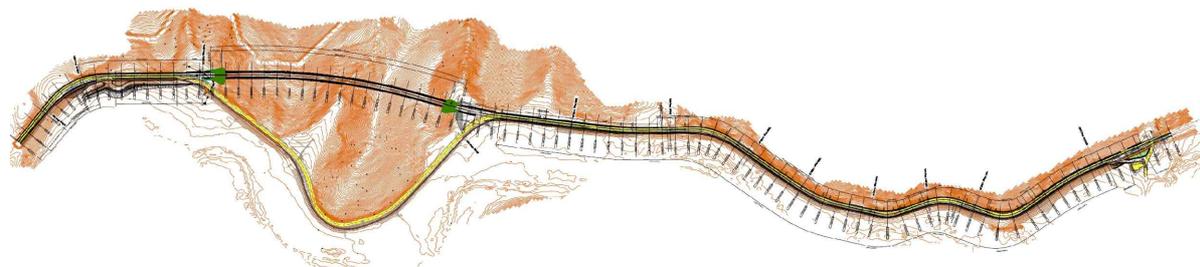


## S.S. 685 "DELLE TRE VALLI UMBRE"

**RETTIFICA DEL TRACCIATO E ADEGUAMENTO ALLA SEZ. TIPO C2 DAL km 41+500 al km 51+500**  
**STRALCIO 1 - LAVORI DI ADEGUAMENTO ALLA SEZ. TIPO C2 DAL km 49+300 al km 51+500**



### PROGETTO ESECUTIVO

IMPRESA ESECUTRICE



RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Gianluca DE PAOLIS

PROGETTAZIONE



IL PROGETTISTA

Ing. Valerio BAJETTI  
 Ordine degli Ingegneri della  
 provincia di Roma n°A26211  
 (Diretto tecnico Ingegneria del Territorio)



IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA  
 IN FASE DI PROGETTAZIONE

Ing. Fabrizio BAJETTI  
 Ordine degli Ingegneri della  
 provincia di Roma n°10112  
 (Diretto tecnico Ingegneria del Territorio)



PROTOCOLLO

DATA

N. ELABORATO:

**H001**

## CAPITOLO H - PROGETTO OPERE IN SOTTERRANEO

### CAPITOLO H0 - GALLERIA CASTEL SAN FELICE PARTE GENERALE

#### RELAZIONE TECNICA GENERALE SULLE OPERE IN SOTTERRANEO

CODICE PROGETTO

PROGETTO

PG0374E2201

NOME FILE

H001\_P01GN00OSTRE01\_A.dwg

REVISIONE

SCALA:

CODICE  
 ELAB.

P01GN00OSTRE01

A

D

C

B

A

PRIMA EMISSIONE

APRILE  
 2024

ING. GIANFRANCO  
 SODERO

ING. GIANCARLO  
 TANZI

ING. VALERIO  
 BAJETTI

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

## SOMMARIO

1	PREMESSA .....	4
1.1	Inquadramento generale .....	5
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	8
2.1	Normative raccomandazioni linee guida.....	8
2.2	Bibliografia.....	8
2.3	Applicazione della normativa .....	9
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	11
3.1	Caratteristiche del calcestruzzo al fine della durabilita' .....	13
3.2	Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure .....	13
3.3	Copriferro .....	14
4	FASE CONOSCITIVA.....	15
4.1	Sintesi delle caratteristiche geologiche .....	15
4.1.1	Depositi Continentali Quaternari.....	17
4.1.2	Successioni Continentali Plio-Pleistoceniche .....	18
4.1.3	Dominio Umbro – Successione Marina Pelagica.....	19
4.2	Sintesi delle caratteristiche idrologiche.....	22
4.3	Elementi di circolazione idrica .....	24
4.4	Carta idrogeologica.....	25
4.4.1	Terreni dotati di Permeabilità Primaria (per porosità) .....	25
4.4.2	Terreni dotati di Permeabilità Secondaria (per fratturazione).....	25
4.5	Unità litotecniche .....	26
5	CARATTERIZZAZIONE CON HOEK BROWN DEI LITOTIPI E PARAMETRI DI PROGETTO .....	28
5.1	Parametri di progetto per la Formazione della Scaglia Rossa con valori di picco .....	28
5.2	Parametri di progetto per la Formazione della Scaglia Rossa con valori residui.....	29
5.3	Parametri di progetto per la Formazione della Scaglia Variegata con valori di picco.....	30
5.4	Parametri di progetto per la Formazione della Scaglia Variegata con valori residui .....	31
5.5	Parametri di calcolo delle Formazioni interessate dallo scavo in galleria.....	32
6	ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEFORMATIVO ALLO SCAVO (FASE DI DIAGNOSI).....	33
6.1	Classi di comportamento del fronte di scavo.....	33
6.2	Metodi per la determinazione delle classi di comportamento .....	34
6.2.1	Analisi della stabilità del cavo.....	34
6.2.2	Metodi semiempirici di stabilità del fronte – Criterio di Tamez.....	35
6.3	Determinazione delle categorie di comportamento dello scavo.....	37
6.3.1	Commenti sul comportamento del cavo e del fronte di scavo.....	38
6.3.2	Dimensionamento degli interventi di stabilizzazione del fronte con il criterio di Tamez. ...	38
7	DEFINIZIONE DELLE SEZIONI DI AVANZAMENTO (FASE DI TERAPIA).....	40

7.1	Sezione di scavo tipo B1 nelle Formazioni della Scaglia Rossa e nella Scaglia Variegata .....	40
7.1.1	Variabilità degli interventi .....	40
7.2	Sezione di scavo tipo B1b nelle Formazioni della Scaglia Variegata nel tratto tra le due faglie.	42
7.2.1	Variabilità degli interventi .....	42
7.3	Sezione di scavo tipo B2 nelle Formazioni della Scaglia Rossa e nella Scaglia Variegata come concio d'attacco agli Imbocchi .....	44
7.3.1	Variabilità degli interventi .....	44
7.4	Sezione di scavo tipo B2b nelle Formazioni della Scaglia Rossa e nella Scaglia Variegata in corrispondenza delle faglie.....	46
7.4.1	Variabilità degli interventi .....	46
8	MODELLAZIONE STRUTTURALE.....	48
8.1	Modello di calcolo per le analisi al continuo equivalente .....	48
8.2	Valutazione del deconfinamento .....	51
8.3	Verifica del prerivestimento.....	52
8.4	Verifica degli infilaggi metallici nella Sezione di Scavo B2-B2b.....	54
8.5	Verifica del rivestimento definitivo.....	56
8.5.1	Verifica delle sezioni in calcestruzzo armato relativamente alla resistenza del rivestimento definitivo .....	57
8.6	Carichi piezometrici sul rivestimento definitivo .....	61
8.7	Modello di calcolo – Principali fasi di scavo .....	61
9	SISTEMA DI CONTROLLO E MONITORAGGIO .....	63
10	RILIEVI GEOMECCANICI DEL FRONTE DI SCAVO.....	64
10.1	Rilievi di dettaglio .....	64
10.2	Rilievi di tipo speditivo .....	66
11	MISURE DI CONVERGENZA CON SISTEMA OTTICO .....	66
11.1	Modalità di esecuzione.....	66
11.2	Frequenze delle letture .....	67
12	STRUMENTAZIONE DI CONTROLLO DELLE DEFORMAZIONI DELL'AMMASSO CON ESTENSIMETRI MULTIBASE.....	68
12.1	Modalità di esecuzione.....	68
12.2	Frequenze delle misure.....	70
13	STRUMENTAZIONE DI MISURA DEL LIVELLO PIEZOMETRICO CON PIEZOMETRO ELETTRICO RESISTIVO .....	70
13.1	Modalità di esecuzione.....	70
13.2	Frequenze delle misure.....	71
14	STRUMENTAZIONE DI CONTROLLO DEL COMPORTAMENTO TENSIONALE E DEFORMATIVO DELLE STRUTTURE DI PRERIVESTIMENTO IN CORSO D'OPERA .....	72
14.1	Modalità di esecuzione.....	72

14.2	Frequenze delle misure.....	74
15	STRUMENTAZIONE DI CONTROLLO DEL COMPORTAMENTO TENSIONALE E DEFORMATIVO DELLE STRUTTURE DI RIVESTIMENTO DEFINITIVO IN ESERCIZIO .....	74
15.1	Modalità di esecuzione.....	74
15.2	Frequenza delle misure.....	76
16	APPLICAZIONE DEL MONITORAGGIO ALLE SEZIONI TIPO .....	77
16.1	Definizione delle soglie di attenzione e di allarme sul prerivestimento .....	77
16.2	Deformazione attesa e valori di soglia di attenzione e di allarme per le sezioni tipologiche di scavo	78

## 1 PREMESSA

Nella seguente relazione sono presentate le verifiche strutturali delle Sezioni Tipo della galleria naturale "Castel San Felice" nell'ambito della Progettazione Esecutiva inerente la "Rettifica del tracciato e adeguamento alla sez. tipo C2 della S.S. 685 "delle Tre Valli Umbre" dal km 49+300 al km 51+500"; il progetto costituisce il 1° stralcio funzionale dell'adeguamento della S.S.685 nel tratto che va dal km 41+500 al km 51+500, da attuare nel medio termine.

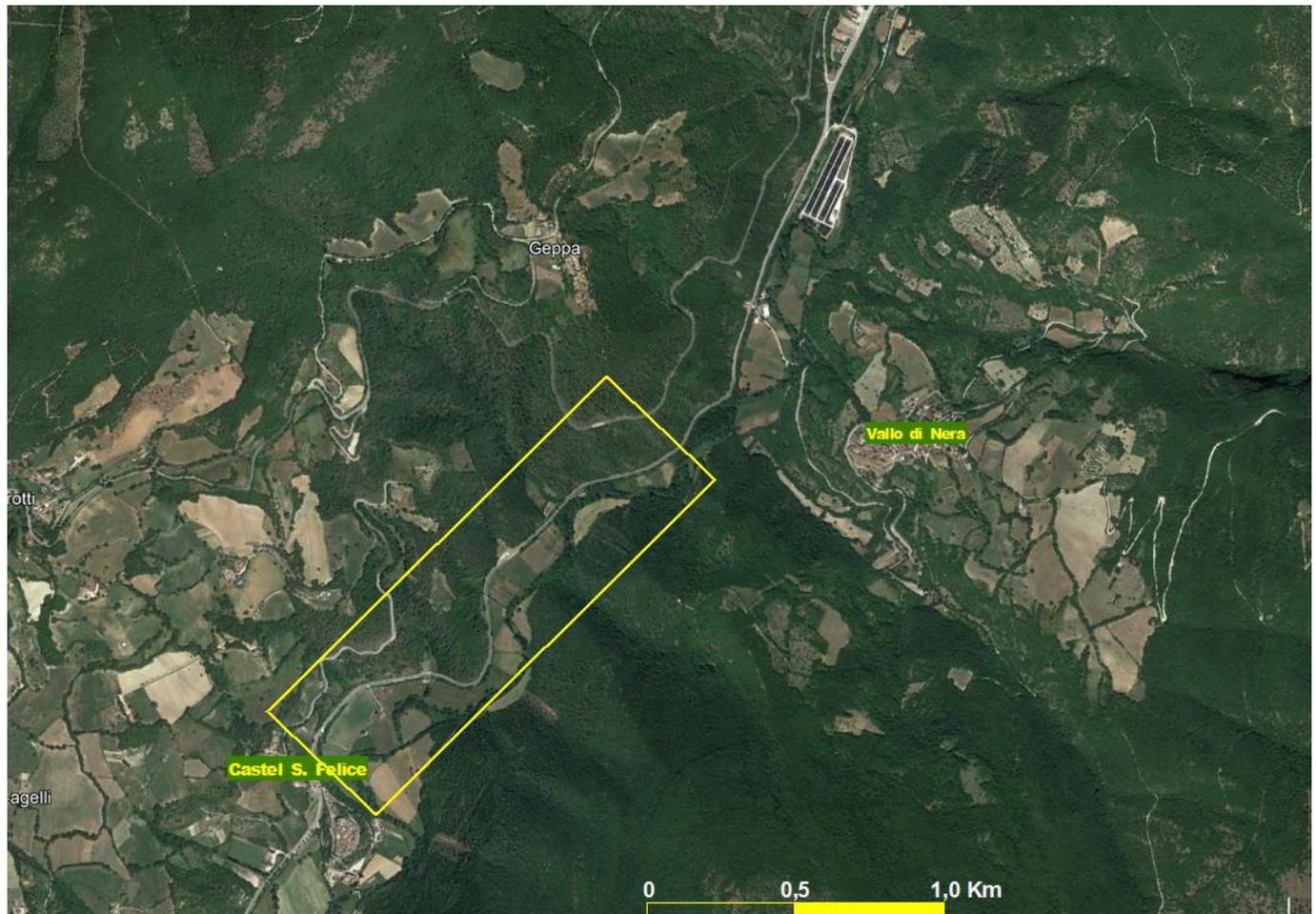


Figura 1.1 – Ubicazione dell'area in studio

Finalità della presente Relazione è fornire un inquadramento delle opere nel contesto territoriale ed una descrizione delle stesse, indicandone le relative progressive di inizio e fine, i dati ed i requisiti di base nel rispetto dei quali è stata sviluppata la progettazione, le caratteristiche prestazionali e descrittive dei materiali prescelti, le ipotesi progettuali adottate per il suo dimensionamento e le principali caratteristiche geometriche e dimensionali.

La relazione è articolata nei seguenti punti principali:

- inquadramento generale dell'opera: il capitolo comprende la localizzazione geografica dell'opera, le caratteristiche geometriche del tracciato e delle sezioni tipo d'intradosso e di scavo e l'individuazione delle eventuali interferenze con manufatti preesistenti presenti lungo il tracciato;
- individuazione del comportamento allo scavo e criteri di calcolo: il capitolo riassume la metodologia di calcolo utilizzata e la filosofia di dimensionamento degli interventi di consolidamento e sostegno;
- linee guida per l'applicazione delle sezioni tipo: nel capitolo verranno fornite indicazioni circa l'applicazione delle sezioni tipo e delle relative variabilità previste, la tecnica di scavo adottata e criteri di scelta, le fasi costruttive e i criteri di calcolo;
- programma per il monitoraggio in corso d'opera.

## 1.1 Inquadramento generale

La galleria naturale Castel San Felice fa parte delle opere previste nell'ambito del progetto di adeguamento della S.S.685: l'obiettivo è quello di bypassare il segmento di tracciato esistente più impervio, con curve di raggio inferiore ai 100 m e scarsa visibilità.

Il tratto in naturale della galleria inizia alla progressiva 0+439.60 e termina alla progressiva 875.60 con una lunghezza di 436 m. Le coperture massime sulla calotta risultano di poco superiori ai 50 metri, mentre in corrispondenza dell'incisione nella zona centrale raggiungono un minimo di circa 15 metri.

La sezione tipo in galleria conserva le stesse caratteristiche geometriche dei tratti a cielo aperto contigui, ovvero una piattaforma formata da corsie di larghezza 3,50 m e banchine laterali da 1,25 m, per una larghezza totale di 9,50 m (sezione tipo C2).

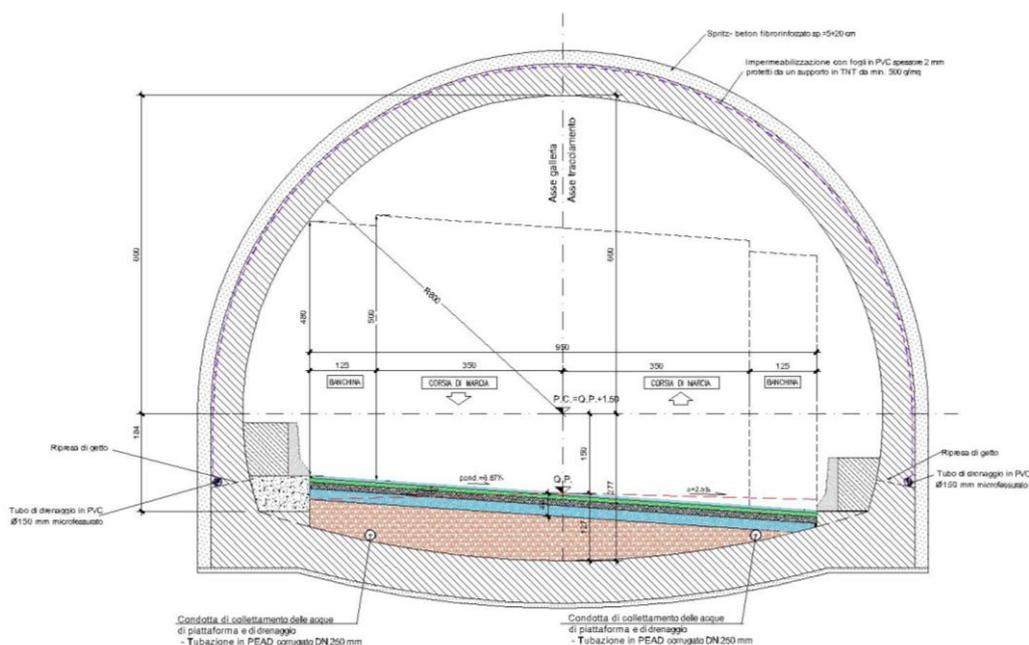


Figura 1.2 – Sezione corrente in galleria

Sui due lati della piattaforma stradale è collocato il profilo re direttivo previsto dalle norme (DM 5.11.2001, Linee Guida ANAS); il raggio interno del profilo di intradosso è pari a 6,00 m, tale da consentire un franco verticale minimo di 5,00 m sulla carreggiata e 4,80 m sulle banchine.

La galleria risulta suddivisa secondo i seguenti undici tratti:

GALLERIA NATURALE CASTEL SAN FELICE				
SEZIONI DI STUDIO	PK INIZIALE	PK FINALE	LUNGHEZZA	SEZIONE TIPO
TRATTO 1	439.60	448.60	9.00	B2
TRATTO 2	448.60	514.33	65.73	B1
TRATTO 3	514.33	532.33	18.00	B2b
TRATTO 4	532.33	555.43	23.10	B1b
TRATTO 5	555.43	573.43	18.00	B2b
TRATTO 6	573.43	693.84	120.41	B1
TRATTO 7	693.84	711.84	18.00	B2b
TRATTO 8	711.84	768.46	56.62	B1
TRATTO 9	768.46	786.46	18.00	B2b
TRATTO 10	786.46	866.60	80.14	B1
TRATTO 11	866.60	875.60	9.00	B2
LUNGHEZZA TOTALE			436.00	

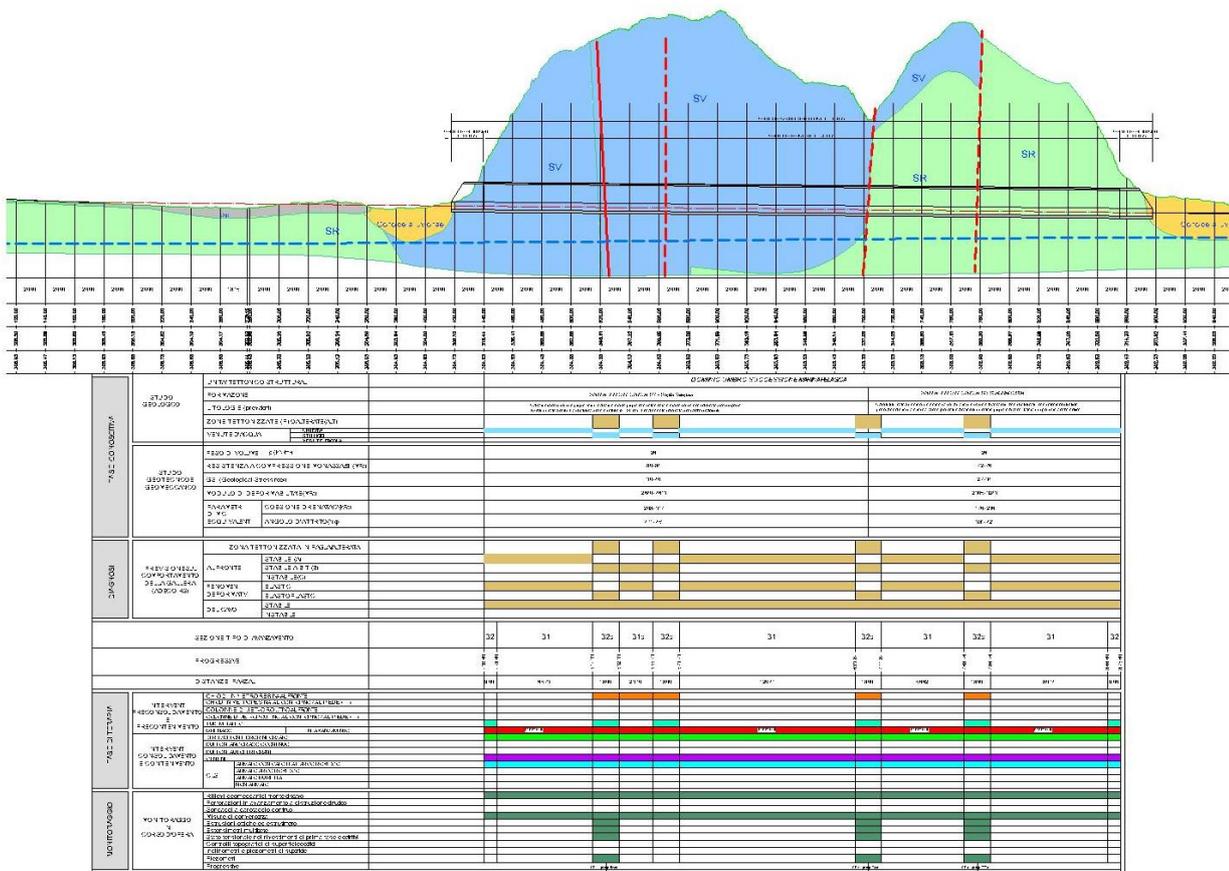


Figura 1.3 – Profilo geologico con interventi

Facendo riferimento alle problematiche evidenziate nella relazione geomeccanica la galleria presenterà quindi le seguenti due Principali Tipologie di Sezioni di scavo:

- Sezione corrente tipo B1 nelle Formazioni della Scaglia Rossa e della Scaglia Variegata e Sezione tipo B1b nel tratto tra le due faglie nella Formazione della Scaglia Variegata;
- Sezione tipo B2 utilizzata solo negli Imbocchi e Sezione tipo B2b in corrispondenza delle faglie sempre nelle Formazioni della Scaglia Rossa e della Scaglia Variegata.

La metodologia di lavoro si è sviluppata secondo l'approccio del metodo ADECO-RS, con i seguenti steps progettuali:

- a) Fase conoscitiva: in tale fase si sono raccolte le informazioni geologiche e geotecniche sull'area in esame e sono stati definiti i parametri geotecnici di progetto;
- b) Fase di diagnosi: è stato valutato il comportamento allo scavo nei terreni attraversati;
- c) Fase di terapia: si sono individuati gli interventi idonei per realizzare l'opera in condizioni di sicurezza.

## 2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 Normative raccomandazioni linee guida

1. DM 17/01/2018. Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni
2. Circolare 21/01/2019 n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'"Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 17/01/2018
3. Decreto Ministeriale LL.PP. 09/01/1996 – Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.
4. Decreto Ministeriale LL.PP. 16/01/1996 – Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.
5. Circolare 15/10/1996 Ministero LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche di cui al decreto ministeriale 09/01/1996.
6. Circolare 04/07/1996 Ministero LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche di cui al decreto ministeriale 16/01/1996.
7. Decreto Ministeriale LL.PP. 11/03/1988 – Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
8. Circolare LL.PP. 24/09/1988 n.30483 – L.2.2.1974, n.64 - art.1 – Istruzioni per l'applicazione del D.M. 11/03/1988.
9. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003: "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e successive modifiche e integrazioni.
10. A.F.T.E.S. Groupe de Travail n. 7 – Tunnel support and lining. – "Recommendations for use of convergence – confinement method".
11. Raccomandazioni AICAP 1993 "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce".

### 2.2 Bibliografia

12. LOMBARDI G., AMBERG W.A. (1974): "Une méthode de calcul élasto-plastique de l'état de tension et de déformation autour d'une cavité souterraine". Congresso Internazionale ISRM, Denver, 1974.
13. BIENIAWSKI Z.T. (1989): "Engineering rock mass classifications". J. Wiley & Sons.
14. PANET M., GUENOT A. (1982): "Analysis of convergence behind the face of a tunnel". Tunnelling '82, Brighton, 197-204.
15. PANET M. (1995): "Calcul des tunnels par la methode convergence-confinement". Presses de l'école national des Ponts et Chaussées, Paris.
16. A.F.T.E.S. (1993): Tunnel et ouvrages souterrains – Supplement n°117.
17. HOEK E., BROWN E.T. (1982): "Underground excavation in rock". Institution of Mining and Metallurgy, London.

18. HOEK E., CARRANZA-TORRES C., CORKUM B. (2002): "Hoek-Brown failure criterion" – 2002 Edition.
19. HOEK E. (2004): "Numerical Modelling for Shallow Tunnels in Weak Rock". Rocscience, April 2004.
20. LUNARDI P. (2000): "The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils". Tunnels & Tunnelling International, May.
21. PECK R.B. (1969): "Deep excavations and tunnelling in soft ground". Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Mexico City, 225-290.
22. MAIR R.J., TAYLOR R.N., BURLAND J.B. (1996): "Prediction of Ground Movements and Assessment of Risk of Building Damage due to Bored Tunnelling". Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London.
23. CORNEJO L. (1989): "Instability at the face: its repercussion for tunnelling technology". Tunnels & Tunnelling, April.
24. ORESTE P.P. (1999) "Aspetti notevoli dell'analisi e dimensionamento dei sostegni di gallerie attraverso i metodi di calcolo numerici". Gallerie e Grandi Opere Sotterranee, Nr. 57, 1999, 39-50.
25. LANCELLOTTA R. (1991): "Geotecnica" – Edizioni Zanichelli.

### 2.3 Applicazione della normativa

Le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) "definiscono i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni", nei riguardi delle prestazioni richieste in termini di resistenza, stabilità, robustezza e durabilità. Le prestazioni di un'opera sono definite con riferimento a stati limite che si possono raggiungere durante la vita dell'opera, e che corrispondono a condizioni oltre le quali l'opera non soddisfa più i requisiti di progetto.

Nelle NTC 2018 i coefficienti di sicurezza sono introdotti direttamente sulle diverse fonti di incertezza (azioni, materiali, resistenza):

- $\gamma_F = \gamma_E$  per le azioni o l'effetto delle azioni differenziati in funzione del tipo di carico (permanente o variabile) e in funzione dell'effetto (favorevole o sfavorevole);
- $\gamma_M$  per i materiali (applicati ai parametri di resistenza del terreno)
- $\gamma_R$  per le resistenze (definiti in funzione della tipologia di opera)

Le NTC 2018 richiedono, in linea con l'approccio progettuale tradizionale, che siano eseguite le analisi relative a:

- stabilità globale della cavità, con particolare riguardo al fronte e alla zona retrostante il fronte,
- valutazione dei risentimenti attesi in superficie in condizioni di bassa copertura,
- interazione terreno-struttura nelle fasi costruttive,
- interazione terreno-struttura in esercizio.

Per le analisi progettuali le NTC 2018 impongono di fare ricorso a metodi analitici e/o metodi numerici, questi ultimi necessari per l'analisi dell'interazione terreno-struttura. I metodi di calcolo utilizzati devono essere "di comprovata validità, adeguati alla complessità del sistema opera-terreno e al livello di progettazione".

Nel seguito si illustra l'approccio progettuale utilizzato, inteso come modalità di verifica della sicurezza e delle prestazioni dell'opera coerente con indicazioni e prescrizioni della normativa.

La verifica della sicurezza deve essere effettuata con riferimento a stati limite "ultimi" e di "esercizio". In linea del tutto generale e non esaustiva per le opere in sotterraneo possono individuarsi i seguenti stati limite:

1. stati limite ultimi per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno/ammasso roccioso interessato dallo scavo (GEO);
2. stati limite ultimi relativi al raggiungimento delle resistenze degli elementi strutturali (STR);
3. stati limite di esercizio (SLE) connessi alla realizzazione delle opere in sotterraneo relativamente al danno funzionale dei manufatti presenti in superficie (edifici) o in profondità (tubazioni, fondazioni profonde, gallerie esistenti) con cui l'opera in sotterraneo interagisce;
4. stati limite di esercizio (SLE) relativi allo stato tensionale dei rivestimenti durante le fasi di esercizio.

Per le opere geotecniche le opportune verifiche di stabilità verranno condotte in accordo con gli stati limite ultimi GEO Combinazione 2 dell'Approccio 1 (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti sulla resistenza globale (R2) sono unitari e solo le azioni variabili sono amplificate con coefficienti maggiori di 1 del gruppo A2.

La procedura di riduzione dei parametri di resistenza tramite coefficienti parziali per l'analisi di un meccanismo di rottura agisce sulla maggiore fonte di incertezza e fornisce, di fatto, una misura della distanza dalle condizioni di collasso.

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le verifiche strutturali vengono svolte secondo il metodo degli stati limite facendo riferimento alle tensioni di progetto di seguito riportate.

#### Calcestruzzo rivestimento definitivo e arco rovescio:

- Calcestruzzo:	C28/35
- resistenza caratteristica cubica di calcolo:	$R_{ck} > 35 \text{ MPa}$
- resistenza caratteristica cilindrica a 28gg:	$f_{ck} = 29.04 \text{ MPa}$
- modulo di elasticità:	$E_{ck} = 32588 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson:	$\nu = 0.20$
- rapporto $E_s/E_c$ per calcolo tensioni in esercizio:	$E_a/E_c = 15$
- rapporto $E_s/E_c$ per calcolo ampiezza fessure:	$E_a/E_c = 7$
- Resistenza di calcolo a compressione calcestruzzo	$f_{cd} = \alpha_{acc} \times f_{ck} / \gamma_c$
con:	$\gamma_c = 1.5 \text{ per SLU}$ $\gamma_c = 1.0 \text{ per SLE}$ $\alpha_{acc} = 0.85$

#### Stati limite:

- resistenza caratteristica di calcolo SLU:	$f_{cd} = \alpha_{acc} \times f_{ck} / \gamma_c = 16.46 \text{ MPa}$
- resistenza caratteristica di calcolo SLE:	$f_{cd} = \alpha_{acc} \times f_{ck} / \gamma_c = 24.69 \text{ MPa}$
con limiti di compressione nel cls pari a:	$\sigma_c \leq 0.60 \times f_{ck} = 17.42 \text{ MPa}$ per comb. Rara $\sigma_c \leq 0.45 \times f_{ck} = 13.06 \text{ MPa}$ per comb. Quasi Perm.
- resistenza a trazione di calcolo allo SLU:	$f_{ctd} = 1.98 \text{ MPa}$
- resistenza a trazione di calcolo allo SLE:	$f_{ctd} = 2.97 \text{ MPa}$

#### Acciaio per armature:

- Barre in acciaio tipo B450C ad aderenza migliorata, controllato in stabilimento:	
- tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$
- tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
- rapporto tensione di rottura/ tensione di snervamento:	$1.15 < f_{tk}/f_{yk} < 1.35$
- modulo di elasticità:	$E = 210000 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30$
- Resistenza di calcolo acciaio	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$
con:	$\gamma_s = 1.15 \text{ per SLU}$ $\gamma_s = 1.0 \text{ per SLE}$

#### Stati limite:

- resistenza caratteristica di calcolo SLU:	<b><math>f_{yd} = 391.30 \text{ MPa}</math></b>
- resistenza caratteristica di calcolo SLE:	<b><math>f_{yd} = 450.00 \text{ MPa}</math></b>
con limiti di compressione pari a:	<b><math>\sigma_s \leq 0.80 \times f_{yk} = 360.00 \text{ MPa}</math></b>

#### Spritz-beton fibrorinforzato:

- Calcestruzzo:	C28/35
-----------------	--------

- resistenza caratteristica cubica di calcolo:  $R_{ck} > 35 \text{ MPa}$
- resistenza caratteristica cilindrica a 28gg:  $f_{ck} = 28 \text{ MPa}$
- modulo di elasticità (a 28gg):  $E_{ck} = 32588 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson:  $\nu = 0.20$
- quantità fibre di acciaio:  $30 \text{ kg/m}^3$
- fibre metalliche a basso tenore di carbonio:  $f_{tk} > 700 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo a compressione calcestruzzo  
con:  $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$   
Stati limite:  $\gamma_c = 1.5 \text{ per SLU}$
- resistenza caratteristica di calcolo SLU:  **$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 18.67 \text{ MPa}$**
- resistenza a trazione di calcolo allo SLU:  **$f_{ctd} = 0$**

#### Acciaio da carpenteria per centine metalliche:

- Profilati in acciaio S 275 (Fe430):
- tensione caratteristica di rottura:  $f_{tk} = 430 \text{ MPa}$
- tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} = 275 \text{ MPa}$
- modulo elastico:  $E = 210000 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson:  $\nu = 0.30$
- Resistenza di calcolo:  $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$   
con:  $\gamma_s = 1.05 \text{ per SLU}$
- resistenza caratteristica di calcolo SLU:  **$f_{yd} = 261.90 \text{ MPa}$**

#### Acciaio da carpenteria per infilaggi metallici:

- Profilati in acciaio S 355 H (Fe510):
- tensione caratteristica di rottura:  $f_{tk} = 510 \text{ MPa}$
- tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
- modulo elastico:  $E = 210000 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson:  $\nu = 0.30$
- Resistenza di calcolo:  $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$   
con:  $\gamma_s = 1.05 \text{ per SLU}$
- resistenza caratteristica di calcolo SLU:  **$f_{yd} = 338.10 \text{ MPa}$**

#### Tubi in vetroresina 60/40:

- Tubi 60/40 (diametro esterno 60 mm/diametro interno 40 mm)
- Peso specifico:  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- Modulo di elasticità:  $E = 30000 \text{ MPa}$
- Resistenza a trazione:  $f_{fk} = 600 \text{ MPa}$
- Resistenza al taglio:  $f_{tk} = 100 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo:  $\eta_{ffd} = \eta_x f_{fk} / \gamma_m$   
con:  $\gamma_m = 1.2 \text{ per SLU}$   
 $\eta = \eta_x \eta_l$   
 $\eta_x = 1.0 \text{ (opera provvisoria)}$   
 $\eta_l = 1.0 \text{ per SLU}$

**Stati limite:**

- resistenza caratteristica a trazione di calcolo SLU: **ffd = 500.00 MPa**
- resistenza caratteristica a taglio di calcolo SLU: **ftd = 83.33 MPa**

### 3.1 Caratteristiche del calcestruzzo al fine della durabilità'

Al fine di valutare le caratteristiche vincolanti delle miscele di calcestruzzo nei confronti della durabilità viene fatto riferimento alla norma EN 206-1 ed alla norma UNI 11104.

Di seguito viene riportata la classe di esposizione che risulta vincolante ai fini delle caratteristiche della miscela. Inoltre, sono riportati la classe di resistenza, la dimensione massima degli aggregati, la classe di consistenza ed il copriferro minimo delle armature, tenuto anche conto della Vita Nominale dell'opera VN = 100 anni:

Calcestruzzo fondazioni e elevazioni:

Classe di esposizione:	XC2 per le parti a contatto con il terreno
Classe di resistenza caratteristica a compressione:	C28/35
Dimensione max aggregati:	32 - 25 mm
Classe minima di consistenza:	S4
Copriferro minimo:	50 mm

### 3.2 Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature, sono suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato dalla Tab. 4.1.III delle NTC2018:

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

Parti di elementi a contatto con il terreno CLASSE DI ESPOSIZIONE XC2

Pertanto, nel caso in esame si ha:

Verifiche a fessurazione – condizioni ambientali ordinarie – armatura poco sensibile:

Combinazione di azioni frequente:  $w_k \leq w_3 = 0.4 \text{ mm}$

Combinazione di azioni quasi permanente:  $w_k \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$

I calcoli sono stati svolti secondo la Combinazione Rara con i seguenti limiti sui materiali:

Calcestruzzo:  $\sigma_c \leq 0.60 \times f_{ck} = 17.42 \text{ MPa}$ ;

Acciaio:  $\sigma_s \leq 0.80 \times f_{yk} = 360.00 \text{ MPa}$

### 3.3 Copriferro

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale risulta somma di due contributi, il copriferro minimo e la tolleranza di posizionamento.

Nel caso in oggetto le strutture si trovano tutte in condizioni ordinarie e si hanno i seguenti parametri:

- Classe di esposizione XC2
- Classe di resistenza caratteristica a compressione: C28/35
- Dimensione max aggregati: 32-25 mm
- Classe minima di consistenza: S4

Il valore del copriferro minimo è valutato secondo quanto riportato al punto C4.1.6.1.3 della Circolare n.7. Nel caso in esame la classe di esposizione ambientale è ordinaria e si pone, come da tabella C4.1.IV un copriferro minimo pari a 20 mm. La tolleranza di posizionamento è pari a 10 mm. Inoltre, data la vita nominale della struttura pari a 100 anni, come da normativa, deve aggiungersi un copriferro aggiuntivo pari a 10 mm. Si ottiene pertanto un copriferro nominale minimo pari a 40 mm. A favore di sicurezza si assume un copriferro pari a 50 mm.

## 4 FASE CONOSCITIVA

Nella fase conoscitiva si sono acquisiti gli elementi geologici e geotecnici necessari alla ricostruzione di un profilo geologico di previsione ed alla caratterizzazione dei terreni interessati dagli scavi, in termini di parametri di resistenza e di deformabilità. Tali dati appaiono indispensabili al fine di analizzare gli equilibri naturali preesistenti e la loro evoluzione a seguito dello scavo, operando correttamente nella successiva fase di diagnosi.

Per una descrizione dettagliata delle indagini geotecniche eseguite e delle interpretazioni condotte si rimanda alla Relazione geologica e idrogeologica, alla Relazione di caratterizzazione geotecnica e al Profilo geomeccanico. Nel seguito si riporta un breve inquadramento geologico e, per ciascuna litologia, una sintesi della caratterizzazione geotecnica.

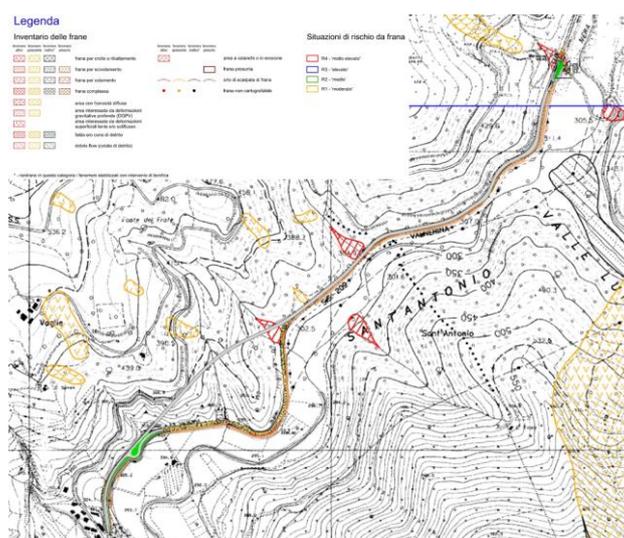
### 4.1 Sintesi delle caratteristiche geologiche

La strada in studio ricade nella Valle del Fiume Nera e si snoda lungo il versante in destra orografica per una lunghezza complessiva di circa 2,3 Km.

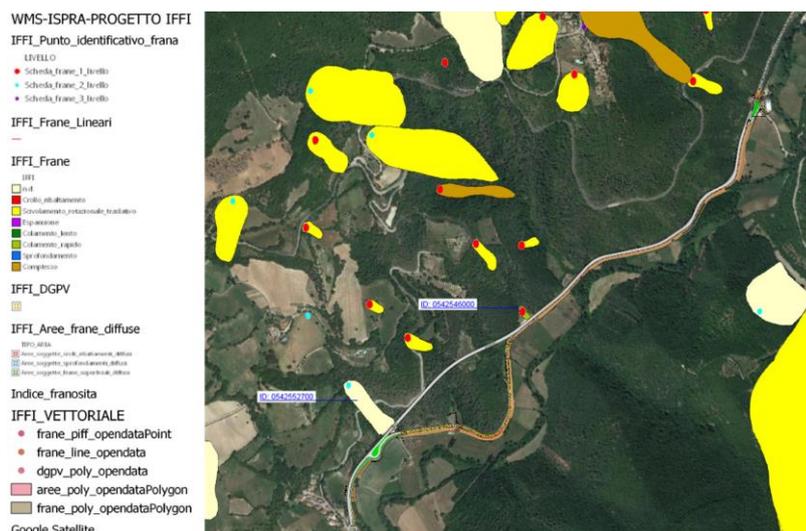
La valle del Fiume Nera presenta dei versanti interessati da numerosi dissesti che localmente occupano anche grandi aree, come quella sul versante in sinistra orografica in prossimità dell'abitato di Vallo del Nera. Il versante in destra orografica è interessato da numerosi eventi franosi.

Tali eventi sono catalogati e perimetrati sia nel Piano di assetto Idrogeologico (PAI) del Distretto dell'Appennino Centrale-Bacino del Fiume Tevere, in cui ricade l'intervento di progetto che nelle carte tematiche dell'Inventario dei Fenomeni Franosi d'Italia redatto dall'Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale (ISPRA).

Dall'analisi degli elaborati PAI il tracciato non ricade in aree a Rischio frana ma interferisce in maniera diretta o marginalmente con tre coni di detrito di modeste estensioni e con un una colata di detrito quiescente di estensione pari a 0.1ha.



Dalla sovrapposizione del tracciato di progetto con la cartografia IFFI è emersa l'interferenza marginale con due corpi di frana, riportati nella figura a seguire.



La frana identificata con codice IFFI 0542546000 corrisponde arealmente alla frana indicata nell'elaborato PAI con la sigla 3360826, identificata come debris flow (colata di detrito) quiescente.

La frana identificata con codice IFFI 0542552700 non trova riscontro nella cartografia PAI.

Dalle Carte Geomorfologica e Geologica il versante alla base del quale si sviluppa il tracciato della strada in progetto risulta costituito per la maggior parte da rocce calcaree affioranti, con limitate coperture detritiche ed assenza di fenomeni di dissesto.

Nella Carta Idrogeologica sono perimetrare le aree a rischio di alluvioni secondo quanto rilevabile dal Piano Gestione Rischio Alluvioni (Distretto Idrografico dell'appennino Centrale), da cui risulta che il tracciato della strada in progetto si sviluppa ad una quota sensibilmente più alta rispetto a quelle delle aree suscettibili di alluvioni e/o esondazioni, come si evince dallo stralcio della carta geomorfologica della Figura 4.1

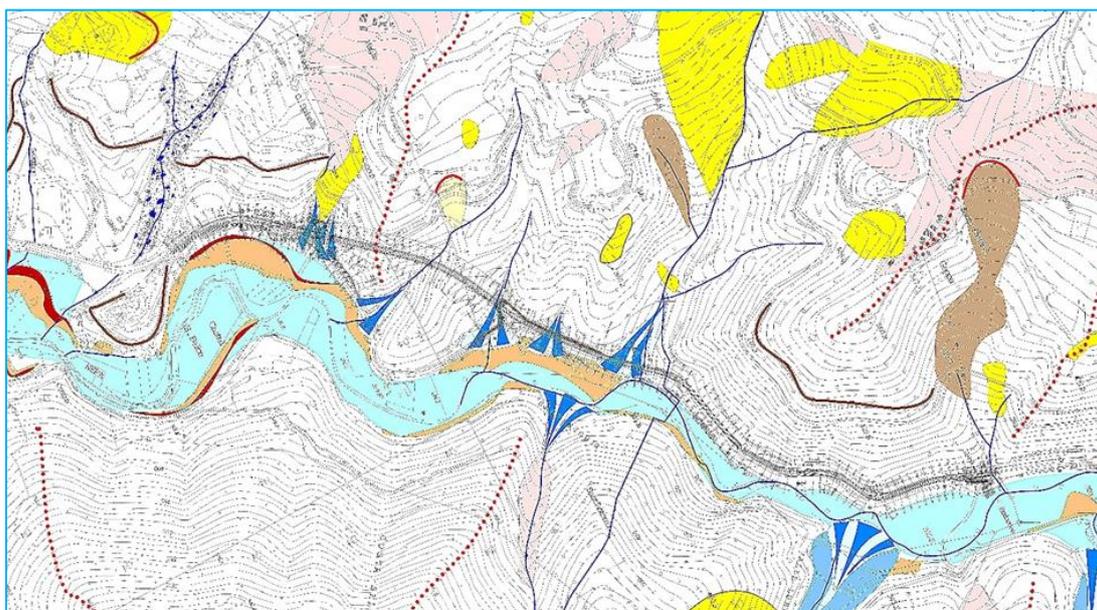


Figura 4.1 – Stralcio della Carta Geomorfologica

Dalla Relazione Geologica risulta che le formazioni nei versanti della valle sono molteplici e possono distinguersi in:

- *Depositi quaternari di copertura*, costituiti dai depositi alluvionali di fondovalle, dalle conoidi, dai corpi di frana, dalle coperture detritiche e dai depositi alluvionali terrazzati
- *Calciruditi del Sistema di Monteleone Sabino* di età plio-pleistocenica
- *Formazioni prevalentemente calcaree del Dominio Umbro*, che comprendono i Calcari marnosi grigi della *Formazione Bisciario*, la *Scaglia Cinerea*, formata da marne e marne argillose grigio-verdi, la *Scaglia Variegata*, data da calcari marnosi rossi e grigio-verdi, la *Scaglia Rossa* formata da calcilutiti e calcari marnosi rosati e rossi, la *Scaglia Bianca* costituita da calcilutiti bianche, le *Marne a Fucoidi* date da alternanza di marne calcaree ed argillose, la *Maiolica* data da calcari micritici a grana finissima ed i *Calcari Diasprigni*, formati da calcari micritici, radiolariti e diaspri.

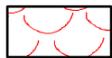
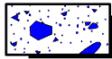
Per il tratto di territorio studiato la distribuzione areale delle formazioni geologiche affioranti è stata cartografata su base topografica in scala 1:5.000 (cfr. Carta Geologica allegata), con riferimento alla Carta Geologica d'Italia Foglio 336 "Spoleto", in scala 1:50.000. Il dettaglio è stato prodotto in un'altra carta geologica in scala 1:2.000 su apposito rilievo limitatamente alla fascia di territorio in esame.

In ambedue le carte sia la simbologia che la descrizione adottate per ciascuna delle formazioni sono dedotte dai suddetti elaborati.

Le formazioni geologiche che ricadono nell'area di stretto interesse sono, dalle più recenti alle più antiche riportate nelle legende delle carte geologiche sopra elencate e di seguito descritte.

#### 4.1.1 DEPOSITI CONTINENTALI QUATERNARI

##### DEPOSITI CONTINENTALI QUATERNARI

- |                      |   |  |
|----------------------|---|--|
| <b>a<sub>1</sub></b> |  | <b>Depositi di frana</b><br>Deposito in assetto caotico sia attivi, con segni di evoluzione, che stabilizzati, a granulometria variabile - Pleistocene (?) - Olocene   |
| <b>a<sub>3</sub></b> |  | <b>Detriti di falda</b><br>Depositi detritici di falda e di versante a granulometria variabile, da ben classificati a fortemente eterometrici, generalmente sciolti o debolmente cementati, in accumuli massivi o grossolanamente stratificati - Pleistocene (?) - Olocene   |
| <b>b</b>             |  | <b>Depositi alluvionali</b><br>Depositi detritici alluvionali in corrispondenza degli alvei o da "debris flow", in taluni casi maggiormente grossolani, eterometrici, in matrice sabbioso-limosa rossastra e con accenti di stratificazione, costituenti antiche conoidi, anche attivi, allo sbocco di valli secondarie Pleistocene (?) - Olocene          |
| <b>b<sub>2</sub></b> |  | <b>Coltre detritico-colluviale</b><br>Depositi essenzialmente fini con subordinati clasti di varie dimensioni, provenienti dal disfacimento delle rocce del substrato, accumulati sul posto (eluvium) o trasportati in massa e/o per ruscellamento diffuso (colluvium) presenti sui versanti o sul fondo delle vallecole minori. Pleistocene (?) - Olocene |
| <b>bn</b>            |  | <b>Depositi alluvionali terrazzati</b><br>Depositi fluviali a prevalenti ghiaie da sciolte a variamente cementate con intercalazioni di lenti di sabbie bruno giallastre, di limi ed argille grigie. Rappresentano il colmamento di valli successivamente reincise. Pleistocene - Olocene  |

**a<sub>1</sub>** – Si tratta di depositi di frana con struttura caotica, sia attivi, con evidenti segni di evoluzione, sia stabilizzati; hanno a granulometria variabile e sono riferibili al Pleistocene (?) – Olocene; si rinvencono sia sulle versante sinistro che destro, a varie quote e ricoprono aree molto vaste, come nei versanti a ridosso dell'abitato di Vallo della Nera.

**a<sub>3</sub>** – Costituiscono le coperture detritiche che ricoprono parte dei versanti; si tratta di detriti di falda e di versante a granulometria variabile, da ben classificati a fortemente eterometrici, generalmente sciolti o debolmente cementati, in accumuli massivi o grossolanamente stratificati, ascrivibili al Pleistocene (?) – Olocene; si rinvencono in ambedue i versanti, a varie quote, con distribuzioni areali molto estese;

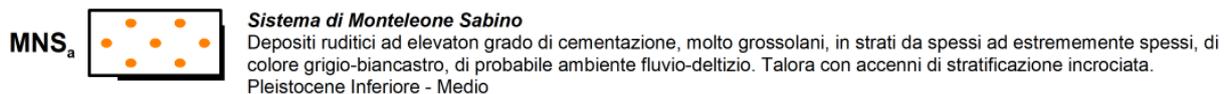
**b – Depositi alluvionali;** costituiscono dei sedimenti alluvionali in corrispondenza degli alvei o da "debris flow", in taluni casi maggiormente grossolani, eterometrici, in matrice sabbioso-limosa rossastra e con accenni di stratificazione, costituenti antiche conoidi, anche attivi, allo sbocco di valli secondarie, anch'essi riferibili al periodo Pleistocene (?) – Olocene; occupano le pianure alluvionali del Fiume Nera e degli affluenti in destra e sinistra, alla cui confluenza si rinvengono estese formazioni di conoidi ad analoga composizione litologica e granulometrica;

**b2 - Coltre detritico-colluviale,** data essenzialmente da sedimenti fini con subordinati clasti di varie dimensioni, provenienti dal disfacimento delle rocce del substrato, accumulati sul posto (eluvium) o trasportati in massa e/o per ruscellamento diffuso (colluvium) presenti sui versanti o sul fondo delle vallecole minori; ascrivibili al Pleistocene (?) – Olocene, sono presenti in una vallecola nel versante in destra orografica sovrastante l'abitato di Castel S. Felice;

bn - depositi alluvionali terrazzati, a prevalenti ghiaie da sciolte a variamente cementate con intercalazioni di lenti di sabbie bruno giallastre, di limi ed argille grigie. Rappresentano il colmamento di valli successivamente reinceise; ascrivibili al Pleistocene – Olocene; sono presenti in un piccolo affioramento nel versante in destra orografica a quota m 366, circa m 50 più in alto rispetto al fondovalle.

#### 4.1.2 SUCCESSIONI CONTINENTALI PLIO-PLEISTOCENICHE

##### SUCCESSIONI CONTINENTALI PLIO-PLEISTOCENICHE



**MNS<sub>a</sub> – Sistema di Monteleone Sabino;** si tratta di una formazione ruditica molto grossolana, disposta in strati molto spessi, di colore grigio-biancastro, probabilmente di ambiente originario fluvio-deltizio, come sembra testimoniare la locale stratificazione incrociata; appartengono al Pleistocene Inferiore Medio.

### 4.1.3 DOMINIO UMBRO – SUCCESIONE MARINA PELAGICA

**DOMINIO UMBRO**  
**SUCCESIONE MARINA PELAGICA**

<b>BIS</b>		<b>Bisciario</b> Calcarei marnosi grigio scuri alternati a marne grigie. Nella parte inferiore caratteristici livelli di selce nera e sottili intercalazioni di vulcanoclastiti ocracee molto alterate. L'unità contiene denti di pesci, echidni, spicole di spongiani, etc.. Aquitaniense Inferiore - Burdigaliano
<b>SCC</b>		<b>Scaglia Cinerea</b> Marne e marne argillose grigio-verdi o grigio cenere alternate alla base con calcari marnosi grigi in strati in genere sottili (10 - 30 cm) interessati da numerosi piani di taglio. Localmente intercalazioni di calcareniti grigie in strati di 10 - 60 cm. Eocene Superiore - Aquitaniano Inferiore
<b>VAS</b>		<b>Scaglia Variegata</b> Calcarei marnosi rossi o grigio-verdi, calcari e marne grigie con selce nera e marne rosse con intercalazioni di spesso livelli di calcareniti. La stratificazione è sottile (2 - 20 cm). Localmente intercalazioni anche di calciruditi. Eocene Medio - Superiore
<b>SAA</b>		<b>Scaglia Rossa</b> Calcioliti, calcari marnosi e marne da rosati a rosso scuro o biancastri, ben stratificati, con selce in noduli o liste generalmente rossa o rosea. Sono presenti calcareniti di colore grigio o bianco, talora di spessore anche metrico. Turoniano Inferiore - Eocene Medio
<b>SBI</b>		<b>Scaglia Bianca</b> Calcioliti bianche o grigio chiaro a stratificazione medio-sottile (10 - 35 cm), con liste di selce nera o grigia nella parte alta, rosata nella parte basale. Sono presenti intercalazioni calcarenitiche, talora calcirudite. Albiano Superiore - Turoniano Inferiore
<b>FUC</b>		<b>Marne a Fucoidi</b> Ripetute alternanze di marne, da calcaree ad argillose, con livelli di elevata frazione argillosa, talora a lamine, di colore grigio scuro, verde, rosso o variegato con ripetute intercalazioni bituminose nere; nelle parti più marnose e marnoso-calcaree tracce di bioturbazione (Fucoidi) Aptiano Inferiore - Albiano Superiore
<b>MAI</b>		<b>Maolica</b> Calcarei micritici a grana finissima ed a frattura concoide, di colore bianco o avorio, talora giallastri, in strati regolari di spessore compreso tra 10 r 50 cm, sporadicamente con sottilissimi interstrati argillosi grigio-neri. Frequente la selce grigia in letti o noduli. Titonico Inferiore - Aptiano Inferiore
<b>CDU</b>		<b>Calcarei Diasprigni</b> Calcarei da micritici a granulari, quasi sempre sottilmente stratificati, (4 - 10 cm) talora con interstrati costituiti da argille marnose. La selce in noduli, liste e livelli decimetrici è spesso prevalente. Colore variabile dal rossiccio al verde-grigio. Presenti sottilissimi livelli di sabbie radiolaritiche. Bajociano Superiore - Titonico Inferiore

**BIS – Formazione di Bisciario:** è formata da calcari marnosi grigio scuri alternati a marne grigie. Nella parte inferiore si rinvengono caratteristici livelli di selce nera e sottili intercalazioni di vulcanoclastiti ocracee molto alterate. L'unità contiene denti di pesci, echidni, spicole di spongiani, etc., ascrivibile all'Aquitaniense Inferiore – Burdigaliano; questa formazione affiora in una vasta area in Contrada san Martino e Borgo Agelli e d in aree più ristrette nel medesimo versante a varie quote.

**SCC – Scaglia Cinerea,** costituita da ripetute alternanze di calcari marnosi e di marne, calcaree in basso ed argillose in alto, di colore grigio verde o cenere. La stratificazione in genere è sottile (10-30 cm), con strati spesso amalgamati o fogliettati a causa di movimenti di taglio. Calcareniti grossolane bioclastiche (a macro foraminiferi), in strati da medi a spessi di color avana, sono presenti nella sinclinale di Montefiorello, a Forchetta di Usigni [070], presso Fosso della Forca e S. Valentino; la potenza dell'unità è mal valutabile a causa sia della scarsa competenza dei materiali che la costituiscono e, di conseguenza, della sua elevata deformabilità, sia della localizzazione in essa di numerosi piani di taglio; nell'area in studio affiora nella parte mediana del versante in destra orografica,

**VAS – Scaglia Variegata,** Si hanno alternanze policrome, sovente a fiamme, di colore rosso, grigio e verde di marne variamente argillose e di calcari marnosi sottilmente stratificati (strati spessi 5-20 cm), a luoghi con selce nera e rossa come a Castel S. Felice. Calcareniti in strati sottili sono presenti nelle aree di ESE. Talvolta l'unità non è ben individuabile sul terreno per i suoi caratteri transizionali e talaltra si presentano tre membri, dal basso verso l'alto: a) calcareo marnoso rosso e grigio-verde; b) calcari e marne grigie con selce nera; c) marnoso rosso. Gli spessori complessivi oscillano fra i 30 ed i 60 metri, ma è segnalato un valore massimo di 70-90 m nei rilievi a W del F. Nera. Il passaggio alla soprastante Scaglia Cinerea, non sempre ben precisabile per la sua gradualità, si è fatto convenzionalmente coincidere con la fine delle

colorazioni rossastre e con il marcato aumento della frazione argillosa; questo passaggio è ben esposto lungo la strada per Mucciafora e Roccatamburo e, in giacitura rovesciata, lungo la strada per Collegiacone. Eocene medio - Superiore

**SAA – Scaglia Rossa**, nota anche come Scaglia Rosata, è l'unità che, assieme alla maiolica, occupa la maggior parte del tratto di territorio in studio. Nell'unità sono distinguibili tre litofacies dal basso verso l'alto: a) calcari fango-sostenuti (mudstones) e calcari marnosi rosati a luoghi con bande policrome, con selce rossa in liste e noduli; b) marne calcaree e marne di colorazione più intensa talora rosso mattone scuro; c) calcari fango-sostenuti e calcari marnosi rosati con selce in liste e noduli. I calcari, dalla tipica frattura a scaglie, non raramente appaiono di colore biancastro per decolorazione. La stratificazione è netta con strati spessi 10-40 cm. Sono presenti calcareniti e calcilutiti, in strati anche metrici, talora gradati o con laminazioni da correnti trattive, evidenziate, quando calcilutitiche, dalla disposizione degli abbondanti foraminiferi. Questi episodi, la cui colorazione biancastra li rende sovente individuabili anche a distanza, sono presenti in entrambi i Settori a varie altezze stratigrafiche, con particolare sviluppo. La Scaglia Rossa passa verso l'alto sia alla Scaglia Variegata, che alla litofacies delle Marne di Colle Castellano. Il passaggio alla scaglia variegata è graduale ed avviene con: scomparsa della selce; aumento della componente marnosa; comparsa di livelli grigio verdastri. Nell'area in studio affiora estesamente in ambedue i versanti sia in prossimità dell'alveo del Fiume Nera che alla sommità dei rilievi. È ascrivibile al Turoniano inferiore - Eocene medio.

**SBI – Scaglia Bianca**, affiora in continuità nelle stesse località di quelli delle marne a fucoidi e lungo la valle del F. Nera. Una esposizione quasi completa della formazione si ha a Monte San Vito, mentre esposizioni parziali si hanno lungo le strade tra Vallo di Nera e Mucciafora e fra Baiano di Spoleto e Meggiano presso il F. so S. Antonio. Si tratta di calcari fango-sostenuti variamente marnosi, da bianchi a debolmente grigiastri, in strati di 10-35 cm, eccezionalmente di 50 cm, con intercalazioni assai subordinate sia di marne che di liste e noduli di selce nera o grigiastra, talora zonata, bianco o rosata. Sul versante orientale di M. Pianciano (Fonte Canale, Fosso di Montefiorello) viene segnalato un orizzonte di calcari anche selciferi, di colore rosato e verdognolo con selce rossa e nera, facilmente confondibile sul terreno con alcuni orizzonti della soprastante scaglia rossa. Come età è ascrivibile all'Albiano Superiore – Turoniano Inferiore.

**FUC – Marne a Fucoidi**, in passato designata con l'appellativo di Scisti a fucoidi. Gli affioramenti dell'unità fiancheggiano le principali strutture in entrambi i versanti. L'unità è costituita da ripetute alternanze di marne calcaree, marne e marne argillose di colore da verdastro a grigio (da scuro a chiaro), a rossastro o variegato in cui la componente calcarea aumenta verso l'alto. In base alla colorazione, regionalmente vi sono stati distinti i seguenti cinque livelli, dal basso verso l'alto: a) grigio verdastro con alla base il "livello Selli", marker di importanza regionale; b) rossastro inferiore; c) nerastro-marrone in cui prevalgono argille bituminose e black shales; d) rossastro superiore; e) biancastro con altri livelli di black shales. Gli strati sono assai regolari e sottili (10-25 cm), con superfici nette e le marne, di differente cromatismo, risultano fissili in lamine millimetriche, da cui l'antica denominazione di "scisti". La selce è talora presente in liste, rossa o nera nella porzione centrale dell'unità, mentre appare diffusa in quella sommitale.

Questa unità, per l'elevata presenza della frazione argillosa, oltre che costituire uno dei principali livelli "impermeabili" dell'intera successione, rappresenta uno dei principali livelli incompetenti che nel corso delle dislocazioni, favorendo la localizzazione delle zone di taglio, ha subito notevoli fenomeni tettonici di laminazione o di ispessimento.

Le potenze risultano variabili in funzione degli apporti detritici, in genere si raggiungono gli 80-100 m. Il passaggio alla soprastante scaglia bianca è molto graduale ed avviene in un tratto di dieci metri, con una diminuzione del contenuto marnoso. Come età è collocabile all'Aptiano Inferiore - Albiano superiore.

**MAI – Maiolica.** L'unità è conosciuta in letteratura -specie se antica- con il nome di "Calcere rupestre" per la sua elevata resistenza all'erosione. Affiora assai estesamente nella porzione sommitale di tutte le dorsali come lungo la S. S. della Valnerina e lungo la strada montana tra Monte San Vito e Campofoglio. Nel tratto di territorio in esame affiora in sinistra orografica lungo il versante di incisione secondaria presso l'abitato di vallo del Nera; questa formazione è costituita da calcari fango-sostenuti (mudstones) bianchi o avorio, a frattura concoide, in strati spessi 10-50 cm che presentano tipiche stiloliti e selce in noduli, lenti e liste, di colore grigio o nero. A luoghi sono presenti intercalazioni centimetriche di argille marnose nerastre, in alcuni casi bituminose, che tendono ad aumentare verso l'alto. Nella roccia sono presenti impurità costituite da minute sferule nere visibili a occhio nudo (ossidi metallici) nonché grossi noduli di marcassite che raggiungono un diametro anche di 10 cm. Localmente, nella porzione inferiore dell'unità, si hanno intercalazioni di calcareniti spesse anche 70-80 cm, che presentano laminazioni da torbida e colorazione rosata e nocciola. In corrispondenza degli alti morfologico-strutturali giurassici le facies basali di questa unità sembrano leggermente differenziate: la selce sembra più scarsa e gli strati presentano facce nodulari, con tracce di dolomitizzazioni che appaiono come numerosissime e minute "sferule" di colore arancione ocraceo, talora estese a tutto lo strato. Lo spessore della formazione è variabile e raggiunge i 300 m. Il passaggio alle soprastanti marne a fucoidi si realizza gradualmente nell'ambito di una decina di metri. Come età è collocabile nel Tortonico Inferiore - Aptiano Inferiore.

**CDU – Calcari Diaspri.** in passato identificati con l'appellativo di Calcari a Posidonia, Calcari ad Aptici, Marne ad Aptici, Scisti ad Aptici, Calcari granulari con diaspri, Radiolariti, Diaspri. Nell'area in studio affiora sul versante in sinistra orografica tra le quote m 700 ed 800 s.l.m presso Casale Grotti. In molti affioramenti sono riconoscibili sia litofacies dei calcari a Saccocoma (attualmente riconosciuta come membro) e ad Aptici sia le caratteristiche intercalazioni calcarenitiche, che il passaggio alla soprastante maiolica. L'unità è costituita da calcari, da fango-sostenuti a grano-sostenuti, e da calcari selciferi, di colore grigio verdastro, con noduli, liste e livelli di selce (25 ÷ 40 cm), particolarmente abbondanti nella porzione centrale se non, addirittura, prevalenti, di colore rosso, vinaccia, bruno, o tipicamente verde. La stratificazione particolarmente sottile (4-10 cm) è un carattere diagnostico, anche se in alcuni casi sono presenti strati di 30-40 cm di materiale detritico. A luoghi sono state osservate intercalazioni centimetriche di marne variamente argillose o di areniti grossolane radiolaritiche ocracee, talora sciolte e talaltra cementate; a volte, nella porzione sommitale dell'unità è presente la litofacies dei calcari a Saccocoma e ad Aptici, potente da 0 a 40 m, cui sono frequentemente associati potenti livelli di calcareniti. Si tratta di calcari da biancastri ad avana a grigio verdi, nocciola, a frattura piano-concoide

molto ampia, a volte con puntini arancioni, in strati più spessi dei sottostanti (10-30 cm) talora con superfici irregolari o nodulari, con spessi livelli bioclastitici verdastri. Complessivamente i calcari diasprigni presentano potenze comprese fra i 50 e gli 80 m, localmente con aumenti anche notevoli dovuti alla presenza di intercalazioni detritiche. Questa formazione è ascrivibile come età al Bajociano Superiore - Titonico Inferiore.

## 4.2 Sintesi delle caratteristiche idrologiche

L'area in studio, come già accennato in precedenza, è ubicata nella valle del Fiume Nera i cui versanti sono costituiti dalle successioni delle formazioni prevalentemente calcaree e calcareo-marnose sopra descritte.

L'assetto idrogeologico delle aree delle dorsali carbonatiche appenniniche è caratterizzato da estesi acquiferi, la cui permeabilità è molto elevata per fessurazione e carsismo nell'ambito delle formazioni carbonatiche. Questi acquiferi, i più importanti dell'Appennino, sono estesi per diverse centinaia di km<sup>2</sup> e alimentano sorgenti basali ubicate nelle zone più depresse, dove l'acquifero è tamponato da sedimenti a permeabilità più bassa, costituiti dai depositi terrigeni torbiditici tardo-miocenici o dai sedimenti plio-quadernari di riempimento delle valli fluviali e delle depressioni tettoniche intermontane.

I sedimenti quadernari, costituiti da depositi di versante, depositi alluvionali e sedimenti lacustri e/o palustri, presentano una permeabilità variabile in funzione della granulometria e comunque inferiore a quella degli acquiferi carbonatici, in alcuni casi consentono travasi sotterranei dalle falde degli acquiferi regionali negli acquiferi porosi multistrato.

Per quanto attiene alla circolazione idrica nell'ambito delle varie formazioni carbonatiche si possono esprimere alcune valutazioni e considerazioni generali, di seguito formulate.

Lungo gli orizzonti e strati calcarei fratturati delle formazioni si può avere una discreta permeabilità per fessurazione, la cui entità dipende dalla dislocazione spaziale e dal tipo delle discontinuità (aperte, chiuse, combacianti, etc); essi possono costituire delle vie di deflusso preferenziale delle acque di infiltrazione. Ne consegue che nelle alternanze calcareo - marnose si può avere una permeabilità di tipo "orientato", relegata, cioè, ai soli orizzonti calcarei permeabili; in tali successioni la permeabilità è variabile in relazione alla litologia dello strato o livello al quale si riferisce.

Così nell'ambito della stessa alternanza si riscontrano situazioni estreme, date dai livelli di marne impermeabili e dai livelli calcarei fratturati, permeabili. Ne consegue che parallelamente alla stratificazione, in corrispondenza delle bancate calcaree fratturate, si possono avere valori di permeabilità sensibilmente alti, mentre in corrispondenza degli orizzonti marnosi o pelitici si hanno condizioni di quasi impermeabilità.

Ne deriva che l'alternanza, nel suo complesso, si può comportare come un terreno poco permeabile, o addirittura impermeabile, nella direzione ortogonale alla stratificazione; si può invece riscontrare una permeabilità, generalmente molto limitata o scarsa, nella direzione parallela alla stratificazione, relegata ai livelli calcarei fratturati.

Tale differenza di permeabilità tra le due direzioni (ortogonale o parallela alla stratificazione) è più o meno marcata in relazione alla prevalenza dei termini argillosi calcarei.

Per le formazioni prevalentemente costituiti da calcari la permeabilità è funzione del reticolo di fratturazione e dalla dislocazione spaziale delle fratture; in particolare la spaziatura, frequenza ed apertura delle fessurazioni ed il tipo delle stesse (beante, chiusa o riempita di materiali) costituiscono gli elementi che determinano l'entità della permeabilità e trasmissività.

Nell'ambito del territorio esaminato esistono numerose emergenze idriche, tra cui N° 9 sono segnalate nella allegata carta Idrogeologica in scala 1:5.000, alcune delle quali designate con un toponimo:

- Le sorgenti indicate con i numeri 1, 3, 4, 5, 8 senza designazione, sono ubicate su ambedue i versanti del Fiume Nera a varie quote, sempre nell'ambito delle spesse coperture quaternarie di terreni prevalentemente granulari sciolti (coperture detritiche);
- La sorgente N° 2 = Fonte del Frate è ubicata sul versante in destra orografica quasi al contatto tra un deposito detritico e la sottostante formazione della Scaglia Cinerea;
- La sorgente N° 6 = Sorgente Paletto è ubicata in sinistra orografica nell'ambito di una vasta area in frana;
- La sorgente N° 7 = Fonte Tofele è ubicata nella stessa zona della precedente, circa 300 m più a monte;
- La sorgente N° 9 = Sorgente del Saletto è ubicata nel versante in sinistra orografica nell'ambito della formazione dei calcari a Fucoidi.

Dall'ARPA Umbria si ricavano importanti elementi di idrogeologia regionale, di seguito sintetizzati.

Nella dorsale montuosa che occupa la parte orientale della regione esistono due sistemi idrogeologici separati dalla linea tettonica denominata "linea della Valnerina" dove è individuabile un limite di permeabilità che corre a quote variabili tra 350 e 700 m s.l.m.: a sud il "Sistema della Valnerina" imponente struttura idrogeologica che si estende fino alla linea tettonica Ancona-Anzio e a nord il "Sistema dell'Umbria nord-orientale", che è limitato a ovest da un motivo tettonico distensivo, nella parte meridionale, e dal passaggio stratigrafico a terreni a bassa permeabilità in quella settentrionale, mentre ad est si estende ben al di fuori dei limiti territoriali regionali dove è delimitato dal passaggio stratigrafico a terreni meno permeabili.

L'intera dorsale del Sistema della Valnerina è prevalentemente costituita da strutture carbonatiche sature fino a quote superiori a 800 metri. I livelli piezometrici decrescono da Est ad Ovest fino a raggiungere la minima quota in corrispondenza dell'alveo del Nera, che costituisce il livello di base principale del sistema.

Lungo questa linea di drenaggio dominante, diretta SO-NE, si hanno importanti sorgenti lineari responsabili di notevoli incrementi di portata del fiume Nera. Studi pregressi hanno stimato che lungo il tratto umbro del fiume Nera si hanno emergenze in alveo per una portata media complessiva superiore a 15 metri cubi al secondo.

Oltre alle emergenze in alveo si trovano numerose sorgenti localizzate che erogano una frazione molto subordinata delle risorse idriche sotterranee della struttura valutabile in qualche centinaio di litri al secondo. Il nucleo della dorsale del Sistema dell'Umbria nordorientale è saturo fino a quote superiori a

700 metri. Il sistema dà origine a importanti emergenze idriche sia lineari lungo i principali corsi d'acqua che localizzate.

L'ARPA fornisce il monitoraggio delle principali sorgenti, che si riporta in Tabella 4.1

		PORTATA SORGENTI (l/s)					
		Monti delle valli del Topino e del Menotre				Monti della Valnerina	
		Bagnara <sup>(1)</sup>	San Giovenale <sup>(2)</sup>	Acquabianca <sup>(3)</sup>	Alzabove <sup>(4)</sup>	Lupa <sup>(5)</sup>	Pacce <sup>(6)</sup>
1998	minima	42,4	216,0	42,3	178,0	175,9	-
	media	112,6	326,7	48,0	211,2	128,0	-
	massima	300,7	499,3	84,9	247,1	88,6	-
1999	minima	49,5	199,4	25,5	185,5	89,0	265,4
	media	153,2	452,5	71,2	226,8	164,7	76,2
	massima	361,2	648,0	115,1	285,1	262,8	11,8
2000	minima	27,6	229,6	18,1	223,7	81,5	1,9
	media	137,2	397,0	57,3	233,0	142,2	86,2
	massima	282	614,7	113,4	272,5	210,6	287,6
2001	minima	18	218,2	15,0	208,1	68,6	0
	media	115,6	449,5	52,2	240	142,0	43,5
	massima	244,4	709,3	98,8	279,7	206,5	113,6
2002	minima	1,2	118,2	19,7	188,3	51,1	0
	media	34,8	153,5	26,1	206,1	66,4	0
	massima	317,1	334,6	33,8	241,4	89,6	0

<sup>(1)</sup> dal 10.04.98 <sup>(2)</sup> dal 29.06.98 <sup>(3)</sup> dal 28.06.98 <sup>(4)</sup> dal 27.01.98 <sup>(5)</sup> dal 01.01.98 <sup>(6)</sup> dal 29.03.99

Tabella 4.1 - Portate minime, medie e massime delle principali sorgenti monitorate in continuo

### 4.3 Elementi di circolazione idrica

Sulla scorta degli studi geologici, di dettaglio ed a carattere regionale disponibili, morfologici e litologici, può essere formulata una verosimile identificazione delle caratteristiche idrogeologiche del territorio in studio, con particolare riferimento alle caratteristiche di permeabilità delle varie unità idrogeologiche.

In siffatte condizioni la circolazione idrica superficiale, sub superficiale (intendendo con tale termine le acque che si rinvergono a breve profondità dal piano campagna) e profonda si esplica laddove la permeabilità delle rocce è tale da consentirne l'accumulo e/o il deflusso.

Vengono qui di seguito descritti sia il comportamento delle acque di deflusso superficiale, sia le situazioni riscontrabili nel territorio in esame in cui sussistono le condizioni per la formazione di falde acquifere.

#### Acque superficiali

La possibilità di infiltrazione delle acque di precipitazione meteorica nel sottosuolo dipende sia dalla permeabilità del terreno, sia dalla acclività dei versanti.

Le acque ricadenti sui terreni argillosi defluiscono quasi tutte in superficie, drenate dal reticolo idrografico ivi presente.

Sui terreni permeabili, quali i corpi detritici, parte delle acque invece si infiltra nel sottosuolo e va a formare le falde acquifere.

Nel territorio esaminato il drenaggio superficiale è quello naturale delle incisioni, che in genere è discretamente sviluppato e consente un deflusso delle acque abbastanza rapido.

#### Acque subsuperficiali

Sono quelle che permeano all'interno delle coperture detritiche e, raggiunto il substrato meno permeabile, defluiscono verso valle, venendo a giorno sotto forma di piccole sorgenti in concomitanza delle maggiori precipitazioni atmosferiche; la maggior parte di queste è comunque a carattere stagionale e si esaurisce non molto tempo dopo il cessare dell'evento meteorico.

#### Acque profonde

Formano le falde acquifere vere e proprie, la cui circolazione è essenzialmente relegata nell'ambito delle formazioni carbonatiche.

### 4.4 Carta idrogeologica

Nella carta idrogeologica allegata, elaborata su base cartografica in scala 1:5.000, sono state distinte le unità idrogeologiche in relazione alla formazione geologica ed alle caratteristiche di permeabilità.

#### 4.4.1 TERRENI DOTATI DI PERMEABILITÀ PRIMARIA (PER POROSITÀ)

UNITÀ IDROGEOLOGICHE DEI TERRENI DI COPERTURA

- a) Depositi di frana (a1), detriti di falda (a3), coltri detritico-colluviali (b2) e depositi alluvionali terrazzati (bn). Sono depositi prevalentemente incoerenti, dotate di permeabilità per porosità (permeabilità primaria) più o meno accentuata in relazione al contenuto di frazione granulometrica più fina (limo-argilla). Possono essere sedi di falde perenni e/o temporanee/stagionali. Per questi terreni si può indicare il seguente coefficiente di permeabilità

$$K = 10^{-3} \div 10^{-5} \text{ cm/sec}$$

- b) Depositi alluvionali e di conoidi (b). Si tratta di formazioni prevalentemente incoerenti, dotate di permeabilità per porosità (permeabilità primaria) più o meno accentuata in relazione al contenuto di frazione granulometrica più fina (limo-argilla). Sono sedi di falde acquifere perenni (falde di subalveo del Fiume Nera), il cui livello dipende dagli apporti meteorici nel bacino idrografico di competenza. A questi terreni si può affidare un coefficiente di permeabilità

$$K = 10^{-2} \div 10^{-4} \text{ cm/sec}$$

- c) Depositi ruditici del Sistema di Monteleone Sabino (MNSa). Sono formazioni granulari più o meno cementate, dotate di permeabilità per porosità (permeabilità primaria) più o meno accentuata in relazione alla presenza del legante nella struttura granulare, con un coefficiente di permeabilità che si stima nel seguente range

$$K = 10^{-3} \div 10^{-6} \text{ cm/sec}$$

#### 4.4.2 TERRENI DOTATI DI PERMEABILITÀ SECONDARIA (PER FRATTURAZIONE)

UNITÀ IDROGEOLOGICHE DELLE FORMAZIONI CARBONATICHE

Sono le formazioni prevalentemente lapidee, calcaree o calcareo-marnose, dotate di permeabilità per fessurazione (permeabilità secondaria). La permeabilità è legata alla distribuzione ed al tipo dei sistemi di discontinuità presenti nell'ammasso, con conseguente coefficiente di permeabilità estremamente variabile.

- a) Unità Idrogeologica di Bisciaro (BIS): calcari marnosi grigio scuri alternati a marne grigie. Permeabilità variabile in relazione alla prevalenza dei livelli marnosi meno permeabili, con un coefficiente di permeabilità valutabile in

$$K = 10^{-4} \div 10^{-6} \text{ cm/sec}$$

- b) Unità Idrogeologica della Scaglia Cinerea (SCC): Marne e marne argillose grigio-verdi o grigio cenere alternate alla base con calcari marnosi grigi in strati in genere sottili, con un coefficiente di permeabilità valutabile in  

$$K = 10^{-5} \div 10^{-6} \text{ cm/sec}$$
- c) Unità Idrogeologica della Scaglia Variegata (VAS): Calcari marnosi rossi o grigio-verdi, calcari e marne grigie con selce nera e marne rosse con intercalazioni di spessi livelli di calcareniti., con un coefficiente di permeabilità stimabile in  

$$K = 10^{-4} \div 10^{-6} \text{ cm/sec}$$
- d) Unità Idrogeologica della Scaglia Rossa (SAA): calcilutiti, calcari marnosi e marne da rosati a rosso scuro o biancastri, ben stratificati, con selce in noduli o liste generalmente rossa o rosea. Sono presenti calcareniti di colore grigio o bianco, talora di spessore anche metrico. Si può indicare il seguente coefficiente di permeabilità  

$$K = 10^{-4} \div 10^{-6} \text{ cm/sec}$$
- e) Unità Idrogeologica della Scaglia Bianca (SBI): calcilutiti bianche o grigio chiaro a stratificazione medio-sottile, con liste di selce nera o grigia nella parte alta, rosata nella parte basale. Sono presenti intercalazioni calcarenitiche, talora calciruditiche. Coefficiente di permeabilità  

$$K = 10^{-4} \div 10^{-6} \text{ cm/sec}$$
- f) Unità Idrogeologica delle Marne a Fucoidi (FUC): formazione con ripetute alternanze di marne, da calcaree ad argillose, con livelli di elevata frazione argillosa, talora a lamine, di colore grigio scuro, verde, rosso o variegato con ripetute intercalazioni bituminose nere; per questa formazione si può valutare un coefficiente di permeabilità  

$$K = 10^{-5} \div 10^{-7} \text{ cm/sec}$$
- g) Unità Idrogeologica della Maiolica (MAI): calcari micritici a grana finissima ed a frattura concoide, di colore bianco o avorio, talora giallastri, in strati regolari di spessore compreso tra 10 e 50 cm, sporadicamente con sottilissimi interstrati argillosi grigio-neri. Coefficiente di permeabilità  

$$K = 10^{-4} \div 10^{-6} \text{ cm/sec}$$
- h) Unità Idrogeologica dei Calcari Diasprigni (CDU): calcari da micritici a granulari, quasi sempre sottilmente stratificati, (4 - 10 cm) talora con interstrati costituiti da argille marnose. La selce in noduli, liste e livelli decimetrici è spesso prevalente. Coefficiente di permeabilità  

$$K = 10^{-5} \div 10^{-6} \text{ cm/sec}$$

#### 4.5 Unità litotecniche

Si prendono in considerazione solo le formazioni che interessano direttamente o indirettamente il tracciato della strada in progetto e le suddette formazioni vengono identificate in "unità litotecniche" poste alla base delle caratterizzazioni e verifiche geotecniche. Di seguito vengono quindi identificate le seguenti unità litotecniche:

- a) UNITÀ LITOTECNICA DT, descritta come costituita da depositi detritici di falda e di versante a granulometria variabile, da ben classati a fortemente eterometrici, generalmente sciolti o debolmente cementati, in accumuli massivi o grossolanamente stratificati; corrisponde alla formazione geologica a3;
- b) UNITÀ LITOTECNICA CO - descritta come costituita da depositi di conoidi, in taluni casi maggiormente grossolani, eterometrici, in matrice sabbioso-limosa rossastra e con accenni di stratificazione, presenti allo sbocco di valli secondarie; in geologia questi terreni vengono inclusi nei depositi alluvionali con sigla b;

- c) UNITÀ LITOTECNICA DA1 – descritta come costituita da depositi alluvionali, depositi detritici alluvionali in corrispondenza degli alvei o da "debris flow", in taluni casi maggiormente grossolani, eterometrici, costituiti da ghiaia e sabbia in matrice sabbioso-limosa rossastra e con accenni di stratificazione; corrisponde alla formazione geologica con sigla b;
- d) UNITÀ LITOTECNICA DA2 – Costituisce una facies di sedimenti fini dei depositi alluvionali riscontrata nel corso dei sondaggi geognostici e formata da limi sabbiosi argillosa, formati da limi sabbiosi marroni-rossastri
- e) UNITÀ LITOTECNICA SV – descritta come Scaglia Variegata formata da calcari marnosi rossi o grigio-verdi, calcari e marne grigie con selce nera e marne rosse con intercalazioni di spessi livelli di calcareniti, con stratificazione sottile (2 - 20 cm); in geologia corrisponde alla formazione con la sigla VAS;
- f) UNITÀ LITOTECNICA SR - descritta come Scaglia Rossa, formata da calcilutiti, calcari marnosi e marne da rosati a rosso scuro o biancastri, ben stratificati, con selce in noduli o liste generalmente rossa o rosea. Sono presenti calcareniti di colore grigio o bianco, talora di spessore anche metrico; in geologia corrisponde alla formazione con la sigla SAA.

In sintesi, quindi, si hanno N° 6 Unità litotecniche appartenenti alle seguenti classi con comportamenti meccanici del tutto differenti:

- a) Terreni *prevalentemente incoerenti*, granulari e sciolti, cui appartengono le seguenti unità litotecniche:
  - Unità DT
  - Unità CO
  - Unità DA1
- b) Terreni *prevalentemente coesivi*, dati da limi sabbiosi, cui appartiene la seguente unità:
  - Unità DA2
- c) Terreni *prevalentemente lapidei*, cui appartengono le seguenti unità:
  - Unità SV
  - Unità SR

## 5 CARATTERIZZAZIONE CON HOEK BROWN DEI LITOTIPI E PARAMETRI DI PROGETTO

I parametri di progetto delle Formazioni interessate dallo scavo della galleria sono stati elaborati con codice di calcolo RocLab (Rocscience Inc.), nel quale è implementato il criterio di rottura non lineare alla Hoek-Brown calcolata per una copertura massima di 50 m sopra calotta.

### 5.1 Parametri di progetto per la Formazione della Scaglia Rossa con valori di picco

I calcoli sono stati svolti considerando le seguenti caratteristiche dell'ammasso:

- Resistenza a compressione monoassiale  $\sigma_{ci} = 76$  MPa
- GSI (Geological Strength Index) = 34
- $m$  costante del materiale = 7
- D fattore di disturbo = 0.5
- $\gamma$  peso di volume = 26 kN/m<sup>3</sup>

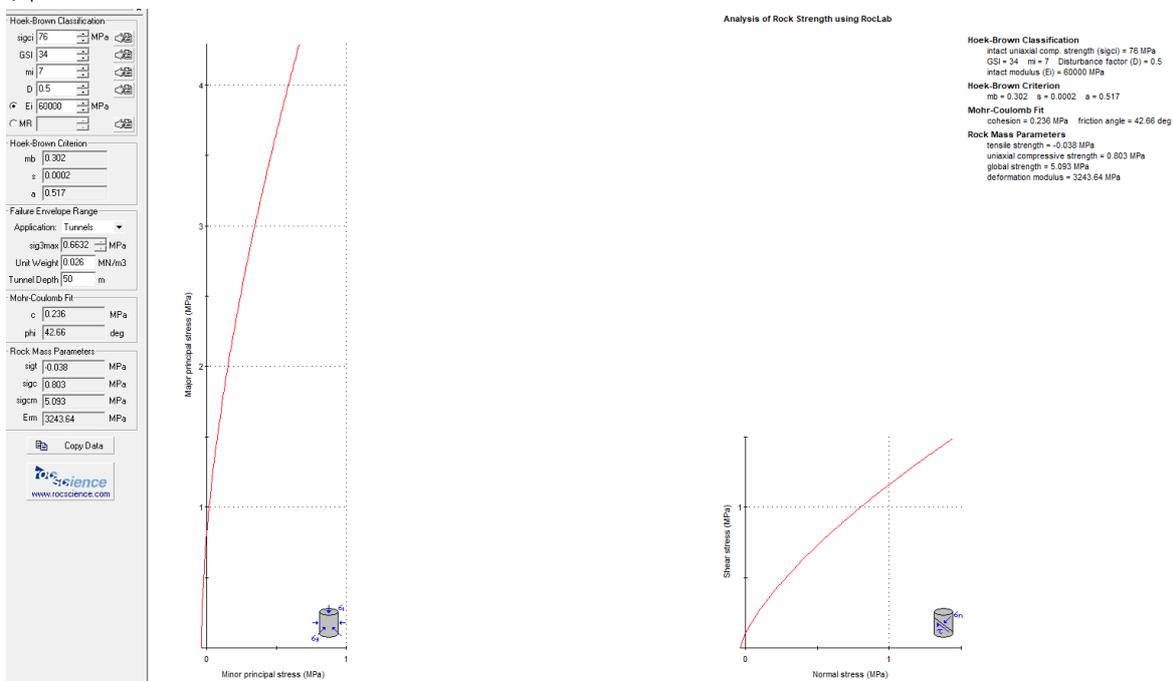


Figura 5.1 – Caratterizzazione geomeccanica ammasso roccioso della Formazione della Scaglia Rossa con criterio Hoek-Brown (RocLab, Rocscience Inc.) per valori di picco

Si riportano i principali parametri geotecnici drenati di progetto della Formazione della Scaglia Rossa calcolati con valori di picco:

- peso di volume  $\gamma = 26$  kN/m<sup>3</sup>
- angolo di attrito interno  $\phi' = 42.66^\circ$
- coesione efficace  $c' = 236$  kPa
- modulo elastico  $E = 3243.64$  MPa
- coefficiente di Poisson  $\nu = 0.3$

## 5.2 Parametri di progetto per la Formazione della Scaglia Rossa con valori residui

I calcoli sono stati svolti considerando le seguenti caratteristiche dell'ammasso:

- Resistenza a compressione monoassiale  $\sigma_{ci} = 72$  MPa
- GSI (Geological Strength Index) = 27
- mi costante del materiale = 7
- D fattore di disturbo = 0.5
- $\gamma$  peso di volume = 26 kN/m<sup>3</sup>

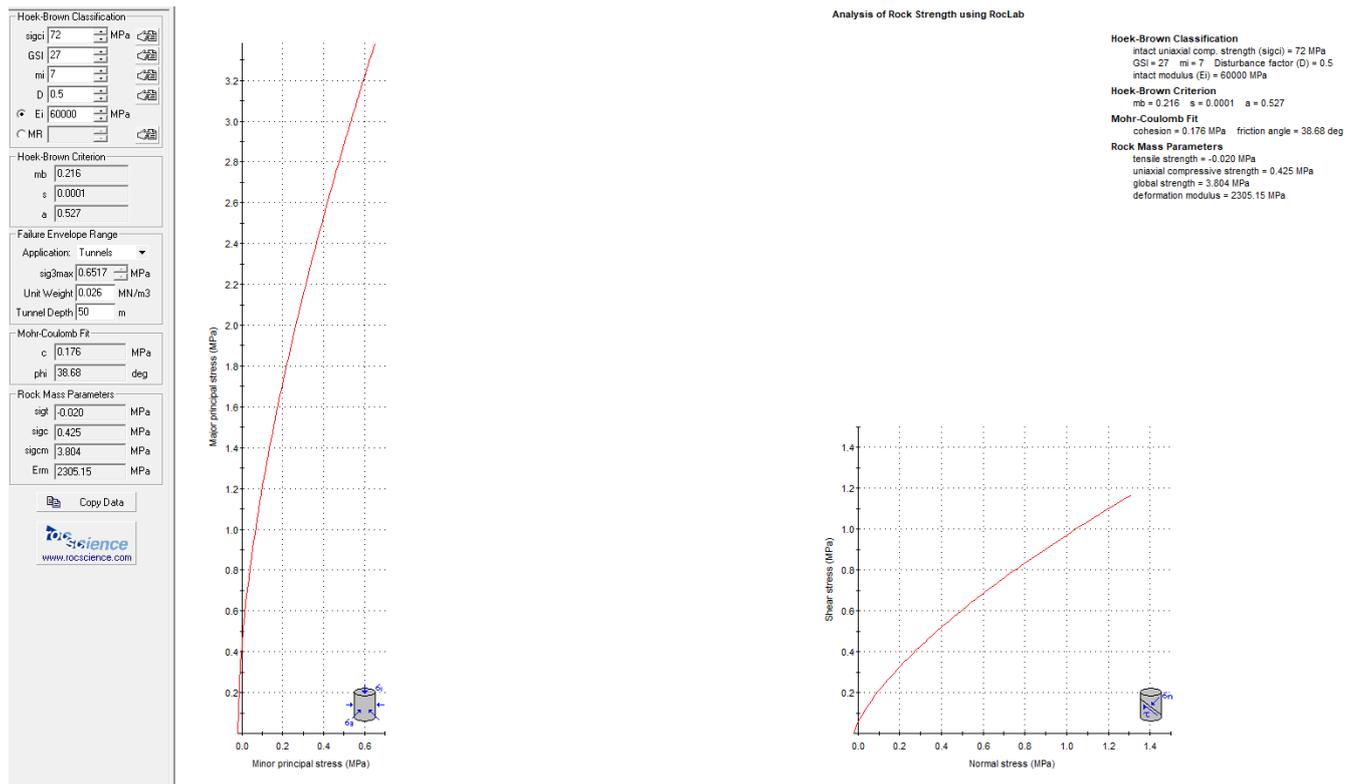


Figura 5.2 – Caratterizzazione geomeccanica ammasso roccioso della Formazione della Scaglia Rossa con criterio Hoek-Brown (RocLab, Rocscience Inc.) con valori residui

Si riportano i principali parametri geotecnici drenati di progetto della Formazione della Scaglia Rossa calcolati con valori residui:

- peso di volume  $\gamma = 26$  kN/m<sup>3</sup>
- angolo di attrito interno  $\varphi' = 38.68^\circ$
- coesione efficace  $c' = 176$  kPa
- modulo elastico  $E = 2305.15$  MPa
- coefficiente di Poisson  $\nu = 0.3$

### 5.3 Parametri di progetto per la Formazione della Scaglia Variegata con valori di picco

I calcoli sono stati svolti considerando le seguenti caratteristiche dell'ammasso:

- Resistenza a compressione monoassiale  $\sigma_{ci} = 84$  MPa
- GSI (Geological Strength Index) = 40
- mi costante del materiale = 7
- D fattore di disturbo = 0.5
- $\gamma$  peso di volume = 26 kN/m<sup>3</sup>

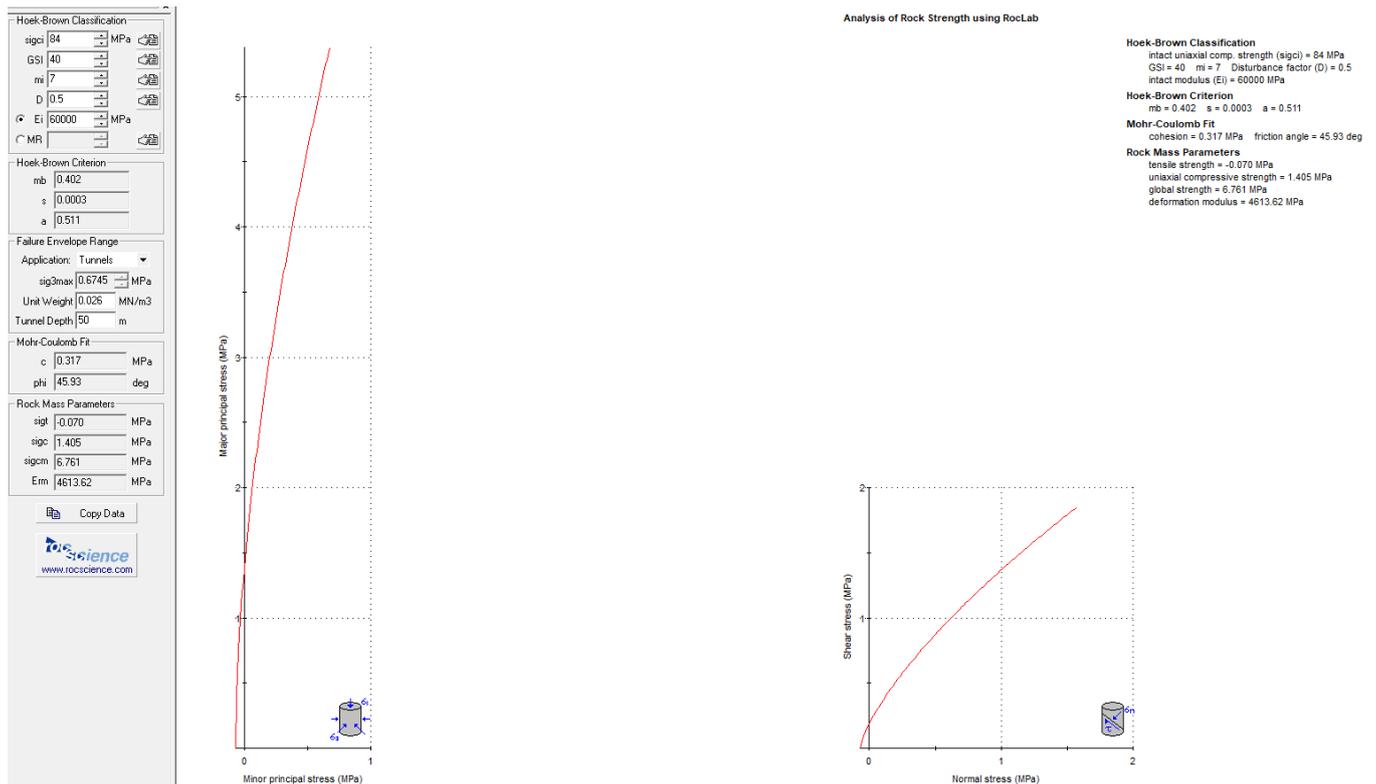


Figura 5.3 – Caratterizzazione geomeccanica ammasso roccioso della Formazione della Scaglia Variegata con criterio Hoek-Brown (RocLab, Rocscience Inc.) per valori di picco

Si riportano i principali parametri geotecnici drenati di progetto della Formazione della Scaglia Variegata calcolati con valori di picco:

- peso di volume  $\gamma = 26$  kN/m<sup>3</sup>
- angolo di attrito interno  $\phi' = 45.93^\circ$
- coesione efficace  $c' = 317$  kPa
- modulo elastico  $E = 4613.62$  MPa
- coefficiente di Poisson  $\nu = 0.3$

## 5.4 Parametri di progetto per la Formazione della Scaglia Variegata con valori residui

I calcoli sono stati svolti considerando le seguenti caratteristiche dell'ammasso:

- Resistenza a compressione monoassiale  $\sigma_{ci} = 80$  MPa
- GSI (Geological Strength Index) = 30
- mi costante del materiale = 7
- D fattore di disturbo = 0.5
- $\gamma$  peso di volume = 26 kN/m<sup>3</sup>

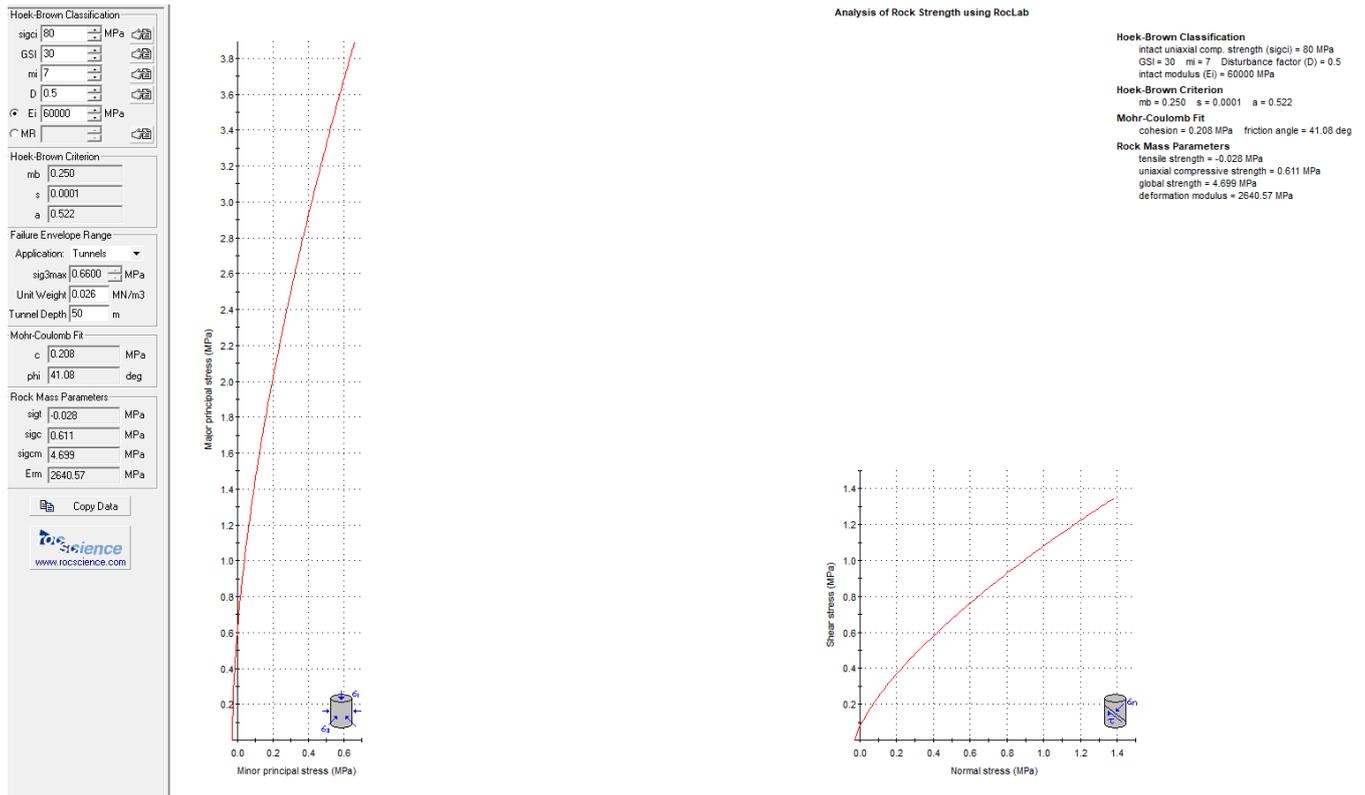


Figura 5.4 – Caratterizzazione geomeccanica ammasso roccioso della Formazione della Scaglia Variegata con criterio Hoek-Brown (RocLab, Rocscience Inc.) con valori residui

Si riportano i principali parametri geotecnici drenati di progetto della Formazione della Scaglia Variegata calcolati con valori residui:

- peso di volume  $\gamma = 26$  kN/m<sup>3</sup>
- angolo di attrito interno  $\phi' = 41.08^\circ$
- coesione efficace  $c' = 208$  kPa
- modulo elastico  $E = 2640.57$  MPa
- coefficiente di Poisson  $\nu = 0.3$

## 5.5 Parametri di calcolo delle Formazioni interessate dallo scavo in galleria

Nella Tabella 6.1 sono inseriti i parametri di caratterizzazione geotecnica delle Formazioni interessate dagli scavi in galleria di riferimento per la progettazione della galleria naturale.

PARAMETRI DI CALCOLO PER LA GALLERIA NATURALE CASTEL SAN FELICE					
FORMAZIONE	$\gamma$ kN/mc	C' kPa	$\phi$	E MPa	$\nu$
SCAGLIA VARIEGATA VALORI DI PICCO	26	317	45.93	4613.62	0.3
SCAGLIA VARIEGATA VALORI RESIDUI	26	208	41.08	2640.57	0.3
SCAGLIA ROSSA VALORI DI PICCO	26	236	42.66	3243.64	0.3
SCAGLIA ROSSA VALORI RESIDUI	26	176	38.68	2305.15	0.3

Tabella 5.1 – Caratterizzazione geotecnica in sede di Progetto Esecutivo di riferimento per la progettazione delle gallerie naturali.

## 6 ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEFORMATIVO ALLO SCAVO (FASE DI DIAGNOSI)

Nella fase di diagnosi, sulla base degli elementi raccolti in fase conoscitiva, si è proceduto a suddividere il tracciato in tratte a comportamento deformativo omogeneo, nell'ambito delle tre categorie di comportamento del metodo ADECO-RS [20] descritte nel seguito.

Le previsioni di comportamento lungo il tracciato della galleria sono illustrate in forma sintetica nel Profilo geomeccanico.

### 6.1 Classi di comportamento del fronte di scavo

La valutazione dell'evoluzione dello stato tensionale nel terreno a seguito della realizzazione di una galleria viene condotta attraverso l'analisi dei fenomeni deformativi del mezzo attraversato, che forniscono informazioni sul comportamento della cavità nei riguardi della stabilità a breve ed a lungo termine.

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

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

Se, viceversa, il comportamento del nucleo d'avanzamento si mantiene in campo elastico, esso svolge un'azione di precontenimento del cavo, che si mantiene a sua volta in condizioni elastiche, conservando le caratteristiche di massima resistenza del materiale attraversato.

Il comportamento del fronte di scavo, al quale è legato quello della cavità, può essere sostanzialmente ricondotto alle seguenti tre categorie di comportamento [20]:

#### **Categoria A: Galleria a fronte stabile.**

Se il fronte di scavo è stabile, lo stato tensionale al contorno della cavità in prossimità del fronte si mantiene in campo prevalentemente elastico, e i fenomeni deformativi osservabili sono di piccola entità e tendono ad esaurirsi rapidamente. In questo caso anche il comportamento del cavo sarà stabile, mantenendosi prevalentemente in campo elastico, e quindi non si rendono necessari interventi preventivi di consolidamento, se non localizzati e in misura molto ridotta. Il rivestimento definitivo costituirà allora il margine di sicurezza per la stabilità a lungo termine.

#### **Categoria B: Galleria a fronte stabile a breve termine.**

Questa condizione si verifica quando lo stato tensionale indotto dall'apertura della cavità supera la resistenza geomeccanica del materiale al fronte, che si allontana progressivamente da un

comportamento di tipo elastico, per passare ad un comportamento di tipo elasto-plastico. I fenomeni deformativi connessi con la redistribuzione delle tensioni risultano più accentuati che nel caso precedente, e producono nell'ammasso al fronte una riduzione delle caratteristiche di resistenza con decadimento verso i parametri plastici residui. La decompressione indotta dallo scavo può essere opportunamente controllata e regimata con adeguati interventi di preconsolidamento del fronte e/o di consolidamento al contorno del cavo. In tal modo si fornisce l'opportuno contenimento all'ammasso, che manterrà un comportamento stabile.

Nel caso non si prevedano opportuni interventi, lo stato tensio-deformativo potrà evolvere verso situazioni di instabilità del cavo in via di realizzazione. Il rivestimento definitivo costituirà il margine di sicurezza a lungo termine.

### Categoria C: Galleria a fronte instabile.

L'instabilità progressiva del fronte di scavo è attribuibile ad una accentuazione dei fenomeni deformativi in campo plastico, che risultano immediati e più rilevanti, manifestandosi prima ancora che avvenga lo scavo, oltre il fronte stesso. Tali deformazioni producono un incremento dell'estensione della zona dell'ammasso decompressa in corrispondenza del fronte, dove si sviluppa un progressivo e rapido decadimento delle caratteristiche geomeccaniche del materiale. L'espansione della fascia di materiale decompresso al contorno del cavo deve essere contenuta prima dell'arrivo del fronte di scavo, e richiede pertanto interventi di preconsolidamento sistematici in avanzamento, che consentano di creare artificialmente l'effetto arco capace di far evolvere la situazione verso configurazioni di equilibrio stabile.

## 6.2 Metodi per la determinazione delle classi di comportamento

Le metodologie di analisi sono state applicate in relazione alle coperture di progetto, individuando, anche in funzione delle caratteristiche geotecniche, il comportamento del fronte e del cavo fra i tre precedentemente illustrati:

- - Categoria A – “Fronte stabile”
- - Categoria B – “Fronte stabile a breve termine”
- - Categoria C – “Fronte instabile”.

### 6.2.1 ANALISI DELLA STABILITA' DEL CAVO

Il metodo delle linee caratteristiche permette di valutare l'andamento delle deformazioni radiali dei diversi elementi della galleria (fronte, cavità, nucleo di terreno al fronte) al variare delle pressioni di contenimento sul contorno del cavo, le quali, per effetto dello scavo, dal valore di tensione naturale all'interno dell'ammasso diminuiscono fino ad annullarsi oltre il raggio di azione del fronte di scavo.

È stata adottato il metodo proposto da Amberg-Lombardi [12], in base al quale si sono determinate:

1. **la linea caratteristica del fronte**, che consente di rappresentare il comportamento del cavo in corrispondenza del fronte;

2. la **linea caratteristica della cavità**, che consente di rappresentare il comportamento del cavo in lontananza dal raggio di influenza del fronte;
3. la **resistenza del nucleo di terreno situato davanti al fronte** ( $R_{1/2nucleo}$ ), definita a partire dal valore di coesione  $c$  del terreno e dal suo angolo di attrito  $\varphi$  secondo le seguenti relazioni:

$$R_{1/2nucleo} = c \cdot k_p^{0.5}$$

con

$$k_p = \tan^2(45^\circ + \varphi / 2)$$

Il terreno è considerato omogeneo ed isotropo, con comportamento elasto-plastico con criterio di resistenza alla Mohr-Coulomb e con legge di flusso non associato.

L'intersezione tra la linea caratteristica del fronte e la linea caratteristica del nucleo individua la condizione di equilibrio del fronte e permette di valutare lo spostamento radiale del cavo nella sezione in corrispondenza del fronte di scavo ( $u_f$ ).

Altre due curve ricavate dal metodo e che contribuiscono ad analizzare il comportamento dell'ammasso allo scavo sono:

4. la curva che rappresenta l'andamento del **raggio plastico al fronte** in funzione della pressione interna di contenimento;
5. la curva che esprime l'andamento del **raggio plastico della cavità** in funzione della pressione interna di contenimento.

Nel modello adottato per le linee caratteristiche, i parametri di resistenza del terreno non vengono abbattuti (ovvero si applicano i parametri caratteristici del terreno) in quanto le analisi in oggetto sono mirate alla conoscenza della risposta tensio-deformativa della cavità in assenza di strutture di confinamento.

L'attribuzione delle classi di comportamento viene effettuata secondo le seguenti modalità:

- Se il rapporto percentuale tra lo spostamento radiale al fronte e il raggio equivalente di scavo è minore di 0.3 il comportamento è di tipo A, così come quando il rapporto tra il raggio plastico al fronte e il raggio equivalente è inferiore a 1.2;
- Se il rapporto percentuale tra lo spostamento radiale al fronte e il raggio equivalente di scavo è compreso tra 0.3 e 0.5 il comportamento è di tipo B, così come quando il rapporto tra il raggio plastico al fronte e il raggio equivalente è compreso tra 1.2 e 1.5;
- Se il rapporto percentuale tra lo spostamento radiale al fronte e il raggio equivalente di scavo è maggiore di 0.5 il comportamento è di tipo C, così come quando il rapporto tra il raggio plastico al fronte e il raggio equivalente è maggiore a 1.5.

## 6.2.2 METODI SEMIEMPIRICI DI STABILITÀ' DEL FRONTE – CRITERIO DI TAMEZ

Nel caso delle gallerie superficiali il problema della stabilità del fronte viene affrontato ricorrendo ad un metodo all'equilibrio limite che simuli i reali meccanismi di rottura del terreno a seguito di operazioni di scavo.

Il metodo di Tamez [23] consente di valutare le condizioni di stabilità del fronte di scavo adottando un approccio all'equilibrio limite del solido prismatico gravante davanti al fronte, attraverso il calcolo di un fattore di sicurezza globale denominato FSF.

L'espressione del fattore di sicurezza si basa sulla definizione del paraboloide di Protodyakonov che delimita l'area del materiale potenzialmente instabile.

Per semplificare il calcolo, il paraboloide viene schematizzato con un solido composto da tre elementi prismatici, secondo quanto rappresentato nella Figura seguente, del quale se ne valutano le condizioni di equilibrio.

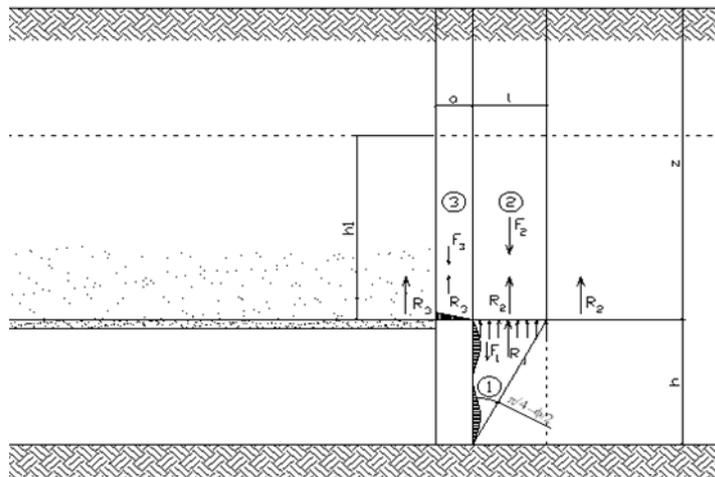


Figura 7.1 -Schema di rottura dei blocchi al fronte di scavo secondo Tamez [23].

Il metodo determina le massime tensioni tangenziali che le facce di ogni prisma possono sopportare senza scorrimenti (forze resistenti) e le forze di massa di ogni prisma (forze agenti).

Il rapporto del momento delle forze resistenti su quello delle forze agenti fornisce un coefficiente di sicurezza, denominato FSF (face security factor), secondo la relazione seguente.

$$FSF = \frac{\left[ \frac{2 \cdot (\tau_{m2} - \tau_{m3})}{\left(1 + \frac{a}{l}\right)^2} + 2 \cdot \tau_{m3} \right] \cdot \frac{h_1}{b} + \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\left(1 + \frac{a}{l}\right) \cdot \sqrt{k_a}} \cdot \frac{h_1}{h} + \frac{3,4 \cdot c}{\left(1 + \frac{a}{l}\right)^2 \cdot \sqrt{k_a}}}{\left[ 1 + \frac{2h}{3z \left(1 + \frac{a}{l}\right)^2} \right] \cdot [\gamma \cdot z - P_i]}$$

Nella relazione precedente, i coefficienti  $\tau_{m2}$  e  $\tau_{m3}$  dipendono dalla profondità della galleria; più precisamente, se la galleria è profonda (ovvero per un rapporto tra copertura e diametro di scavo superiore a 3), valgono le seguenti uguaglianze.

$$\tau_{m2} = c + \frac{k_0}{2} \cdot \left\{ w\gamma + (z - h_1 - w) \cdot (\gamma - \gamma_w) + 3,4 \cdot \frac{c}{k_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h}{2} \right\}$$

$$\tau_{m3} = c + \{0,25 \cdot [w\gamma + (z - h_1 - w) \cdot (\gamma - \gamma_w) - u]\} \cdot \tan \varphi$$

Nel caso, invece, di galleria superficiale (e quindi per  $z/D \leq 3$ ),  $\tau_{m2}$  e  $\tau_{m3}$  vengono calcolati con le relazioni seguenti.

$$\tau_{m2} = c + \frac{k_0}{2} \cdot \left\{ 3,4 \cdot \frac{c}{\sqrt{k_a}} - \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h}{2} \right\}$$

$$\tau_{m3} = c$$

Per valutare la stabilità è altresì necessario calcolare il fattore di sicurezza del prisma 3 (Figura 1) secondo la formula seguente.

$$FS3 = \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\gamma \cdot z - P_i} \left( \frac{h_1}{b} \right) \cdot \left( 1 + \frac{b}{a} \right)$$

Perché sia garantita la stabilità, si deve considerare il minore tra FSF e FS3.

Il calcolo della stabilità del fronte di scavo con il criterio di Tamez è stato eseguito allo SLU secondo la **Combinazione A2+M2+R2**, in cui i parametri di resistenza dell'ammasso sono abbattuti applicando i coefficienti parziali del gruppo M2 ai parametri caratteristici.

La stabilità del fronte di scavo è garantita da un valore del coefficiente di sicurezza =  $\min(FSF; FS3) > 1.1$ , ovvero utilizzando  $\gamma_R = 1.1$  come coefficiente R2 secondo la tabella 6.8.1 del NTC "Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere in materiali sciolti e di fronti di scavo".

### 6.3 Determinazione delle categorie di comportamento dello scavo

Le categorie di comportamento sono state individuate sulla base dei risultati delle analisi condotte con i metodi descritti nel paragrafo precedente.

Le analisi con il metodo delle linee caratteristiche sono state eseguite per gli otto tratti in cui è stata suddivisa la galleria, in funzione delle differenti formazioni rocciose incontrate, per le diverse classi in cui è stato classificato l'ammasso roccioso e nella sezione di copertura massima.

Le analisi di stabilità del fronte con il criterio di Tamez sono state effettuate con la galleria caratterizzata da zone a bassa copertura.

Tutte le analisi svolte si riferiscono al cavo libero, senza alcun intervento di preconsolidamento, precontenimento e contenimento.

### 6.3.1 COMMENTI SUL COMPORTAMENTO DEL CAVO E DEL FRONTE DI SCAVO

Per le Formazioni della Scaglia Rossa e della Scaglia Variegata le analisi effettuate per le sezioni di scavo mostrano un comportamento di una Categoria A ovvero con cavo e fronte stabile.

Per entrambe le Formazioni nei tratti di galleria in corrispondenza delle faglie o nei tratti a cavallo delle faglie, anche se lo studio dell'ammasso mostra un comportamento con categoria di scavo stabile, tuttavia, dato che lo scavo intercederà un ammasso intensamente fratturato ed alterato, al fine di evitare il detensionamento del fronte di scavo e conseguentemente eccessivi fenomeni di decompressione del cavo, si classifica tale sezione con un comportamento assimilabile alla categoria B e si prevedono quindi interventi di consolidamento sul fronte di scavo.

### 6.3.2 DIMENSIONAMENTO DEGLI INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE DEL FRONTE CON IL CRITERIO DI TAMEZ.

L'inserimento di elementi strutturali (Tubi 60/40) cementati in foro al fronte di scavo conferisce al terreno un incremento di coesione, funzione della resistenza al taglio del materiale, e una contemporanea azione di contenimento sul volume da scavare schematizzabile attraverso una "pressione di contenimento al fronte", funzione della resistenza allo sfilamento delle barre e della resistenza alla rottura per trazione degli elementi utilizzati (Grasso, Peila e Blondeau, Christiansen, Guilloux, Schlöner).

La forza di taglio limite dell'elemento è pari a:

- $T_N = 0,5 \times B \times L_o \times p_1$  dove:
- B = diametro di perforazione (0.11 m);
- $L_o = (4 \times E_{vtr} \times l / E_t) 0,25$  lunghezza libera d'inflessione;
- $p_1$  = pressione limite di rottura del terreno (1500 kPa da valori sperimentali).

La resistenza alla rottura per trazione risulta:

- $T_t = A_{vtr} \times \sigma_y$  dove:
- $A_{vtr}$  = area dell'elemento strutturale;
- $\sigma_y$  = tensione di calcolo dell'elemento strutturale allo SLU pari a 500 MPa.

La resistenza allo sfilamento dell'elemento tra malta e terreno risulta:

- $T_{c1} = \pi \times B \times L \times \tau_{c1}$
- $\tau_{c1}$  = aderenza tra malta e terreno ricavato in base agli studi di Bustamente sulle rocce alterate con un valore caratteristico di  $N_{spt}$  di 20 e ottenendo un cautelativo valore di aderenza pari a 0.15 MPa.
- L = lunghezza di trasferimento pari a 9.0 m.

La resistenza allo sfilamento dell'elemento tra vtr e malta risulta:

- $T_{c2} = \pi \times D \times L \times \tau_{c2}$
- $\tau_{c2}$  = aderenza tra barra in vtr e malta di iniezione assunta pari a 1.690 MPa pari al valore dell'aderenza fbd della miscela per  $R_{ck} = 15$  MPa;
- D = diametro del tubo in vtr (0.06m);
- L = lunghezza di trasferimento pari a 9.0 m.

La pressione di contenimento equivalente esercitata dagli "N" elementi strutturali sul fronte di scavo risulta:

$$p_c = \frac{\min T_t, T_{c1,2}}{\text{Area influenza}}$$

Sono di seguito presentate le verifiche dei fronti di scavo della sezione di studio per il tratto sette in corrispondenza della faglia centrale di passaggio tra le formazioni della Scaglia Rossa e della Scaglia Variegata:

- Sezione tipo B2b nella Formazione Scaglia Rossa con ricoprimento di terreno in calotta pari a 20 m in presenza di 39 elementi strutturali in VTR di 18.0 m di lunghezza e campo utile di scavo di 9.0 m.

In condizioni drenate e nella Combinazione A2+M2+R2, gli interventi di stabilizzazione dei fronti con elementi strutturali in VTR di 18.0 m di lunghezza, con una lunghezza di trasferimento di 9.0 m e campo utile di scavo di 9.0 m presentano le seguenti pressioni di contenimento:

GALLERIA CASTEL SAN FELICE											
SEZIONE TIPO	FORMAZIONE	ALTEZZA (m)	LARGHEZZA (m)	COPERTURA (m)	N. VTR	RICOPRIMENTO (m)	$\gamma$ kN/mc	C kPa	$\phi$	PRESSIONE (kPa)	F.S.
TIPO B2B	SCAGLIA ROSSA	9.9	13.70	20.00	39	9.00	26	87.2	36.21	118.05	2.95

## 7 DEFINIZIONE DELLE SEZIONI DI AVANZAMENTO (FASE DI TERAPIA)

Nel presente capitolo verranno definiti gli interventi da adottare durante la realizzazione della galleria, necessari a garantire la stabilità del cavo a breve e a lungo termine, in accordo con le indicazioni provenienti dall'analisi del comportamento deformativo allo scavo (fase di diagnosi). Sono descritte le sezioni tipo di avanzamento e la successione delle fasi esecutive ed i campi di applicazione.

### 7.1 Sezione di scavo tipo B1 nelle Formazioni della Scaglia Rossa e nella Scaglia Variegata

La sezione B1 viene applicata nella Formazioni della Scaglia Rossa e nella Scaglia Variegata.

La sezione è caratterizzata dai seguenti interventi:

- in presenza d'acqua saranno eseguiti n.4 drenaggi con tubi in PVC microfessurati rivestiti da TNT diametro 760 mm, lunghi 27.0 m e sovrapposizione 9.0 m;
- scavo per campi di lunghezza complessiva pari a 9.0 m e sfondi successivi di lunghezza variabile 1.25÷1.75 m, seguito dalla immediata posa in opera del rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato, armato con fibre metalliche (30 Kg/mc) o plastiche (4 Kg/mc) di spessore pari a 25 cm ( 5 cm prespritz + 20 cm) e centine 2IPN 180 a passo variabile 1.25÷1.75 m. Sul fronte sarà eseguito uno strato di spritz-beton di spessore pari a 10 cm alla fine di ogni campo di avanzamento;
- posa dell'impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC in corrispondenza delle murette, getto delle stesse e dell'arco rovescio in cemento armato di spessore 80 cm ad una distanza massima dal fronte variabile da 3 a 5 diametri. In funzione della risposta deformativa del cavo evidenziata dal monitoraggio in corso d'opera potranno essere adottate misure più o meno restrittive.
- posa in opera dell'impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC e getto del rivestimento definitivo di spessore in calotta di 60 cm e a una distanza massima dal fronte non vincolata ma minore di 100 m. Anche tale limite potrà variare in rapporto alle risultanze del monitoraggio in corso d'opera.

#### 7.1.1 VARIABILITÀ DEGLI INTERVENTI

In ragione della peculiarità della sezione tipo B1, si prevede la variabilità per gli interventi di sostegno previsti, in particolare si ha la variabilità del passo delle centine ed eventualmente del numero di dreni (+2).

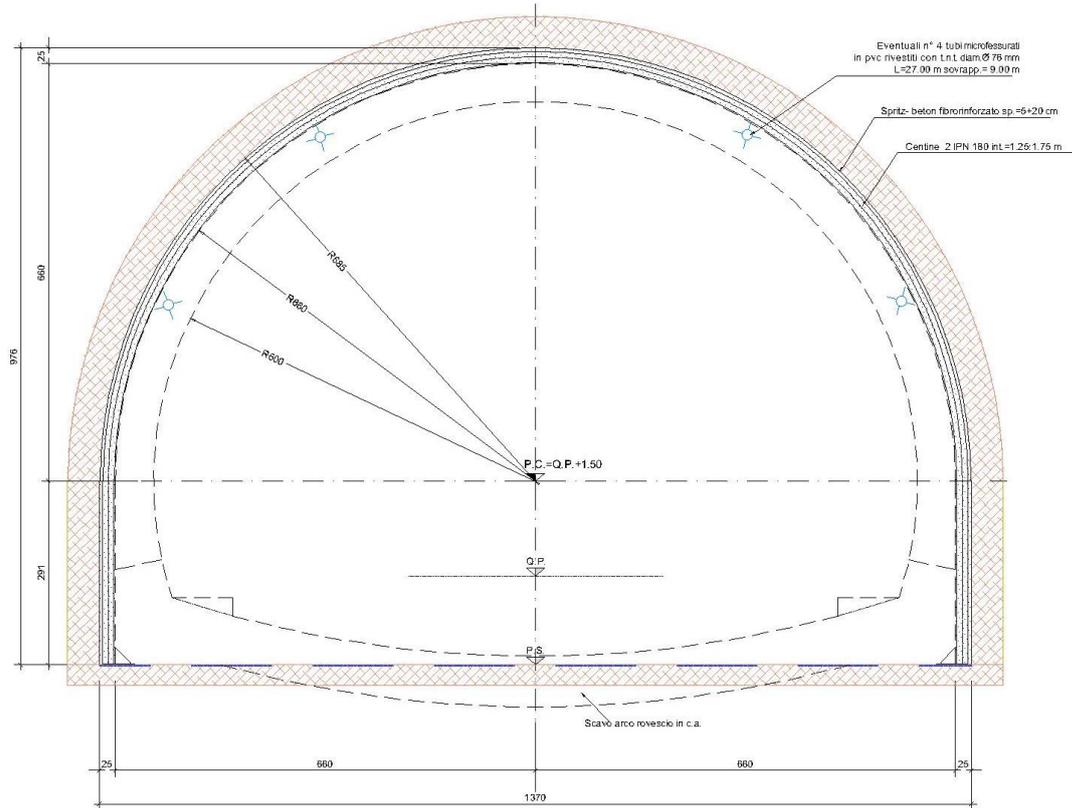


Figura 7.1 – Sezione tipo B1 – Interventi – Sezione trasversale

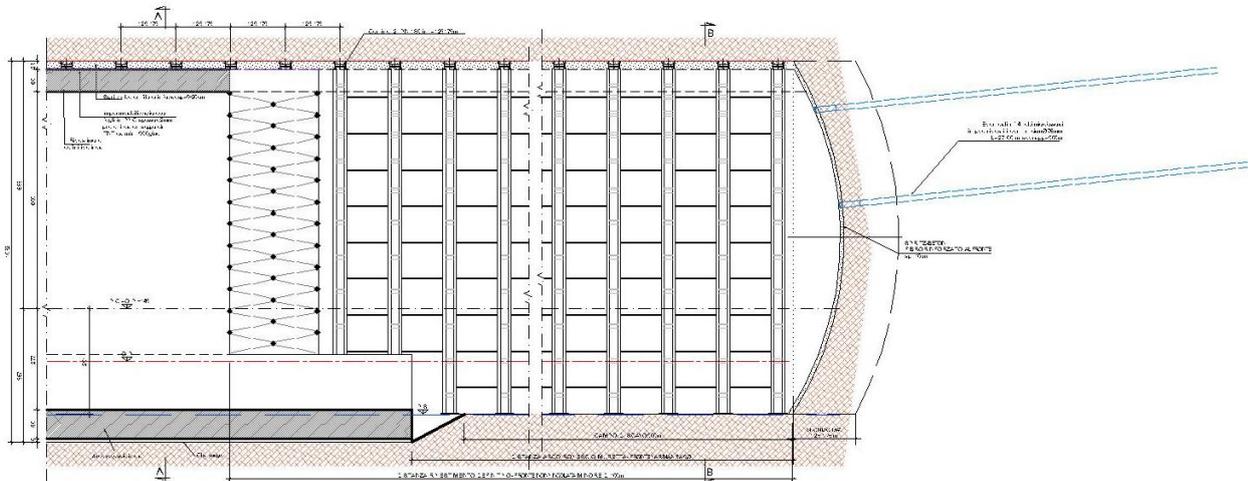


Figura 7.2 – Sezione tipo B1 – Interventi – Sezione longitudinale

## 7.2 Sezione di scavo tipo B1b nelle Formazioni della Scaglia Variegata nel tratto tra le due faglie

La sezione B1b viene applicata nella Formazione della Scaglia Variegata nel tratto tra le due faglie.

La sezione è caratterizzata dai seguenti interventi:

- in presenza d'acqua saranno eseguiti n.4 drenaggi con tubi in PVC microfessurati rivestiti da TNT diametro 760 mm, lunghi 27.0 m e sovrapposizione 9.0 m;
- preconsolidamento del fronte di scavo con n.  $39 \pm 10$  tubi in VTR  $\Phi$  60/40, cementati in foro con miscele cementizie, perforazione maggiore di 100 mm, lunghezza 18.00 m, sovrapposizione 9.00 m e campo utile 9.0 m;
- scavo per campi di lunghezza complessiva pari a 9.0 m e sfondi successivi di lunghezza variabile 0.80÷1.20 m, seguito dalla immediata posa in opera del rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato, armato con fibre metalliche (30 Kg/mc) o plastiche (4 Kg/mc) di spessore pari a 25 cm ( 5 cm prespritz + 20 cm) e centine 2IPN 180 a passo variabile 0.80÷1.20 m. Sul fronte sarà eseguito uno strato di spritz-beton di spessore pari a 10 cm alla fine di ogni campo di avanzamento;
- posa dell'impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC in corrispondenza delle murette, getto delle stesse e dell'arco rovescio in cemento armato di spessore 80 cm ad una distanza massima dal fronte variabile da 3 a 5 diametri. In funzione della risposta deformativa del cavo evidenziata dal monitoraggio in corso d'opera potranno essere adottate misure più o meno restrittive.
- posa in opera dell'impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC e getto del rivestimento definitivo di spessore in calotta di 60 cm e a una distanza massima dal fronte variabile da 5 a 7 diametri. Anche tale limite potrà variare in rapporto alle risultanze del monitoraggio in corso d'opera.

### 7.2.1 VARIABILITÀ DEGLI INTERVENTI

In ragione della peculiarità della sezione tipo B1b, si prevede la variabilità per gli interventi di preconsolidamento e sostegno previsti, in particolare si ha la variabilità del passo delle centine, del numero di barre in VTR ( $\pm 10$ ) ed eventualmente del numero di dreni (+2).



### 7.3 Sezione di scavo tipo B2 nelle Formazioni della Scaglia Rossa e nella Scaglia Variegata come concio d'attacco agli Imbocchi

La sezione B2 viene applicata nella Formazione della Scaglia Rossa e della Scaglia Variegata in corrispondenza del concio d'attacco degli Imbocchi.

La sezione è caratterizzata dai seguenti interventi:

- in presenza d'acqua saranno eseguiti n.4 drenaggi con tubi in PVC microfessurati rivestiti da TNT diametro 760 mm, lunghi 27.0 m e sovrapposizione 9.0 m;
- preconsolidamento al contorno delle centine mediante n. 37 infilaggi con tubi metallici in Acciaio S355, del diametro di 114.3 mm e spessore 10.0 mm, iniettati con miscele cementizie, perforazione  $\Phi$ 140 mm, di lunghezza 15.00 m, 6.00 m di lunghezza di sovrapposizione, campo utile 9.0 m;
- scavo per campi di lunghezza complessiva pari a 9.0 m e sfondi successivi di lunghezza variabile 0.80÷1.20 m, seguito dalla immediata posa in opera del rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato, armato con fibre metalliche (30 Kg/mc) o plastiche (4 Kg/mc) di spessore pari a 25 cm ( 5 cm prespritz + 20 cm) e centine 2IPN 180 a passo variabile 0.80÷1.20 m. Sul fronte sarà eseguito uno strato di spritz-beton di spessore pari a 10 cm alla fine di ogni campo di avanzamento;
- posa dell'impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC in corrispondenza delle murette, getto delle stesse e dell'arco rovescio in cemento armato di spessore 90 cm ad una distanza massima dal fronte variabile da 2 a 4 diametri. In funzione della risposta deformativa del cavo evidenziata dal monitoraggio in corso d'opera potranno essere adottate misure più o meno restrittive.
- posa in opera dell'impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC e getto del rivestimento definitivo di spessore variabile da 50 a 110 cm in calotta e a una distanza massima dal fronte variabile da 5 a 7 diametri. Anche tale limite potrà variare in rapporto alle risultanze del monitoraggio in corso d'opera.

#### 7.3.1 VARIABILITÀ DEGLI INTERVENTI

In ragione della peculiarità della sezione tipo B2, si prevede la variabilità per gli interventi di sostegno previsti, in particolare si ha la variabilità del passo delle centine ed eventualmente del numero di dreni (+2).

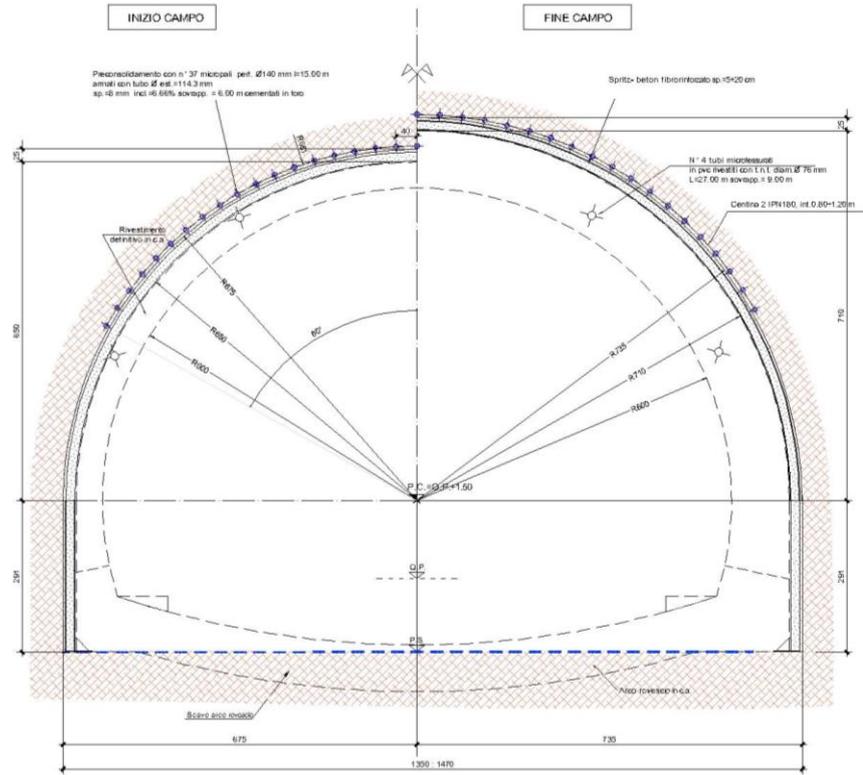


Figura 7.5 – Sezione tipo B2 – Interventi – Sezione trasversale

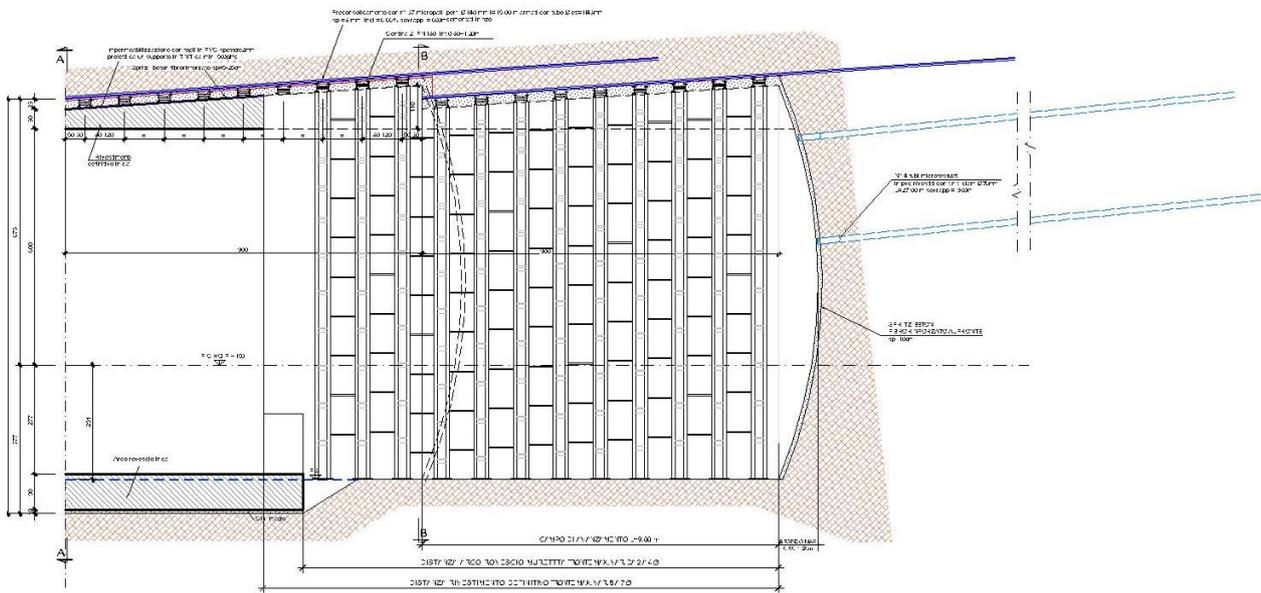


Figura 7.6 – Sezione tipo B2 – Interventi – Sezione longitudinale

## 7.4 Sezione di scavo tipo B2b nelle Formazioni della Scaglia Rossa e nella Scaglia Variegata in corrispondenza delle faglie

La sezione B2b viene applicata nella Formazione della Scaglia Rossa e della Scaglia Variegata in corrispondenza del concio d'attacco degli Imbocchi.

La sezione è caratterizzata dai seguenti interventi:

- in presenza d'acqua saranno eseguiti n.4 drenaggi con tubi in PVC microfessurati rivestiti da TNT diametro 760 mm, lunghi 27.0 m e sovrapposizione 9.0 m;
- preconsolidamento del fronte di scavo con n.  $39 \pm 10$  tubi in VTR  $\Phi$  60/40, cementati in foro con miscele cementizie, perforazione maggiore di 100 mm, lunghezza 18.00 m, sovrapposizione 9.00 m e campo utile 9.0 m;
- preconsolidamento al contorno delle centine mediante n. 37 infilaggi con tubi metallici in Acciaio S355, del diametro di 114.3 mm e spessore 10.0 mm, iniettati con miscele cementizie, perforazione  $\Phi$ 140 mm, di lunghezza 15.00 m, 6.00 m di lunghezza di sovrapposizione, campo utile 9.0 m;
- scavo per campi di lunghezza complessiva pari a 9.0 m e sfondi successivi di lunghezza variabile 0.80÷1.20 m, seguito dalla immediata posa in opera del rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato, armato con fibre metalliche (30 Kg/mc) o plastiche (4 Kg/mc) di spessore pari a 25 cm ( 5 cm prespritz + 20 cm) e centine 2IPN 180 a passo variabile 0.80÷1.20 m. Sul fronte sarà eseguito uno strato di spritz-beton di spessore pari a 10 cm alla fine di ogni campo di avanzamento;
- posa dell'impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC in corrispondenza delle murette, getto delle stesse e dell'arco rovescio in cemento armato di spessore 90 cm ad una distanza massima dal fronte variabile da 2 a 4 diametri. In funzione della risposta deformativa del cavo evidenziata dal monitoraggio in corso d'opera potranno essere adottate misure più o meno restrittive.
- posa in opera dell'impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC e getto del rivestimento definitivo di spessore variabile da 50 a 110 cm in calotta e a una distanza massima dal fronte variabile da 5 a 7 diametri. Anche tale limite potrà variare in rapporto alle risultanze del monitoraggio in corso d'opera.

### 7.4.1 VARIABILITÀ DEGLI INTERVENTI

In ragione della peculiarità della sezione tipo B2b, si prevede la variabilità per gli interventi di preconsolidamento e sostegno previsti, in particolare si ha la variabilità del passo delle centine, del numero di barre in VTR ( $\pm 10$ ) ed eventualmente del numero di dreni (+2).

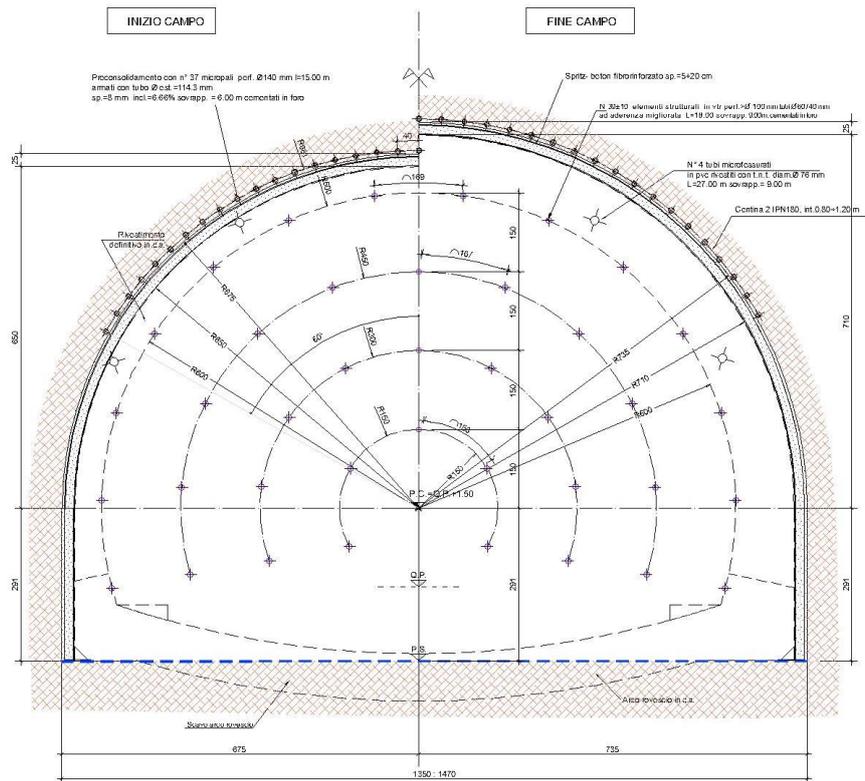


Figura 7.7 – Sezione tipo B2b – Interventi – Sezione trasversale

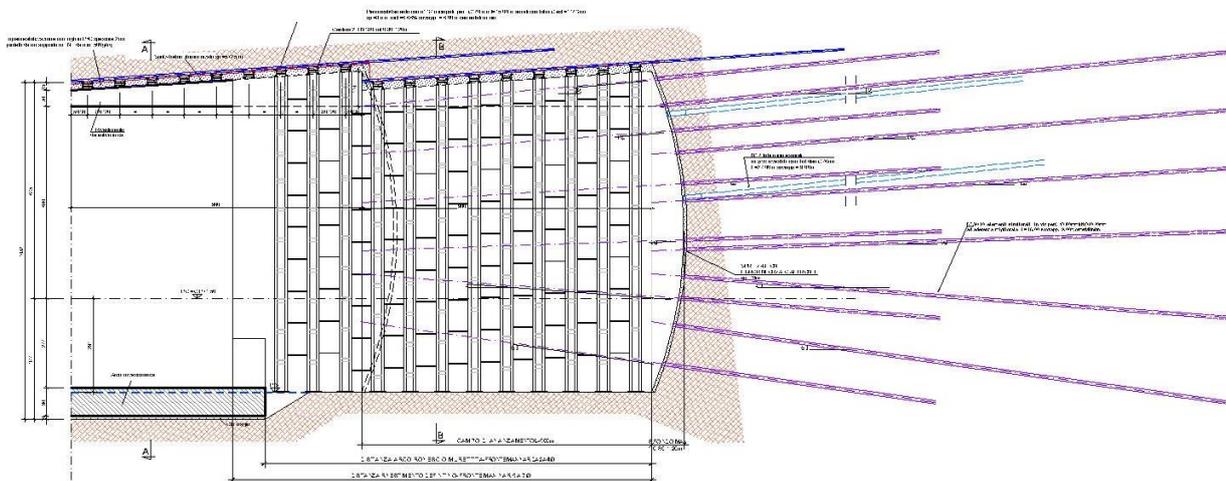


Figura 7.8 – Sezione tipo B2b – Interventi – Sezione longitudinale

## 8 MODELLAZIONE STRUTTURALE

La successione delle fasi esecutive, lo stato tensionale e deformativo indotto nell'ammasso dallo scavo della galleria e le sollecitazioni risultanti sui rivestimenti di prima fase e sui rivestimenti definitivi per le differenti fasi di maturazione sono state analizzate con il metodo delle differenze finite, utilizzando il codice di calcolo FLAC.

Il programma consente di studiare problemi di ingegneria geotecnica in condizioni di deformazione piana o assialsimmetrica, riproducendo la storia di carico del terreno e dei sostegni, e fornendo al termine di ogni fase di carico il quadro tensio-deformativo nell'ammasso e negli elementi di sostegno.

Le analisi sono state condotte in condizioni di deformazione piana modellando l'effetto della di-stanza dal fronte con le curve di deconfinamento.

Per il terreno è stato assunto un modello costitutivo elasto-plastico perfetto con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb e legge di flusso non associata.

Gli elementi di sostegno possono essere introdotti nel modello di calcolo come di seguito indicato:

- Bulloni: sono stati simulati per mezzo di elementi Bolts di lunghezza e disposizione prescelta ai quali viene assegnata la tipologia di barra utilizzata, lo spessore e le caratteristiche di resistenza desiderate;
- Spritz-beton: è stato simulato per mezzo di elementi Beam (assegnati legge costitutiva e parametri caratteristici del materiale);
- Spritz-beton e centine: è stato simulato per mezzo di elementi Beam considerando uno spessore ed un modulo elastico equivalente in modo da simulare l'effetto stabilizzante di un rivestimento integrato.

Lo spritz-beton e le centine sono stati simulati come materiali a comportamento elastico-lineare, mentre per la valutazione dello spessore equivalente e del modulo elastico equivalente del sostegno integrato spritz-beton+centine si è utilizzato il metodo proposto da Oreste [24].

Le verifiche dei rivestimenti di prima fase sono state eseguite allo SLU secondo la Combinazione A1+M1+R1, in cui i parametri di resistenza dell'ammasso sono quelli caratteristici (coefficienti parziali del gruppo M1), mentre i coefficienti parziali amplificativi delle azioni (A1) sono applicati direttamente alle sollecitazioni in output al modello di calcolo.

### 8.1 Modello di calcolo per le analisi al continuo equivalente

Al fine di individuare il comportamento statico e deformativo sono state effettuate una serie di verifiche condotte con il codice di calcolo FLAC, messe a punto per lo studio delle fasi di scavo della galleria e per la determinazione delle sollecitazioni sui rivestimenti.

Nelle analisi numeriche condotte, lo scavo viene simulato grazie all'impiego delle "forze di scavo", ovvero riducendo progressivamente un sistema di forze applicate in direzione radiale al profilo di scavo, atte a simulare il concetto di "effetto fronte". In tal modo è possibile simulare il progressivo incremento dei carichi sulle strutture di rivestimento di prima e seconda fase con il progredire degli avanzamenti.

La riduzione è svolta sulla base delle raccomandazioni dell'AFTES (cfr. Recommendation for use of convergence confinement method) che consente di valutare la variazione del tasso di confinamento  $1-\lambda = \sigma_r/\sigma_o$  in funzione della distanza della sezione in esame dal fronte di scavo.

Le analisi tenso-deformative presentate nel seguito, sono state condotte impiegando il codice di calcolo FLAC 8.0 (Fast Lagrangian Analysis of Continua), sviluppato da ITASCA Consulting, il quale consente di affrontare problemi di meccanica del continuo, determinando gli stati tensionali e deformativi in un dominio bidimensionale, le cui caratteristiche sono definite da leggi di comportamento, di tipo elastico o plastico, e da imposte condizioni al contorno, implementando il metodo delle differenze finite.

Tale metodo si basa sulla discretizzazione delle equazioni differenziali che governano il problema fisico in esame (equazioni derivanti dal teorema della divergenza di Gauss), attraverso la sostituzione delle derivate con quozienti di differenze finite. In questo modo, le equazioni differenziali vengono trasformate in equazioni algebriche, da risolversi in successivi passi di calcolo.

L'algoritmo di calcolo segue uno schema lagrangiano denominato "esplicito per integrazione diretta nel tempo" (explicit time marking), il quale è in grado di lavorare agevolmente e molto velocemente per sistemi con grandi deformazioni, con stati di collasso molto avanzati e in condizioni di instabilità (la possibilità di giungere al collasso non è infatti limitata da problemi di stabilità numerica, quale l'invertibilità di matrici). L'adattamento del metodo alle differenze finite a casi di griglia di forma qualunque segue l'approccio di Wilkins M.L.

La discretizzazione viene operata sovrapponendo alla porzione di continuo considerata un reticolo, in genere di maglie quadrilatera (elementi quadrilateri e/o triangolari), in corrispondenza dei cui nodi (gridpoints) sono definite le grandezze in gioco.

E' allora possibile approssimare la derivata prima di una funzione rispetto a una variabile indipendente, con il rapporto tra la variazione subita dalla funzione stessa nel passare da un nodo ad uno contiguo, e la corrispondente variazione della variabile indipendente.

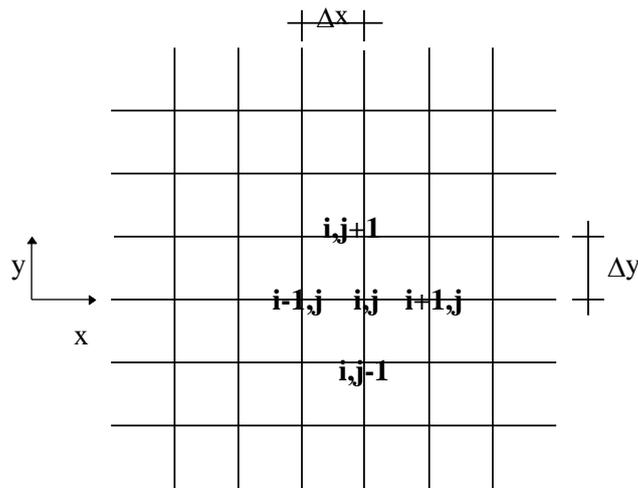
Con riferimento alla figura seguente, può assumersi ad un certo istante  $t$  una delle seguenti equivalenze:

$$\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_{i,j} \approx \frac{u_{i+1,j}^t - u_{i,j}^t}{\Delta x},$$

$$\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_{i,j} \approx \frac{u_{i+1,j}^t - u_{i-1,j}^t}{2\Delta x},$$

$$\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_{i,j} \approx \frac{u_{i,j}^t - u_{i-1,j}^t}{\Delta x}.$$

In modo analogo si opera per le derivate rispetto ad  $y$ , e per le derivate di ordine superiore.



La legge costitutiva del materiale viene espressa nella seguente forma:

$$\sigma = E \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \Rightarrow \sigma_{i,j}^t = E \cdot \frac{u_{i+1,j}^t - u_{i,j}^t}{\Delta x}$$

Il codice di calcolo FLAC usa uno schema di soluzione “esplicito condizionatamente stabile”, la cui sequenza di calcolo iterativo, illustrata schematicamente nella figura seguente, comprende i seguenti passi:

- per ogni nodo della griglia si valuta la massa  $m$ , la risultante delle forze esterne  $F_e$  (gravità, carichi esterni ...), la risultante delle forze interne  $F_i$ , calcolata per integrazione degli sforzi nelle zone collegate al nodo stesso, così che è possibile determinare la forza squilibrata agente sul nodo  $F_u$  (unbalanced force  $F_u = F_e - F_i$ ); affinché il sistema sia in equilibrio, tale forza deve essere nulla;
- per ogni gridpoint si scrive l'equazione di Newton  $F_u = m \cdot a$ , tramite la quale è possibile determinare l'accelerazione del nodo in esame; integrando due volte l'accelerazione si ottiene la velocità e lo spostamento incrementale di ogni nodo;
- dal campo di spostamenti incrementali, è possibile risalire al campo di deformazioni incrementali e quindi, attraverso il legame costitutivo dei materiali, al campo di variazioni degli sforzi nel reticolo;
- la variazione degli sforzi comporta la modifica, per ogni nodo della griglia, della risultante delle forze interne e conseguentemente la necessità di rideterminare la  $F_u$ , dando inizio ad un nuovo passo di calcolo. Il processo iterativo ha termine qualora si ottenga una forza squilibrata che abbia un valore minore di una tolleranza prestabilita. In generale, l'analisi può essere terminata quando la “unbalanced force” è pari allo 0.1% o all'1% della forza iniziale agente sul nodo.

## 8.2 Valutazione del deconfinamento

Il deconfinamento è stato valutato adottando la tecnica del "softening", ovvero considerando il materiale all'interno del cavo come mezzo elastico a rigidità nulla e riducendo progressivamente lo stato di sforzo interno così da simulare lo scarico tensionale secondo la curva di deconfinamento.

La curva di deconfinamento, esprimendo l'influenza della distanza della sezione piana di analisi dal fronte mediante una pressione fittizia, permette di modellare in analisi piane il comportamento del rivestimento nelle sue varie fasi di messa in opera rispetto alla posizione del fronte di scavo.

Lo scavo della galleria viene simulato rimuovendo gli elementi della mesh all'interno della sagoma dello scavo e fissando il valore di un sistema di forze equivalenti, applicate al contorno del profilo dello scavo, in modo tale da sostituire l'effetto del terreno che era in posto e rilasciando successivamente questo sistema di forze allo scopo di simulare il detensionamento che avviene per effetto del progredire dello scavo.

Il modello di calcolo della galleria per le formazioni interessate dallo scavo è stato impostato imponendo le seguenti condizioni:

- come criterio di resistenza della meccanica dei terreni è stato utilizzato il Criterio di Rottura di Mohr Coulomb;
- per le Formazioni della Scaglia Rossa e della Scaglia Variegata le analisi effettuate per le sezioni di scavo mostrano un comportamento di una Categoria A ovvero con cavo e fronte stabile.
- Si può considerare l'involuppo di rottura secondo il criterio di Mohr Coulomb con un "Comportamento di tipo elastico" in assenza di plasticizzazioni nell'intorno del cavo.

Considerata valida a favore di sicurezza anche in presenza di basse coperture, per la modellazione di calcolo è stata applicata una legge di riduzione delle forze secondo quanto espresso dalla relazione analitica di Panet ( $1-\lambda=f(x/R)$ ) che tiene conto della variazione del tasso di confinamento in funzione della distanza della sezione di calcolo dal fronte.

In questo modo il problema tridimensionale dello scavo viene ricondotto a un problema piano, con la possibilità di valutare le azioni sulle strutture di rivestimento al progredire dello scavo.

Le percentuali di rilascio delle forze di scavo sono state ottenute utilizzando la curva di Panet [15] con fattore di stabilità  $N_s = 1.0$  e per  $R=6.0$  m, ovvero applicate a un mezzo elastico-lineare, in assenza di plasticizzazioni assunzione ritenuta la più cautelativa ai fini della determinazione delle sollecitazioni agenti sul rivestimento sia di prima che di seconda fase.

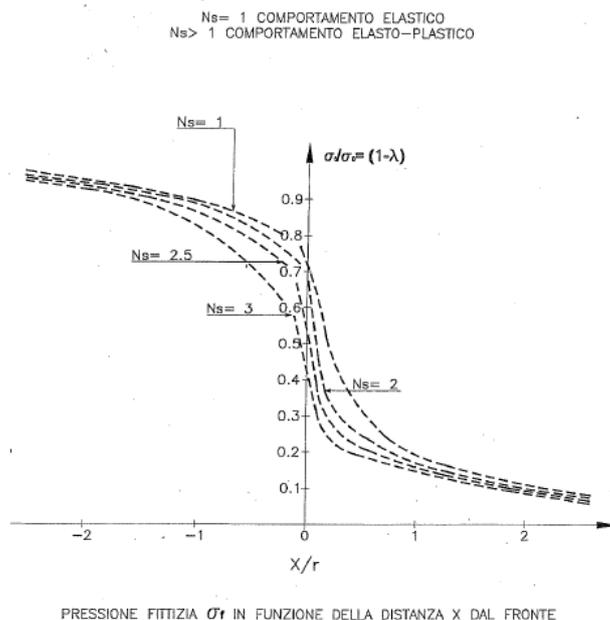


Figura 8.1 – Legge di rilassamento delle forze equivalenti secondo la teoria di Panet

Si presentano di seguito le percentuali di calcolo utilizzate.

GALLERIA CASTEL SAN FELICE					
LEGGE DI RILASSAMENTO DELLE FORZE EQUIVALENTI SECONDO LA TEORIA DI PANET					
DISTANZA DAL FRONTE	0	1.0	2.0	30.0	60.0
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
DEENSIONAMENTO	0.735	0.56	0.41	0.05	0
PERCENTUALE DI DECADIMENTO	26.7%	44%	59%	95%	100%

Tabella 8.1 – Legge di rilassamento delle forze equivalenti secondo la teoria di Panet-Percentuali di calcolo

### 8.3 Verifica del prinvestimento

Le caratteristiche geometriche delle sezioni resistenti sono assegnate attribuendo agli elementi trave valori di spessore e di modulo elastico ricavati uguagliando rigidezza normale e tangenziale del sistema reale, composto da centine e spritz, con rigidezza normale e tangenziale di un sostegno equivalente (Oreste, "Aspetti notevoli dell'analisi e dimensionamento dei sostegni di gallerie attraverso i metodi di calcolo numerici", 2001).

$$\bar{E} \cdot s = E_{cls} \cdot s + \left| \frac{E_{acc}}{E_{cls}} - 1 \right| \cdot E_{cls} \cdot \frac{Acen}{d}$$

$$\left| \bar{E} \cdot \frac{s^3}{12} \right| = E_{cls} \cdot \frac{s^3}{12} + \left| \frac{E_{acc}}{E_{cls}} - 1 \right| \cdot E_{cls} \cdot \frac{J_{cen}}{d}$$

dove:

- $E_{cls}, E_{acc}$  = modulo elastico del calcestruzzo e dell'acciaio;
- $s$  = spessore del calcestruzzo proiettato;
- $\bar{s}$  = spessore equivalente;
- $\bar{E}$  = modulo equivalente.

Invertendo le precedenti relazioni si ottiene:

$$\bar{s} = \sqrt{\frac{\left| E_{cls} \cdot s^3 + 12 \cdot \left| \frac{E_{acc}}{E_{cls}} - 1 \right| \cdot E_{cls} \cdot \frac{J_{cen}}{d} \right|}{\left| E_{cls} \cdot s + \left| \frac{E_{acc}}{E_{cls}} - 1 \right| \cdot E_{cls} \cdot \frac{A_{cen}}{d} \right|}}$$

$$\bar{E} = \frac{\left( \left| E_{cls} \cdot s + \left| \frac{E_{acc}}{E_{cls}} - 1 \right| \cdot E_{cls} \cdot \frac{A_{cen}}{d} \right| \right)^{\frac{3}{2}}}{\sqrt{\left| E_{cls} \cdot s^3 + 12 \cdot \left| \frac{E_{acc}}{E_{cls}} - 1 \right| \cdot E_{cls} \cdot \frac{J_{cen}}{d} \right|}}$$

L'area e l'inerzia equivalenti sono state ricavate con riferimento allo spessore equivalente secondo le precedenti formulazioni, ed avendo assunto per lo spritz un modulo elastico pari a 5000 MPa (Ribacchi, lembo-Fazio, "Il calcestruzzo proiettato come elemento strutturale nell'esecuzione degli scavi in sotterraneo" Milano 1994).

Ottenuto lo stato di sollecitazione nel sostegno equivalente ( $N_{tot}$ ,  $M_{tot}$ , e  $T_{tot}$ ), le sollecitazioni nelle centine e nel calcestruzzo proiettato sono ricavate nell'ipotesi che il momento flettente ed il taglio siano interamente assorbiti dalle centine metalliche, mentre lo sforzo normale  $N$  venga ripartito tra centine e spritz sulla base alle rigidezze normali:

$$N_{cen} = M_{tot} \cdot d \qquad T_{cen} = T_{tot} \cdot d$$

$$N_{cen} = \frac{E_{acc}}{\bar{E}} \cdot \frac{A_{cen}}{\bar{s}} \cdot N_{tot} \qquad N_{spritz} = N_{tot} - \frac{N_{cen}}{d} \qquad \text{essendo } d \text{ il passo tra le centine.}$$

Le verifiche statiche del rivestimento vengono condotte per le coppie ordinate ( $M_{sdu}$ ,  $N_{sdu}$ ) rappresentanti lo stato di sollecitazione.

La verifica viene eseguita allo SLU, verificando che le sollecitazioni di calcolo siano interne al dominio di resistenza di progetto delle sezioni strutturali e cioè che risulti un coefficiente di sicurezza  $F_s \geq 1$ .

Le sollecitazioni di calcolo si ottengono amplificando quelle in output al programma con i coefficienti amplificativi A1, ovvero per 1.3 con riferimento alle azioni permanenti.

Si sottolinea che per lo spritz-beton, pur essendo fibrorinforzato, si è trascurata cautelativamente la resistenza alla trazione.

## 8.4 Verifica degli infilaggi metallici nella Sezione di Scavo B2-B2b

Per la sezione di Scavo B2-B2b è eseguita la verifica degli infilaggi in corrispondenza della faglia di passaggio tra le Formazioni della Scaglia Rossa Variegata e la Formazione della Scaglia Rossa con una copertura in calotta di circa 20 m.

Gli elementi strutturali sono costituiti da tubi metallici inseriti in fori realizzati sub-orizzontalmente in volta davanti al fronte di scavo e riempiti con malta cementizia a bassa pressione. Realizzato l'infilaggio a tetto, lo scavo procede costantemente protetto e la posa delle centine metalliche avviene quando il fronte di scavo è avanzato per una distanza pari all'interasse dei sostegni.

Il dimensionamento di un singolo elemento strutturale fa riferimento a uno schema statico di trave continua su più appoggi calcolata nella fase operativa presente immediatamente prima della messa in opera dell'ultima centina in cui le sollecitazioni risultano maggiori ovvero con l'appoggio del tubo sulle centine già installate e sul terreno.

La lunghezza di calcolo tra gli appoggi  $L$  è pertanto definibile come  $L = \delta + a + \lambda$  dove:

- $\delta$  è l'interasse delle centine;
- $a$  è la distanza tra l'ultima centina ed il fronte di scavo;
- $\lambda$  è una lunghezza fittizia di immersione dell'infilaggio nel fronte di scavo.

Si ipotizza quindi che la trave sia incastrata ai due estremi in corrispondenza della centina metallica e del fronte di scavo, compensando con questa schematizzazione l'effetto di appoggio cedevole al fronte.

Il carico  $q$  agente su tubo metallico può essere assunto pari a:

$$q = P \cdot i$$

$$P = 0.75 \cdot P_v$$

dove:

- $P$  è la pressione verticale esercitata sull'infilaggio;
- $P_v$  è la pressione verticale esercitata dal terreno sulla calotta della galleria.

Il carico  $P_v$  è valutabile in funzione della geometria e delle coperture coinvolte mediante le classiche formulazioni reperibili in letteratura, come ad esempio quella di Terzaghi (per terreni e rocce tenere):

$$P_v = \frac{(\gamma \cdot B - 2 \cdot c)}{2 \cdot k_0 \cdot \tan \phi} \cdot \left(1 - e^{-\frac{2 \cdot k_0 \cdot H \cdot \tan \phi}{B}}\right)$$

tenendo in considerazione inoltre che, per gallerie aventi coperture inferiori alla larghezza o al diametro equivalente, si utilizza l'intero carico litostatico gravante in calotta.

Sulla base di quanto esposto precedentemente e delle ipotesi assunte, il momento massimo che si sviluppa nel tubo di infilaggio è pari a:

$$M_{max} = \frac{1}{12} \cdot q \cdot L^2 = \frac{1}{12} \cdot q \cdot (\delta + a + \lambda)^2$$

e quindi, la massima sollecitazione:

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{W}$$

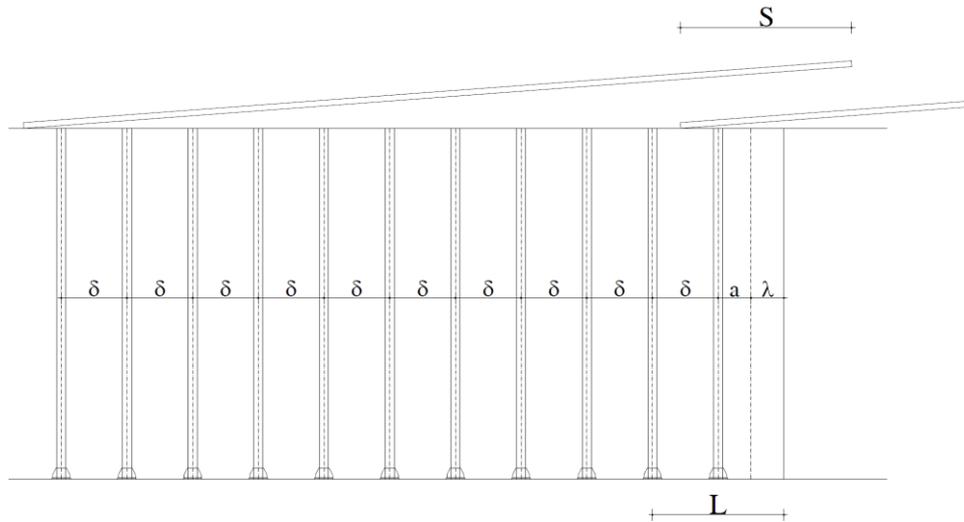


Figura 8.2: Schema di verifica degli infilaggi al contorno dello scavo

Si presenta di seguito la caratterizzazione dell'ammasso in corrispondenza della Sezione di Studio.

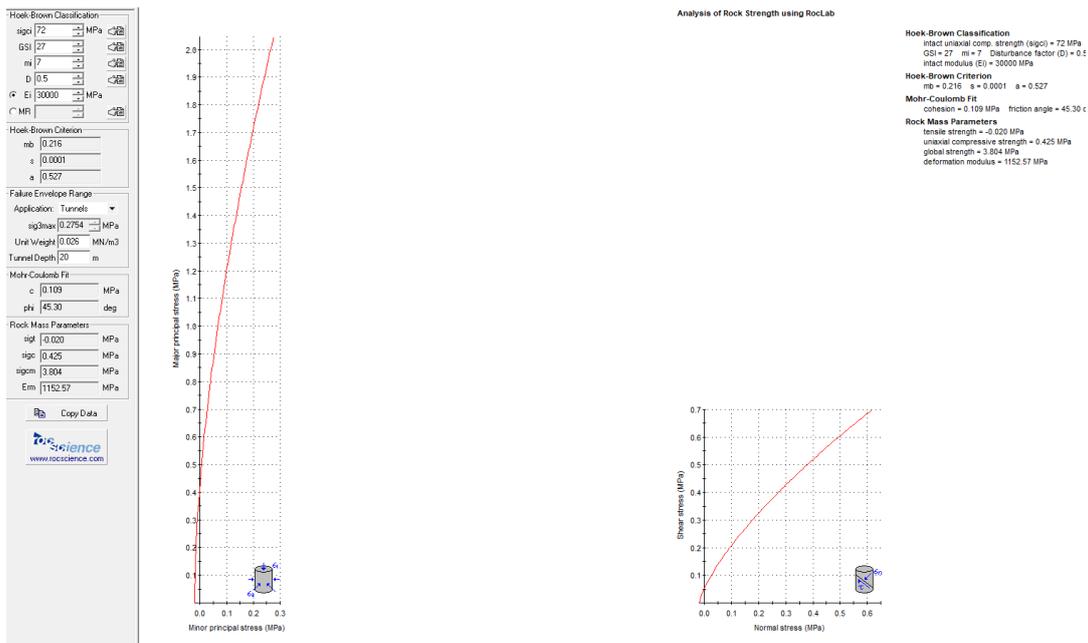


Figura 8.3: Caratterizzazione dell'ammasso in corrispondenza della faglia centrale

Si presenta di seguito la pressione verticale esercitata sull'infilaggio

**GALLERIA CASTEL SAN FELICE  
SEZIONE TIPO B2-B2B - CARICHI SU INFILAGGI**

Peso di volume  
Coesione  
Angolo di attrito interno  
Larghezza galleria  
Altezza galleria  
Altezza ricoprimento terreno  
Larghezza caratteristica di Terzaghi  $B=b+2 h \tan(45\text{-}\phi/2)$   
Pressione verticale  $p_v= B \cdot (\gamma \cdot 2c/B) / (2 \tan(\phi)) \cdot (1 - \exp(-2H \tan(\phi)/B))$

$\gamma=$  26.00 kN/m<sup>3</sup>  
 $c=$  109.00 kN/m<sup>2</sup>  
 $\phi=$  45.30 °  
 $b=$  13.70 m  
 $h=$  9.90 m  
 $H=$  20.00 m  
 $B=$  21.84 m  
 $p_v=$  145.91 kN/m<sup>2</sup>

Le caratteristiche principali degli interventi di sostegno sono:

- interasse pari a 0.4 m;
- tubo metallico in Acciaio S355 diametro  $\varphi = 114.3$  mm, spessore 10 mm.

Nella successiva tabella sono riportati i risultati delle verifiche ottenute.

Verifica infilaggi Sezione B2-B2B	
Diametro tubi $\varphi$ [mm]	114.3
Spessore tubi [mm]	10.0
Interasse medio centine $\delta$ [m]	1.0
Interasse tubi $i$ [m]	0.4
Luce non rivestita $a$ [m]	0.5
Immorsamento $\lambda$ [m]	0.7
Pressione in calotta $P_v$ [kPa]	145.91
Tensione acciaio $f_{yk}$ [MPa]	355
Pressione su infilaggio $P$ [kPa]	109.43
Carico agente sul tubo [kN/m]	43.77
$L$ di calcolo [m]	2.20
Momento massimo $M_k$ [kNm]	17.65
<b>Momento massimo <math>M_{sd}</math> [kNm]</b>	<b>22.95</b>
Modulo resistente $W$ [cm <sup>3</sup> ]	78.5
<b>Momento resistente <math>M_{rd}</math> [kNm]</b>	<b>26.54</b>

Tabella 8.2: Verifica infilaggi della Sezione di Scavo B2-B2v

Il momento agente di calcolo risulta inferiore al momento resistente e quindi la verifica risulta soddisfatta.

## 8.5 Verifica del rivestimento definitivo

Le verifiche di interazione terreno struttura della cavità e le verifiche strutturali verranno condotte in accordo con gli stati limite ultimi STR Combinazione 1 dell'Approccio 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e le azioni variabili sono amplificate mediante i coefficienti del gruppo A1.

E' opportuno, in questo caso, applicare i coefficienti amplificativi delle azioni direttamente alle sollecitazioni. Nelle analisi di interazione ai fini della valutazione delle sollecitazioni delle strutture, dove il fattore dominante è rappresentato dalle rigidezze e dai rapporti relativi delle rigidezze di terreno e struttura, la modellazione eseguita con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze fornisce una descrizione realistica dello stato tensionale nel terreno e negli elementi strutturali. La procedura di

riduzione dei parametri di resistenza del terreno è sconsigliabile perché introdurrebbe nel calcolo parametri tra loro non congruenti e quindi risultati non attendibili.

Nelle verifiche degli stati limite di esercizio i valori di progetto delle azioni, delle proprietà dei materiali e della resistenza globale sono assunti pari ai valori caratteristici. La verifica dello SLE si esegue calcolando il valore di progetto dell'effetto delle azioni (ad es. cedimenti differenziali, distorsioni) e confrontandolo con il valore limite prefissato, da specificare come requisito di progetto. In funzione della complessità del sistema e dello scopo delle analisi la previsione degli spostamenti al contorno della galleria può essere effettuata, come è prassi, con metodi semiempirici o metodi numerici. Adottando tale approccio, di fatto, si conserva la distinzione tipica dell'analisi geotecnica tradizionale, in cui si affrontano separatamente, e spesso con metodi e modelli differenti, i due aspetti del dimensionamento di un'opera geotecnica: la sicurezza rispetto ad un cinematiso di collasso e l'interazione terreno-struttura dalla quale è possibile derivare il campo degli spostamenti e le condizioni di sollecitazione negli elementi strutturali.

#### 8.5.1 VERIFICA DELLE SEZIONI IN CALCESTRUZZO ARMATO RELATIVAMENTE ALLA RESISTENZA DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

##### SLU - Presso-flessione

La verifica si effettua operando nel piano N-M accertando che il punto avente le coordinate  $M_d$ ,  $N_d$  rappresentative degli effetti delle azioni di calcolo (cioè, delle azioni di servizio moltiplicate per i correlativi coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_e$ ), appartenga al dominio resistente, delimitato dalla curva di interazione M-N. Sono state verificate le sezioni in cemento armato relative al rivestimento definitivo.

In questo caso viene adottato un procedimento rigoroso, basato sulle ipotesi seguenti (DM2018 4.1.2.1.2):

- diagramma  $\sigma$ - $\epsilon$  del calcestruzzo compresso a forma di parabola-rettangolo;
- diagramma  $\sigma$ - $\epsilon$  dell'acciaio, sia teso che compresso, elastico-perfettamente plastico;
- conservazione delle tensioni piane;
- perfetta aderenza fra acciaio e calcestruzzo;
- calcestruzzo teso non reagente.

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione viene effettuata con i criteri descritti nelle specifiche sezioni delle NTC18, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:

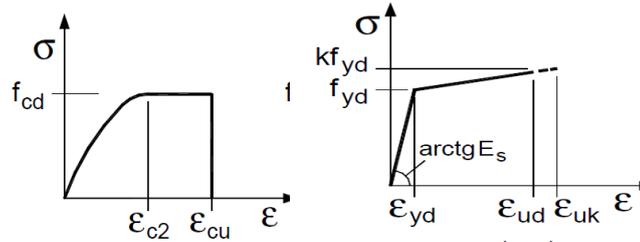


Figura 7.3 - Legami costitutivi Calcestruzzo ed Acciaio

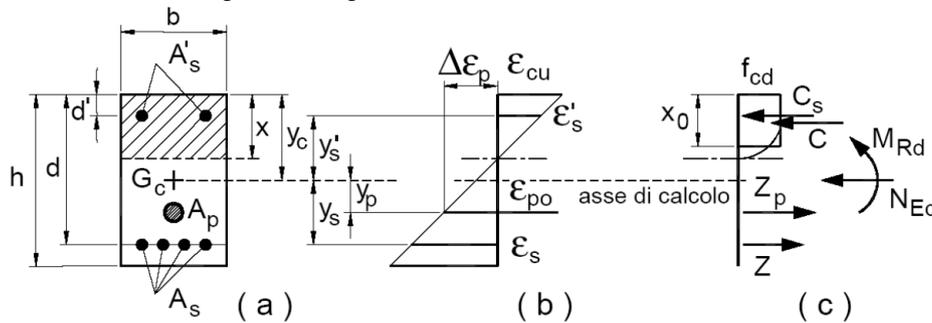


Figura 9.4 - NTC-2018, verifica a presso-flessione per le sezioni di elementi strutturali in c.a. (a) vista in sezione, (b) diagramma delle deformazioni piane, (c) diagramma delle tensioni).

Sono stati calcolati i momenti resistenti di progetto (momenti ultimi) corrispondenti al valore assegnato dell'azione assiale sollecitante di progetto  $N_{sd}$ . È stato verificato che il valore di  $N_{sd}$  non risulti maggiore del valore ultimo per compressione o trazione semplice. I momenti sono calcolati rispetto al baricentro della sezione.

Il momento resistente viene determinato dopo aver calcolato la curvatura che, in condizioni di deformazione limite del calcestruzzo o dell'acciaio, soddisfa l'equilibrio alla traslazione.

Sono stati ricavati i punti di dominio M-N della sezione, evidenziando la posizione del punto  $N_{sd}$ - $M_{sd}$  rappresentativo dello stato di sollecitazione. Si assumono come positive le compressioni.

### SLU - Taglio

È stata eseguita, inoltre, la verifica nei confronti delle sollecitazioni taglianti della sezione in calcestruzzo armato dotata di specifica armatura a taglio (DM2018 – 4.1.2.3.5.2).

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w d$$

Dove:

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2;$$

$$\rho_1 = A_{sw}/(b_w \cdot d)$$

$d$  = altezza utile per piedritti soletta superiore e inferiore;

$b_w = 1000$  mm larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio  $V_{Rd}$  è il minimo tra la resistenza a taglio trazione  $V_{Rsd}$  e la resistenza a taglio compressione  $V_{Rcd}$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

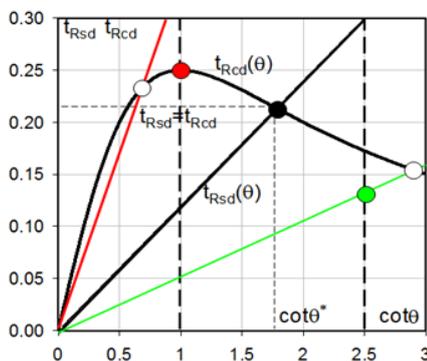
$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta)}{(1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)}$$

Essendo:

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2.5$$

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto nelle NTC18, considerando ai fini delle verifiche, un angolo  $\theta$  di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2.5 \quad 45^\circ \geq \theta \geq 21.8^\circ$$



- Se la  $\operatorname{cot} \theta^*$  è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare il taglio resistente  $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$
- Se la  $\operatorname{cot} \theta^*$  è maggiore di 2,5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente  $V_{Rd}(=V_{Rsd})$  coincide con il massimo taglio sopportato dalle armature trasversali valutabile per una  $\operatorname{cot} \theta = 2,5$ .
- Se la  $\operatorname{cot} \theta^*$  è minore di 1,0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e il taglio resistente  $V_{Rd}(=V_{Rcd})$  coincide con il massimo taglio sopportato dalle bielle di calcestruzzo valutabile per una  $\operatorname{cot} \theta = 1,0$ .

L'angolo effettivo di inclinazione delle bielle ( $\theta$ ) assunto nelle verifiche è stato in particolare valutato, nell'ambito di un problema di verifica, tenendo conto di quanto di seguito indicato:

$$\operatorname{cot} \theta^* = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$

( $\theta^*$  angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature)

Dove:

$$v = f'_{cd} / f_{cd} = 0.5$$

$f'_{cd}$  = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

$f_{cd}$  = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima

$\alpha_c$	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

$\omega_{sw}$  : Percentuale meccanica di armatura trasversale.

$$\omega_{sw} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{b s f_{cd}}$$

### SLE – Tensioni ammissibili

Successivamente sono state effettuate delle verifiche agli Stati Limite di Esercizio, che consistono in una limitazione delle tensioni di esercizio, e verifiche agli Stati Limite di Fessurazione (limitazione delle ampiezze massime delle aperture) DM2018 4.1.2.2.4 – 4.1.2.2.5.

In particolare:

$\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck}$	tensione nel calcestruzzo (comb. frequente)
$\sigma_{cls} < 0.60 f_{ck}$	tensione nel calcestruzzo (comb. rara)
$\sigma_s < 0.80 f_{ck}$	tensione nell'acciaio di armatura
$w_k < 0.20-0.30 \text{ mm}$	apertura delle fessure nel cls.

### SLE – Verifica apertura delle fessure

Per il calcolo dell'apertura delle fessure si procede in questo modo:

$$w_k = 1.7 s_{rm} \epsilon_{sm} \quad \text{ampiezza delle fessure} \quad \text{dove:}$$

$w_k$  è l'ampiezza di calcolo delle fessure;

$s_{rm}$  è la distanza media finale tra le fessure;

$\epsilon_{sm}$  è la deformazione media che tiene conto, nella combinazione di carico considerata, degli effetti di "tension stiffening", del ritiro ecc.;

### Armatura minima e massima

Le armature minime e massime da disporre nelle sezioni sono definite tramite le seguenti espressioni in accordo alle NTC 17/01/2018:

Vincolo	Formulazione
$A_{sl,min_1}$	$0.26 \cdot (f_{ctm}/f_{yk}) \cdot b \cdot d$
$A_{sl,min_2}$	$0.0013 \cdot b \cdot d$
$A_{sl,max}$	$0.0400 \cdot b \cdot h$

Tabella 9.3: Limiti di armatura a flessione per la sezione in c.a

Per stabilire l'armatura minima a flessione si deve fare riferimento al seguente criterio:



Si applicano le caratteristiche geomeccaniche della Formazione per ricreare la situazione gravitativa iniziale, con un ricoprimento variabile tra il piano campagna e la calotta della galleria e descritti i parametri di progetto.

- **FASE 2 – Apertura fronte di scavo.**

Si effettua l'apertura del fronte a cavo non sostenuto riducendo le forze di scavo con rilassamento pari al 26.5% della pressione litostatica.

- **FASE 3 – Posa centine a 1.0 m**

Si prevede l'inserimento delle centine isolate e si considera un rilassamento pari al 44% del carico litostatico.

- **FASE 4 – Posa spritz beton a 2.0 m.**

I calcoli sono svolti considerando una fase di scavo con la posa del prerinvestimento formato da spritz-beton e centine e si considera un rilassamento pari al 59% del carico litostatico.

- **FASE 5 – Getto dell'arco rovescio**

Si considera la maturazione dello spritz beton, si prevede il getto dell'arco rovescio e si considera un rilassamento variabile in funzione della distanza del getto dell'arco rovescio dal fronte di scavo.

- **FASE 6 – Maturazione arco rovescio e getto della calotta.**

È simulato il getto della calotta e la completa maturazione dell'arco rovescio e si considera un rilassamento pari al 100% del carico litostatico.

## 9 SISTEMA DI CONTROLLO E MONITORAGGIO

La realizzazione di un'opera in sotterraneo è sempre accompagnata da incertezze legate alle sole parzialmente note condizioni geologiche e geotecniche che si incontrano durante lo scavo.

Il monitoraggio geotecnico in corso d'opera consente la verifica delle ipotesi progettuali di base e il controllo continuo dell'evoluzione temporale delle condizioni dell'ammasso e dell'interazione di questo con la struttura di sostegno.

Nonostante sia oggi possibile raggiungere una buona previsione del comportamento fisico-meccanico dell'ammasso, l'interpretazione dei fenomeni tensio-deformativi per le gallerie raggiunge un livello ottimale soltanto durante lo scavo, e tramite l'applicazione alle opere in sotterraneo del ben noto "Metodo Osservazionale" di Terzaghi le misurazioni "in corso d'opera" e "in fase di esercizio dell'opera" assumono un ruolo fondamentale del percorso progettuale.

Il monitoraggio in corso d'opera è finalizzato a valutare l'andamento dei parametri significativi, in relazione alle fasi costruttive, ai materiali scelti e alle geometrie in gioco, con particolare riguardo alla stabilità dello scavo.

Il monitoraggio in fase di esercizio ha invece come obiettivo principale quello di registrare le eventuali variazioni a lungo termine dei parametri chiave e quindi di permettere la valutazione delle cause che abbiano determinato tali variazioni.

La strumentazione geotecnica prevista per il monitoraggio in corso d'opera è tale da consentire l'acquisizione dei parametri significativi sia per la verifica delle corrispondenze tra comportamento reale e comportamento ipotizzato, sia per l'eventuale attivazione di procedure di gestione del progetto (fasi esecutive, modalità di avanzamento) mirate ad evitare il manifestarsi di situazioni di pericolo.

Il monitoraggio in fase di esercizio si baserà su analoga strumentazione geotecnica ma necessariamente su sistemi centralizzati di acquisizione dati, posizioni remote, quadri sinottici riepilogativi dell'intero sistema e di sue parti, piuttosto che su sistemi di lettura o acquisizione manuale.

Nel monitoraggio in corso d'opera e in esercizio, la cadenza di esecuzione delle misure sarà differente, in generale più fitta in corrispondenza delle fasi costruttive e con obiettivi più a lungo termine per quanto riguarda il monitoraggio in fase di esercizio.

Le principali problematiche che si possono riscontrare durante lo scavo di una galleria riguardano:

- la verifica delle convergenze del cavo, principalmente sul priverstimento in fase di scavo e successivamente eventualmente sul rivestimento definitivo;
- la verifica dello stato tensio-deformativo della struttura e delle sue interazioni con l'ammasso roccioso circostante;
- il controllo del bacino di subsidenza che può essere indotto in superficie in concomitanza con le fasi di avanzamento dello scavo;
- la verifica e il controllo delle variazioni della superficie piezometrica e dei livelli idrici presenti nei terreni di scavo.

Si riportano nel seguito la descrizione delle stazioni di misura nonché le modalità e la frequenza con cui andranno eseguiti i controlli in corso d'opera.

## 10 RILIEVI GEOMECCANICI DEL FRONTE DI SCAVO

I rilievi geomeccanici del fronte di scavo permetteranno di acquisire dati relativi alle caratteristiche geomeccaniche e geotecniche in base ai quali verrà confermata oppure ridefinita la sezione tipo da applicare nel corso dell'avanzamento.

Si distinguono due tipi di rilievi geologici-geostrutturali:

- **rilievi di dettaglio** da eseguire ad ogni variazione significativa della qualità dell'ammasso roccioso o della litologia;
- **rilievi di tipo speditivo** da eseguire giornalmente.

Dovranno essere redatte delle schede di rilievo giornaliero e dei rapporti di rilievo settimanali e/o mensili; questa attività ed i rilievi stessi dovranno essere materialmente eseguiti da uno o più geologi o ingegneri geomeccanici dotati di specifico addestramento ed esperienza.

Il rilievo del fronte di scavo permetterà di acquisire gli elementi relativi alle caratteristiche geostrutturali e geomeccaniche dell'ammasso roccioso, inteso come complesso costituito dalla matrice roccia e dai piani di discontinuità, principalmente per uso di classificazione mediante indice RMR.

Per l'esecuzione dei rilievi sono richieste le seguenti attrezzature:

- bussola geologica per misure della orientazione di piani nello spazio;
- nastri misuratori e bindelle metrate;
- Schmidt Hammer (sclerometro);
- profilatore di rugosità a pettine (Pettine di Barton) ;
- disco (diametro 30 cm) per l'appoggio della bussola;
- point load strength tester.

### 10.1 Rilievi di dettaglio

#### Modalità esecutive

Le modalità esecutive saranno conformi alle prescrizioni «Suggested Methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses-International Society for Rock Mechanics», alle quali si rimanda direttamente per quanto non espressamente precisato nel seguito.

Il rilievo si eseguirà materializzando sul fronte da rilevare una linea, della maggior lunghezza possibile, effettuando le misure in corrispondenza dei punti di intersezione dei piani con la traccia dello stendimento, annotandone la progressiva dall'origine dello stendimento, ma considerando anche tutti gli elementi non direttamente intersecanti la linea ma vicini ed idealmente prolungabili fino all'intersezione. Si dovranno eseguire stendimenti di misura fra loro tendenzialmente ortogonali, in modo da descrivere compiutamente l'ammasso in senso realistica-mente tridimensionale.

Per ciascuna stazione di misura, il numero di stendimenti da eseguire sarà quello necessario per la perfetta caratterizzazione dell'ammasso; la quantità degli stendimenti programmati sarà comunicata alla Direzione Lavori.

Il fronte rilevato dovrà essere accuratamente descritto, con il corredo di fotografie (dove saranno visibili tracce degli stendimenti) e schizzi, precisando dettagliate informazioni sulla litologia, sulle facies, sugli elementi strutturali visibili alla scala dell'affioramento, sulla presenza di acqua e su quanti altri elementi possano concorrere alla comprensione delle caratteristiche geologiche e geomeccaniche d'insieme dell'ammasso roccioso entro il quale sono state realizzate le misure.

Il rilievo lungo ciascuna linea deve definire quanto segue:

**Caratteristiche litologiche.** Genesi del litotipo, litologia e caratteristiche petrografiche macroscopiche, grado e tipo di cementazione o compattezza, grado di alterazione, colore, assetto generale dell'ammasso come individuabile a scala del fronte.

**Caratteristiche geostrutturali.** Inclinazione dei piani di discontinuità sull'orizzontale, immersione o azimut della linea di massima pendenza giacente sul piano di discontinuità.

**Caratteristiche geomeccaniche.** Classificazione dei diversi tipi di piani di discontinuità, suddividendoli in piani di strato, di scistosità, di faglia, di frattura. Si definiranno inoltre le caratteristiche dei piani precisando frequenza, spaziatura, lunghezza, persistenza percentuale rispetto all'affioramento, apertura, continuità di apertura in percentuale rispetto alla lunghezza, tipo di terminazione, distanza della terminazione della traccia, scabrezza (Joint Roughness Coefficient JCR), ondulazione, resistenza della parete del giunto (Joint Compressive Wall Strength JCS), tipo, granulometria, origine, grado di saturazione e di consistenza del materiale di riempimento, che può anche essere campionato per prove di laboratorio.

La scabrezza (JRC) sarà valutata numericamente con Pettine di Barton.

La resistenza della parete del giunto (JCS) sarà stimata con Schmidt Hammer e Point Load Strength Tester.

**Osservazioni.** Ritenzione idrica e venute d'acqua valutate sugli ultimi 8-10 m di scavo, distacchi gravitativi (ubicazione e geometria dei volumi), interventi di consolidamento e contenimento presenti.

#### Documentazione.

La documentazione comprenderà:

- fotografia del fronte;
- progressiva del fronte su cui è stato eseguito il rilievo, con rappresentazione grafica ed indicazione degli stendimenti di misura;
- relazione geologica descrittiva del sito di rilievo, inclusiva di tutti gli elementi necessari ad inquadrare e comprendere i risultati del rilievo stesso, delle note esplicative e descrittive del rilevatore, degli stereogrammi polari con la raffigurazione dei singoli poli dei piani rilevati e delle aree a diversa densità di concentrazione polare, degli schizzi illustrativi, della documentazione fotografica dell'ammasso roccioso e degli stendimenti di misura.

In qualsiasi caso oltre a quanto sopra richiesto dovranno essere compilati, in ogni parte apposite schede di rilievo e si dovrà procedere al calcolo del parametro RMR sulla base del rilievo dei sei parametri:

- resistenza a compressione monoassiale C0;
- RQD;
- spaziatura delle discontinuità;
- condizioni delle discontinuità;
- condizioni idrauliche;
- orientamento delle discontinuità.

Tali parametri sono raggruppati in cinque intervalli di valori la cui somma permette di suddividere gli ammassi rocciosi in altrettante cinque classi di qualità.

## 10.2 Rilievi di tipo speditivo

### Modalità esecutive

Le modalità esecutive saranno simili a quelle da eseguire per i rilievi di dettaglio con l'eccezione che l'assetto generale, le spaziature delle discontinuità, i parametri JRC e JCS potranno essere valutati qualitativamente.

### Documentazione.

Anche in questo caso la documentazione da presentare sarà simile a quella che occorre predisporre per i rilievi di dettaglio, ad esclusione dei dati quantitativi su assetto, spaziatura delle discontinuità e misure della valutazione dei parametri JRC e JCS.

## 11 MISURE DI CONVERGENZA CON SISTEMA OTTICO

### 11.1 Modalità di esecuzione

Permetteranno una verifica delle ipotesi di progetto e della risposta dell'ammasso o del terreno allo scavo, consentendo una taratura ed una ottimizzazione degli interventi e delle modalità esecutive da applicare nell'ambito di ogni sezione tipo.

L'esecuzione e la restituzione delle misure di convergenza richiede l'impegno continuativo di un topografo esperto e di un coadiutore.

Per la misura delle deformazioni delle pareti della galleria vengono impiegati teodoliti a registrazione automatica e attrezzature elettroniche che permettano l'esecuzione di misure di distanza dello strumento dai punti di mira con errore < 1 mm per distanze fino a 80 m in condizioni di normale visibilità in galleria, e < 3° per le direzioni.

I punti di mira verranno realizzati con mire ottiche (riflettori) montate su normali bulloni di convergenza della lunghezza di almeno 1.0 m cementati nell'ammasso roccioso o con mire ottiche applicate direttamente sulle centine.

Le mire ottiche saranno installate alla minima distanza possibile dal fronte di scavo.

La misurazione della posizione dei punti di mira verrà effettuata con un teodolite a registrazione automatica collegato con un terminale. La posizione del teodolite prima della misura dovrà essere determinata rispetto ad almeno 3 punti fissi predefiniti distanti non più di 80 m dal punto di stazione dello strumento.

I dati così raccolti verranno trasferiti tramite interfaccia ad un computer su cui verrà installato un software in grado di effettuare l'analisi, il processamento e la restituzione dei dati; in particolare il programma dovrà permettere:

- il calcolo della posizione dei punti di mira in coordinate locali (x,y,z);
- il calcolo delle differenze tra le coordinate dei punti di mira nelle diverse letture;
- la visualizzazione grafica dei risultati come più oltre specificato.

Sono previste stazioni di convergenza a 5 basi ottiche (una in calotta, due alle reni e due sui piedritti).

I risultati verranno visualizzati almeno nei seguenti grafici, per ogni sezione di misura:

- vettore spostamento di ogni mira in funzione del tempo con indicazione delle lavorazioni effettuate in galleria;
- vettore spostamento di ogni mira in funzione della distanza dal fronte di scavo con indicazione delle lavorazioni effettuate in galleria;
- spostamenti sulla sezione di misura con indicazione del profilo teorico;
- componenti x, y, e z di ogni mira in funzione del tempo con indicazione delle lavorazioni effettuate in galleria;
- componenti x, y, e z di ogni mira in funzione della distanza dal fronte con indicazione delle lavorazioni effettuate in galleria.

## 11.2 Frequenze delle letture

In funzione della distanza dal fronte di scavo del sistema di lettura, si prevede:

STRUMENTI	DISTANZA DAL FRONTE DA 0 A 2 DIAMETRI	DISTANZA DAL FRONTE DA 2 A 4 DIAMETRI	DISTANZA DAL FRONTE OLTRE 4 DIAMETRI
Mire ottiche	Ogni giorno	2 volte a settimana	1 volta al mese

Tabella 11.1 – Programma delle letture per mire ottiche

Le misure verranno protratte sino alla stabilità della variazione delle letture con il seguente criterio:

- giornalmente per le sezioni ove si verifichino spostamenti delle mire  $u > 1 \text{ mm/g}$ . La prima lettura («zero») viene effettuata subito dopo l'installazione delle mire in corrispondenza del fronte di scavo;
- settimanalmente per le sezioni ove si verifichino spostamenti delle mire  $0.5 \text{ mm/g} < u < 1 \text{ mm/g}$ ;
- mensilmente per le sezioni ove si verifichino spostamenti  $u < 0.5 \text{ mm/g}$ .

Le misure verranno protratte fino alla completa stabilizzazione ( $u < 0.1 \text{ mm/g}$ ) e comunque verrà eseguita una lettura prima della posa in opera dell'impermeabilizzazione.

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

- Convergenze, spostamenti orizzontali, spostamenti verticali, spostamenti longitudinali rispetto all'asse della galleria;

- Velocità di convergenza (mm/giorno);
- Ad ogni grafico di spostamento dovrà essere associato un grafico che riporti la successione delle diverse fasi di esecuzione e lo stato di avanzamento (avanzamento dello scavo, scavo e getto dell'arco rovescio, getto delle murette, getto della calotta).

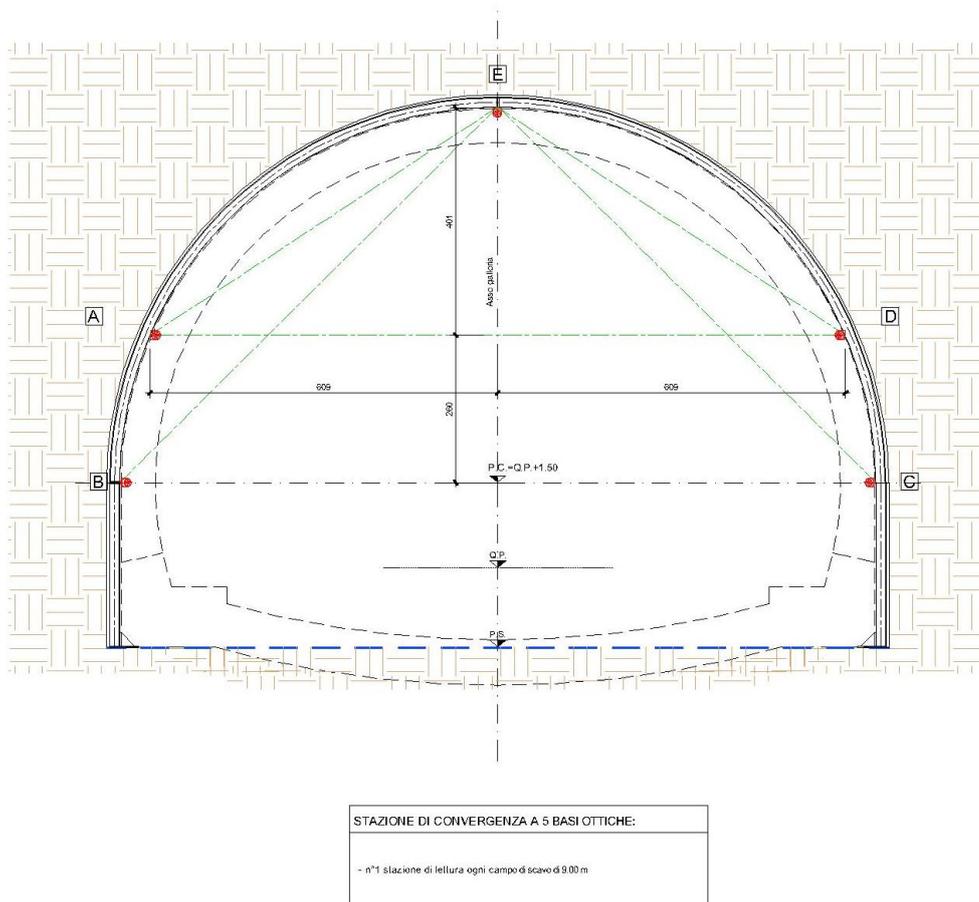


Figura 11.1 – Monitoraggio con misure di convergenza con sistema ottico.

## 12 STRUMENTAZIONE DI CONTROLLO DELLE DEFORMAZIONI DELL'AMMASSO CON ESTENSIMETRI MULTIBASE

### 12.1 Modalità di esecuzione

Questa tipologia strumentale consente di registrare in corso d'opera lo stato deformativo del terreno circostante la galleria in modo tale da valutare l'alterazione e l'evoluzione del raggio plastico al suo contorno con maggior accento alle zone critiche.

Si prevede la messa in opera di n.3 estensimetri multipunto a 4 basi di misura per il controllo delle deformazioni dell'ammasso.

La lunghezza totale sarà di 15 m e le basi saranno cementate a 2.0 m, 4.0 m, 8 m, 15 m dalla parete della galleria.

Gli estensimetri multibase dovranno essere costituiti dai seguenti elementi:

- testa di misura in ferro zincato a una o a più basi con alloggiamenti in acciaio inox per i comparatori e trasduttori lineari di spostamento protetti da tappo di plastica;
- riscontri di lettura riposizionabili con astine filettate di lunghezza non inferiore a 150 mm;
- aste di misura in acciaio con idoneo sistema di accoppiamento e dotate di tubazione rigida di protezione in PVC o acciaio;
- ancoraggi profondi in acciaio ad aderenza migliorata di lunghezza non inferiore a 500 mm da cementare alle pareti del foro;
- sistema di collegamento tra gli ancoraggi e le aste di misura;
- tubo di iniezione della malta cementizia;
- il foro di installazione dovrà avere diametro non inferiore a 101 mm per estensimetri sino a 3 basi di misura e non inferiore a 127 mm per estensimetri sino a 6 basi di misura;
- il foro dovrà essere eseguito a carotaggio continuo e dovrà avere una lunghezza superiore di almeno 50 cm alla base di ancoraggio più profonda;
- al termine della perforazione dovranno essere installati gli estensimetri ad aste posizionati alle profondità indicate. Una volta che tutte le parti della strumentazione saranno posizionate si provvederà a cementare gli ancoraggi impiegando l'apposito tubo di iniezione e pompando la miscela cementizia dal fondo del foro a bassa pressione. A presa avvenuta si procederà alla regolazione dello zero iniziale impiegando un comparatore centesimale con esecuzione di almeno tre misure di riscontro;
- cablaggio di ogni singolo sensore alla centralina di acquisizione automatica a più canali dovrà avvenire attraverso cavi elettrici multipolari schermati. Dalla centralina di acquisizione e registrazione in galleria i dati saranno spediti all'unità di raccolta che provvederà alla validazione.

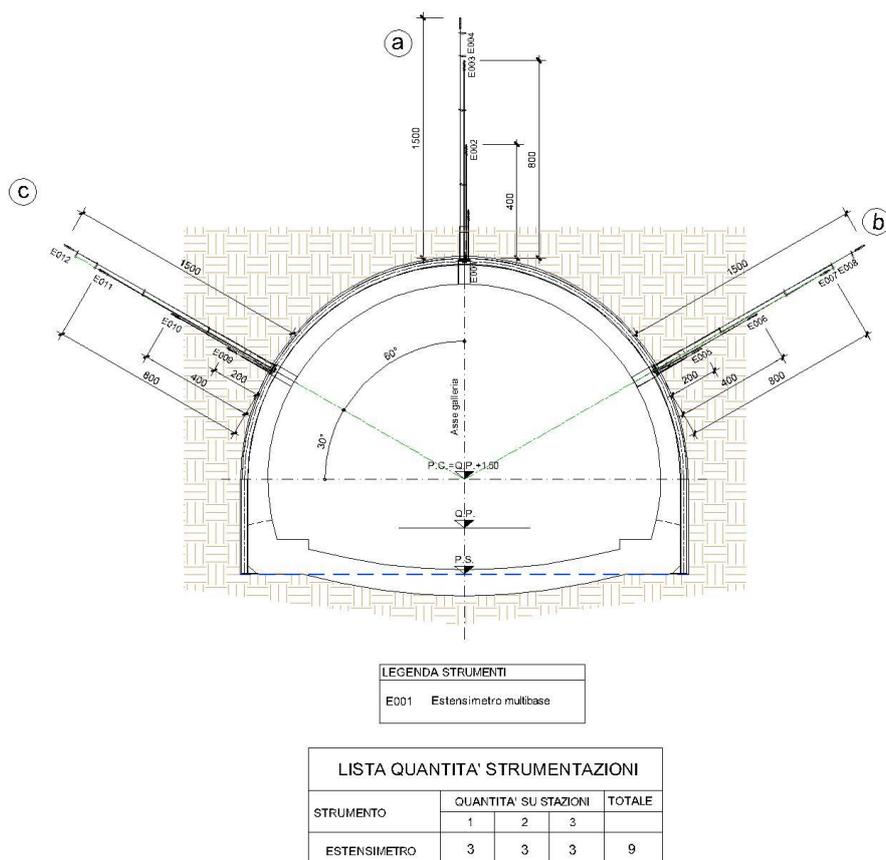


Figura 12.1 – Monitoraggio con estensimetri multibase

## 12.2 Frequenze delle misure

In funzione della distanza dal fronte di scavo del sistema di lettura, si prevede:

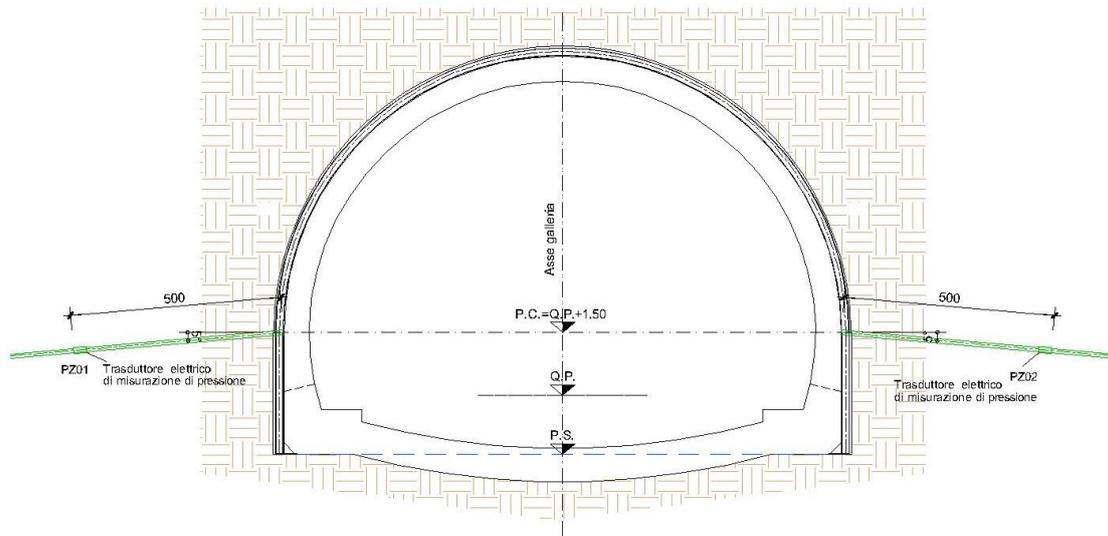
STRUMENTI	DISTANZA DAL FRONTE DA 0 A 2 DIAMETRI	DISTANZA DAL FRONTE DA 2 A 4 DIAMETRI	DISTANZA DAL FRONTE OLTRE 4 DIAMETRI
Estensimetri multibase	Ogni giorno	1 volte a settimana	1 volta al mese

Tabella 12.1 – Programma delle letture per estensimetri multibase

## 13 STRUMENTAZIONE DI MISURA DEL LIVELLO PIEZOMETRICO CON PIEZOMETRO ELETTRICO RESISTIVO

### 13.1 Modalità di esecuzione

Il piezometro elettrico resistivo è un trasduttore di pressione che viene utilizzato per misurare la pressione interstiziale del terreno (versione assoluta) o per determinare l'altezza piezometrica all'interno di piezometri (versione relativa); disponibile in due versioni ovvero con sensore di diametro 21 mm e con sensore miniaturizzato di diametro 12 mm, adatto, quest'ultimo, ad essere inserito all'interno dei tubi piezometrici di Casagrande.



LEGENDA STRUMENTI	
PZ	Piezometrico elettrico

LISTA QUANTITA' STRUMENTAZIONI				
STRUMENTO	QUANTITA' SU STAZIONI			TOTALE
	1	2	3	
PIEZOMETRO ELETTRICO	2	2	2	6

Figura 13.1 – Monitoraggio con piezometro elettrico resistivo

Nella sua versione relativa, all'interno del cavo di collegamento un tubicino mette in comunicazione la camera di riferimento del sensore con l'atmosfera, in modo tale da misurare la sola pressione piezometrica e il relativo livello dell'acqua.

Il cavo elettrico di collegamento essendo autoportante viene fissato alla carcassa del piezometro permettendone l'immissione e il recupero.

La lettura dei dati può avvenire mediante l'utilizzo di una centralina portatile o tramite un sistema automatico di acquisizione dati progettato per realizzare un monitoraggio in continuo.

### 13.2 Frequenze delle misure

In funzione della distanza dal fronte di scavo del sistema di lettura, si prevede:

STRUMENTI	DISTANZA DAL FRONTE	DISTANZA DAL FRONTE	DISTANZA DAL FRONTE
	DA 0 A 2 DIAMETRI	DA 2 A 4 DIAMETRI	OLTRE 4 DIAMETRI
Estensimetri multibase	Ogni giorno	1 volta a settimana	1 volta al mese

Tabella 13.1 – Programma delle letture per piezometro elettrico resistivo

## 14 STRUMENTAZIONE DI CONTROLLO DEL COMPORTAMENTO TENSIONALE E DEFORMATIVO DELLE STRUTTURE DI PRERIVESTIMENTO IN CORSO D'OPERA

### 14.1 Modalità di esecuzione

Tali misure consistono nel rilevamento e nella restituzione grafica e numerica dello stato tensionale entro i rivestimenti di prima fase e verranno misurate con:

- celle di carico sotto i piedi delle centine;
- celle di pressione saldate sulle piastre di giunzione delle centine;
- barrette estensimetriche a corda vibrante posizionate sulle ali delle centine.

Il sistema di rilevamento dei dati avviene mediante celle di carico, di pressione e barrette estensimetriche in funzione dello stato tensionale che si vuole rilevare, con gli accorgimenti necessari per una perfetta installazione e funzionamento. Nello specifico:

1. **Celle di carico:** le celle di carico sono previste sotto i piedi delle centine. Sono sostanzialmente costituite da un corpo in acciaio inossidabile sensibilizzato da una serie di griglie estensimetriche applicate alla superficie interna del corpo stesso ed isolate. Una piastra in acciaio permette l'omogenea ripartizione del carico sull'intero corpo della cella. La deformazione, indotta dal carico alla cella, viene rilevata dagli strain-gauges, trasformata in un segnale elettrico proporzionale al carico agente e trasferita alla centralina di lettura. In alternativa possono essere previste celle di carico idrauliche anch'esse con sensore elettrico.

La procedura di installazione è la seguente:

- Effettuare l'adeguamento delle dimensioni dei piedritti della centina in modo che l'inserimento della cella di carico non determini una variazione di geometrie e di ingombri;
  - Inserire e fissare la cella di carico nel mezzo delle piastre di giunzione montate perfettamente in piano;
  - Fissare i cavi della cella di carico all'interno dell'anima della centina con filo di legatura, i cavi verranno sciolti e cablati a un pannello centrale di raccolta dati.
2. **Celle di pressione con sensore a corda vibrante:** sono posizionate tra le piattabande delle centine. Si tratta di piatti d'acciaio saldati tra di loro all'interno del quale un fluido permette di verificare la pressione di trasferimento derivante dal carico indotto. Tale pressione viene letta da un sensore a corda vibrante e trasmessa alla centralina per la lettura.
3. **Barrette estensimetriche a corda vibrante (strain meters):** le barrette estensimetriche a corda vibrante sono costituite da un cavo in acciaio armonico teso tra due blocchi, fissati a loro volta alle ali delle centine, mediante bullonatura o resinatura. La frequenza di vibrazione del cavo in acciaio è funzione della deformazione della centina nella sezione considerata.

La procedura di installazione da adottarsi sarà la seguente:

- Fissare mediante saldatura ad arco i blocchetti di ancoraggio nelle posizioni prestabilite sull'anima della centina metallica a ridosso delle ali, utilizzando una apposita dima distanziatrice;
- Inserire le estremità dell'estensimetro nei blocchetti di ancoraggio;

- Serrare una delle estremità dell'estensimetro al blocchetto con vite a brugola;
- Tendere manualmente l'estensimetro sino a raggiungere la posizione di zero, ovvero a metà del campo di misura dello strumento, misurando i valori di frequenza di vibrazione del filo di acciaio;
- Proteggere lo strumento con un lamierino metallico;
- Svolgere i cavi elettrici aventi una lunghezza tale da raggiungere il pannello di lettura dati.

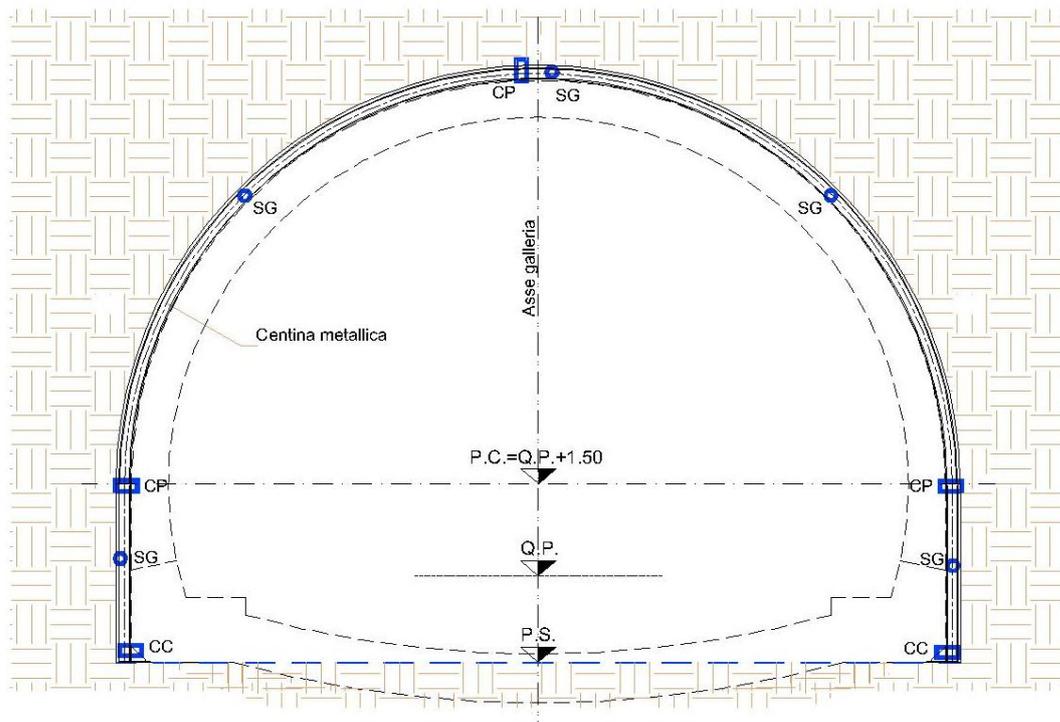


Figura 14.1 – Monitoraggio tensionale e deformativo del prerivestimento

Le caratteristiche tecniche della strumentazione risultano:

- Lunghezza: 150 mm;
- Segnale di uscita: Herz;
- Campo di misura: 3000  $\mu$ s;
- Precisione: <2% FS

La documentazione relativa alla installazione dovrà comprendere:

- Informazioni generali (commessa, cantiere, opera ..);
- Codifica dei singoli strumenti;
- Schema grafico di installazione degli strain meters, delle celle di carico e celle di pressione;
- Documentazione tecnica relativa agli strumenti installati;
- Certificato di taratura dei singoli strumenti utilizzati in data non inferiore a 6 mesi;
- Risultati della tesatura iniziale delle barrette estensimetriche e delle letture di controllo delle celle di carico e di pressione da eseguirsi prima del posizionamento della centina;
- Risultati della lettura di controllo degli strumenti da eseguirsi dopo la posa della centina;
- Schema grafico del cablaggio alla centralina di lettura.

Il sistema di elaborazione dati avviene su software apposito e si richiedono i seguenti diagrammi e tabulati numerici:

- carichi tra le piastre di giunzione della centina in funzione del tempo e in funzione della distanza dal fronte di scavo per le celle di carico;
- tensioni in funzione del tempo e in funzione della distanza dal fronte di scavo per gli estensimetri a corda vibrante.

## 14.2 Frequenze delle misure

In funzione della distanza dal fronte di scavo del sistema di lettura, si prevede:

STRUMENTI	DISTANZA DAL FRONTE DA 0 A 2 DIAMETRI	DISTANZA DAL FRONTE DA 2 A 4 DIAMETRI	DISTANZA DAL FRONTE OLTRE 4 DIAMETRI
Celle di carico, celle di pressione e barrette estensimetriche	Ogni giorno	1 volta a settimana	1 volta al mese

Tabella 14.1 – Programma delle letture per prerivestimento

## 15 STRUMENTAZIONE DI CONTROLLO DEL COMPORTAMENTO TENSIONALE E DEFORMATIVO DELLE STRUTTURE DI RIVESTIMENTO DEFINITIVO IN ESERCIZIO

### 15.1 Modalità di esecuzione

Tali misure consistono nel rilevamento e nella restituzione grafica e numerica dello stato tensionale entro i rivestimenti definitivi.

Le tensioni nel rivestimento definitivo verranno misurate con 8 coppie di barrette estensimetriche a corda vibrante (di cui 3 coppie di strumenti in arco rovescio e 5 coppie di strumenti nel rivestimento in calotta), saldate all'armatura di estradosso ed intradosso della sezione da monitorare.

Il sistema di rilevamento dei dati avviene mediante barrette estensimetriche, in funzione dello stato tensionale che si vuole rilevare, con gli accorgimenti necessari per una perfetta installazione e funzionamento. Nello specifico:

- **Barrette estensimetriche a corda vibrante:** le barrette estensimetriche a corda vibrante sono costituite da un cavo in acciaio armonico teso tra due blocchi, fissati a loro volta all'armatura, mediante resinatura o saldatura. Ogni deformazione della struttura comporterà uno spostamento relativo tra i due blocchetti e una conseguente variazione di tensione della corda di acciaio. Tale tensione viene misurata eccitando la corda mediante un elettromagnete e rilevandone la frequenza di risonanza.

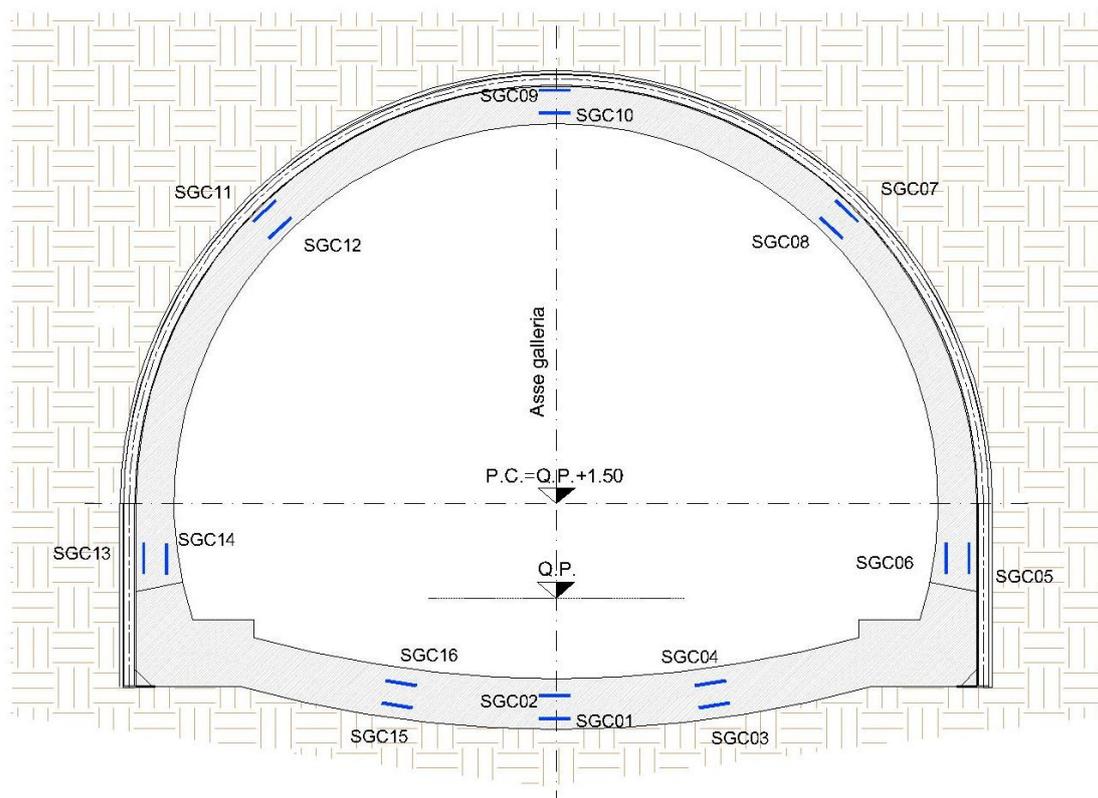


Figura 15.1 – Monitoraggio del rivestimento definitivo

La procedura di installazione consiste:

- Preparare in cantiere un telaio metallico con tondini di ferro e fissarla nella orientazione desiderata in maniera stabile al getto;
- Fissare sul telaio l'estensimetro con filo di ferro tesato, realizzare due spirali di filo di ferro sui braccetti dello strumento e fissarli ai tondini della struttura metallica;
- Fissare i cavi di segnale dell'estensimetro fino a un pannello di centralizzazione.

La documentazione relativa alla installazione dovrà comprendere:

- Informazioni generali (commessa, cantiere, opera ..);
- Codifica dei singoli strumenti;
- Scema grafico di installazione degli strain meters con indicazione dell'orientazione e della posizione:
- Documentazione tecnica relativa agli strumenti installati;
- Certificato di taratura dei singoli strumenti utilizzati in data non inferiore a 6 mesi;
- Risultati della tesatura iniziale delle barrette estensimetriche (frequenza di zero);
- Risultati della lettura di controllo degli strumenti almeno 3 dopo l'esecuzione del getto;
- Schema grafico del cablaggio alla centralina di lettura.

L'elaborazione dati avviene su software apposito e si richiedono i seguenti diagrammi e tabulati numerici

- deformazioni funzione del tempo e della distanza dal fronte;
- tensioni in funzione del tempo.

## 15.2 Frequenza delle misure

Il numero minimo di rilevamenti da eseguire dopo la misura iniziale di riferimento per ogni barretta estensimetrica è il seguente:

- n.1 misura al giorno, per i primi 7 giorni dal getto;
- n.1 misura ogni 3 giorni fino al raggiungimento del 30° giorno dall'installazione.

In funzione della distanza dal fronte di scavo del sistema di lettura, si prevede:

STRUMENTI	Distanza dal fronte Da 0 a 2 Diametri	Distanza dal fronte Da 2 a 4 Diametri	Distanza dal fronte Oltre 4 Diametri
Barrette estensimetriche	Ogni giorno	1 volta a settimana	1 volta al mese

Tabella 15.1 – Programma delle letture del rivestimento definitivo

## 16 APPLICAZIONE DEL MONITORAGGIO ALLE SEZIONI TIPO

Il monitoraggio in corso d'opera presenta un mezzo forte di controllo della coerenza progettuale e dell'applicabilità delle condizioni al contorno ipotizzate in fase di progettazione.

Esso permette di verificare le seguenti condizioni:

- verificare la rispondenza di quanto misurato in situ rispetto alle ipotesi di progetto;
- verificare e ottimizzare l'intensità degli interventi previsti (numero di consolidamenti al fronte, lunghezze delle sovrapposizioni, passo delle centine, ecc.) in relazione alla risposta deformativa del fronte e dello stato tensionale nei rivestimenti;
- verificare la corretta applicazione delle sezioni tipologiche previste in progetto;
- segnalare la necessità o possibilità di applicazioni di sezioni tipo differenti da quelle previste in progetto.

L'interpretazione dei dati di monitoraggio si basa principalmente sulla "corretta interpretazione" del comportamento tenso-deformativo al fronte e al contorno del cavo con una analisi completa di tutti i dati provenienti dal monitoraggio.

In altri termini valutando contemporaneamente il rilievo geologico al fronte, le misure di convergenza e di subsidenza si può valutare e ipotizzare il meccanismo di collasso del cavo e i margini rispetto a tale situazione per poter eventualmente intervenire in una nuova taratura del progetto realizzato in opera.

Per meglio interpretare i dati di monitoraggio si è soliti stabilire dei "valori di soglia" che risultano essere dei valori di riferimento limite rispetto alle ipotesi progettuali.

Sono quindi introdotti i seguenti valori di soglia:

- **Soglia di attenzione.** Al superamento di tale soglia si eseguirà un'accurata verifica dell'esecuzione delle fasi costruttive previste e si valuterà tempestivamente se apportare leggere modifiche a tali lavorazioni, orientati dalla presenza o meno di eventuali segni premonitori di instabilità dell'evoluzione temporale delle misure, valutando la successiva stabilizzazione della risposta;
- **Soglia di allarme.** Al superamento di tale soglia si aumenterà opportunamente la prevista frequenza delle misure per verificare l'eventuale progressiva stabilizzazione della risposta.

Qualora le velocità di variazione delle grandezze misurate non si annullino in breve termine, le operazioni di scavo si arresteranno e si applicheranno tempestivamente dei provvedimenti atti a contrastare la tendenza al comportamento instabile del cavo.

### 16.1 Definizione delle soglie di attenzione e di allarme sul prerivestimento

I valori di soglia di attenzione e di allarme risultano così definiti per una deformata  $C_{ATTESA}$  ottenuta con calcoli svolti in condizioni drenate:

- soglia di attenzione =  $1.2 C_{ATTESA}$
- soglia di allarme =  $1.3 S_{ATTENZIONE}$

## 16.2 Deformazione attesa e valori di soglia di attenzione e di allarme per le sezioni tipologiche di scavo

Si presentano di seguito i valori di deformazione attesa suddivisi in funzione della Sezione tipo, della Formazione incontrata e del ricoprimento del terreno considerato nei calcoli:

Sezione Tipo	Formazione	H	Range teorico	Soglia di attenzione	Soglia di allarme
		(m)	$y_{Dis.}$ (mm)	$y_{Dis.}$ (mm)	$y_{Dis.}$ (mm)
TIPO B1-B1b	SV-SR	50	3.42	4.10	5.33
TIPO B2-B2b	SV-SR	50	4.63	5.55	7.22

Tabella 16.1 – Valori di soglia e di allarme sul prinvestimento