^2}\right)$$

w(y) =
$-3.634 \cdot 10^{-3}$
$-6.247 \cdot 10^{-3}$
-0.01
-0.017
-0.027
-0.041
-0.062
-0.09
-0.127
-0.175
-0.234
-0.305
-0.386
-0.476
-0.57
-0.664

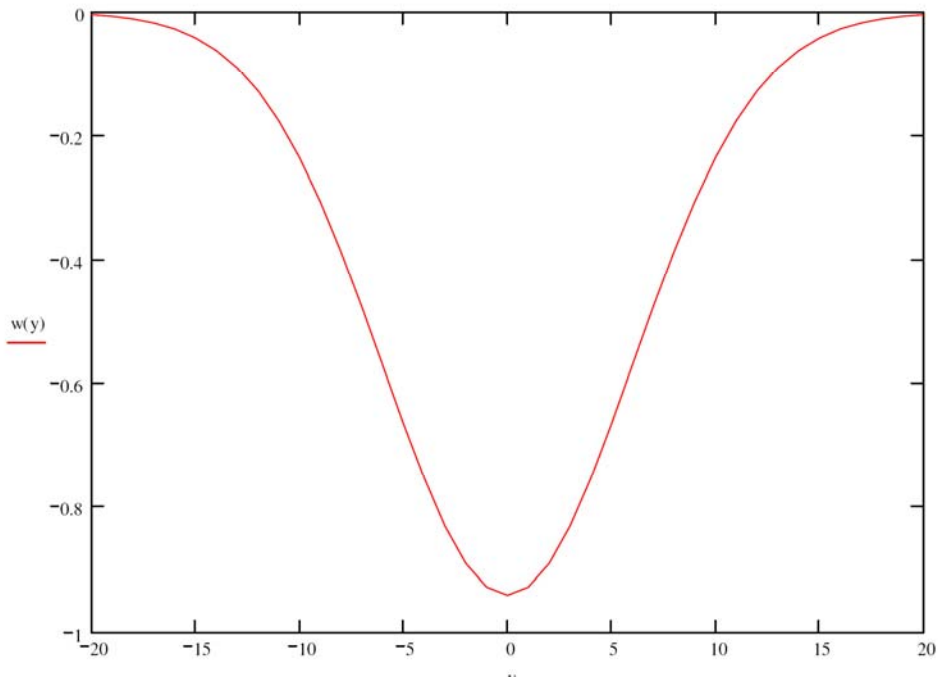


Figura 9.3. Bacino di subsidenza camerone sul Fereggiano

SUBSIDENZA - Noce

Percentuale del volume perso	$Vl := 5$
Raggio della galleria (m)	$r := 7.5$
k (variabile tra 0.2 e 0.7)	$k := 0.2$
Profondità con riferimento asse della galleria (m)	$zo := 30$
Distanza dal punto relativo al cedimento wmax (m)	$y := -20 .. 20$

DISTANZA DEL PUNTO DI FLESSO DELLA CURVA DEL CEDIMENTO IN FUNZIONE DELLA DISTANZA DALL'ASSE DELLA GALLERIA

$$iy := k \cdot zo \qquad iy = 6$$

CEDIMENTO VERTICALE MASSIMO

$$wmax := \frac{0.0125 \cdot Vl \cdot r^2}{iy} \qquad wmax = 0.586$$

SUBSIDENZA

$$w(y) := -wmax \cdot \exp\left(\frac{-y^2}{2 \cdot iy^2}\right)$$

w(y) =
$-2.265 \cdot 10^{-3}$
$-3.894 \cdot 10^{-3}$
$-6.509 \cdot 10^{-3}$
-0.011
-0.017
-0.026
-0.039
-0.056
-0.079
-0.109
-0.146
-0.19
-0.241
-0.297
-0.355
-0.414

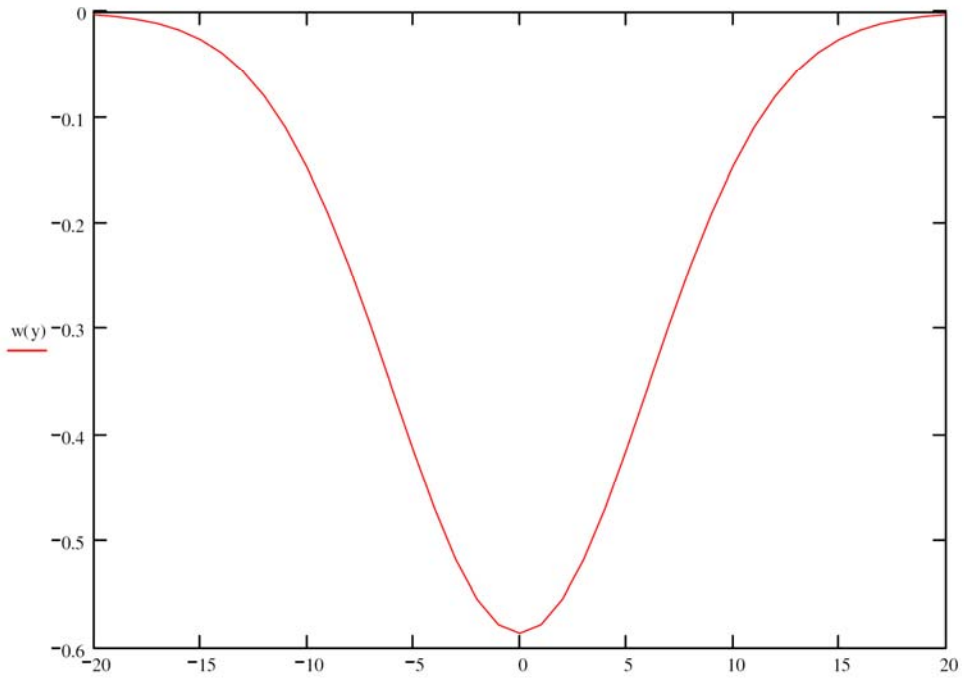


Figura 9.4. Bacino di subsidenza camerone sul Noce

SUBSIDENZA - Rovare

Percentuale del volume perso $Vl := 5$

Raggio della galleria (m) $r := 8.5$

k (variabile tra 0.2 e 0.7) $k := 0.2$

Profondità con riferimento asse della galleria (m) $zo := 40$

Distanza dal punto relativo al cedimento wmax (m) $y := -20 .. 20$

DISTANZA DEL PUNTO DI FLESSO DELLA CURVA DEL CEDIMENTO IN FUNZIONE DELLA DISTANZA DALL'ASSE DELLA GALLERIA

$iy := k \cdot zo$ $iy = 8$

CEDIMENTO VERTICALE MASSIMO

$$wmax := \frac{0.0125 \cdot Vl \cdot r^2}{iy} \quad wmax = 0.564$$

SUBSIDENZA

$$w(y) := -wmax \cdot \exp\left(\frac{-y^2}{2 \cdot iy^2}\right)$$

w(y) =
-0.025
-0.034
-0.045
-0.059
-0.076
-0.097
-0.122
-0.151
-0.183
-0.219
-0.258
-0.3
-0.342
-0.385
-0.426
-0.464

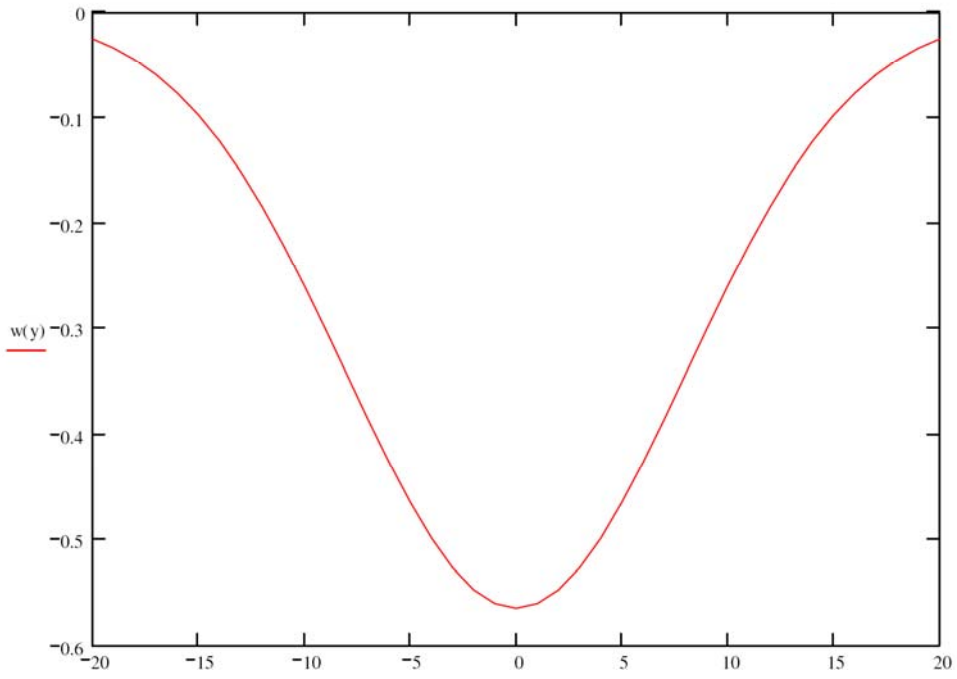


Figura 9.5. Bacino di subsidenza camerone sul Rovare

10. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- AA. VV. (1981) "Rock characterization, testing and monitoring" – ISRM suggested methods, Pergamon Press, Oxford.

- AA. VV. (1981) " Basic Geothecnical Description of rock masses" – In. J. Rock Mech. & Min. Sci., vol.18, n.1, pp.85-110.

- Barla G., Forlati F., Scavia C. & Vai L. (1986) "Classificazione geomeccanica: valutazione dei parametri di progetto" – Ed. Politecnico di Torino, Dip, Ingegneria Strutturale. Pp.10/1-10/15

- Berardi R. Bellingeri P. (1998) "Deformabilità degli ammassi rocciosi da approcci empirici: influenza della qualità del materiale roccioso e dello stato di sforzo in sito" – Rivista Italiana di Geotecnica. Gennaio – marzo 1998, pp39-55

- Bieniawski Z.T. (1974) "Geomechanics classification of rock masses and its application in tunneling – Proc.3rd Int. Congr. Rock Mech. ISRM, vol.2A, Denver

- Bieniawski Z.T. (1978) "Determining rock mass deformability experiences from case histories – Int. J. Rock Mech. Sci & Geomech. Abstr., 15, pp.41-48

- Bieniawski Z.T. (1979) "The geomechanics classification in rock engineering application – Proc. Xth. Int. Congr. ISRM, vol.2, Montreux, pp.41-48

- Bieniawski Z.T. (1984) "Rock mechanics design in mining and tunnelling – A.A. Balkema, Rotterdam

- Bieniawski Z.T. (1988) "The rock mass rating (RMR) system (Geomechanics Classification) in engineering practice" – Rock Classification System for Engineering Purposes, ASTM ATP 984, Louis Kirkaldie Ed., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp.17-34

- Bieniawski Z.T. (1989) "Engineering rock mass classification: a complete manual for engineers and geologist in mining, civil and petroleum engineering" – Wiley-Interscience, New York

- Brady B.H.G. & Brown E.T. (1985) "Rock machanics for underground mining" – Chapman & Hall, London

- Boccaletti M., Coli M. et alt. (1980) "Evoluzione dell'appennino settentrionale secondo un nuovo modello strutturale" – Mem. Soc. Geol. It.

- Boccaletti M. e Tortorici L. (1987) "Appunti di geologia strutturale" – Patron Editore, Bologna

- Doglioni C. "Elementi di tettonica" – Università di Ferrara, Istituto di geologia, Ferrara

- Hoek E. & Brown E.T. (1980) "Undergaround excavation in rock" – Institution of Mining and Metallurgy, London

- Hoek, E and Brown, E.T. (1980) "Empirical strength criterion for rock masses". – J. Geotech Eng. Div. ASCE 106(GT9) pp.1013-1035

- Hoek E. (1983) "Strength of jointed rock masses" – Geotecnique, n.33, pp.187-223

- Hoek E. (1990) "Estimating Mohr – Coulomb friction and cohesion values from the Hoec-Brown failure criterion". Intnl. J. Rock Mech. & Min. Sci. & geomechanics Abstracts 12 (3) pp 227-229.

- Hoek E. (1994) "Strength of rock and rock masses" – ISRM News Journal, vol.2, n.2, pp.4-16

- Serafim J.L. & Pereira J.P. (1983) "Consideration of the geomechanical classification of Bieniawski" – Proc. Int. Symp. On Engineering Geology and Underground Construction, Lisbon, 1 (II), pp.33-44

- Hoek & Marinos (2001) " Estimating the geotecnica proprieties of heterogeneous rock masses such as Flysch" – Bull Eng Geol Env pp 86-92

- Hoek, Marinos & Benissi (1998) " Applicabilitu of the geological strength index (GSI) classification for very weak and sherared rock masses. The case of the Athens Schist Formaton" Bull Eng Geol Env pp 151-160

– Bringiotti M. “Guida al Tunnelling: L’arte e la tecnica” e “Guida al tunnelling: l’evoluzione e la sfida” Edizioni PEI Srl Parma. ì

APPENDICE "A"

CARATTERIZZAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO – RESISTENZA E DEFORMABILITÀ

1. Criterio di resistenza – Hoek e Brown

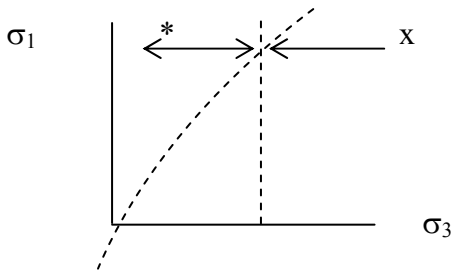
Si adotta quello proposto da Hoek e Brown, che nel piano delle tensioni principali σ_1 e σ_3 si esprime come:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + [m\ \sigma_c\ \sigma_3 + s\ \sigma_c^2]^{0,5} \qquad (1)$$

L'inviluppo è stato ottenuto solo su campioni di roccia con comportamento fragile (= brittle), caratterizzato da resistenza di picco e residua.



Il comportamento duttile (= plastico) si ha con alti valori di σ_3. Il limite tra brittle e duttile è definito nel seguente modo:



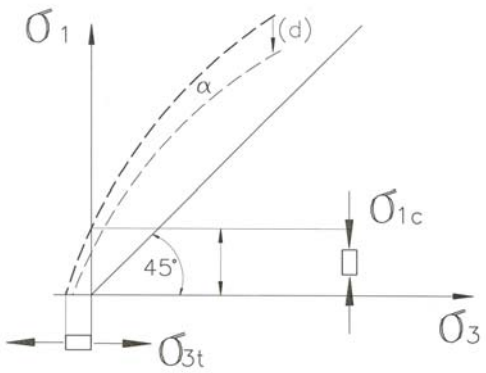
* comportamento brittle
x comportamento duttile

Il limite del campo * brittle è così definito

$\sigma_1 \geq a\ \sigma_3$ a = 3,4 per roccia intatta
= 2 per roccia fessurata

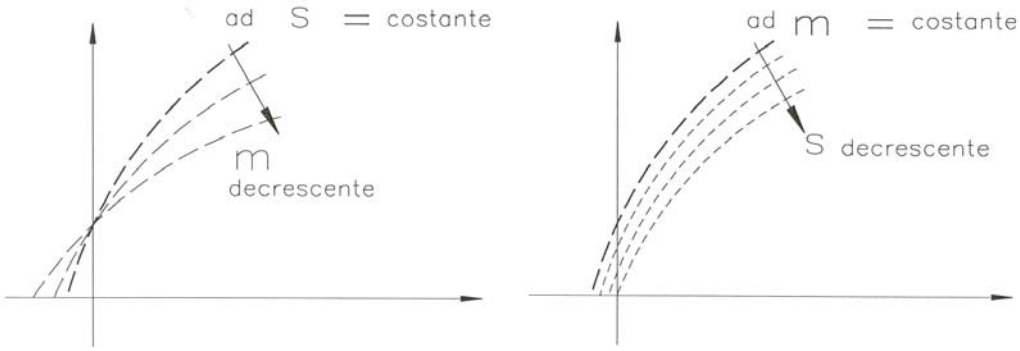
con riferimento ovviamente a campioni di laboratorio.

Caratteristiche dell'inviluppo di rottura



$\sigma_1 = \sigma_3 + [m\,\sigma_c\,\sigma_3 + s\,\sigma_c^{\,2}]^{0,5}$

m = parametro sperimentale; definisce l'inclinazione α corrente dell'inviluppo
s = parametro sperimentale; definisce le posizioni (d) dell'inviluppo
σ_c = resistenza a compressione della roccia intatta



Condizioni limite

Compressione semplice

$\sigma_3 = 0$
$\sigma_{1c} = \sqrt{s\sigma_c^2}$ (2)

Trazione semplice

$\sigma_1 = 0$

$$\sigma_3 = \sigma_t = \frac{1}{2}\ \sigma_c\ [m - (m^2 + 4s)^{0,5}] \qquad (3)$$

se $s = 0$

$\sigma_{3t} = 0$

quindi l'ammasso roccioso non ha resistenza a trazione, ovvero non ha coesione.

1.1. Roccia intatta

In questo caso la resistenza a compressione σ_{1c} coincide con σ_c

$$\sigma_{1c} = \sigma_c = \sqrt{s\sigma_c^2}$$

quindi per roccia intatta risulta:

$s = 1$

ed il parametro m si identifica con m_i.

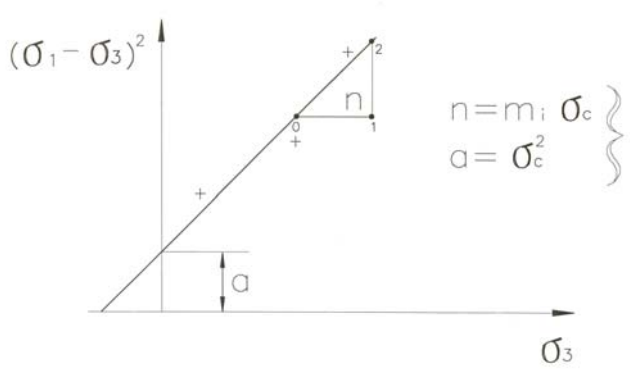
L'inviluppo a rottura diventa

$$\sigma_1 = \sigma_3 + [m_i\ \sigma_c\ \sigma_3 + \sigma_c{}^2]^{0,5} \qquad (4)$$

il parametro m_i è sperimentale e si ottiene:

a) dalle prove triassiali

avendo le coppie σ_1, σ_3 a rottura si ottiene la seguente retta



$$n = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_2^2 - (\sigma_1 - \sigma_3)_1^2}{\sigma_{3(1)} - \sigma_{3(0)}} \qquad m_i = \frac{n}{\sqrt{a}}$$

b) dalla resistenza a trazione, dalla precedente (3):

$$\sigma_t = \frac{1}{2}\ \sigma_c\ [m_i - (m_i^2 + 4)^{0,5}] \tag{5}$$

da cui si ottiene

$$m_i = \frac{\sigma_c}{\sigma_t} - \frac{\sigma_t}{\sigma_c}$$

σ_t può essere misurata, oppure data come percentuale di σ_c

$\sigma_t = \beta\ \sigma_c$

quindi

$$\sigma_t = \frac{1 - \beta^2}{\beta}$$

per il valore di β

$\beta \leq 0,1$

spesso

$\beta \leq 0{,}05$

se $\beta = 0{,}1$ $\quad m_i = 9{,}9 \sim 10$

$\beta = 0{,}05$ $\quad m_i = 19{,}95 \sim 20$

Quindi è importante avere l'ordine di grandezza della trazione rispetto alla compressione per valutare in modo corretto m_i.

In ogni caso si pone un limite a m_i
$m_i \leq 25$

Valore di σ_t

La resistenza a trazione viene determinata in laboratorio con le prove: Brasiliana, Flessione. È una misura indiretta in quanto i campioni vengono sottoposti a compressione e a flessione, che generano uno stato di sforzo caratterizzato da una componente di trazione che produce la rottura.



Valore di σ_c

Si determina dalle prove di compressione.

Varia con il diametro del provino. Se si prende come riferimento il diametro d = 50 mm, si ha:

$$\sigma_c = \sigma_{c\ 50} \left[\frac{50}{d}\right]^{0,18}$$

se

d = 100 mm	$[50/d]^{0,18}$	= 0,88
= 200 mm		= 0,78
= 500 mm		= 0,66
= 1000 mm		= 0,58

= 2000 mm = 0,51

Quindi si possono applicare le seguenti correzioni:

a) roccia fratturata con blocchi intatti aventi dimensione massima < 100 mm
$\sigma_c = \sigma_{c\ 50}$

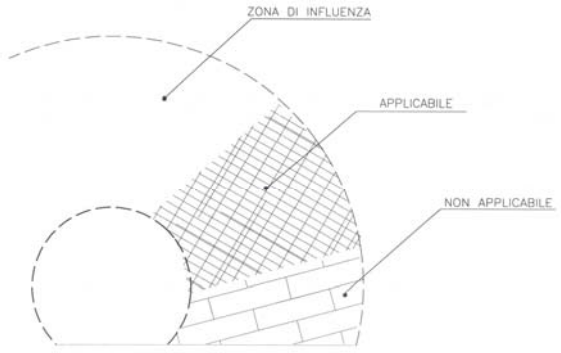
b) roccia fratturata con blocchi intatti tra 100 e 500 mm
$\sigma_c = 0{,}85\ \sigma_{c\ 50}$

c) roccia in strati e con un sistema di giunti, aventi spaziature superiori a 500 mm
$\sigma_c = 0{,}7\ \sigma_{c\ 50}$

Per cui, semplificando:
- roccia intensamente fratturata $\sigma_c = \sigma_c$ (laboratorio)
- roccia mediamente fratturata $\sigma_c = 0{,}85\ \sigma_c$
- roccia in strati di notevole spessore $\sigma_c = 0{,}7\ \sigma_c$

1.2. Ammasso roccioso

Il criterio di rottura di H e B si applica all'ammasso roccioso quando la scala delle discontinuità rispetto alla zona influenzata dall'opera è piccola, così che l'ammasso può essere considerato un continuo



(Nella sua forma più generale l'inviluppo di rottura ha la seguente espressione. L'esponente a è in genere uguale a 0,5).

$$\sigma_1 = \sigma_3 + [m\ \sigma_c\ \sigma_3 + s\sigma_c^{\,2}]^a \qquad (6)$$

m ed s si ottengono da RMR (1989) oppure dall'indice di Barton Q modificato. L'esponente a dipende da GSI, ovvero da RMR, come si vedrà nel seguito.

RMR (1989)

Si usa la tabella di Bieniawski del 1989 con le seguenti regole:

parameter 1 - σ_c = usare i valori corretti definiti per la roccia intatta, paragrafo precedente

parameters 2, 3, 4 = secondo tabella

paramter 5 - acqua = usare 15 per ammasso secco. Questa ipotesi assume che l'analisi delle tensioni e l'analisi della filtrazione eseguita indipendentemente conducano ad una razionale valutazione dell'effetto dell'acqua.
L'analisi in caso di gallerie è in sforzi totali e non efficaci

6 - rating adjustment = se per l'ammasso roccioso in termini di scala si ritiene applicabile il criterio di H e B, come discusso prima, l'orientazione dei giunti è già considerata nel criterio medesimo.

Calcolato RMR 89 si valuta GSI, distinguendo:

a) RMR 89 ≥ 23

GSI = RMR 89 – 5

b) RMR 89 < 23

GSI = 9 ln Q' + 44

per il valore di Q' utilizzare il valore modificato con Jw = 1, SRF = 1, vedi tabelle seguenti.

Rock Mass Rating System (After Bieniawski, 1989)

CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS									
Parameter			Range of values						
1	Strength of intact rock material	Point load strength index	>10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	For this low range – uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial comp. strength	>250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	< 1 MPa
	Rating		15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core Quality RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0,6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	< 60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuites		Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge > 5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous		
	Rating		30	25	20	10	0		
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel legnth (l/m)	None						
		(Joint water press)/ (Major principal σ)	0						
		General conditions	Completely dry						
	Rating		15						
RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS									
Strike and dip orientations			Very favourable						
Ratings	Tunnels & mines		0						
	Foundations		0						
	Slopes		0						

Valutazione di

$$Q' = \left(\frac{RQD}{Jn}\right)\left(\frac{Jr}{Ja}\right)$$

DESCRIPTION	VALUE	NOTES
1. ROCK QUALITY DESIGNATION	*RQD*	
A. Very poor	0-25	1. Where *RQD* is reported or measured as ≤ 10 (including 0),
B. Poor	25-50	a nominal value of 10 is used to evaluate *Q*.
C. Fair	50-75	
D. Good	75-90	2. RQD intervals of 5, i.e. 100, 95, 90 etc. are sufficiently
E. Excellent	90-100	accurate.
2. JOINT SET NUMBER	J_n	
A. Massive, no or few joints	0.5-1.0	
B. One joint set	2	
C. One joint set plus random	3	
D. Two joint sets	4	
E. Two joint sets plus random	6	
F. Three joint sets	9	1. For intersections use $(3.0 \times J_n)$.
G. Three joint sets plus random	12	
H. Four or more joint sets, random,	15	2. For portals use $(2.0 \times J_n)$.
heavily jointed, 'sugar cube', etc.		
J. Crushed rock, earthlike	20	
3. JOINT ROUGHNESS NUMBER	J_r	
a. Rock wall contact		
b. Rock wall contact before 10 cm shear		
A. Discontinuous joints	4	
B. Rough and irregular, undulating	3	
C. Smooth undulating	2	
D. Slickensided undulating	1.5	1. Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is
E. Rough or irregular, planar	1.5	greater than 3 m.
F. Smooth, planar	1.0	
G. Slickensided, planar	0.5	2. $J_r = 0.5$ can be used for planar, slickensided joints having
c. No rock wall contact when sheared		lineations, provided that the lineations are oriented for
H. Zones containing clay minerals thick	1.0	minimum strength.
enough to prevent rock wall contact	(nominal)	
J. Sandy, gravely or crushed zone thick	1.0	
enough to prevent rock wall contact	(nominal)	
4. JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	ϕr degrees (approx.)
a. Rock wall contact		
A. Tightly healed, hard, non-softening,	0.75	1. Values of ϕr, the residual friction angle,
impermeable filling		are intended as an approximate guide
B. Unaltered joint walls, surface staining only	1.0	25-35 to the mineralogical properties of the
C. Slightly altered joint walls, non-softening	2.0	25-30 alteration products, if present.
mineral coatings, sandy particles, clay-free		
disintegrated rock, etc.		
D. Silty-, or sandy-clay coatings, small clay-	3.0	20-25
fraction (non-softening)		
E. Softening or low-friction clay mineral coatings,	4.0	8-16
i.e. kaolinite, mica. Also chlorite, talc,		
gypsum and graphite etc., and small		
quantities of swelling clays. (Discontinuous		
coatings, 1-2 mm or less in thickness)		

DESCRIPTION	VALUE	NOTES
4, JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	ϕr degrees (approx.)
b. Rock wall contact before 10 cm shear		
F. Sandy particles, clay-free, disintegrating rock etc.	4.0	25-30
G. Strongly over-consolidated, non-softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	6.0	16-24
H. Medium or low over-consolidation, softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	8.0	12-16
J. Swelling clay fillings, i.e. montmorillonite, (continuous < 5 mm thick). Values of J_a depend on percent of swelling clay-size particles, and access to water.	8.0-12.0	6-12
c. No rock wall contact when sheared		
K. Zones or bands of disintegrated or crushed	6.0	
L. rock and clay (see G, H and J for clay	8.0	
M. conditions)	8.0-12.0	6-24
N. Zones or bands of silty- or sandy-clay, small clay fraction, non-softening	5.0	
O. Thick continuous zones or bands of clay	10.0-13.0	
P. & R. (see G.H and J for clay conditions)	6.0-24.0	

ADDITIONAL NOTES ON THE USE OF THESE TABLES

When making estimates of the rock mass Quality (Q), the following guidelines should be followed in addition to the notes listed in the tables:

1. When borehole core is unavailable, RQD can be estimated from the number of joints per unit volume, in which the number of joints per metre for each joint set are added. A simple relationship can be used to convert this number to RQD for the case of clay free rock masses: $RQD = 115\text{-}3.3\ J_v$ (approx.), where J_v = total number of joints per m^3 ($0 < RQD < 100$ for $35 > J_v > 4.5$).

2. The parameter J_n representing the number of joint sets will often be affected by foliation, schistosity, slaty cleavage or bedding etc. If strongly developed, these parallel 'joints' should obviously be counted as a complete joint set. However, if there are few 'joints' visible, or if only occasional breaks in the core are due to these features, then it will be more appropriate to count them as 'random' joints when evaluating J_n.

3. The parameters J_r and J_a (representing shear strength) should be relevant to the weakest significant joint set or clay filled discontinuity in the given zone. However, if the joint set or discontinuity with the minimum value of J_r/J_a is favourably oriented for stability, then a second, less favourably oriented joint set or discontinuity may sometimes be more significant, and its higher value of J_r/J_a should be used when evaluating Q. The value of J_r/J_a should in fact relate to the surface most likely to allow failure to initiate.

4. When a rock mass contains clay, the factor SRF appropriate to loosening loads should be evaluated. In such cases the strength of the intact rock is of little interest. However, when jointing is minimal and clay is completely absent, the strength of the intact rock may become the weakest link, and the stability will then depend on the ratio rock-stress/rock-strength. A strongly anisotropic stress field is unfavourable for stability and is roughly accounted for as in note 2 in the table for stress reduction factor evaluation.

5. The compressive and tensile strengths (σ_c and σ_t) of the intact rock should be evaluated in the saturated condition if this is appropriate to the present and future in situ conditions. A very conservative estimate of the strength should be made for those rocks that deteriorate when exposed to moist or saturated conditions.

Barla suggerisce un approccio più prudente per le rocce tenere e molto fratturate, che è il seguente:

a) $RMR_{89} \geq 30$

$GSI = RMR_{89} - 5$

b) $RMR_{89} < 30$

determinare GSI direttamente dalla tabella 1.

L'indice RMR_{89} può essere ottenuto dall'indice Q utilizzando le seguenti relazioni, sempre secondo Barla:

a) se è noto l'indice Q di Barton si ottiene RMR dalla relazione:

$RMR = 50 + 15 \log Q$

e poi si procede nello stesso modo per GSI.

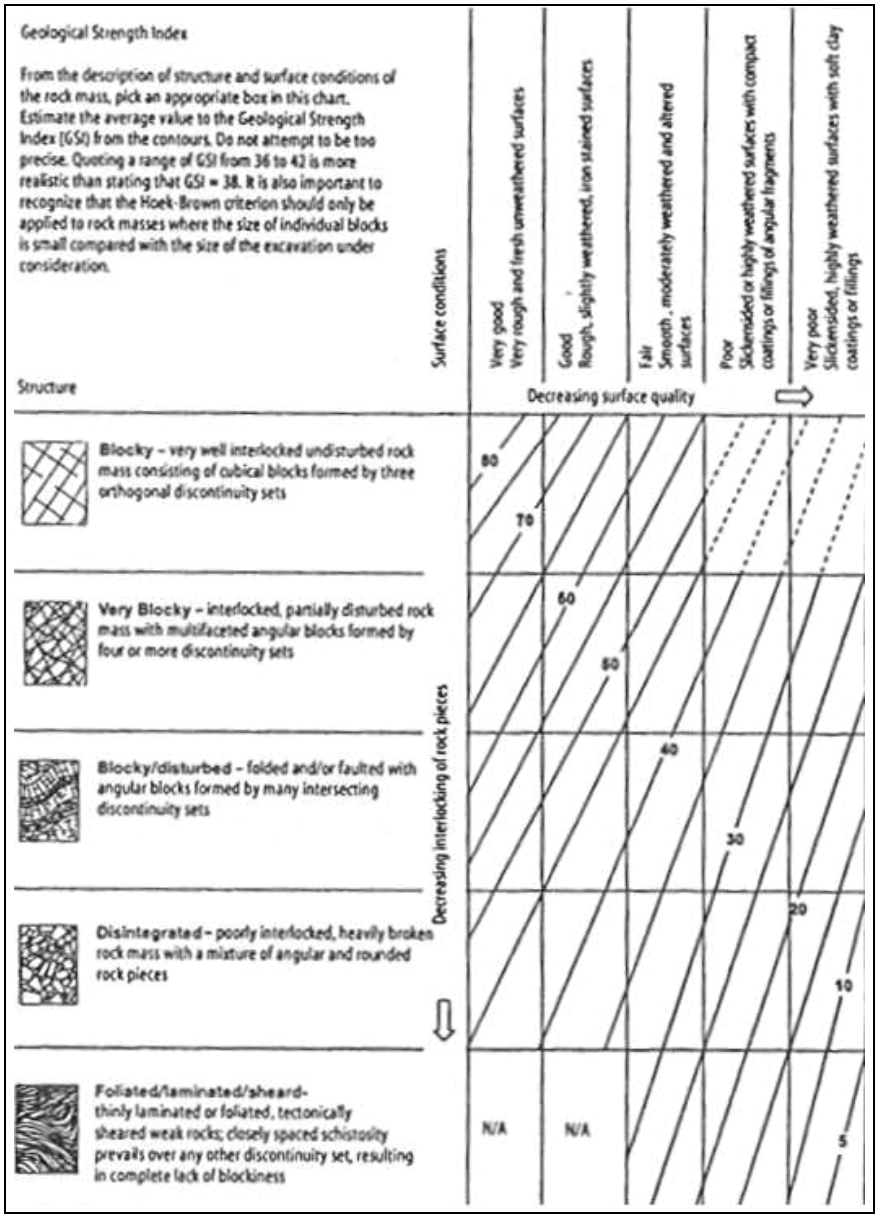
b) se si conosce solo Vp, velocità delle onde elastiche di compressione nell'ammasso roccioso, allora si calcola Q nel seguente modo; vedi figura 1

$V_p = \log Q_c + 3{,}5$ $\quad$ V_p è in Km/s

$Q_c = Q \frac{\sigma_c}{100}$ $\quad$ σ_c è in MPa

Ottenuto Q si ottiene RMR e quindi GSI

Tabella 1 - Per la determinazione dell'indice GSI (Hoek et al. 1998)



La tabella può essere usata anche per roccia non scadente, in funzione della descrizione data nella medesima tabella

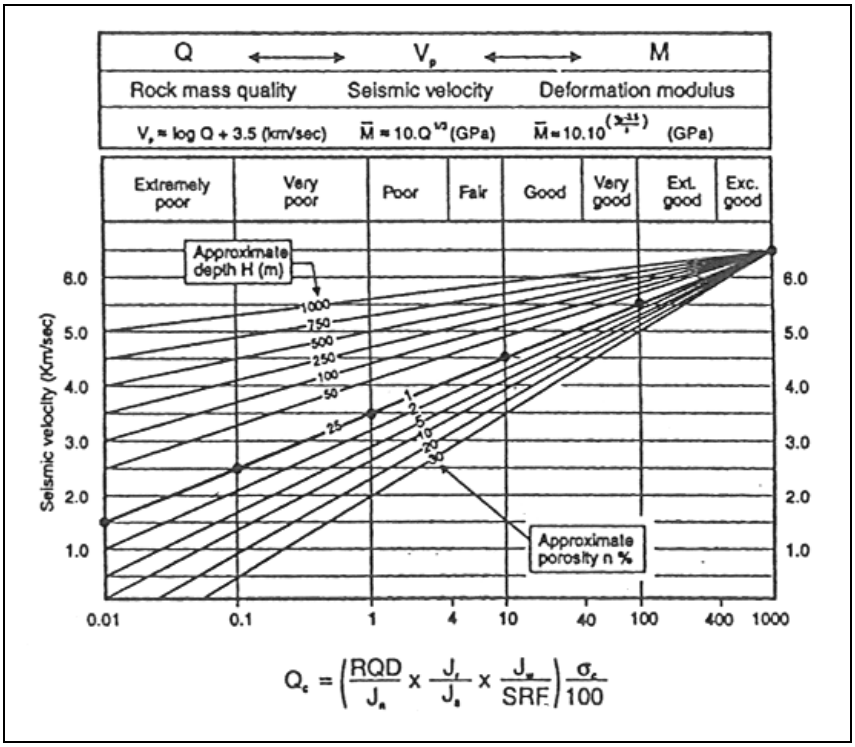


Fig. 1 - Diagramma di correlazione tra V_p e Q_c, utilizzabile anche per la stima del modulo di deformazione E_d (Barton, 1996)

$$\text{Indice Q} = \left(\frac{RQD}{Jn}\right)\left(\frac{Jr}{Ja}\right)\left(\frac{Jw}{SRF}\right)$$

DESCRIPTION	VALUE	NOTES
1. ROCK QUALITY DESIGNATION	*RQD*	
A. Very poor	0-25	1. Where *RQD* is reported or measured as ≤ 10 (including 0), a nominal value of 10 is used to evaluate *Q*.
B. Poor	25-50	
C. Fair	50-75	
D. Good	75-90	2. RQD intervals of 5, i.e. 100, 95, 90 etc. are sufficiently accurate.
E. Excellent	90-100	
2. JOINT SET NUMBER	J_n	
A. Massive, no or few joints	0.5-1.0	
B. One joint set	2	
C. One joint set plus random	3	
D. Two joint sets	4	
E. Two joint sets plus random	6	
F. Three joint sets	9	1. For intersections use $(3.0 \times J_n)$.
G. Three joint sets plus random	12	
H. Four or more joint sets, random, heavily jointed, 'sugar cube', etc.	15	2. For portals use $(2.0 \times J_n)$.
J. Crushed rock, earthlike	20	
3. JOINT ROUGHNESS NUMBER	J_r	
a. Rock wall contact		
b. Rock wall contact before 10 cm shear		
A. Discontinuous joints	4	
B. Rough and irregular, undulating	3	
C. Smooth undulating	2	
D. Slickensided undulating	1.5	1. Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m.
E. Rough or irregular, planar	1.5	
F. Smooth, planar	1.0	
G. Slickensided, planar	0.5	2. $J_r = 0.5$ can be used for planar, slickensided joints having lineations, provided that the lineations are oriented for minimum strength.
c. No rock wall contact when sheared		
H. Zones containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)	
J. Sandy, gravely or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)	
4. JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	ϕr degrees (approx.)
a. Rock wall contact		
A. Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling	0.75	1. Values of ϕr, the residual friction angle, are intended as an approximate guide to the mineralogical properties of the alteration products, if present.
B. Unaltered joint walls, surface staining only	1.0	25-35
C. Slightly altered joint walls, non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	2.0	25-30
D. Silty-, or sandy-clay coatings, small clay-fraction (non-softening)	3.0	20-25
E. Softening or low-friction clay mineral coatings, i.e. kaolinite, mica. Also chlorite, talc, gypsum and graphite etc., and small quantities of swelling clays. (Discontinuous coatings, 1-2 mm or less in thickness)	4.0	8-16

DESCRIPTION	VALUE	NOTES	
4. JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	ϕr degrees (approx.)	
b. Rock wall contact before 10 cm shear			
F. Sandy particles, clay-free, disintegrating rock etc.	4.0	25-30	
G. Strongly over-consolidated, non-softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	6.0	16-24	
H. Medium or low over-consolidation, softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	8.0	12-16	
J. Swelling clay fillings, i.e. montmorillonite, (continuous < 5 mm thick). Values of J_a depend on percent of swelling clay-size particles, and access to water.	8.0-12.0	6-12	
c. No rock wall contact when sheared			
K. Zones or bands of disintegrated or crushed	6.0		
L. rock and clay (see G, H and J for clay	8.0		
M. conditions)	8.0-12.0	6-24	
N. Zones or bands of silty- or sandy-clay, small clay fraction, non-softening	5.0		
O. Thick continuous zones or bands of clay	10.0-13.0		
P. & R. (see G.H and J for clay conditions)	6.0-24.0		
5. JOINT WATER REDUCTION	J_w	approx. water pressure (kgf/cm^2)	
A. Dry excavation or minor inflow i.e. < 5 l/m locally	1.0	< 1.0	
B. Medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings	0.66	1.0-2.5	
C. Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.5	2.5-10.0	1. Factors C to F are crude estimates; increase J_w if drainage installed.
D. Large inflow or high pressure	0.33	2.5-10.0	
E. Exceptionally high inflow or pressure at blasting, decaying with time	0.2-0.1	> 10	2. Special problems caused by ice formation are not considered.
F. Exceptionally high inflow or pressure	0.1-0.05	> 10	
6. STRESS REDUCTION FACTOR		*SRF*	
a. Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated			
A. Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock any depth)		10.0	1. Reduce these values of *SRF* by 25-50% if the relevant shear zones only influence but do not intersect the excavation.
B. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth < 50 m)		5.0	
C. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth > 50 m)		2.5	
D. Multiple shear zones in competent rock (clay free), loose surrounding rock (any depth)		7.5	
E. Single shear zone in competent rock (clay free). (depth of excavation < 50 m)		5.0	
F. Single shear zone in competent rock (clay free). (depth of excavation > 50 m)		2.5	
G. Loose open joints, heavily jointed or 'sugar cube', (any depth)		5.0	

DESCRIPTION			VALUE	NOTES
6. STRESS REDUCTION FACTOR			*SRF*	
b. Competent rock, rock stress problems				
	σ_c/σ_1	σ_t/σ_1		2. For strongly anisotropic virgin stress field
H. Low stress, near surface	> 200	> 13	2.5	(if measured): when $5 \le \sigma_1/\sigma_3 \le 10$, reduce σ_c
J. Medium stress	200-10	13-0.66	1.0	to $0.8\sigma_c$ and σ_t to $0.8\sigma_t$. When σ_1/σ_3 > 10,
K. High stress, very tight structure	10-5	0.66-0.33	0.5-2	reduce σ_c and σ_t to $0.6\sigma_c$ and $0.6\sigma_t$, where
(usually favourable to stability, may				σ_c = unconfined compressive strength, and
be unfavourable to wall stability)				σ_t = tensile strength (point load) and σ_1 and
L. Mild rockburst (massive rock)	5-2.5	0.33-0.16	5-10	σ_3 are the major and minor principal stresses.
M. Heavy rockburst (massive rock)	< 2.5	< 0.16	10-20	3. Few case records available where depth of
c. Squeezing rock, plastic flow of incompetent rock				crown below surface is less than span width.
under influence of high rock pressure				Suggest *SRF* increase from 2.5 to 5 for such
N. Mild squeezing rock pressure			5-10	cases (see H).
O. Heavy squeezing rock pressure			10-20	
d. Swelling rock, chemical swelling activity depending on presence of water				
P. Mild swelling rock pressure			5-10	
R. Heavy swelling rock pressure			10-15	

ADDITIONAL NOTES ON THE USE OF THESE TABLES

When making estimates of the rock mass Quality (Q), the following guidelines should be followed in addition to the notes listed in the tables:

1. When borehole core is unavailable, *RQD* can be estimated from the number of joints per unit volume, in which the number of joints per metre for each joint set are added. A simple relationship can be used to convert this number to *RQD* for the case of clay free rock masses: $RQD = 115\text{-}3.3\ J_v$ (approx.), where J_v = total number of joints per m^3 ($0 < RQD < 100$ for $35 > J_v > 4.5$).

2. The parameter J_n representing the number of joint sets will often be affected by foliation, schistosity, slaty cleavage or bedding etc. If strongly developed, these parallel 'joints' should obviously be counted as a complete joint set. However, if there are few 'joints' visible, or if only occasional breaks in the core are due to these features, then it will be more appropriate to count them as 'random' joints when evaluating J_n.

3. The parameters J_r and J_a (representing shear strength) should be relevant to the weakest significant joint set or clay filled discontinuity in the given zone. However, if the joint set or discontinuity with the minimum value of J_r/J_a is favourably oriented for stability, then a second, less favourably oriented joint set or discontinuity may sometimes be more significant, and its higher value of J_r/J_a should be used when evaluating Q. The value of J_r/J_a should in fact relate to the surface most likely to allow failure to initiate.

4. When a rock mass contains clay, the factor *SRF* appropriate to loosening loads should be evaluated. In such cases the strength of the intact rock is of little interest. However, when jointing is minimal and clay is completely absent, the strength of the intact rock may become the weakest link, and the stability will then depend on the ratio rock-stress/rock-strength. A strongly anisotropic stress field is unfavourable for stability and is roughly accounted for as in note 2 in the table for stress reduction factor evaluation.

5. The compressive and tensile strengths (σ_c and σ_t) of the intact rock should be evaluated in the saturated condition if this is appropriate to the present and future in situ conditions. A very conservative estimate of the strength should be made for those rocks that deteriorate when exposed to moist or saturated conditions.

Parametri m ed s

L'inviluppo di Hoek e Brown è quello dato dalla formula (6). Per roccia scadente con GSI < 25 l'esponente a può essere diverso da 0,5 e funzione di GSI. Si distinguono i due casi:

$\sigma_1 = \sigma_3 + [m\ \sigma_c\ \sigma_3 + s\ \sigma_c^2]^a$

dove
$m = m_p, m_r$
$s = s_p, s_r$

Inviluppo di picco

GSI ≥ 25 ammasso roccioso buono

$m = m_p$ $s = s_p$ (p = picco)

$a = 0,5$

$$m_p = m_i \exp\left[\frac{GSI - 100}{28}\right]$$

$$s_p = \exp\left[\frac{GSI - 100}{9}\right]$$

GSI < 25 ammasso roccioso scadente

$$a = 0,65 - \frac{GSI}{200}$$

$$m_p = m_i \exp\left[\frac{GSI - 100}{28}\right]$$

$s_p = 0$

quindi l'ammasso non ha praticamente coesione.

Inviluppo residuo

In funzione della deformazione tangenziale attesa nella zona plastica al contorno del cavo definita come segue:

$$\varepsilon_\theta = \frac{u}{R}$$

in cui
u = spostamento radiale del contorno dello scavo
R = raggio equivalente dello scavo

si hanno le seguenti possibili correlazioni:

per $\varepsilon_\theta \leq 3\%$

$m_r = 0{,}7\ m_p$
$s_r = 0{,}04$ s

per $3\% < \varepsilon_\theta \leq 7\%$

$m_r = 0{,}5\ m_p$
$s_r = 0{,}02$ s

per $\varepsilon_\theta > 7\%$

$m_r = 0{,}5\ m_p$
$s_r = 0$

Resistenza a compressione dell'ammasso roccioso

È data dalla formula (2) e si indica σ_{gd}

$$\sigma_{1c} = \sigma_{gd} = \sqrt{s\sigma_c^2}$$

per i parametri di picco
$\sigma_{gd} = \sigma_c \sqrt{s_p}$

per i parametri residui

$\sigma_{gd} = \sigma_c \sqrt{s_r}$

se $s_r = 0$ $\sigma_{gd} = 0$

La resistenza a trazione dell'ammasso roccioso è data da:

$$\sigma_{tg} = \frac{1}{2} \sigma_c [m_p - (m_p^2 + 4 s_p)]$$

Se risulta alta bisogna correggere i parametri m_p ed s_p per renderla compatibile con lo stato fisico reale dell'ammasso roccioso.

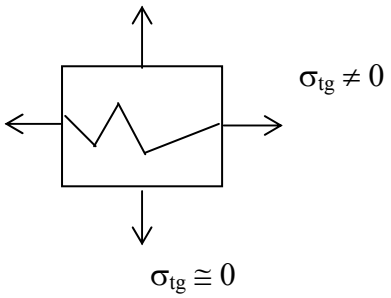
Si suggerisce solo per i parametri di picco di verificare che il rapporto

$$\frac{\sigma_{tg}}{\sigma_{gd}} = \beta$$

risulti sempre inferiore a:

$\beta \leq 0{,}06$

Ma ci sono casi reali nei quali $\sigma_{tg} \cong 0$, per esempio quando la coesione è dovuta all'incastro dei blocchi di roccia e quindi σ_{tg} può essere molto bassa in funzione di come sono applicate le forze rispetto alle discontinuità:



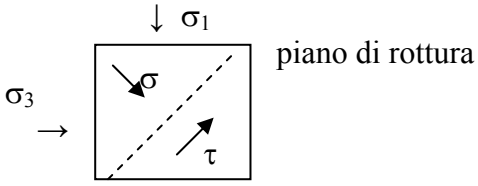
In questo caso è bene adottare un valore più basso di β pari a

$\beta = 0{,}03$

Bisogna quindi apportare delle correzioni ai parametri m_p ed s_p, valutati con GSI, per rispettare questo criterio.

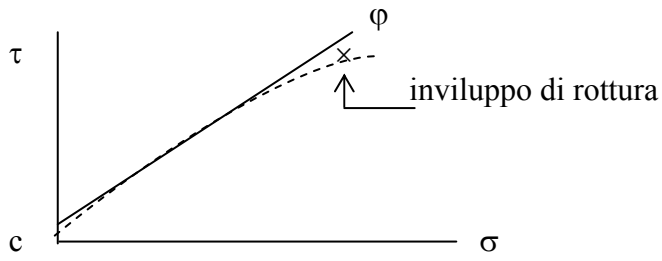
1.3. Equivalenza con Mohr Coulomb

L'inviluppo a rottura di H e B può essere riportato nel piano τ, σ, ovvero degli sforzi agenti sulla superficie di rottura.



L'inviluppo che si ottiene è ovviamente non lineare, come quello nel piano σ_1, σ_3.

Quindi il valore della coesione e dell'angolo di attrito sono variabili, essendo i valori della tangente in ogni punto



Per ottenere l'inviluppo nel piano τ, σ si opera nel seguente modo

σ_3 : assegnato

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left[\frac{m\sigma_3}{\sigma_c} + s \right]^a$$

se a = 0,5

$$\frac{d\sigma_1}{d\sigma_3} = 1 + \frac{m\sigma_c}{2(\sigma_1 - \sigma_3)}$$

se a ≠ 0,5

$$\frac{d\sigma_1}{d\sigma_3} = 1 + am^a \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c}\right)^{(a-1)}$$

da cui i valori di σ, τ

$$\sigma = \sigma_3 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{1 + \frac{d\sigma_1}{d\sigma_3}}$$

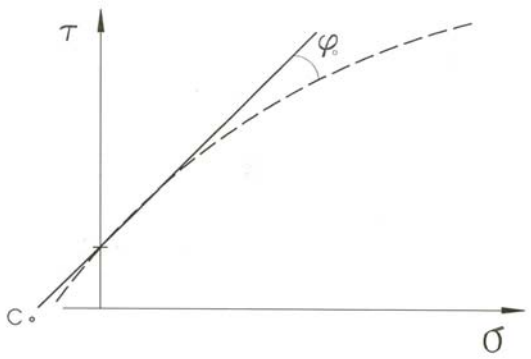
$$\tau = (\sigma - \sigma_3) \sqrt{\frac{d\sigma_1}{d\sigma_3}}$$

Queste formule valgono in tutti i casi, per il picco, il residuo, GSI $\geq$ 25.
$<$

Si definiscono i seguenti inviluppi tangenti

1. Inviluppo all'origine

fornisce c_o e φ_o di cui



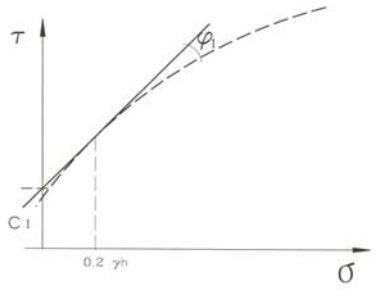
c_o è il valore minimo dell'inviluppo
φ_o è il valore massimo dell'inviluppo

2. Inviluppo a 0,2 (γh)

γh = copertura, massimo sforzo verticale iniziale

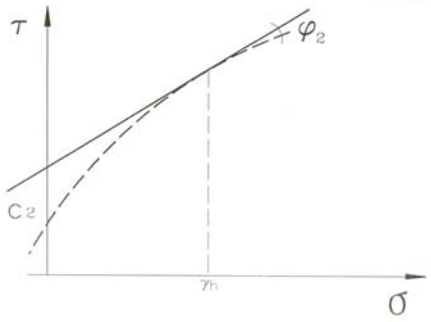
C_1

φ_1



3. Inviluppo a γh

fornisce c_2 e φ_2



Per il calcolo si procede nel seguente modo.

La schematizzazione con Mohr-Coulomb può essere fatta in due modi, con un unico inviluppo o con una bilatera.

Inviluppo di rottura unico

Stabilità del fronte

Si adotta l'inviluppo di Mohr-Coulomb all'origine, quindi

c_o, φ_o

Stabilità del cavo

Si adotta un unico inviluppo di Mohr-Coulomb, definito dai valori medi di c e φ, quindi:

$$c_c = \frac{c_o + c_1 + c_2}{3}$$

$$\varphi_c = \frac{\varphi_o + \varphi_1 + \varphi_2}{3}$$

Inviluppo di rottura rappresentato da una bilatera

Nel caso si definisca una bilatera, allora si adottano i seguenti valori:

Tratto 1 = definito da
$c_{t1} = c_o$ – all'origine
$\varphi_{t1} = \varphi_1$ – pendenza inviluppo tangente in 0,2 γh

Tratto 2

Definito da c e φ della retta limite passante per i punti intersezione con 0,2 γh e γh. Si ottiene:
c_{t2}
φ_{t2}

Stabilità del fronte

Si valuta solo con l'inviluppo resistente del tratto 1.

Stabilità del cavo

Si valuta con la bilatera.

1.4. Dilatanza

Per tener conto della dilatanza nel criterio di H e B si assume

$\omega = 0{,}33\ m_p$

ed implica che il potenziale plastico non è associato a quello di rottura.

Nel caso di Mohr Coulomb si dovrà scegliere allo stesso modo un angolo di attrito minore di φ_p, possibilmente quello dell'inviluppo corrispondente a H e B, definito da
$m_d = \omega \qquad s_d = s_p$

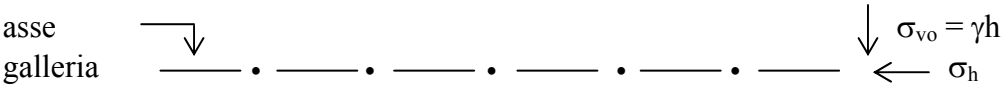
sul quale verranno valutati φ_o, φ_1 e φ_2 precedentemente definiti e quindi si calcolerà la media ottenendo φ_d

$$\varphi_d = \frac{\varphi_o + \varphi_1 + \varphi_2}{3}$$

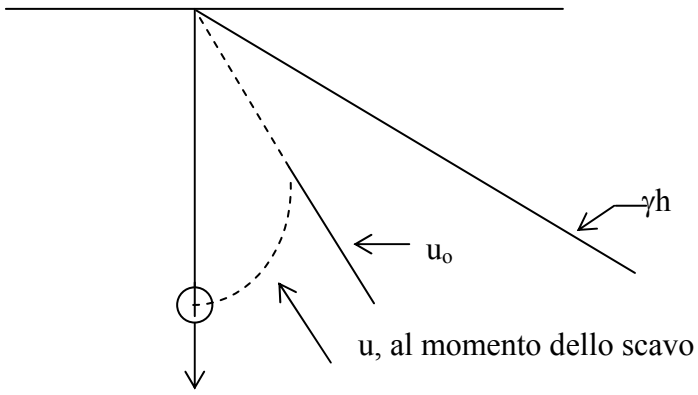
1.5. Pressione litostatica iniziale γh

γ = peso di volume dell'ammasso roccioso
h = profondità asse galleria rispetto alla superficie
γh = sforzo verticale totale agente nell'asse della galleria prima dello scavo

Condizione iniziale



Se c'è falda freatica, andrebbe considerato lo sforzo efficace, ovvero $\gamma h - u$, dove u è la pressione dell'acqua a livello asse galleria



Al momento dello scavo la galleria drena l'ammasso roccioso e quindi al perimetro dello scavo, ovvero nell'immediato contorno del cavo, u = 0 e quindi sforzo efficace e totale coincidono.

$\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} = \gamma h$

Se invece si ritenesse che la pressione d'acqua è significativa nella zona intorno al perimetro di scavo, per esempio dovuto alla presenza di uno strato impermeabile, allora lo sforzo efficace iniziale è dato da:

$\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - u = (\gamma h - u)$

dove u deve essere stimato, variando tra

$0 \leq u \leq u_o$

dove u_o è la pressione corrispondente al livello freatico indisturbato.
Lo sforzo orizzontale σ'_{ho} coniugato è dato da:

$\sigma'_{ho} = k_o \, \sigma'_{vo}$

In questo caso, con u ≠ 0 a livello del cavo, nella definizione degli inviluppi di Mohr-Coulomb il valore γh viene sostituito dallo sforzo normale medio

$\sigma'_{vm} = \frac{1 + 2k_o}{3} \, \sigma'_{vo}$

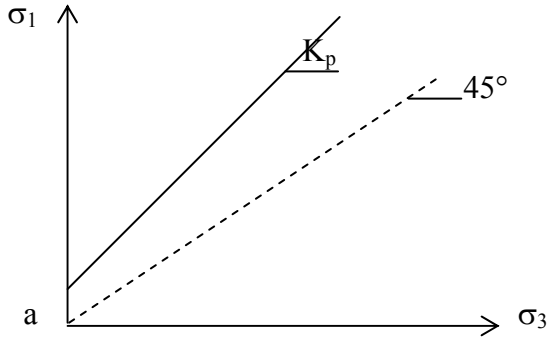
1.6. Resistenza a compressione dell'ammasso roccioso

Nel piano σ_1 σ_3 l'inviluppo di Mohr-Coulomb, se rettilineo, è rappresentato da una retta che ha la seguente equazione:

$\sigma_1 = \frac{2c\cos\varphi}{1 - sin\varphi} + \frac{1 + sin\varphi}{1 - sin\varphi} \, \sigma_3$

ovvero essendo $K_p = \frac{1 + sin\varphi}{1 - sin\varphi}$ = coefficiente di spinta passiva

$\sigma_1 = 2\ \sqrt{K_p}\ c + K_p\ \sigma_3$



$$a = \frac{2c\cos\varphi}{1-sin\varphi} = 2\ \sqrt{K_p}\ c$$

$$N_f = K_p = \frac{1+sin\varphi}{1-sin\varphi}$$

Il paramento a è niente altro che σ_{gd}, formula (2), pertanto si ha

$\sigma_{gd} = 2\ \sqrt{K_p}\ c = \sigma_c\ \sqrt{s_p}$

A questo valore di σ_{gd} possono applicarsi le stesse correlazioni di cui si è detto in precedenza.

Da questa relazione inoltre è possibile ricavare il valore di c in funzione di φ e di s_p

$$c = \frac{\sigma_c\sqrt{s_p}}{2\sqrt{K_p}}$$

oppure il valore di s_p da c e φ, dove c e φ sono valori stimati all'origine dell'inviluppo o medi tra $\sigma_3 = 0 \div \gamma h$.

$$s_p = \left[\frac{2\sqrt{K_p} * c}{\sigma_c}\right]^2$$

Poiché l'inviluppo non è lineare le valutazioni precedenti devono intendersi nel seguente modo:

- il valore di c da s_p è una media dei valori di c ottenibili dall'inviluppo curvilineo, ma abbastanza prossimo alla coesione all'origine;
- il valore di s da c e φ è abbastanza rappresentativo di quello dell'intero inviluppo di H e B, perché calcolato dalla coesione all'origine.

Queste formule possono essere utilizzate per controllare l'ordine di grandezza dei parametri adottati.

Se di un ammasso roccioso si ha una stima di c e φ si può valutare con le formule di cui sopra il valore approssimato di s_p.

2. Deformabilità

Si definisce in funzione di RMR_{89} oppure dell'indice Q con diverse formule empiriche.

Tra tutti i valori determinati si può scegliere quello più appropriato o il minore.

a) In funzione di GSI, per GSI > 25

$$E = 1000 * 10 \left[\frac{GSI - 10}{40}\right] * 100 \qquad \text{in (t/m²)}$$

b) per ammasso roccioso costituito da roccia tenera o roccia normale

Roccia tenera

$\sigma_{vo} \leq 800$ t/m² ed $E_{lab}/\sigma_c \leq 350$

$$E = 0{,}671 \exp [0{,}0441 * RMR_{89}] * 10^5 \qquad \text{in (t/m²)}$$

$\sigma_{vo} > 800$ t/m²

$$E = 1{,}674 \exp [0{,}037 * RMR_{89}] * 10^5 \qquad \text{in (t/m²)}$$

per roccia normale

$\sigma_{vo} \leq 800$ t/m² ed $E_{lab}/\sigma_c > 350$

$$E = 0{,}691 \exp [0{,}0492 * RMR_{89}] * 10^5 \qquad \text{in (t/m²)}$$

$\sigma_{vo} > 800$ t/m²

$$E = 0{,}862 \exp [0{,}0493 * RMR_{89}] * 10^5 \qquad \text{in (t/m²)}$$

c) per roccia con $\sigma_c < 100$ MPa

$$E = \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} * 10^{\left[\frac{GSI-10}{40}\right]}$$ (σ_c in MPa, E in Gpa)

d) per tutti i valori di Q

$E_d = 25 \log Q$ E in GPa

e) in funzione di Q_c correlato a V_p

$$E = 10 * Q_c^{1/3} = 10 * 10^{\left(\frac{V_p-3,5}{3}\right)}$$

f) una buona correlazione per il Modulo è quella fornita da Chappel nella seguente tabella.

Classi di qualità	Descrizione	Indice RMR_{89}	E_d [GPa]
V	Molto scadente	0-20	0,05 → 0,5
IV	Scadente	20-40	0,5 → 1,0
III	Discreta	40-60	1,0 → 5,0
II	Buona	60-80	5,0 → 25
I	Molto buona	80-100	25 → 50

Per il coefficiente di Poisson ν

- roccia buona ν = 0,15
- roccia media ν = 0,2
- roccia scadente ν = 0,3

Si può interpolare tra i valori dati in funzione della struttura reale dell'ammasso.