anas

Direzione Progettazione e Realizzazione Lavori

CONFERIMENTO CARATTERISTICHE AUTOSTRADALI AL RACCORDO SA/AV COMPRESO L'ADEGUAMENTO DELLA S.S. 7 E 7 BIS FINO ALLO SVINCOLO DI AVELLINO EST DELL'A16

1° stralcio da Mercato S. Severino allo svincolo di Fratte

PROGETTO DEFINITIVO

COD. NA95

PROGETTAZIONE: R.T.I.: PROGER S.p.A. (capogruppo mandataria)
PROGIN S.p.A. - INTEGRA CONSORZIO STABILE
IDROESSE Engineering S.r.l. - Prometeoengineering.it S.r.l. - ART S.r.l.

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:
Dott. Ing. Antonio GRIMALDI (Progin S.p.A.)
GRIMALDI ANTONIO 22.10.2021 10:57:17 UTC

IL GEOLOGO:
Dott. Geol. Marco SANDRUCCI (PROGER S.p.A.)

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:
Dott. Ing. Nicola SCIARRA (Proger S.p.A.)

IL PROJECT MANAGER DELL'R.T.I.:
Dott. Ing. Carlo LISTORTI (Proger S.p.A.)

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:
Dott. Ing. Giuseppe MELI

PROTOCOLLO | DATA _____ 201_

CAPOGRUPPO MANDATARIA:
PROGER
Direttore Tecnico:
Dott. Ing. Stefano PALLAVICINI

MANDANTI:
PROGIN S.p.A. PROGETTAZIONE GRANDI INFRASTRUTTURE
Direttore Tecnico:
Dott. Ing. Lorenzo INFANTE

INTEGRA Consorzio Stabile di Architettura e Ingegneria Integrata
Direttore Tecnico:
Prof. Ing. Franco BRAGA

IDROESSE ENGINEERING
Direttore Tecnico:
Dott. Ing. Alberto CECCHINI

PROMETEO ENGINEERING
Direttore Tecnico:
Dott. Ing. Alessandro FOCARACCI

art ambiente risorse territorio
Direttore Tecnico:
Dott. Ing. Ivo FRESIA

OPERE D'ARTE MAGGIORI
GALLERIA COLOGNA
Elaborati generali
Relazione tecnica generale delle opere in sotterraneo

CODICE PROGETTO	NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO: LO412A / LIV. PROG.: D / N. PROG.: 2001	T00GN00OSTRE01_B		
	CODICE ELAB.: T00GN00OSTRE01	B	

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
B	Revisione per scheda di merito del 15/04/21	Giugno 2021	Salcuni	Salcuni	Focaracci
A	Emissione	Marzo 2021	Mattucci	Salcuni	Focaracci

INDICE

1 INTRODUZIONE 4
2 NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI 10
2.1 APPLICAZIONE DELLA NORMATIVA 10
3 MATERIALI IMPIEGATI 13
3.1 GALLERIE NATURALI 13
3.1.1 Calcestruzzo: Calotta – Piedritti – Murette – Arco rovescio 13
3.1.2 Spritz – Beton 13
3.1.3 Acciaio armature 14
3.1.4 Acciaio carpenteria metallica 14
3.1.5 Chiodi 14
3.1.6 Barre in VTR 14
3.2 GALLERIE ARTIFICIALI 15
3.2.1 Calcestruzzo 15
3.2.2 Barre di armature – Acciaio 15
3.3 OPERE PROVVISIONALI 16
3.3.1 Acciaio micropali 16
3.3.2 Acciaio armonico per tiranti 16
3.3.3 Acciaio per piastre e travi di ripartizione tiranti 16
3.3.4 Calcestruzzo 17
4 GEOLOGIA E GEOTECNICA 18
4.1 INTRODUZIONE 18
4.2 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO 18
4.3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO 19
4.4 STRATIGRAFIA 21
4.4.1 Introduzione 21
4.4.2 Depositi marini appenninici 22
4.4.3 Depositi continentali 22
4.5 IDROGEOLOGIA 25
4.5.1 Introduzione 25
4.5.2 Complessi idrogeologici 25
4.5.3 Falde acquifere 26
4.6 UNITÀ GEOTECNICHE 26
4.7 DATI ED INDAGINI 27
4.8 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO LOCALE DEL SITO DELLA GALLERIA COLOGNA 37
4.9 INDAGINI E PROVE EFFETTUATE 38
4.9.1 SDP07 39
4.9.2 SDP08-DH 41
4.9.3 SDP09 44
4.10 IDROGEOLOGIA E LIVELLO DELLA FALDA 45
4.11 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELLE DOLOMIE CALCAREE (CD) 45
4.11.1 Caratterizzazione della roccia intatta 45
4.11.2 Caratterizzazione dell'ammasso roccioso 49
4.12 CALIBRAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO 55
5 PROGETTO DELLE OPERE CIVILI 55
5.1 IMBOCCHI 55

5.2 LATO SALERNO 55
5.3 LATO AVELLINO 57
5.4 GALLERIE ARTIFICIALI 59
5.5 GALLERIE NATURALI 61
5.5.1 Analisi del comportamento allo scavo – Fase di Diagnosi 61
5.5.2 Descrizione degli interventi di progetto - FASE DI TERAPIA 73
6 PROGETTO DEGLI IMPIANTI 92
6.1 CARATTERISTICHE GENERALI DEL PROGETTO 92
6.2 RIFERIMENTI NORMATIVI 93
6.3 IMPIANTO DI ILLUMINAZIONE 93
6.4 ARCHITETTURA DEGLI IMPIANTI 96
6.4.1 Generalità 96
6.4.2 Sistema di alimentazione 96
6.4.3 Quadri elettrici 96
6.4.4 Cavi e circuiti 97
6.4.5 Sistema di distribuzione dorsale e terminale 98
6.4.6 Cabina elettrica 99
6.4.7 Impianto di terra 100
7 CONCLUSIONI 101

1 INTRODUZIONE

Il progetto di adeguamento del Raccordo Autostradale Salerno – Avellino, facente parte della tratta estesa afferente alla Autostrada A3 del Mediterraneo, prevede per uno sviluppo complessivo di circa otto chilometri l'introduzione della terza corsia necessaria al miglioramento dell'attuale livello di servizio per una tratta strategica di collegamento tra la città di Salerno a sud e l'interconnessione A30 Salerno – Caserta. L'infrastruttura infatti, vista la necessità di costituire una via di collegamento tanto a Salerno per i comuni dell'interland quanto alle Autostrade che dal Tirreno muovono verso nord, attualmente non riesce a garantire adeguata capacità alla richiesta di traffico e, pertanto, necessita di tale intervento di potenziamento.
Visto il contesto altamente urbanizzato e l'impatto sullo stesso da parte del progetto di adeguamento, in risposta alla crescente necessità dettata dalla normativa di settore di garantire anche per gli adeguamenti di infrastrutture esistenti alti standard prestazionali in termini di sicurezza stradale, strategia esplicitamente richiesta dalla Committente Anas, si è scelto di rivedere il tracciamento dell'attuale strada extraurbana al fine di migliorare le difettosità in termini di curve plano-altimetriche e garantire la massima disponibilità di opportune visibilità per l'arresto. Tale scelta ha comportato la revisione di tutte le interconnessioni di svincolo presenti nonché l'abbandono in alcuni tratti dell'attuale sede esistente garantendo una migliore distribuzione delle fasi costruttive e della coesistenza del progetto con il mantenimento in piena operatività dell'infrastruttura seppur a carreggiate ridotte durante il transitorio ante – post operam.
All'interno del tracciato si individuano tre interconnessioni alla viabilità locale dei comuni limitrofi all'area di Salerno costituite, in accordo quanto previsto dal DM 2006, da svincoli a livelli sfalsati:

- Svincolo di Pellezzano al km 1+150, trattasi di interconnessione utile a snellire il traffico pesante in direzione e proveniente dalle aree produttive di Pellezzano prima della uscita di Salerno centro; lo svincolo presenta due sole manovre con rampa di uscita direzione Sud e rampa di entrata direzione Nord;
- Svincolo di Baronissi al km 4+200, in sostituzione dell'attuale, necessario ad incanalare i flussi e dotare l'abitato di Baronissi di opportuna sistemazione viabilistica tramite la realizzazione di rotatoria e regolamentazione dell'attuale flusso sulle viabilità provinciali;
- Svincolo di Lancusi al km 6+850, complesso sistema dotato di controstrade e sistemi "turnaround" per la completa fruizione di tutte le manovre di svincolo e svolta intorno all'autostrada; tale connessione completa l'attuale sistemazione autostradale in corrispondenza delle aree di servizio "Baronissi Est e Ovest" e costituisce risistemazione del contesto urbano in corrispondenza delle aree commerciali (centro Ikea e nuovo centro Commerciale).

L'introduzione della nuova corsia ed adeguamento dell'attuale corsia di emergenza comporta la realizzazione di opere di ammorsamento sui rilevati esistenti nonché demolizione e ricostruzione, coerentemente al nuovo tracciato planimetrico, dei viadotti necessari al superamento delle incisioni naturali e delle aree urbanizzate. I viadotti, nel verso delle progressive crescenti da sud, risultano essere "Viadotto della cava" da 50 m, "Cologna" da 120 m, "Spinacavallo" da 120 m e "Fontanafiore" da 50m.
Sono previste inoltre sistemazioni di pareti in roccia lungo lo sviluppo del tracciato nonché opere dicontenimento e sottoscarpa necessarie alla limitazione degli ingombri dovuti all'introduzione delle nuove corsie. Nella parte centrale, tra le pkm 2+890 e 3+050, il tracciato prevede la realizzazione di una nuova galleria naturale per la carreggiata nord e la conseguente demolizione e ricostruzione della galleria esistente per l'asse sud che, visti i bassi ricoprimenti, prevede particolari interventi. La galleria, denominata "Cologna", prevede uno sviluppo di circa 93.62 m per la naturale lato valle e 113 m circa per la naturale lato monte. A tali tratti si sommano quelli in artificiale. Il tracciato inoltre, sviluppandosi tendenzialmente in mezza costa

rispetto alla giacitura naturale del contesto naturale, e dovendo necessariamente riconnettere le aree urbanizzate tagliate da nord a sud dalla carreggiata autostradale, prevede una serie di sottovia e conseguenti opere di sottopasso come muri “ad U” e opere di sostegno di ampio sviluppo.
Nella presente relazione si riportano dapprima le caratteristiche geologiche e geotecniche del sito, ed a seguire le caratteristiche generali delle opere in sotterraneo. In particolare si analizzano le problematiche progettuali connesse alla realizzazione delle seguenti opere:

- Nuova galleria Cologna, in carreggiata Nord monodirezionale
- Allargamento delle due gallerie naturali esistenti in carreggiata Sud, il quale darà luogo ad un fornice unico monodirezionale

Tali opere si collocano all’interno dei lavori di costruzione lungo l’asse viario E841 – Salerno-Avellino e la loro progettazione viene realizzata in conformità alle NTC 2018 di recente emanazione.
Tali gallerie si compongono a loro volta dai seguenti elementi costituenti, ai quali sono stati dedicati specifici documenti per quanto concerne la loro progettazione:

- Gallerie naturali
- Gallerie artificiali
- Imbocchi: dime e conci di attacco
- Opere provvisionali
- Impianti tecnologici

I tratti di gallerie in naturale hanno le caratteristiche indicate a seguire.

<u>Galleria naturale Cologna – Nuova carreggiata Nord</u>

- L=113.00 m, compresa tra le progressive 2+902.00 – 3+015.00

<u>Galleria naturale Cologna – Carreggiata Sud in allargamento</u>

- L=93.62 m, compresa tra le progressive 2+896.58.20 – 2+990.20

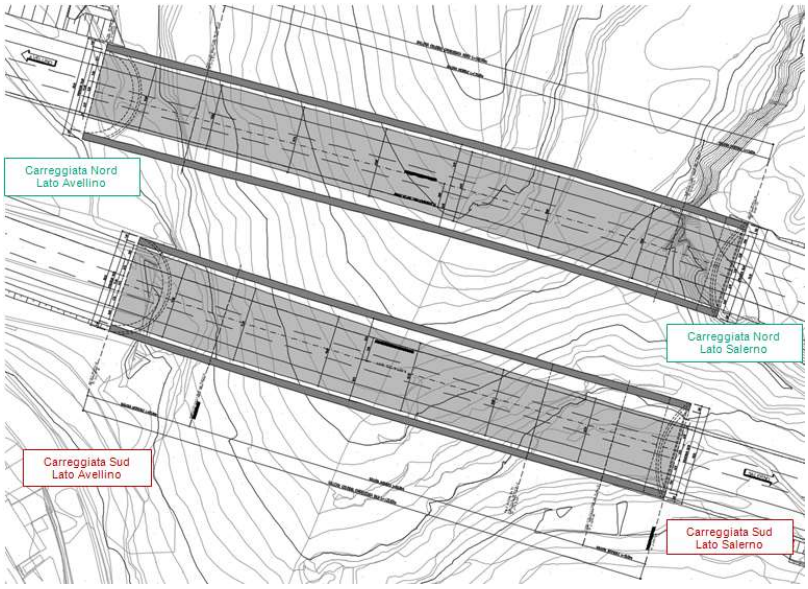


Figura 1 – Planimetria gallerie

La sezione delle gallerie naturali è di natura policentrica. La sezione resistente in c.a. prevede in calotta uno spessore della galleria di 90 cm, mentre per l'arco rovescio si prevede uno spessore di 120 cm.
Nella figura a seguire viene riportata la carpenteria della galleria per una delle sezioni tipo impiegate.

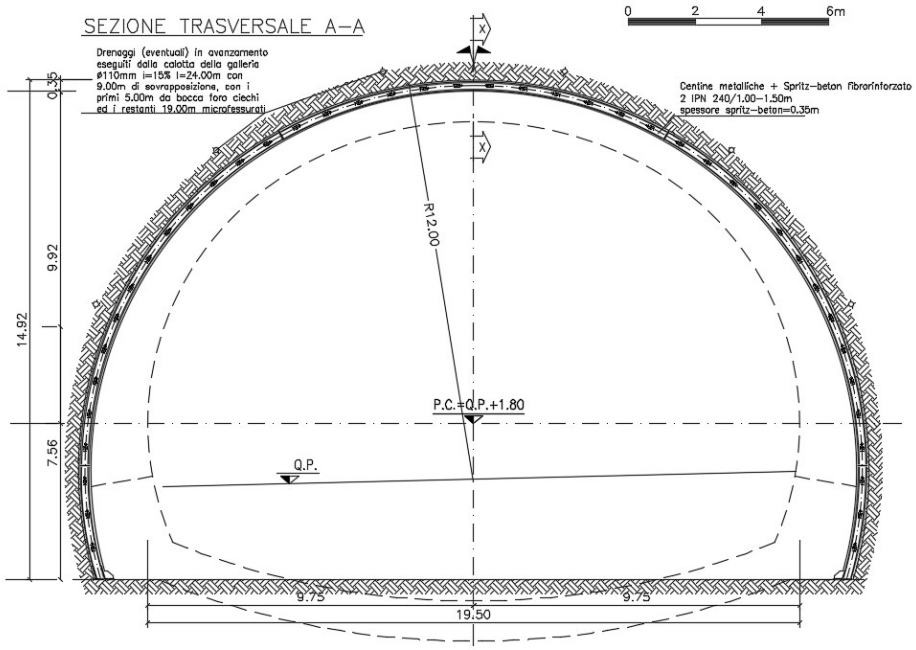


Figura 2 – Sezione tipo galleria naturale

La valutazione della stabilità dello scavo viene condotta su due livelli; il primo livello, di tipo analitico-empirico, è basato sul Metodo delle Linee Caratteristiche e sul Metodo dell'Equilibrio Limite di Tamez. Il secondo livello è invece basato su analisi di tipo numerico con il Metodo degli Elementi Finiti. A seguire verranno riportate le principali caratteristiche geometriche delle sezioni di scavo, mentre per le fasi costruttive si rimanda gli specifici elaborati. Le analisi sono state svolte nelle sezioni ritenute più significative in termini di gravosità delle sollecitazioni (i.e. massima copertura), ed in termini di complessità sia di geometria del terreno che degli interventi previsti per la realizzazione delle opere.

Sono poi riportate le problematiche progettuali connesse alla realizzazione delle opere definitive relative alle gallerie artificiali della nuova galleria Cologna, lungo la futura carreggiata nord, e della galleria esistente in allargamento, lungo la futura carreggiata sud.
Sono previste 4 tratti di gallerie artificiali aventi le caratteristiche indicate a seguire.

<u>Imbocchi Galleria Cologna – Nuova carreggiata Nord</u>

- Imbocco Nord Lato Avellino – L=24.00 m, compresa tra le progressive 3+015.00 – 3+039.00;
- Imbocco Sud Lato Salerno – L=15.00 m, compresa tra le progressive 2+902.00 – 2+887.00.

Imbocchi Galleria Cologna – Carreggiata Sud in allargamento

- Imbocco Nord Lato Avellino – L=24.00 m, compresa tra le progressive 2+990.20 – 3+014.20;
- Imbocco Sud Lato Salerno – L 35.00 m, compresa tra le progressive 2+916.28 – 2+881.28.

La realizzazione delle gallerie artificiali richiederà uno scavo di sbancamento al fine di formare il piano di lavoro su cui eseguire in successione il getto dell'arco rovescio, dei piedritti e infine della calotta.
A struttura ultimata, le trincee che nella fase di costruzione ospitano le gallerie artificiali verranno ricoperte con terreno granulare arido fino a ripristinare il profilo originario del piano campagna, con coperture di terreno misurate in asse calotta di spessore variabile in ragione dell'imbocco considerato.
La sezione della galleria è costituita da una calotta cilindrica circolare a tutto sesto impostata su piedritti con profilo curvo sul lato di intradosso e rettilineo verticale sul lato contro terra; i piedritti sono collegati in basso dall'arco rovescio. La sezione resistente in c.a. prevede in calotta uno spessore della galleria artificiale di 90 cm, mentre per l'arco rovescio si prevede uno spessore di 120 cm.
Nella figura a seguire viene riportata la carpenteria della galleria artificiale. Tale geometria e le caratteristiche degli elementi strutturali si mantengono invariate per i quattro imbocchi in progetto.

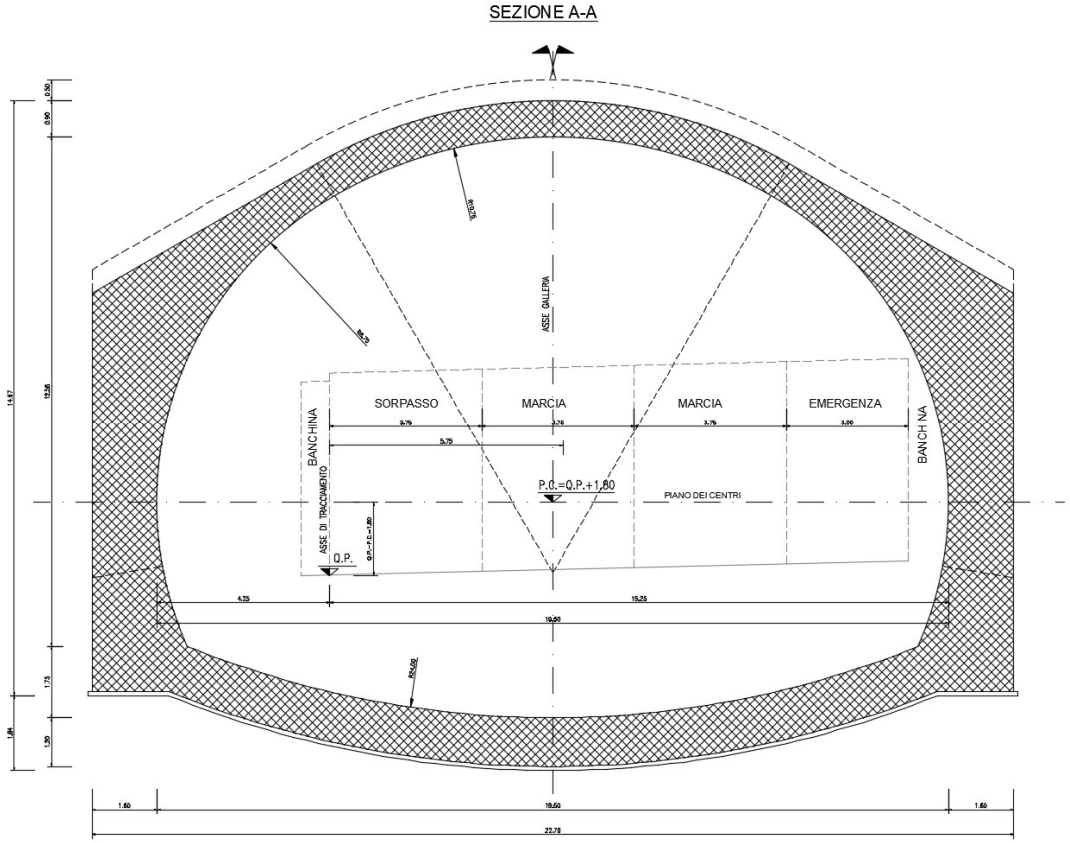


Figura 3

Per quanto concerne le opere relativi agli imbocchi delle gallerie in progetto, queste prevedono le seguenti scelte progettuali:

- Carreggiata Nord – Lato Salerno: stabilizzazione della parete rocciosa tramite chiodi, spritz e rete paramassi. Attacco diretto sul fronte roccioso, previa realizzazione di una coronella di infilaggi costituita da tubi metallici e consolidamento del fronte tramite barre in vetroresina.
- Carreggiata Nord – Lato Avellino: realizzazione di una paratia di micropali tirantata secondo diversi ordini, a carattere provvisionale. Realizzazione di una coronella di infilaggi costituita da tubi metallici e consolidamento del fronte tramite barre in vetroresina, prima di procedere con lo scavo.
- Carreggiata Sud – Lato Salerno: realizzazione di una paratia di micropali tirantata secondo diversi ordini, a carattere provvisionale. Consolidamento del fronte tramite barre in vetroresina.
- Carreggiata Sud – Lato Avellino: realizzazione di una paratia di micropali tirantata secondo diversi ordini, a carattere provvisionale. Realizzazione di una coronella di infilaggi costituita da tubi metallici e consolidamento del fronte tramite barre in vetroresina, prima di procedere con lo scavo.

A titolo di esempio si riporta lo schema della paratia frontale di attacco dell'imbocco Nord (lato Avellino) della nuova Galleria Cologna. Tale paratia è a carattere provvisionale, in quanto ad opera completata questa risulterà essere completamente ritombata e di conseguenza sarà cessato il suo ruolo come opera di sostegno. Al fine di sostenere gli scavi necessari per l'imbocco in naturale, si è prevista la realizzazione di una paratia di micropali, contraddistinti da un diametro ϕ240 mm e posti ad interasse pari a 0.50 m. Tali micropali sono inoltre costituiti da un tubo in acciaio ϕ177.8 mm avente spessore di 14.2mm.

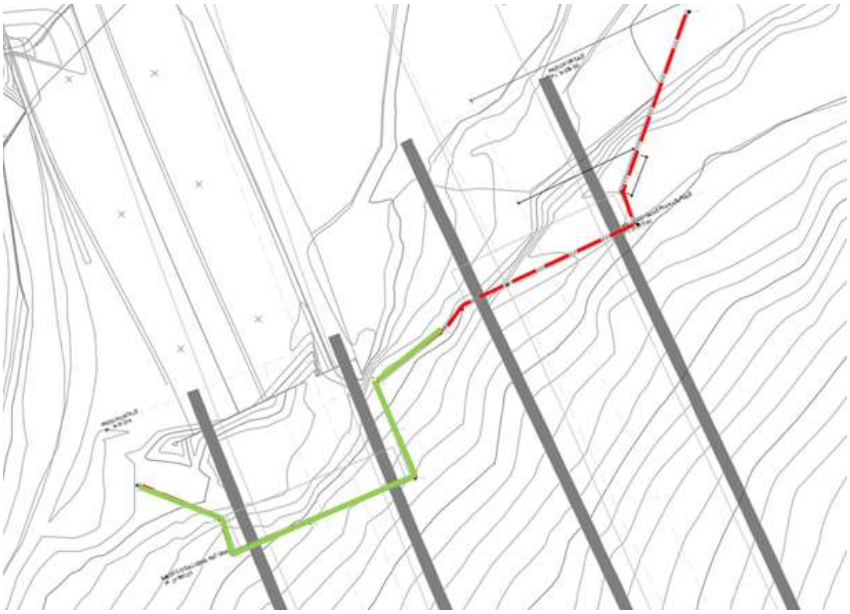


Figura 4

Tale opera, a carattere provvisionale, presenta uno sviluppo planimetrico complessivo pari a circa 132.50 m, con un'altezza di scavo massima pari a circa 19 m. I vari tratti verranno realizzati secondo fasi descritti nel seguito.

La paratia di micropali risulta essere sostenuta da tiranti in trefoli che si sviluppano su più ordini, in numero massimo pari a 5 per l'altezza di scavo maggiore, posti ad interasse pari a 3.0 m.

Figura 5

Nel Paragrafo relativo alle opere civili verrano riportati gli elaborati grafici relativi ai quattro imbocchi in progetto.
Il progetto delle gallerie, come evidenziato nel seguito, sarà sviluppato per fasi. In particolare si possono individuare le seguenti macrofasi:

- Realizzazione della nuova galleria relativamente alla carreggiata Nord, mantenendo l'esercizio della linea nei due fornici esistenti
- Transito dell'esercizio della linea alla carreggiata Nord
- Demolizione dei due fornici esistenti e realizzazione dell'allargamento a carreggiata unica a Sud

2 NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI

Nel progetto è stato fatto riferimento alle seguenti Normative e Istruzioni:

- D.M. 17/01/2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni” (pubblicato sulla G.U. –Suppl. Ordinario n.42 – del 20 febbraio 2018)
- Circolare 21/01/2019 “Istruzione C.S.LL.PP. per l’applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 17 Gennaio 2018

Ad integrazione delle indicazioni proposte dal D.M. 17.01.2018, dove necessario, si è ritenuto opportuno riferirsi ai documenti di seguito indicati:

- EN 1992-1-1: 2005 “Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”.
- EN 1997-1: 2005 “Eurocodice 7: Progettazione geotecnica, Parte 1: Regole generali”.
- EN 1998-1: 2005 “Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”.
- EN 1998-5: 2005 “Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.
- UNI EN 206-1 “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI EN 11104: 03.2004 “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità, Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1”.
- AICAP 2012: “Raccomandazioni AGI-AICAP sugli Ancoraggi nei Terreni e nelle Rocce”.
- Direttiva 2004/54/CE “Requisiti minimi di sicurezza per le gallerie della rete stradale trans europea”
- Ribacchi, R. e Riccioni, R. (1977). “Stato di sforzo e di deformazione intorno ad una galleria circolare”. *Gallerie e Grandi Opere Sotterranee, 4: 7-18*.

2.1 Applicazione della normativa

Il progetto della galleria artificiale è stato svolto in ottemperanza alla normativa vigente, con riferimento a quanto indicato al paragrafo 6.7.5. Per il progetto delle gallerie, la NTC 2018 richiede di considerare stati limite ultimi (SLU) di tipo Geotecnico, Idraulico e Strutturale, e gli SLE.
In particolare il testo riporta:
“Le analisi devono essere riferite alle diverse fasi di scavo e costruzione, nonché alle condizioni di esercizio. Le verifiche devono essere svolte con riferimento agli stati limite ultimi (SLU) e agli stati limite di esercizio (SLE). Si devono considerare gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza del terreno o dell’ammasso roccioso interessato dallo scavo (GEO) e gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che costituiscono gli interventi di stabilizzazione e di rivestimento, sia di prima fase sia definitivi (STR). Devono essere inoltre valutati quantitativamente gli effetti indotti dall’opera in sotterraneo sui manufatti e sulle costruzioni esistenti. Devono essere considerati i possibili stati limite ultimi di tipo idraulico prodotti sia dalle spinte idrauliche al fronte e al contorno dello scavo in fase di avanzamento (UPL) sia da elevati gradienti idraulici nel caso di attraversamento di terreni suscettibili al sifonamento (HYD). Le verifiche di stabilità globale dei versanti con cui l’opera interagisce e dei fronti di scavo agli imbocchi devono essere eseguite con i criteri indicati ai §§ 6.3 e 6.8 rispettivamente per i pendii naturali e per i fronti di scavo. Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere eseguite con l’Approccio 1, considerando le due combinazioni di coefficienti ȝ Combinazione 1: (A1+M1+R1) ȝ Combinazione 2: (A2+M2+R2) con i valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e con i coefficienti Y_R dei gruppi R1 e R2 pari all’unità. Le verifiche strutturali degli elementi di rinforzo, in avanzamento dal fronte e

sulle pareti di scavo, e delle strutture di rivestimento, di prima fase e definitive, devono essere eseguite come specificato al § 6.2.4.1.3 , utilizzando i valori caratteristici dei parametri geotecnici. Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici devono essere eseguite con i criteri indicati al § 6.2.4.2. Nel caso di progettazione basata sul metodo osservazionale, di cui al § 6.2.5, le analisi devono permettere la valutazione quantitativa del comportamento dell'opera nelle diverse fasi di scavo e costruzione, in modo da poter formulare previsioni sui valori delle grandezze rappresentative del comportamento della cavità, con particolare riguardo ai valori di convergenza radiale, della deformazione longitudinale del fronte e, se pertinenti, degli spostamenti di superficie, per consentire il confronto delle previsioni con i valori misurati delle medesime grandezze."

Per ogni stato limite ultimo considerato (STR e GEO) è stata verificata la condizione $E_d \leq R_d$, dove E_d è il valore di progetto dell'azione, pari all'azione caratteristica moltiplicata per il coefficiente parziale per le azioni γ_f, mentre R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema, valutata con riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza γ_m. In particolare, le verifiche sono state svolte considerando l'Approccio 1 che prevede le due seguenti combinazioni con γ_{R1}=1.0:

- Combinazione 1 – Approccio 1: A1+M1+R1 (STR)
- Combinazione 1 – Approccio 2: A2+M2+R2 (GEO)

Nelle tabelle a seguire sono stati riportati i coefficienti parziali adottati nelle varie combinazioni richieste dalla norma.

Azione	Coefficiente parziale Y	
	A1	A2
Permanente sfavorevole	1.30	1.00
Permanente favorevole	1.00	1.00
Variabile sfavorevole	1.50	1.30
Variabile favorevole	0.00	0.00

Tabella 1

Parametro geotecnico	Coefficiente parziale Ym	
	M1	M2
Angolo di attrito – tan ϕ'	1.00	1.25
Coesione efficace – c'	1.00	1.25
Resistenza non drenata - Cu	1.00	1.40
Peso unità di volume - Y	1.00	1.00

Tabella 2

Oltre alle verifiche agli stati limite ultimi (SLU) sono state svolte verifiche in condizioni di esercizio (SLE). Tali verifiche hanno riguardato essenzialmente l'analisi degli spostamenti dell'opera valutandone la compatibilità con la funzionalità della stessa.
Si è altresì verificato che lo stato tensionale dei vari elementi strutturali sia compatibile con il valore ammissibile per i materiali impiegati. Tale verifica è stata condotta ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze caratteristiche di progetto.

Azione	Coefficiente parziale Y
	E1
Permanente	1.00
Variabile	1.00

Tabella 3

Parametro geotecnico	Coefficiente parziale Ym
	E2
Angolo di attrito – tan ϕ'	1.00
Coesione efficace – c'	1.00
Resistenza non drenata - Cu	1.00
Peso unità di volume - Y	1.00

Tabella 4

3 MATERIALI IMPIEGATI

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei diversi materiali impiegati nelle opere in progetto, con l'indicazione dei valori di resistenza e deformabilità adottati nelle verifiche, nel rispetto delle indicazioni del DM 17/01/2018.

3.1 Gallerie naturali

3.1.1 Calcestruzzo: Calotta – Piedritti – Murette – Arco rovescio

Rivestimento definitivo - Calcestruzzo		
Classe di resistenza	**C30/37**	
Classe di esposizione	XC3	
Classe di consistenza	S3/S4	
Max Rapporto a/c	0.6	
Copriferro minimo	5	[mm]
Diametro max. Aggregato	32	[mm]
Modulo elastico $E_{cm} = 22000[f_{cm}/10]^{0,3}$	32836	[N/mm^2]
Resistenza media a traz. semplice $f_{ctm} = 0,30f_{ck}^{2/3}$	2.90	[N/mm^2]
Resistenza caratt. a traz. semplice $f_{ctk} = 0,7f_{ctm}$	2,03	[N/mm^2]
Resistenza di progetto a traz. semplice $f_{ctk}/1,5$	1.35	[N/mm^2]
Resistenza caratt. cubica a compressione R_{ck}	37.00	[N/mm^2]
Resistenza caratt. cilindrica a compressione $f_{ck} = 0,83$ Rck	30.00	[N/mm^2]
Resistenza di calcolo a comp. $f_{cd} = \alpha_{cc}f_{ck}/1,5$	17,00	[N/mm^2]

Tabella 5

3.1.2 Spritz – Beton

Rivestimento provvisorio - Calcestruzzo proiettato		
Classe di resistenza	**C28/35**	
Resistenza caratt. cubica a compressione R_{ck}	35.00	[N/mm^2]
Resistenza caratt. cilindrica a compressione $f_{ck} = 0,83$ Rck a 28 giorni	28.00	[N/mm^2]
Resistenza di calcolo a comp. $f_{cd} = \alpha_{cc}f_{ck}/1,5$	15,86	[N/mm^2]

Tabella 6

3.1.3 Acciaio armature

Armature – Acciaio B450C		
Tipo	**B450C**	
Resistenza di progetto $f_{yd} = \frac{f_{yd}}{\gamma_s} = \frac{450}{1.15}$	391.3	[N/mm^2]
Tensione massima in condizioni di esercizio $\sigma_{lim} = 0.80\ f_{yk}$	360.0	[N/mm^2]
Modulo di Young	210000	[N/mm^2]

Tabella 7

3.1.4 Acciaio carpenteria metallica

Centine metalliche – Acciaio S275		
Tipo	**S275**	
Resistenza di progetto $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{275}{1.15}$	239.1	[N/mm^2]
Tensione massima in condizioni di esercizio $\sigma_{lim} = 0.80\ f_{yk}$	220.0	[N/mm^2]
Modulo di Young	210000	[N/mm^2]

Tabella 8

3.1.5 Chiodi

Chiodi radiali		
Tipo	**Swellex**	
Tensione snervamento	≥180	[kN]

Tabella 9

3.1.6 Barre in VTR

Barre in vetroresina		
Diametro barra	36/65	mm
Resistenza caratteristica del rinforzo	≥ 500	N/mm^2
Modulo elastico	40000	N/mm^2
Deformazione caratteristica a rottura per trazione	0,0125	-

Tabella 10

3.2 Gallerie artificiali

3.2.1 Calcestruzzo

Classe di resistenza	**C28/35**	
Classe di esposizione	XC2	
Classe di consistenza	S4	
Max Rapporto a/c	0.6	
Diametro max. Aggregato	32	[mm]
Modulo elastico $E_{cm} = 22000[f_{cm}/10]^{0,3}$	32308	[N/mm^2]
Resistenza media a traz. semplice $f_{ctm} = 0,30f_{ck}^{2/3}$	2.77	[N/mm^2]
Resistenza caratt. a traz. semplice $f_{ctk} = 0,7f_{ctm}$	1.94	[N/mm^2]
Resistenza di progetto a traz. semplice $f_{ctk}/1,5$	1.3	[N/mm^2]
Resistenza caratt. cubica a compressione R_{ck}	35.00	[N/mm^2]
Resistenza caratt. cilindrica a compressione f_{ck} = 0,83 Rck	28.00	[N/mm^2]
Resistenza di calcolo a comp. $f_{cd} = \alpha_{cc}f_{ck}/1,5$	15.87	[N/mm^2]

Tabella 11

3.2.2 Barre di armature – Acciaio

Tipo	**B450C**	
Resistenza di progetto $f_{yd} = \frac{f_{yd}}{\Upsilon_s} = \frac{450}{1.15}$	391.3	[N/mm^2]
Tensione massima in condizioni di esercizio $\sigma_{lim} = 0.80\ f_{yk}$	360.0	[N/mm^2]
Modulo di Young	210000	[N/mm^2]

Tabella 12

3.3 Opere provvisionali

3.3.1 Acciaio micropali

Tipo di acciaio	S355	JR
Resistenza caratteristica di snevamento f_{yk}	355	N/mm^2
Resistenza caratteristica di rottura f_{yd}	308.7	N/mm^2
Modulo Elastico	200000	N/mm^2

Tabella 13

3.3.2 Acciaio armonico per tiranti

Tipo	Trefoli da 0,6”	-
Tensione elastica all’1% di deformazione f_{yk}	1670	N/mm^2
Tensione caratteristica di rottura f_{uk}	1860	N/mm^2

Tabella 14

3.3.3 Acciaio per piastre e travi di ripartizione tiranti

Tipo di acciaio	S275	JR
Resistenza caratteristica di snevamento f_{yk}	275	N/mm^2
Resistenza caratteristica di rottura f_{yd}	430	N/mm^2
Modulo Elastico	210000	N/mm^2

Tabella 15

3.3.4 Calcestruzzo

Classe di resistenza	C20/25	-
Classe di esposizione	XC3	-
Classe di consistenza	S3	-
Max rapporto a/c	0.6	-
Diametro massimo aggregati	32	mm
Modulo elastico $E_{cm} = 22000[f_{cm}/10]^{0,3}$	30200	N/mm^2
Resistenza media a traz. semplice $f_{ctm} = 0,30f_{ck}^{2/3}$	3.02	N/mm^2
Resistenza caratt. a traz. semplice $f_{ctk} = 0,7f_{ctm}$	2.12	N/mm^2
Resistenza di progetto a traz. semplice $f_{ctk}/1,5$	1.41	N/mm^2
Resistenza caratt. cubica a compressione R_{ck}	25.00	N/mm^2
Resistenza caratt. cilindrica a compressione $f_{ck} = 0,83$ Rck	20.75	N/mm^2
Resistenza di calcolo a comp. $f_{cd} = \alpha_{cc}f_{ck}/1,5$	11.76	N/mm^2

Tabella 16

4 GEOLOGIA E GEOTECNICA

4.1 Introduzione

Nel presente paragrafo si illustra il risultato dello studio geologico eseguito per la progettazione definitive per il CONFERIMENTO CARATTERISTICHE AUTOSTRADALI AL RACCORDO SA/AV COMPRESO L'ADEGUAMENTO DELLA S.S. 7 E 7 BIS FINO ALLO SVINCOLO DI AVELLINO EST DELL'A16 – 1° stralcio, dallo svincolo di Fratte (A2) allo svincolo di Baronissi compreso il second stralcio, dallo svincolo di Baronissi allo svincolo A30.
Lo studio è finalizzato alla definizione del modello geologico e all'individuazione delle criticità geologiche e geotecniche nei differenti contesti presenti lungo il tracciato stradale.
Per la caratterizzazione litostratigrafica dei terreni si è fatto riferimento alle risultanze delle indagini geognostiche eseguite, ed a quanto riportato nel Progetto Preliminare.
Gli studi e le indagini eseguite sono stati condotti in ottemperanza a quanto richiesto nelle seguenti disposizioni:

- L. 02/02/74 n.64 e successive (norme tecniche per la costruzione in zone sismiche)
- D.M. 21/10/81 e successive (norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate etc.)
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018
- Norme tecniche di attuazione del PSAI dell'Autorità di Bacino Regionale Campania Sud ed interregional per il Bacino Idrografico del Fiume Sele
- Norme PAI dell'Autorità di Bacino della Campania Centrale (ex AdB del Sarno)

4.2 Inquadramento geografico

L'area interessata dal tracciato di progetto è ubicata nella parte occidentale della Regione Campania, in prossimità della costa tirrenica, a nord dell'abitato di Salerno, lungo la valle del Fiume Irno allungata in direzione nord- sud.

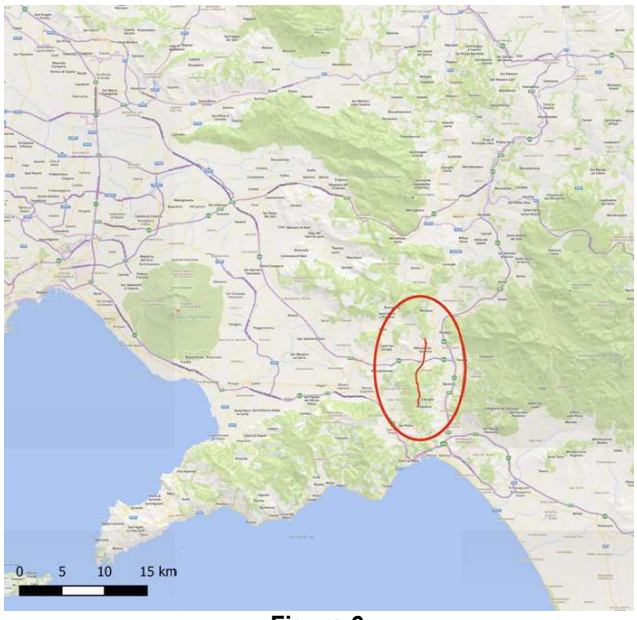


Figura 6

Ricade nei territori dei Comuni di Salerno, verso sud, di Pellezzano, di Baronissi e di Fisciano, verso nord, sviluppandosi in gran parte all'interno del bacino del Fiume Irno e in parte in quello del bacino del torrente Solofrana (fig. 2). Occupa un'area di media collina con quote che variano mediamente da un minimo di circa 70 m s.l.m., verso sud, a circa 230 m s.l.m., verso nord.

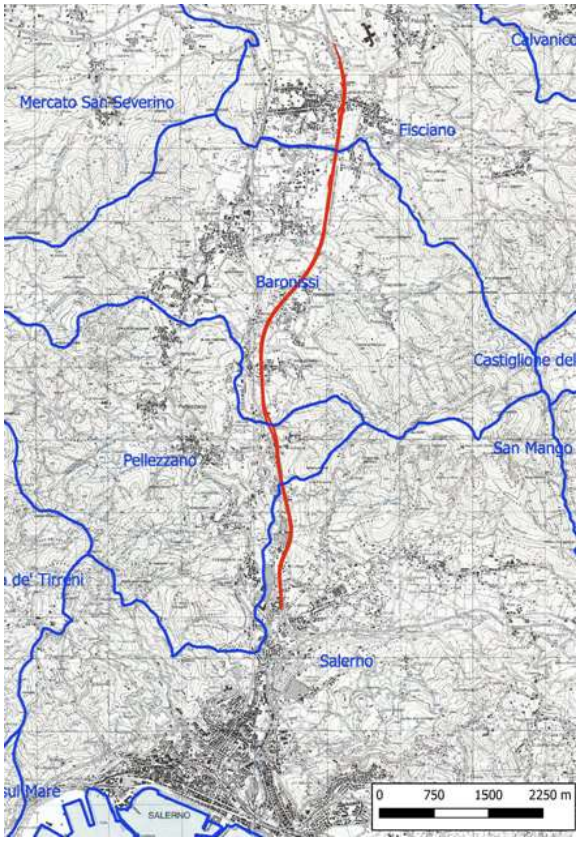


Figura 7

Il tracciato si sviluppa in gran parte sul versante orientale della valle del Fiume Irno e, in misura minore, su quelli meridionali del Torrente Solofrana..
La valle del Fiume Irno è delimitata da rilievi carbonatici della Piattaforma Campano – Lucana le cui vette principali, allineate secondo una direzione circa Nord –Sud, sono, sul lato orientale, M.te Stella (951 m s.l.m.) e M.te Bastiglia (717 Sant'Antonio (751 m.s.l.m.). Ai m. s.l.m.) e sul lato occidentale M.te Cuculo (815 m s.l.m.) e P.gio Ai rilievi morfologici caratterizzati da alte quote e versanti con elevate pendenze si contrappone, nell'area valliva, una morfologia pedemontana e di fondo valle con pendii a basse pendenze o superfici suborizzontali.

4.3 Inquadramento geologico

L'area indagata ricade geologicamente all'interno dell''Appennino Campano – Lucano. Vi affiorano essenzialmente i depositi carbonatici di età mesozoica, riferibili all'unità paleogeografica della piattaforma Campano – Lucana, parzialmente ricoperti da terreni plio-pleistocenici e depositi più recenti.

L'Appennino meridionale, costituisce un segmento del sistema orogenico Africa-vergente sud-appenninico (Fig. 3). Esso é formato da una pila di falde tettoniche potenti complessivamente circa 10 km e costituite da grandi masse di terreni sedimentari marini scollati dal loro originario substrato ed accavallatisi tra loro. Tali falde tettoniche si sono originate a partire dal Miocene inferiore per subduzione verso ovest (Doglioni, 1991) e per arretramento flessurale della litosfera Adriatico-Apula a seguito di intense compressioni generate dall'avvicinamento delle zolle continentali europea ed africana (Patacca & Scandone1998). Le falde così formate sono costituite da differenti unità paleogeografiche di età compresa tra il Trias e il Pliocene medio, originariamente distanziate tra loro alcune centinaia di chilometri.

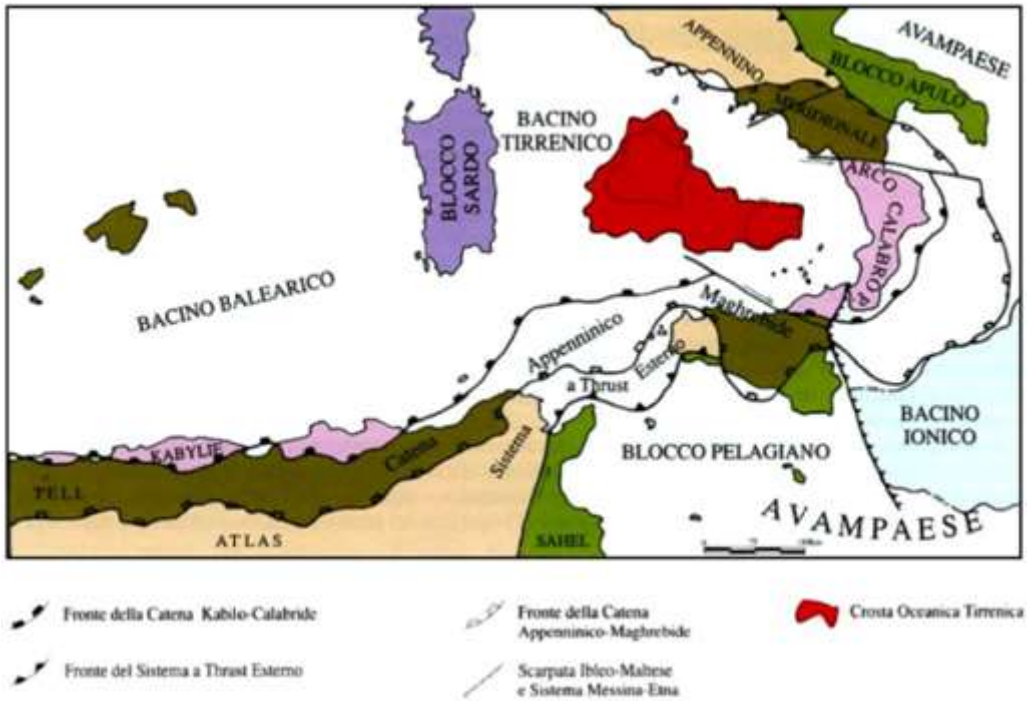


Figura 8

Il modello paleogeografico ricostruito da Mostardini e Merlini (1986) vedeva nel triassico, a partire dalle aree prossime al dominio oceanico, la presenza del bacino liguride, della piattaforma Campano Lucana, del bacino di Lagonegro e della piattaforma Apula ad est.
D'Argenio et alii, (1973), Ippolito et alii (1975), Brancaccio et alii (1979) propongono uno schema che raggruppa gli elementi tettonici in tre principali gruppi stratigrafico - strutturali con fronti di accavallamento che risultano più recenti spostandosi da ovest verso est.
Il primo gruppo stratigrafico - strutturale deriva dalla deformazione dei domini paleogeografici più esterni (Bacino Molisano, Piattaforma Abruzzese-Campana, Bacino di Lagonegro). Il secondo deriva dalla deformazione di due grandi domini paleogeografici: il Bacino di Lagonegro e la Piattaforma Campano-Lucana. Il terzo gruppo stratigrafico - strutturale è costituito da elementi derivanti dalla deformazione dei domini paleogeografici ubicati a occidente della Piattaforma carbonatica Campano-Lucana.
A partire dall'Oligocene la convergenza delle placche europea ed africano - adriatica hanno portato alla subduzione della crosta oceanica tetidea interposta tra le due placche e, successivamente, alla collisione continentale. Di conseguenza il bacino di Lagonegro viene interessato dall'arrivo delle falde alloctone frutto della deformazione di ulteriori domini paleogeografici più "interni" (ossia più occidentali). Con la fase tettonica langhiana la piattaforma carbonatica Campano Lucana, il margine occidentale e la zona assiale del

bacino di Lagonegro vengono deformati ed inglobati nella struttura a scaglie dell'edificio appenninico. L'evoluzione della strutturazione della catena appenninica fino al Miocene medio è collegata alla convergenza tra la placca europea e quella africano- adriatica, mentre dal Tortoniano superiore fino al Pleistocene inferiore è connessa al roll back della litosfera dell'avampaese apulo in subduzione.Nell'Appenninico meridionale la fase compressiva è proseguita fino al Plio- Pleistocene. Patacca & Scandone (1989) distinguono nell'orogene un settore settentrionale (tratto molisano-sannita) nel quale la compressione è proseguita fino al Pliocene superiore, da un settore meridionale (tratto campano-lucano) nel quale termina nel Pleistocene.
Contemporaneamente alla messa in posto delle falde alloctone si è attivato un rinvenimento isostatico della catena appenninica, verificatosi per mezzo di fasi tettoniche a prevalente componente verticale, responsabili della formazione di importanti sistemi di faglie che smembrano l'edificio appenninico determinando la formazione di importanti bacini continentali pleistocenici. Con il Plio – Pleistocene si registrano fenomeni distensivi che determinano la formazione di graben costiere e di bacini interni, nei quali si ha una sedimentazione marina di ambiente neritico o continentale.
I recenti studi di neotettonica indicano negli ultimi 2-3 milioni di anni l'inizio del sollevamento della parte centrale e orientale della catena lungo una fascia orientata NW-SE, delimitata, verso il Tirreno e verso l'Adriatico, da importanti faglie dirette con rigetti verticali variabili da alcune centinaia ad alcune migliaia di metri. Questa fascia che comprende anche l'Appennino Campano, ampia da 30 a 50 km, non si è ancora completamente stabilizzata e tende a raggiungere l'equilibrio sollevandosi lentamente. Tra il Pleistocene inferiore e il Pleistocene medio, il margine tirrenico della catena appenninica viene dissecato da un sistema di faglie dirette ad a andamento appenninico ed antiappenninico, che determinano alcuni graben peritirrenici, i quali ospitano le più grandi pianure costiere (Piana Campana e del Sele) e i maggiori golfi strutturali (Golfi di Gaeta, Napoli, Salerno, Policastro), Brancaccio et al.,(1995)
I dati geologico - strutturali determinando una morfologia mostrano che tali sollevamenti si sono attuati in misura differenziata molto articolata in cui spiccano alti rilievi e/o massicci montuosi che sovrastano piane intramontane o profonde valli tettoniche spesso occupate da corsi d'acqua.
L'attuale configurazione dell'area di studio vede la presenza di rilievi carbonatici triassici che delimitano una vallata parzialmente colmata da depositi plio – pleistocenici di natura detritica e piroclastica che vanno a ricoprire le strutture triassiche.

4.4 Stratigrafia

4.4.1 Introduzione

Nell'area di studio si rilevano due diversi tipi di terreni:

- depositi marini appeninici
- depositi continentali

I primi sono rappresentati dalle successioni carbonatiche mesozoiche, i secondi dalle varie fasi di deposizione dei prodotti vulcanici e da terreni quaternari detritici e alluvionali di spessore ridotto ma d'importante area di affioramento.
Per il riconoscimento e la distinzione litologica dei terreni affioranti nell'area di studio si è fatto riferimento alla letteratura scientifica e, in particolare, alle Note Illustrative della Carta Geologica d'Italia – Foglio 467 – Salerno e alla relativa Carta Geologica.

4.4.2 Depositi marini appenninici

I depositi appenninici affioranti nell'area di studio appartengono alla Successione M.te Tobenna – M.ti Lattari. Sono rappresentati da due distinti membri:

- membro intermedio, caratterizzato da calcari e marne (Calcari e Marne ad Avicula)
- membro superiore, essenzialmente dolomitico (Dolomia superiore).

4.4.2.1 Calcari e Marne ad Avicula

La successione dei Calcari e Marne ad Avicula è caratterizzata da due differenti litofacies, una prevalentemente marnosa e l'altra calcareo – dolomitica..

La litofacies marnosa, affiorante lateralmente all'attuale raccordo autostradale, è costituita da marne e calcari marnosi di colore bruno ricoperti da caratteristiche patine di ossidazione giallastre e arancioni, con spessore degli strati variabile da 0,5 cm fino a 1 m.

Alle marne e calcari marnosi si alternano livelli di spessore variabile da pochi centimetri fino a circa 1 m di argille e marne argillose di colore nerastro e marrone scuro con occasionali intercalazioni di sottili livelli di brecce calcaree.

La litofacies calcareo dolomitica è costituita da calcari e calcari dolomitici neri, ben stratificati in strati di spessore variabile da 5 cm a 1,5 m, a cui si alternano occasionalmente livelletti marnosi.

I Calcari e marne ad Avicula presentano spessore variabile da 50 m a un massimo di circa 250 m e sono riferibili a un ambiente deposizionale di bacino poco profondo. Il passaggio alla sovrastante dolomia superiore avviene in modo netto.

Affiorano nel tratto più a sud del tracciato stradale in progetto, sui versanti occidentali del rilievo morfologico il Montagnone (381 m s.l.m.). Esposizioni della successione sono presenti sia lungo le scarpate che bordano verso est l'attuale sede del raccordo autostradale sia sulle scarpate di alcune cave presenti sui versanti occidentale del rilievo morfologico.

4.4.2.2 Dolomia superiore - Triassico superiore (Norico – Retico)

Si tratta di una successione potente circa 700 m, costituita da dolomie e dolomie calcaree di colore dal grigio chiaro al grigio scuro disposta in strati di spessore variabile da pochi centimetri a 1,2 m. A tratti sono presenti intercalazioni di brecce dolomitiche, di marne e marne argillose di colore sul grigio chiaro disposti in livelli di spessore di pochi centimetri ai 15 cm. La successione poggia stratigraficamente sui calcari dolomitici e marnosi del Carnico.

L'affioramento dolomitico è rilevabile in adiacenza all'attuale sede stradale del raccordo all'altezza della galleria dal km 5+450 al km 5+655 circa, dove la presenza di un'ampia cava evidenzia la stratigrafia della successione triassica.

Altre esposizioni delle dolomie sono presenti sui lati della trincea realizzata per il passaggio della strada del raccordo, al km 2+600 circa, in prossimità dello svincolo per l'Autogrill. Piccole esposizioni sono state, rilevate, inoltre, lungo la SP 27b, che corre parallelamente a valle del raccordo autostradale. Affioramenti di dolomie sono in esposizione in località Aquamela Aiello, su scarpate che bordano le strade interne.

4.4.3 Depositi continentali

I depositi continentali, plio pleistocenici che hanno parzialmente colmato la depressione valliva del Fiume Irno e che caratterizzano le zone pedemontane e di pianura, sono costituiti da sedimenti detritici, alluvionali

e piroclastici. Il rilevamento geologico eseguito ha consentito di distinguere le seguenti successioni litologiche:

- Sedimenti di Conoidi (SCA) (Pleistocene medio – Pleistocene superiore)
- Tufo Grigio (TG) (Pleistocene superiore)
- Sedimenti di Conoide (CON) (Pleistocene superiore – Olocene)
- Piroclastiti (P) (Olocene)
- Detriti colluvio – eluviali (DEC) (Olocene)
- Alluvioni antiche (AA) (Olocene)
- Alluvioni attuali e recenti (AR) (Attuale).
- Terreni di riporto e rilevati (R)

4.4.3.1 Sedimenti di conoide – SCA - (Pleistocene medio – Pleistocene superiore)

Questo complesso è rappresentato da depositi di conoide alluvionale e di falde detritiche: E' costituito da conglomerati e clasti carbonatici eterometrici, a tratti ben cementati e con scarsa matrice o con matrice piroclastica giallastra. Nella parte alta sono presenti livelli piroclastici rimaneggiati. Questi depositi poggiano direttamente sul substrato calcareo. Si riscontrano lungo la fascia pedemontane dei versanti occidentali e settentrionali del Monte Stella e del Monte Bastiglia, sui versanti che ricadono nei comuni di Baronissi e di Fisciano. Si sono formati a seguito di processi di erosione e/o alterazione del substrato; pertanto la loro natura litologica dipende da quella del substrato. Lo spessore di questa successione varia in funzione della pendenza dei versanti, può arrivare ai cento metri.
Lungo il tracciato questo deposito è presente nel tratto più centrale e settentrionale, dove ha contribuito a strutturare una morfologia con basse pendenze, debolmente inclinate verso ovest.

4.4.3.2 Tufo Grigio (TG) (Pleistocene superiore)

Questo deposito tufaceo ignimbritico è costituito da una successione litologica semicoerente o sub litoide, cineritico – scoriaceo, normalmente di colore grigiastro o giallastro, a volte con fratturazione prismatica (foto 3). Nei livelli tufacei possono essere presenti frammenti centimetrici lavici, lapilli, scorie e cristalli di minerali. Verso l'alto la successione semicoerente passa a depositi più incoerenti rappresentati da un tufo pulverulento.
Poggiano o direttamente sui depositi carbonatici del trias o sui sedimenti di conoidi antichi (CON). Affiora essenzialmente nella parte iniziale del tracciato, sui versanti bassi del Fiume Irno. Le esposizioni sublitoide sono visibili in più punti lungo Via dei Greci (foto 4), che corre a valle e quasi parallelamente al raccordo autostradale. I sondaggi eseguiti per questa fase di progettazione hanno evidenziato la presenza dei livelli da sciolti a debolmente cementati della successione tufacea

4.4.3.3 Sedimenti di Conoide (CON) (Pleistocene superiore – Olocene)

I sedimenti di conoide del Pleistocene – Olocene (CON) si riscontrano nel tratto iniziale del tracciato in progetto, sui versanti meridionali del Monte Stella. Non saranno interessati direttamente dalle opere previste in progetto.
Sono caratterizzati dalla presenza di depositi di conoide alluvionale e di depostiti di falde detritiche. Le prime sono costituite da ghiaie e sabbie poligeniche fluviali con rari livelli pelitici, frammiste a ghiaie calcaree poligeniche fini in matrice piroclastica, le falde detritiche da brecce incoerenti a matrice piroclastica con elementi calcarei centimetrici spigolosi.

Questi sedimenti ricoprono o i depositi carbonatici mesozoici, dove le pendenze sono maggiori, o depositi del Tufo Grigio, lungo le parti basse dei versanti.

4.4.3.4 Piroclastiti (P) (Olocene)

I depositi piroclastici (P) sono costituiti da successioni discontinue fini con ceneri, pomici e scorie e di sabbie vulcaniche alternate a sabbie e sabbie ghiaiose di origine alluvionale (Fig. 5). I depositi piroclastici possono essere presenti anche rimaneggiati, rimescolati con i depositi alluvionali. Affiorano diffusamente lungo il tracciato in progetto, soprattutto nella parte centrale e settentrionale. Caratterizzano, in particolare, le aree pianeggianti e subpianeggianti dell'area interessata dal progetto. spessore intorno ai 15-20 m.

4.4.3.5 Detriti colluvio – eluviali (DEC) (Olocene)

I detriti colluvio – eluviali (DEC) sono presenti essenzialmente alla base dei rilievi carbonatici, occupando le posizioni pedemontane e di raccordo tra la piana di fondovalle e i rilievi carbonatici. Caratterizzano, con i depositi piroclastici, gran parte del substrato di appoggio della strada in progetto.
Sono costituiti da depositi di versante e da depositi di conoide alluvionale. Nel primo caso la successione è caratterizzata da sabbie e limi in matrice argillosa e da detrito calcareo, quando affiorano in prossimità dei rilievi carbonatici. Possono contenere livelli piroclastici rimaneggiati, provenienti dagli affioramenti presenti sui versanti carbonatici, in seguito ad attività erosiva, di dilavamento e di trasporto. I depositi di conoide sono costituiti da sabbie e ghiaie in matrice limo – sabbiosa con livelli piroclastici rimaneggiati. I depositi di conoide alluvionale sono localizzati essenzialmente allo sbocco delle principali incisioni vallive.
I detriti colluvio – eluviali possono essere in eteropia con i depositipiroclastici (P), affioranti essenzialmente nelle aree subpianeggianti. Esposizione della successione detritica sono presenti lungo alcune sezioni di scavo presenti in alcune aree urbanizzate

4.4.3.6 Alluvioni antiche (AA) (Olocene)

Le alluvioni antiche (AA) sono presenti lungo il fondovalle del Fiume Irno disposte in terrazzi a quote maggiore rispetto a quelle dell'attuale corso d'acqua. Sono caratterizzate dalla presenza di depositi essenzialmente ghiaiosi e sabbioso – limosi. Non sono interessate direttamente dal tracciato in progetto

4.4.3.7 Alluvioni attuali e recenti (AR) (Attuale).

Le alluvioni attuali (AR) si riscontrano lungo i fondovalle del Fiume Irno e del Torrente Solofrana e dei loro principali affluenti. Si tratta di depositi incoerenti sabbioso – limosi alternati a livelli ghiaiosi. Il loro spessore massimo non supera i 10 m.

4.4.3.8 Terreni di riporto e rilevati (R)

I terreni di riporto e rilevati (R) sono stati individuati lungo la sede stradale attuale e in prossimità delle aree di cava. Si tratta di un detrito etero metrico ed eterogeneo a struttura caotica utilizzato per effettuare riempimenti o colmate o per realizzare infrastrutture.

4.5 Idrogeologia

4.5.1 Introduzione

Lo studio dell'idrogeologia dell'area interessata dal tracciato della strada in progetto ha evidenziato i principali caratteri idrogeologici dei terreni. La costruzione della relativa Carta Idrogeologica è stata elaborata attraverso una procedura che ha seguito, nelle linee generali, le metodiche indicate dal Quaderno n°5 del Sevizio Geologico Nazionale "Carta Idrogeologica d'Italia – Guida al Rilevamento e alla rappresentazione". In particolare, dalle diverse tavole previste dalla Guida n°5, è stata elaborata la Tavola della Carta Idrogeologica dove i complessi idrogeologici sono stati distinti in funzione del loro grado di permeabilità.
Nello schema proposto i terreni sono stati suddivisi in 5 complessi idrogeologici. Un Complesso Idrogeologico può essere definito come l'insieme di termini litologici simili, aventi una comprovata unità spaziale e giaciturale, un tipo di permeabilità prevalente in comune e un grado di permeabilità relativa che si mantiene in un campo di variabilità piuttosto ristretto (Civita, 1973).
La differenziazione tra un complesso e l'altro è data dal grado di permeabilità relativa, indipendentemente dal tipo. Sono stati previsti tre gradi di permeabilità relativa definiti tenendo conto sia di parametri statistici sia del confronto con gli altri complessi adiacenti. Nella classificazione proposta il grado di permeabilità è stato suddiviso in Alto, Medio e Basso e assegnato suddividendo i diversi complessi per tipologia di permeabilità prevalente tra Complessi dotati di permeabilità primaria (per porosità) prevalente e Complessi dotati di permeabilità secondaria (per fessurazione) prevalente.

4.5.2 Complessi idrogeologici

4.5.2.1 Complesso alluvionale

Comprende i depositi attuali, recenti e terrazzati, e i disposti di conoide alluvionale. Sono caratterizzati da sedimenti ghiaiosi, sabbiosi e pelitici di piana alluvionale e piana intramontane. Il grado di permeabilità di questo complesso varia da medio, nei terreni ghiaiosi e sabbiosi, a basso nei sedimenti pelitici. Questo complesso idrogeologico può essere sede di modeste e temporanee falde idriche sotterranee.

4.5.2.2 Complesso detritico

Comprende i depositi di conoide di versante e di falda, presenti soprattutto lungo la fascia pedemontana. E' costituito da sabbie e ghiaie in matrice limo – sabbiosa con livelli piroclastici rimaneggiati o da sabbie e limi in matrice argillosa e da detrito calcareo. Lo spessore varia generalmente da pochi a qualche decina di metri. Il tipo di permeabilità è normalmente per porosità e il grado è di norma medio; localmente esso può raggiungere valori elevati in corrispondenza delle ghiaie e/o conglomerati, e valori bassi laddove prevalgono i livelli pelitici o pelitico - sabbiosi. Il complesso è a luoghi sede di modeste e temporanee falde idriche sotterranee.

4.5.2.3 Complesso piroclastico

E' caratterizzato dai depositi piroclastici, costituiti da una successioni discontinue fini con ceneri, pomici e scorie e di sabbie vulcaniche alternate a sabbie e sabbie ghiaiose di origine alluvionale. Il tipo di permeabilità è per porosità e presenta valori medio – bassi. In presenza di livelli più sabbiosi e ghiaiosi può essere sede di piccole e temporanee falde idriche sotterranee

4.5.2.4 Complesso dei tufi

Rappresenta la succession dei Tufo Grigio, affiorante nella parte iniziale del tracciato stradale in progetto. Per la presenza di livelli con elementi fini può essere considerato scarsamente permeabile. I livelli più litoidi possono, comunque, presentare una buona permeabilità secondaria per la presenza di fratture che possono agevolare la circolazione idrica.

4.5.2.5 Complesso carbonatico

In questo complesso idrogeologico sono modellate le principali idrostrutture carbonatiche presenti nell'area indagata. Questo complesso è costituito dalle successioni calcareo - dolomitiche triassico della Successione M.te Tobenna – M.ti Lattari. I depositi sono dotati di un alto indice di fessurazione e di un carsismo superficiale ed ipogeo diffuso e pervasivo. Le rocce più dolomitiche sono costituite da dolomie e dolomie calcaree ben stratificate e in varia misura fessurate; la porzione calcarea è rappresentata da calcari e calcari dolomitici molto fratturati, stratificati e a luoghi anche intensamente carsificati. Nelle rocce carbonatiche la densità di fessurazione varia da un grado alto ad un grado medio.
Questo complesso idrogeologico appartiene all'idrostrutture M.te Accellica-M.ti Licinici-M.ti Mai, che si estende a est rispetto all'area di studio. Appartiene, in particolare, alla sub struttura dei M.ti Mai (Note illustrativa carta geologica - foglio 467 Salerno) che vede come limite occidentale la faglia trascorrente dell'Irno. Uno dei recapiti principali della circolazione idrica sotterranea è rappresentato dal gruppo sorgivo di Cologna (Q minima di circa 0.4 m3/s) localizzato a N di Salerno, nel Comune di Pellizzano. A ovest del Fiume Irno è presente l'idrostruttura dei Monti di Salerno, drenato dalla galleria ferroviaria di "Santa Lucia", che collega Nocera con Salerno.

4.5.3 Falde acquifere

Sulla base della distribuzione dei complessi idrogeologici è possibile distinguere nell'area di studio acquiferi con caratteristiche differenti: acquiferi profondi acquiferi superficiali I primi caratterizzano il complesso carbonatico. Falde acquifere sono presenti nelle succession carbonatiche e, nell'area di studio, rappresentano la falda idrica di base. Questa falda acquifera è alimentata dall'idrostruttura dei M.ti Mai. Lungo tutto il tracciato e nell'intera area di studio non sono state rilevate sorgenti collegate a questo acquifero. E' presente il gruppo sorgivo di Cologna, ubicato nellaomonima località nel Comune di Pellizzano, che, essendo captata, non condiziona l'equilibrio idrogeologico lungo il tracciato stradale in progetto.
Gli acquiferi superficiali possono formarsi essenzialmente nei complessi idrogeologici alluvionali e detritici, possono essere temporanei e limitati in estensione e in spessore. Il monitoraggio piezometrico eseguito a valle della campagna d'indagini realizzata per questo progetto e che verrà illustrato nel capitolo a seguire, ha consentito di individuare una falda all'interno della copertura quaternaria, sia nei detriti che nelle piroclastiti, posta ad una profondità variabile dal piano campagna dai 3 ai 39 m circa.

4.6 Unità geotecniche

I principali litotipi (o unità geotecniche) interessati dalle opere in progetto e quindi oggetto della caratterizzazione geotecnica sono:

- *Riporti antropici:*
  R= Terreno di riporto e rilevato
- *Alluvioni attuali e recenti:*
  AR= Alluvioni attuali e recenti di natura essenzialmente ghiaiosa e sabbioso-limosa;
- *Detriti eluvio-colluviali:*
  DEC/s = Sabbie e limi con matrice argillosa (deposito di versante);
  DEC/g = Ghiaia eterometrica in matrice argillosa (deposito di conoide);
- *Piroclastiti:*
  P= Piroclastiti fini (ceneri e pomici) e sabbie vulcaniche alternate a sabbie e sabbie ghiaiose di origine alluvionale;
- *Tufo Grigio*:
  TG= Deposito semicoerente o sublitoide, cineritico-scoriaceo, grigiastro;
- *Sedimenti di conoidi:*

SCA= Conglomerati poligenici in matrice piroclastica gialla;

- *Successione M.te Tobenna-M.ti Lattari:*
  CD= Dolomie e dolomie calcaree di colore dal grigio chiaro al grigio scuro;
  CM= Calcari marnosi;
  M= Marne ed argille.

4.7 Dati ed indagini

Nell'area di interesse sono state condotte due campagne di indagini, una relativa al Progetto Preliminare (2003) e una nell'ambito del Progetto Definitivo (2020). La campagna del 2003 ha previsto l'esecuzione di 5 sondaggi a carotaggio continuo, in corrispondenza delle principali opere che interessano l'infrastruttura, nei quali sono state effettuate in totale 14 prove SPT, 8 prelievi di campioni indisturbati e sono stati installati 3 piezometri a tubo aperto.

SOND.	Opera di riferimento	L (m)	CR	CI	SPT	Lefranc	Piezometro
S1a	viadotto pk 1+950	30	-	2	3	-	-
S2a	viadotto Cologna pk 2+652	29	-	2	2	-	x
S3a	galleria pk 2+825	10	-	-	3	-	-
S4a	sottovia pk 3+766	30	-	2	3	-	x
S5a	viadotto Fontanafiore pk 5+517	31	-	2	3	-	x

Tabella 17

La campagna del 2020 ha costituito un approfondimento delle indagini in accordo al maggiore livello di dettaglio previsto dal Progetto Definitivo. In totale sono stati eseguiti 21 sondaggi a carotaggio continuo in cui sono state effettuate 129 prove penetrometriche di tipo SPT e 3 prove di permeabilità di tipo Lefranc. Dai sondaggi sono stati prelevati complessivamente 34 campioni indisturbati, 128 campioni rimaneggiati e 5 campioni di roccia; su cui sono state eseguite numerose prove di laboratorio. Inoltre, in 7 fori di sondaggio sono stati installati piezometri a tubo aperto e altri 7 sono stati attrezzati per l'esecuzione di prove geofisiche tipo *down-hole)*.
Un elenco delle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati nelle due campagne di indagine è riportato in Tabella 3 dove per ogni campione analizzato è riportato: profondità di prelievo nel sondaggio, unità geotecnica corrispondente e tipo di prova di laboratorio eseguita.

Sondaggio	Opera di riferimento	L (m)	CR	CI	SPT	Le Franc	Piezometro	Down-Hole
SPD01-PZ	sottovia pk 1+048	20	5	2	5	-	x	-
SPD03-PZ	viadotto pk 1+950	35	7	3	7	-	x	-
SPD04-DH		40	10	1	10	-	-	x
SPD05	opere minori	20	4	2	4	-	-	-
SPD06-DH	viadotto Cologna pk 2+652	40	10	2	10	-	-	x
SPD07		35	3	1	3	-	-	-
SPD08-DH	galleria pk 2+825	30	2		2	-	-	x
SPD09		12	-	-	-	-	-	-
SPD10-PZ	sottovia pk 3+070	30	4	2	4	-	x	-
SPD12-PZ	viadotto Spinacavallo pk 3+950	45	9	3	-	-	-	-
SPD14-DH		45	12	3	-	-	-	-
SPD15-PZ	sottovia pk 4+421	20	5	1	5	x	x	-
SPD16	-	15	5		5	-	-	-
SPD17	viadotto Fontanafiore pk 5+517	30	9	1	9	-	-	-
SPD18-DH		30	9	2	9	-	-	x
SPD19	cavalcavia pk 5+848	20	-	-	-	-	-	-
SPD20-PZ	sottovia pk 6+455	20	5	1	5	x	x	-
S01AMB-PZ		20	6	-	6	-	x	-
SPD21-DH	cavalcavia pk 7+100	40	9	2	9	-	-	x
SPD22-PZ		35	9	2	9	x	x	-
SPD23-DH	cavalcavia pk 7+697	30	6	3	6	-	-	x

Tabella 18

Sond.	Camp.	Prof. (m)	LITOTIPO	TERRE						ROCCIA	
				Granulometria	Pesi di Volume	Limiti di Atterberg	TD	TXCU	TXUU	PLT	UX
SPD01-PZ	CI01	4.50-5.00	TG	x	x	x	x				
	CI02	8.50-9.00	TG	x	x	x	x		x		
	CR01	3.00-3.45	DEC/sl	x							
	CR02	6.00-6.45	TG	x							
	CR03	12.00-12.45	TG	x							
	CR04	15.00-15.45	TG	x							
	CR05	18.00-18.45	TG	x	x	x					
SPD03-PZ	CI01	3.00-3.50	DEC/sl	x	x	x	x				
	CI02	9.50-10.00	DEC/sl	x	x	x	x	x	x		
	CI03	15.00-15.50	DEC/sl	x	x	x	x		x		
	CR01	6.00-6.45	P	x							
	CR02	12.00-12.45	DEC/sl	x							
	CR03	18.00-18.45	DEC/sl	x							
	CR04	21.00-21.45	DEC/sl	x							
	CR05	24.00-24.35	DEC/sl	x							
	CR06	27.00-27.35	DEC/sl	x							
	CR07	33.00-33.25	DEC/sl	x							

Tabella 19

Sond.	Camp.	Prof. (m)	Litotipo	PROVE SU TERRE						ROCCIA	
				Granulometria	Pesi di Volume	Limiti di Atterberg	TD	TXCU	TXUU	PLT	UX
SPD04-DH	CI01	6.00-6.50	DEC/sl	x	x	x	x				
	CR01	3.00-3.45	DEC/sl	x							
	CR02	9.00-9.45	DEC/sl	x							
	CR03	12.00-12.45	DEC/sl	x							
	CR04	15.00-15.45	DEC/sl	x							
	CR05	18.00-18.45	DEC/sl	x							
	CR06	21.00-21.05	DEC/sl	x							
	CR07	24.00-24.45	DEC/sl	x							
	CR08	27.00-27.10	DEC/sl	x							
	CR09	30.00-30.10	M	x							
	CR10	33.00-33.05	M	x							
SPD05	CI01	6.00-6.50	DEC/sl	x	x	x	x	x			
	CI02	9.00-9.50	DEC/sl	x	x	x	x		x		
	CR01	3.00-3.45	R	x							
	CR02	12.00-12.45	DEC/sg	x							
	CR03	15.00-15.10	DEC/sg	x							
	CR04	18.00-18.10	DEC/sg	x							
SPD06-DH	CI01	6.00-6.50	DEC/sl	x	x	x			x		
	CI02	27.00-27.50	DEC/sl	x	x	x	x		x		
	CR01	3.00-3.45	DEC/sl	x							
	CR02	9.00-9.45	DEC/sl	x							
	CR03	12.00-12.45	DEC/sg	x							
	CR04	15.00-15.35	DEC/sg	x							
	CR05	18.00-18.25	DEC/sg	x							
	CR06	21.00-21.45	DEC/sg	x							
	CR07	24.00-24.45	DEC/sl	x							
	CR08	31.00-31.2	DEC/sl	x							
	CR09	34.00-34.45	DEC/sl	x							
	CR10	37.00-37.40	DEC/sl	x							

Tabella 20

Sond.	Camp.	Prof. (m)	Litotipo	PROVE SU TERRE						ROCCIA	
				Granulometria	Pesi di Volume	Limiti di Atterberg	TD	TXCU	TXUU	PLT	UX
SPD07	CI01	11.40-12.00	DEC/sg	x	x	x	x		x		
	CR01	3.00-3.40	R	x							
	CR02	6.00-6.45	DEC/sg	x							
	CR03	9.00-9.45	DEC/sg	x							
	CL	16 circa	CD	x						x	x
	CL	23 circa	CD	x							x
SPD08-DH	CR01	3.00-3.45	R	x							
	CR02	6.00-6.45	R	x							
	CL	7 circa	CD	x							x
	CL	12 circa	CD	x						x	x
SPD09	CL	4 circa	CD	x						x	x
SPD10	CI01	9.00-9.5	DEC/sl	x	x	x	x		x		
	CI02	12-12.5	DEC/sl	x	x	x	x		x		
	CI03	18-18.5	DEC/sl	x	x	x	x				
	CR01	3.00-3.45	P								
	CR02	6.00-6.45	P								
	CR03	15.00-15.45	DEC/l								
	CR04	21.00-21.30	DEC/sg								
SPD12-PZ	CI01	12.0-12.5	DEC/sg	x	x	x					
	CI02	20.0-20.5	DEC/sg	x	x	x	x		x		
	CI03	30.0-30.5	DEC/l	x	x	x	x		x		
	CR01	3.00-3.45	DEC/l								
	CR02	6.00-6.45	DEC/l								
	CR03	9.00-9.45	DEC/sg								
	CR04	15.00-15.45	DEC/l								
	CR05	18.00-18.45	DEC/sg								
	CR06	22.00-22.45	DEC/l								
	CR07	24.00-24.45	DEC/l								
	CR08	27.00-27.45	DEC/l								
	CR09	33.00-33.45	DEC/sg								

Tabella 21

Sond.	Camp.	Prof. (m)	Litotipo	TERRE						ROCCE	
				Granulometria	Pesi di Volume	Limiti di Atterberg	TD	TXCU	TXUU	PLT	UX
SPD14-DH	CI01	4.50-5.00	DEC/sl	x	x	x	x				
	CI02	15.0-15.5	DEC/sl	x	x	x	x		x		
	CI03	26.0-26.5	DEC/sg	x	x	x					
	CR01	3.00-3.45	DEC/sl	x							
	CR02	6.10-6.55	DEC/sl	x							
	CR03	9.00-9.45	DEC/sl	x							
	CR04	12.00-12.45	DEC/sl	x							
	CR05	18.00-18.45	DEC/sg	x							
	CR06	21.00-21.45	DEC/sl	x							
	CR07	24.00-24.45	DEC/sg	x							
	CR08	30.00-30.45	DEC/l	x							
	CR09	33.00-33.45	DEC/sg	x							
	CR10	36.00-36.45	DEC/sl	x							
	CR11	42.00-42.30	DEC/sl	x							
SPD15-PZ	CI01	12-12.5	P	x	x	x	x		x		
	CR01	3.00-3.45	P	x							
	CR02	6.00-6.45	P	x							
	CR03	9.00-9.45	P	x							
	CR04	15.00-15.45	DEC/sl	x							
	CR05	18.00-18.45	DEC/sl	x							
SPD16	CR01	3.00-3.45	DEC/sl	x							
	CR02	6.00-6.45	DEC/sg	x							
	CR03	8.50-8.95	DEC/sg	x							
	CR04	12.00-12.45	DEC/sg	x							
	CR05	14.55-15.00	DEC/sg	x							

Tabella 22

Sond.	Camp.	Prof. (m)	Litotipo	TERRE						ROCCE	
				Granulometria	Pesi di Volume	Limiti di Atterberg	TD	TXCU	TXUU	PLT	UX
SPD17	CI01	12.00-12.50	P	x	x	x	x		x		
	CR01	3.00-3.45	P	x							
	CR02	6.00-6.45	P	x							
	CR03	9.00-9.45	P	x							
	CR04	15.00-15.45	P	x							
	CR05	18.00-18.45	DEC/sl	x							
	CR06	21.00-21.45	DEC/sl	x							
	CR07	24.00-24.45	DEC/sl	x							
	CR08	27.00-27.45	DEC/sl	x							
	CR09	29.55-30.00	DEC/sl	x							
SPD18-DH	CI01	9.10-9.60	P	x	x	x	x				
	CI02	15.00-15.50	P	x	x	x	x		x		
	CI03	27.00-27.50	DEC/sg	x	x	x	x		x		
	CR01	3.00-3.45	P	x							
	CR02	6.00-6.45	P	x							
	CR03	12.00-12.45	P	x							
	CR04	18.00-18.45	DEC/sg	x							
	CR05	21.00-21.45	DEC/sg	x							
	CR06	24.00-24.45	DEC/sg	x							
	CR07	27.50-27.95	DEC/sg	x							
	CR08	30.10-30.55	DEC/sg	x							
	CR09	33.00-33.45	DEC/sg	x							

Tabella 23

Sond.	Camp.	Prof. (m)	Litotipo	TERRE						ROCCE	
				Granulometria	Pesi di Volume	Limiti di Atterberg	TD	TXCU	TXUU	PLT	UX
S01AMB-PZ	CR01	3.00-3.45	DEC/sl	x							
	CR02	6.00-6.45	DEC/sl	x							
	CR03	10.00-10.45	P	x							
	CR04	13.00-13.45	P	x							
	CR05	16.00-16.45	DEC/sl	x							
	CR06	18.00-18.45	DEC/sl	x							
SPD20-PZ	CI01	5.50-6.00	P	x	x	x	x				
	CR01	3.00-3.45	P	x							
	CR02	9.00-9.45	P	x							
	CR03	12.00-12.45	P	x							
	CR04	15.00-15.45	P	x							
	CR05	18.00-18.45	DEC/sl	x							

Tabella 24

Sond.	Camp.	Prof. (m)	Litotipo	TERRE						ROCCE	
				Granulometria	Pesi di Volume	Limiti di Atterberg	TD	TXCU	TXUU	PLT	UX
SPD21-DH	CI01	6.50-7.00	DEC/sl	x	x	x	x				
	CI02	18.00-18.50	DEC/sg	x	x	x	x		x		
	CI03	33.00-33.60	DEC/sl	x	x	x	x				
	CR01	3.00-3.45	DEC/sg	x							
	CR02	9.00-9.45	DEC/sl	x							
	CR03	12.50-12.95	DEC/sg	x							
	CR04	15.00-15.45	DEC/sg	x							
	CR05	21.00-21.45	DEC/sg	x							
	CR06	24.00-24.45	DEC/sg	x							
	CR07	27.00-27.45	DEC/sg	x							
	CR08	30.00-30.45	DEC/sg	x							
	CR09	37.00-37.45	DEC/sl	x							
SPD22-PZ	CI01	3.0-3.5	P	x	x	x	x				
	CI02	14.7-15.2	DEC/sl	x	x	x	x				
	CR01	6.00-6.45	P	x							
	CR02	9.00-9.45	DEC/sg	x							
	CR03	12.00-12.45	DEC/sl	x							
	CR04	18.00-18.45	SCA	x							
	CR05	21.00-21.45	SCA	x							
	CR06	24.00-24.45	SCA	x							
	CR07	27.00-27.45	SCA	x							
	CR08	30.00-30.45	SCA	x							
	CR09	33.00-33.45	SCA	x							

Tabella 25

Sond.	Camp.	Prof. (m)	Litotipo	TERRE						ROCCE	
				Granulometria	Pesi di Volume	Limiti di Atterberg	TD	TXCU	TXUU	PLT	UX
SPD23-DH	CI01	6-6.5	P	x	x	x	x				
	CI02	12-12.5	P	x	x	x	x				
	CI03	18-18.5	DEC/sl	x	x	x	x				
	CR01	3.00-3.45	DEC/sg	x							
	CR02	9.00-9.45	DEC/sg	x							
	CR03	15.00-15.45	P	x							
	CR04	21.00-21.45	DEC/sl	x							
	CR05	24.00-24.45	DEC/sl	x							
	CR06	27.00-27.45	DEC/sl	x							
S1a	CI01	7.60-8.10	P	x	x	x			x		
	CI02	13.50-14.00	DEC/sl	x	x	x	x				
S2a	CI01	6.50-7.00	DEC/sl	x	x	x	x				
	CI02	11.20-11.70	DEC/sl	x	x	x	x				
S4a	CI01	14.50-15.00	P	x	x	x	x				
	CI02	18.00-18.50	DEC/sl	x	x	x			x		
S5a	CI01	23.90-24.00	DEC/sl	x	x	x	x				
	CI02	29.50-30.00	DEC/sl	x	x	x	x				

Tabella 26

Per ulteriori dettagli si rimanda al Documento T00GE00GEORE01_A, ovvero la Relazione geologica, geomorfologica e geoidrogeologica.

4.8 Inquadramento geologico e geotecnico locale del sito della Galleria Cologna

Le due gallerie naturali lungo il loro sviluppo, dal punto di vista geologico e geotecnico, andranno ad intercettare la formazione rocciosa delle Dolomie Calcaree (DC). Ciò è desumibile sia dalla geologica che dai profili geomeccanici delle due gallerie. Nelle figure a seguire si riportano tali profili.

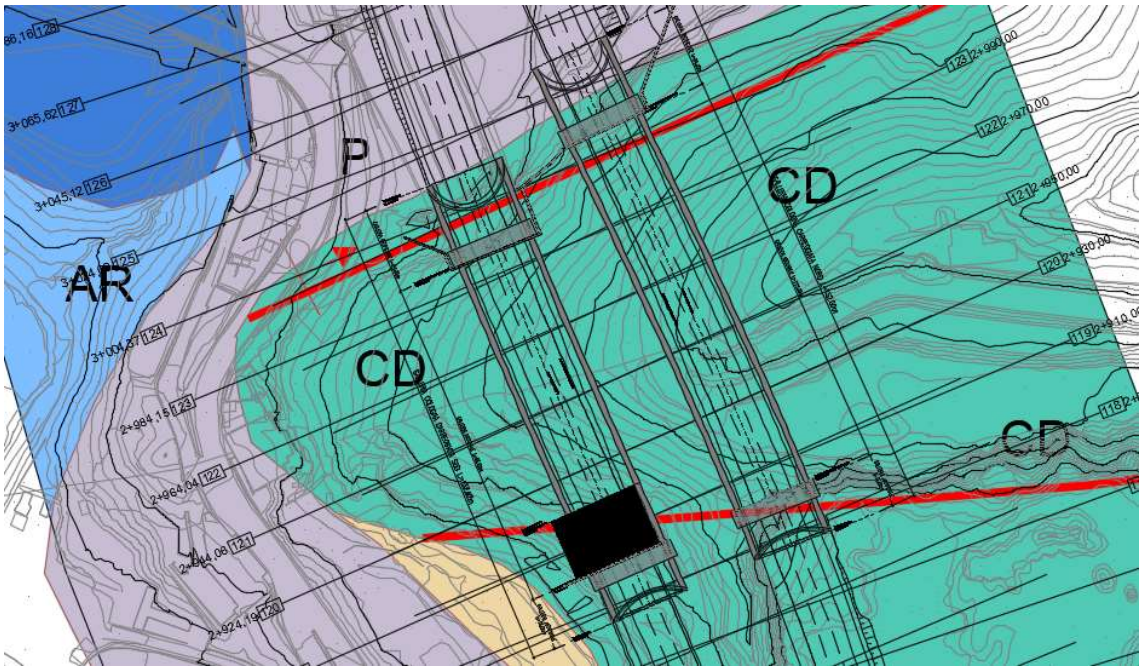


Figura 9 – Carta geologica

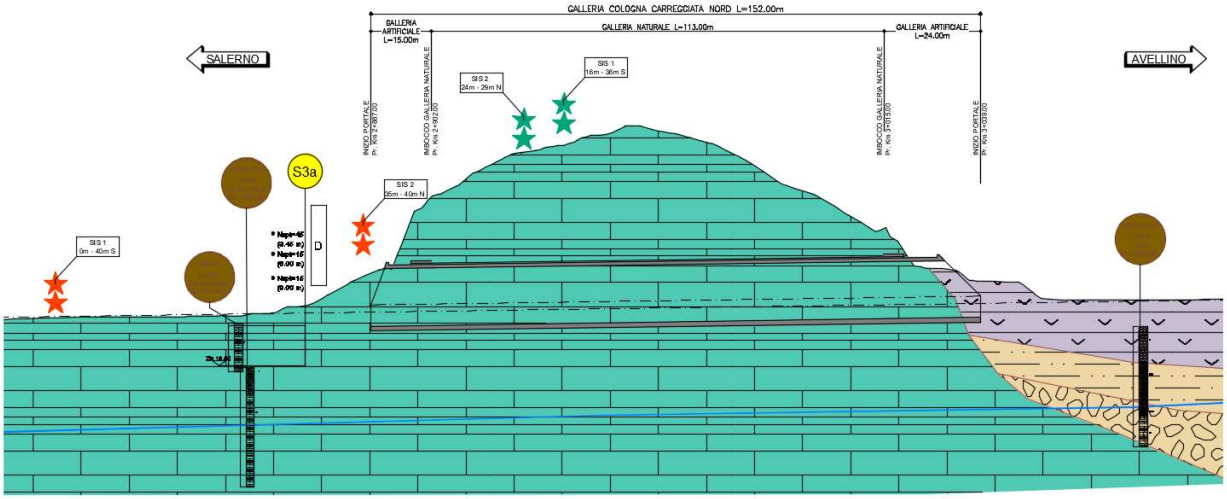


Figura 10 – Profilo geomeccanico carreggiata Nord

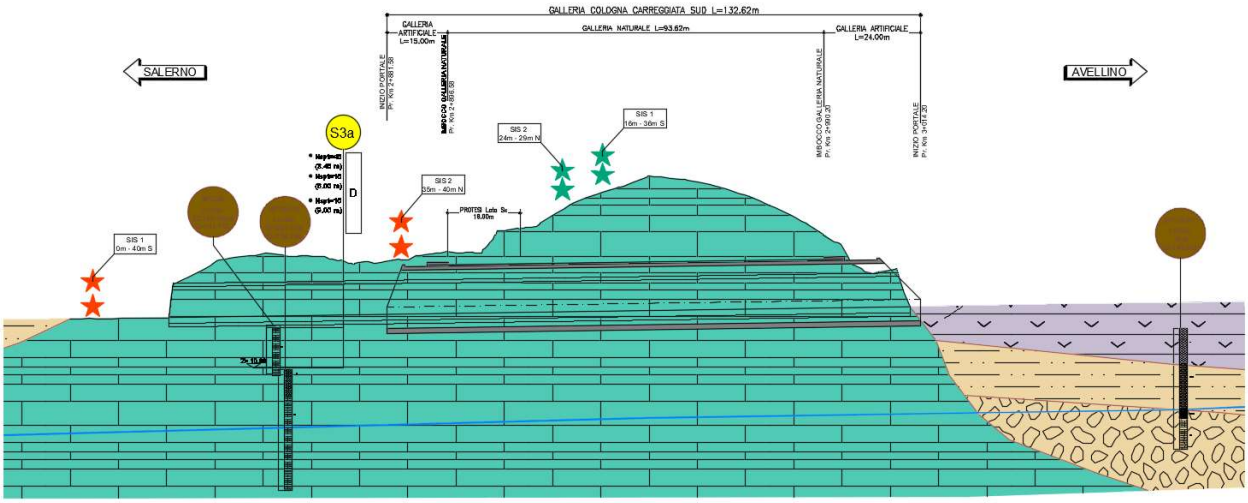


Figura 11 – Profilo geomeccanico carreggiata Sud

La caratterizzazione delle Dolomie calcaree (CD) è stata effettuata secondo l'approccio della meccanica delle rocce, partendo quindi dalla valutazione delle caratteristiche di resistenza e deformabilità del materiale roccioso intatto per poi passare alla scala dell'ammasso per stimare i "valori operativi" dei parametri geotecnici.

4.9 Indagini e prove effettuate

In corrispondenza della galleria sono stati eseguiti i sondaggi SPD8-DH (attrezzato per l'esecuzione di una prova down-hole) e SPD09. A questi si aggiunge il sondaggio SPD07, eseguito in corrispondenza dell'adiacente viadotto Cologna (viadotto n. 2), che nella parte inferiore ha intercettato i calcari CD. All'interno dei sondaggi sono stati prelevati 5 campioni sui quali sono stati eseguite le seguenti prove di laboratorio per la caratterizzazione del materiale roccioso intatto:

- N. 5 prove di compressione uniassiale;
- N. 3 determinazioni del modulo elastico (da prove uniassiali);
- N. 3 prove di carico puntuale "Point Load Test".

Le caratteristiche di qualità dell'ammasso roccioso sono state valutate dai risultati dei rilievi geomeccanici eseguiti su 20 stendimenti effettuati nella cava adiacente alle gallerie (pk= 2+860÷3+090).
Si riportano nelle immagini a seguire le cassette dei sondaggi riportati.

4.9.1 SDP07

SONDAGGIO: SPD07

Postazione sulla verticale

Figura 12

Cassetta n° 1: da 0.00 m a 5.00 m

Figura 13

Cassetta n° 2: da 5.00 m a 10.00 m

Figura 14

Cassetta n° 3: da 10.00 m a 15.00 m

Figura 15

Cassetta n° 4: da 15.00 m a 20.00 m

Figura 16

Cassetta n° 5: da 20.00 m a 25.00 m

Figura 17

Cassetta n° 6: da 25.00 m a 30.00 m

Figura 18

Cassetta n° 7: da 30.00 m a 35.00 m

Figura 19

4.9.2 SDP08-DH

SONDAGGIO: SPD08-DH

Postazione sulla verticale

Figura 20

Cassetta n° 1: da 0.00 m a 5.00 m

Figura 21

Cassetta n° 2: da 5.00 m a 10.00 m

Figura 22

Cassetta n° 3: da 10.00 m a 15.00 m

Figura 23

Cassetta n° 4: da 15.00 m a 20.00 m

Figura 24

Cassetta n° 5: da 20.00 m a 25.00 m

Figura 25

Cassetta n° 6: da 25.00 m a 30.00 m

Figura 26

4.9.3 SDP09

SONDAGGIO: SPD09

Postazione sulla verticale

Figura 27

Cassetta n° 1: da 0.00 m a 5.00 m

Figura 28

Cassetta n° 2: da 5.00 m a 10.00 m

Figura 29

Cassetta n° 3: da 10.00 m a 15.00 m

Figura 30

4.10 Idrogeologia e livello della falda

Con riferimento a quanto riportato nel Documento T00GE00GEORE01, lo studio idrogeologico eseguito non ha evidenziato la presenza di una falda acquifera a quota galleria. La ricostruzione del profile della falda acquifera, eseguita sulla base del monitoraggio piezometrico, ha individuato la superficie piezometrica a una profondità di circa 20 m dalla quota galleria.
Di conseguenza nelle successive elaborazioni, sia di carattere analitico che di carattere numerico, non si considera la presenza della falda acquifera.

4.11 Caratterizzazione geotecnica delle Dolomie Calcaree (CD)

4.11.1 Caratterizzazione della roccia intatta

Sui campioni litoidi prelevati dai sondaggi sono state effettuate le seguenti prove meccaniche di laboratorio:

- N. 5 prove di compressione uniassiale;
- N. 3 determinazioni del modulo elastico (da prove uniassiali);
- N. 3 prove di carico puntuale "*Point Load Test*".

Nella figura a seguire sono riportati sottoforma di istogrammi di frequenza i risultati delle prove a compressione uniassiale, in termini di resistenza a compressione e modulo elastico tangente al 50% del carico di rottura (Et), con i rispettivi valori medi.

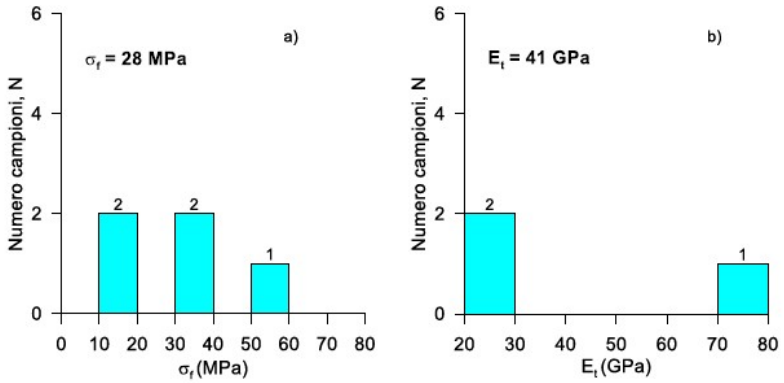


Figura 31

Le prove hanno fornito valori della resistenza a compressione uniassiale variabili tra 11 e 53 MPa, con un valore medio pari a 28 MPa, mentre il modulo tangente è risultato in due prove compreso tra 20 e 30 GPa e in una prova superiore a 70 GPa, per un valore medio di Et=41 GPa.
Secondo la classificazione proposta da Deere & Miller (1966) la roccia è caratterizzata da un alto rapporto di modulo (MR >500). Infatti, il rapporto tra il modulo di Young tangente Et e la resistenza a compressione monoassiale risulta, in media, pari a 750.
Il confronto tra i valori di rigidezza e resistenza determinati dalle prove e la classificazione per rocce sedimentarie proposta da Deere & Miller (1966) è presentata in forma grafica:

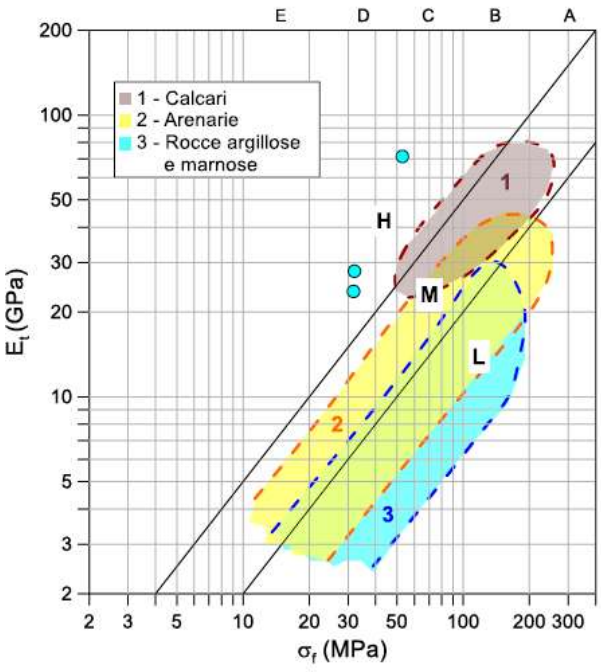


Figura 32

Dalle prove di carico puntuale (Point Load) si è ricavato l'indice di resistenza $I_{S,50}$ da cui, attraverso le seguenti relazioni lineari suggerite dall'ISRM (1985), sono state stimate la resistenza a compressione monoassiale e la resistenza a trazione del materiale:

- $\sigma_t = 0.8 \bullet I_{S,50}$
- $\sigma_f = 20 \bullet I_{S,50}$

I valori di $I_{S,50}$ ottenuti dalle prove e quelli della resistenza a trazione ed a compressione, stimati con le relazioni precedenti, sono riportati nella figura a seguire.

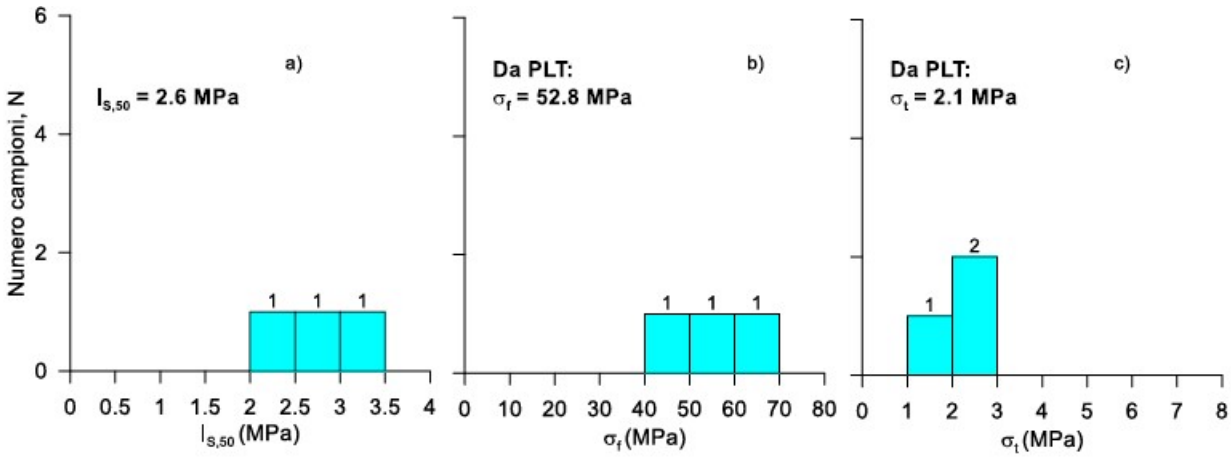


Figura 33

La resistenza a trazione risulta compresa tra 1 e 3 MPa (valore medio 2.1 MPa), mentre la resistenza a compressione monoassiale è in media pari a 52.8 MPa, con valori compresi tra 40 e 70 MPa. Una sintesi dei risultati delle prove meccaniche eseguite sul materiale roccioso è riportata a seguire.
Il valore medio della resistenza a compressione monoassiale, considerando sia i valori ottenuti dalle prove di compressione che quelli ricavati dalle correlazioni con l'indice IS,50, risulta pari a 37.4 MPa.
In Tabella, oltre ai valori di resistenza e rigidezza del materiale (modulo tangente Et), sono riportati anche i valori del coefficiente di Poisson derivanti da tre determinazioni che hanno fornito un valore medio pari a 0.3.

PROVA	$I_{s,50}$	σ_f	σ_t	E_t	ν
	(MPa)	(Mpa)	(Mpa)	(Gpa)	(-)
Compr. UX	-	11.3	-	-	-
Compr. UX	-	12.5	-	-	-
Compr. UX	-	32.06	-	27.92	0.33
Compr. UX	-	31.75	-	23.67	0.44
Compr. UX	-	52.96	-	71.37	0.25
PLT	2.01	40.2	1.6	-	-
PLT	2.72	54.4	2.2	-	-
PLT	3.2	64	2.6	-	-
MEDIA		**37.4**	**2.1**	**41.0**	**0.3**

Tabella 27

I valori di resistenza a rottura, a compressione monoassiale e a trazione, sono stati riportati nel piano delle tensioni principali.

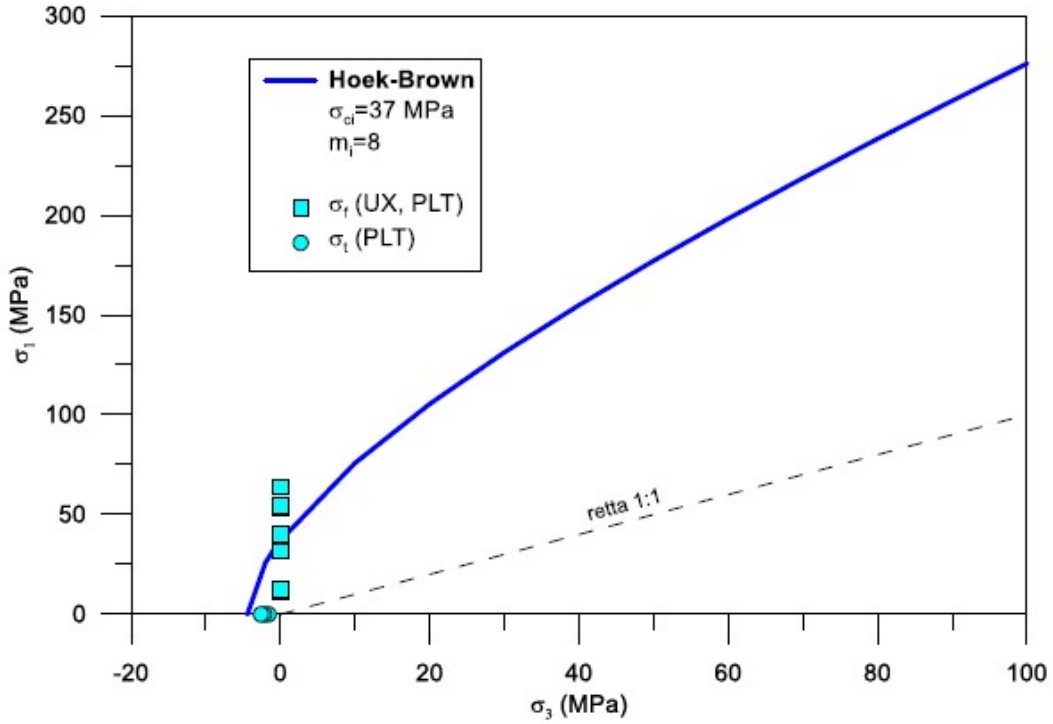


Figura 34

Un criterio di resistenza di Hoek-Brown che rappresenta in maniera soddisfacente queste condizioni è il seguente:

- $\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \cdot \sigma_{ci} \cdot \sigma_3 + \sigma_{ci}{}^2}$

Dove σ_{ci} è pari a 37 MPa e m_i pari a 8,0. Infatti la resistenza a compressione uniassiale del materiale roccioso σ_{ci} è stata posta pari al valore medio delle determinazioni sperimentali (37 MPa).
Per il parametro m_i, non essendo disponibili dati sperimentali da prove triassiali, si è assunto un valore di letteratura tipico per il materiale in esame (voce "calcari" nella Tabella a seguire, da Hoek & Brown 1980).

	σ_{ci} (MPa)	m_i
Marne – Siltiti	10÷60	10 (7÷11)
Arenarie	40÷200	14 (7÷22)
Calcari	50÷200	8 (5.5÷14)
Graniti – Granodioriti	100÷300	28 (26÷32)

Tabella 28

4.11.2 Caratterizzazione dell'ammasso roccioso

Per stimare la resistenza dell'ammasso roccioso si è applicato il metodo introdotto da Hoek et al. (2002), che utilizza l'indice di qualità GSI (*Geological Strength Index*) per convertire il criterio del materiale intatto in un criterio valido per l'ammasso roccioso. Come mostrato in precedenza, i parametri scelti per il criterio di Hoek-Brown del materiale roccioso intatto sono:

- σ_{ci}: 37 MPa
- m_i: 8,0

Il criterio, nella sua forma generalizzata, fornisce la seguente curva di inviluppo a rottura nel piano degli sforzi principali:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \cdot \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Dove:

- σ'_1, σ'_3 sono gli sforzi principali (massima e minima tensione principale efficace);
- σ_{ci} è la resistenza a compressione semplice per un provino standard;
- m_b è un valore ridotto della costante del materiale m_i ed è dato da:

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

- "s" ed "a" sono costanti per l'ammasso roccioso date dalle seguenti relazioni:

$$s = exp\left(\frac{GSI-}{9-3 \cdot D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right)$$

"D" è un fattore che dipende dal grado di disturbo a cui la massa rocciosa è sottoposta dal danneggiamento dell'esplosione e dal rilassamento della tensione. Varia da 0 per masse rocciose in situ indisturbate a 1 per masse rocciose molto disturbate.
Le caratteristiche di qualità dell'ammasso roccioso sono state valutate dai risultati dei rilievi geomeccanici eseguiti su 20 stendimenti effettuati nella cava adiacente alle gallerie (pk= 2+860÷3+090), dai quali risultano un valore minimo di GSI=40 e un valore medio di GSI=55.

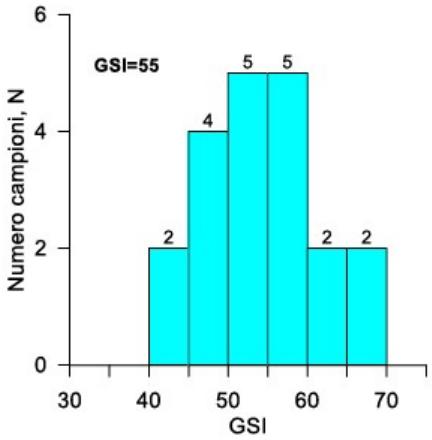


Figura 35

Nel seguito l'ammasso è stato caratterizzato assumendo il valore minimo dell'indice GSI=40 e facendo due ipotesi sul fattore di disturbo: D=0 (disturbo minimo dovuto allo scavo meccanizzato o con esplosioni controllate e D=0.5 (valore cautelativo per considerare presenza di disturbo indotto dallo scavo).

4.11.2.1 Caso 1: GSI=40, D=0:

I parametri del criterio risultano essere i seguenti:

- σ_{ci}= 37 MPa;
- m_b= 0.939;
- GSI=40; D=0;
- a=0.511;
- s=0.0013.

Il criterio è rappresentato nel piano delle tensioni principali, in cui è stata aggiunta anche la sua linearizzazione con il criterio di Mohr-Coulomb.

L'intervallo in cui è stato linearizzato il criterio curvilineo di Hoek-Brown è stato scelto considerando il valore della tensione di confinamento a cui ci si aspetta sia sottoposta la roccia interessata dalle operazioni di scavo.

L'intervallo scelto è compreso tra:

- $\sigma_{3,min}$= σ_t = -0.03 MPa
- $\sigma_{3,max}$= 0.5 MPa.

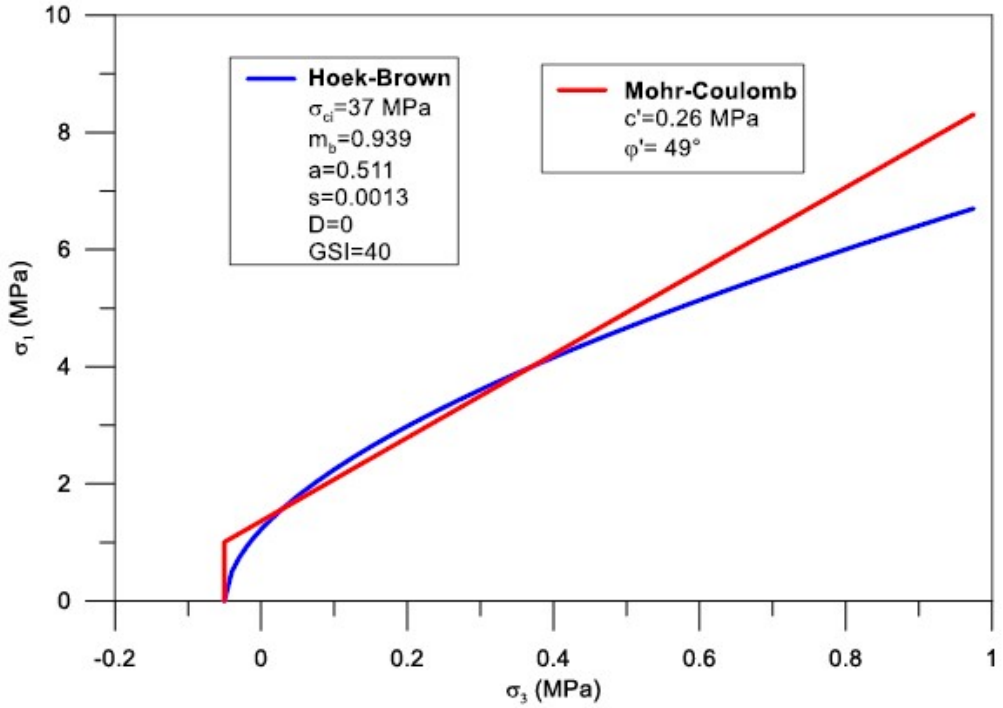


Figura 36

I parametri di resistenza dell'ammasso roccioso in accordo al criterio lineare di Mohr-Coulomb risultano:

- c'=0.26 MPa
- ϕ'= 49°.

Il modulo di rigidezza dell'ammasso Erm è stato calcolato utilizzando la relazione di Hoek & Diederichs (2006) in funzione del modulo elastico della roccia intatta Ei, del GSI e del fattore di disturbo D dell'ammasso roccioso:

$$E_{rm} = E_i \cdot \left(0.02 + \frac{1-\frac{D}{2}}{1+e^{((60+15\cdot D-GSI)/11)}}\right) \quad \text{[MPa]}$$

Utilizzando il valore medio del modulo elastico della roccia intatta Ei=41000 MPa determinato sperimentalmente e assumendo il valore minimo GSI=40 e un fattore di disturbo nullo D=0, risulta Erm=6545 MPa.
Il valore ottenuto è stato confrontato con il modulo elastico ottenuto dalla prova *down-hole* effettuata nel foro di sondaggio SPD08-DH.

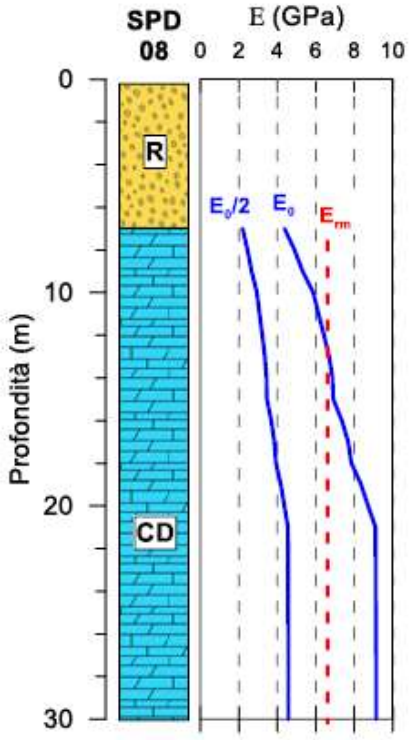


Figura 37

Si può notare che Erm risulta compreso tra il modulo a basse deformazioni E0 ed il valore ottenuto operando una riduzione del 50% (E0/2).
Questo comportamento ècongruente con la maggiore rigidezza del materiale roccioso rispetto alle terre che causa una minore non linearità nel comportamento meccanico del materiale.

4.11.2.2 Caso 2: GSI=40, D=0.5

I parametri del criterio risultano essere i seguenti:

- $\sigma_{ci\ i}$= 37 MPa;
- m_b= 0.459;
- GSI=40;
- D=0.5;
- a=0.511;
- s=0.0003.

L'intervallo in cui è stato linearizzato il criterio curvilineo di Hoek-Brown è stato scelto considerando il valore della tensione di confinamento a cui ci si aspetta sia sottoposta la roccia interessata dalle operazioni di scavo.
L'intervallo scelto è compreso tra:

- $\sigma_{3,min}$= σ_t = -0.03 MPa
- $\sigma_{3,max}$= 0.5 MPa.

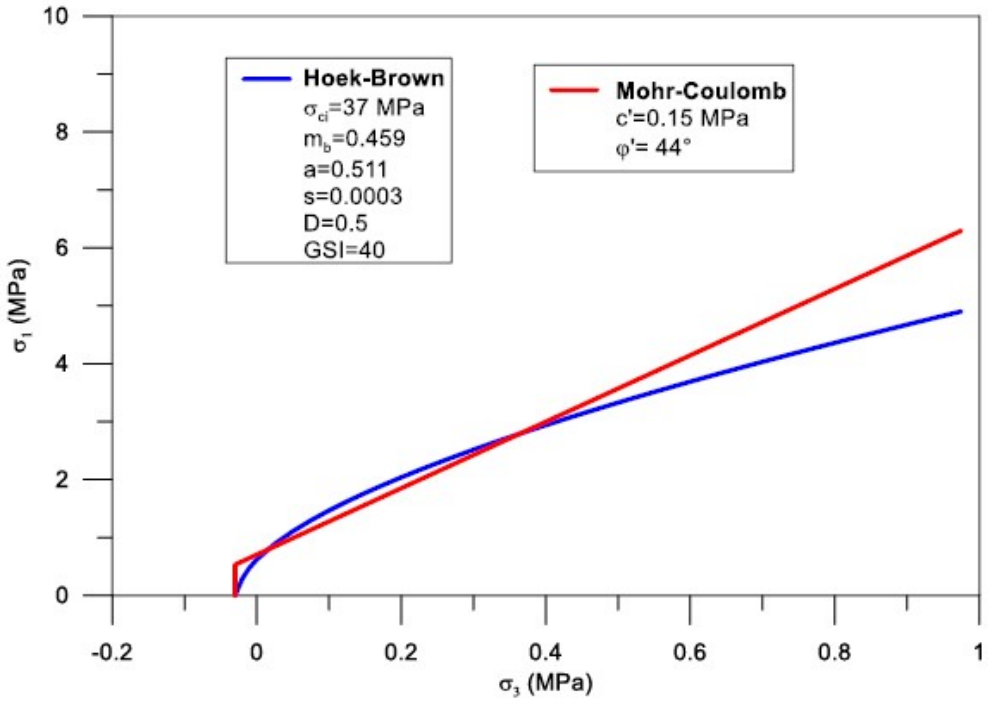


Figura 38

I parametri di resistenza dell'ammasso roccioso in accordo al criterio lineare di Mohr-Coulomb risultano:

- c'= 0.15 MPa
- φ' = 44°

Per quanto riguarda Il modulo di rigidezza dell'ammasso roccioso, utilizzando Ei=41000 MPa per la roccia intatta e assumendo GSI=40 e D=0.5, la relazione di Hoek & Diederichs (2006) fornisce Erm=3152 MPa.
La caratterizzazione dell'unità CD si chiude con alcune considerazioni sulle caratteristiche geometriche delle famiglie di discontinuità che interessano l'ammasso roccioso.
Sulla base dei dati disponibili dai rilievi geomeccanici effettuati sull'affioramento adiacente alle gallerie, sono state individuate le principali famiglie di discontinuità in base alla inclinazione e immersione.
Le discontinuità individuate sui 20 stendimenti (ST03-ST22) sono state suddivise in 5 famiglie (F1, F2, F3, F4, S), di cui S associata ai giunti di stratificazione.
Nella tabella a seguire sono elencate le giaciture di tutte le discontinuità suddivise in base alla famiglia di appartenenza individuata e le giaciture medie di ogni famiglia.
Le ciclografie medie delle famiglie di discontinuità sono infine rappresentate nella figura seguente sul reticolo stereografico.

Famiglia (F1)		Famiglia (F2)		Famiglia (F3)		Famiglia (F4)		Giunti di stratificazione (S)	
ψ	α	ψ	α	ψ	α	ψ	α	ψ	α
(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)
240	58	147	71	323	71	29	51	358	15
230	71	137	80	259	82	51	71	349	21
219	67	144	67	328	80	61	67	334	19
216	99	124	74	296	84	52	66	308	11
205	65	137	77	302	81	48	76	300	19
229	70	143	75	331	90	62	83	15	17
244	77	139	63	295	74	91	59	9	14
222	70	118	70			39	86	12	14
275	80	153	78	**MEDIA**	**MEDIA**	64	81	19	9
262	64	154	80	**304**	**80**	51	72	20	29
239	69	186	84			50	77	20	21
242	78	105	77			29	72	12	23
198	62	165	75			31	85	51	12
278	70							24	14
199	64	**MEDIA**	**MEDIA**			**MEDIA**	**MEDIA**	88	17
284	78	**144**	**75**			**51**	**73**	67	21
MEDIA	**MEDIA**							**MEDIA**	**MEDIA**
235	**71**							**357**	**18**

Tabella 29

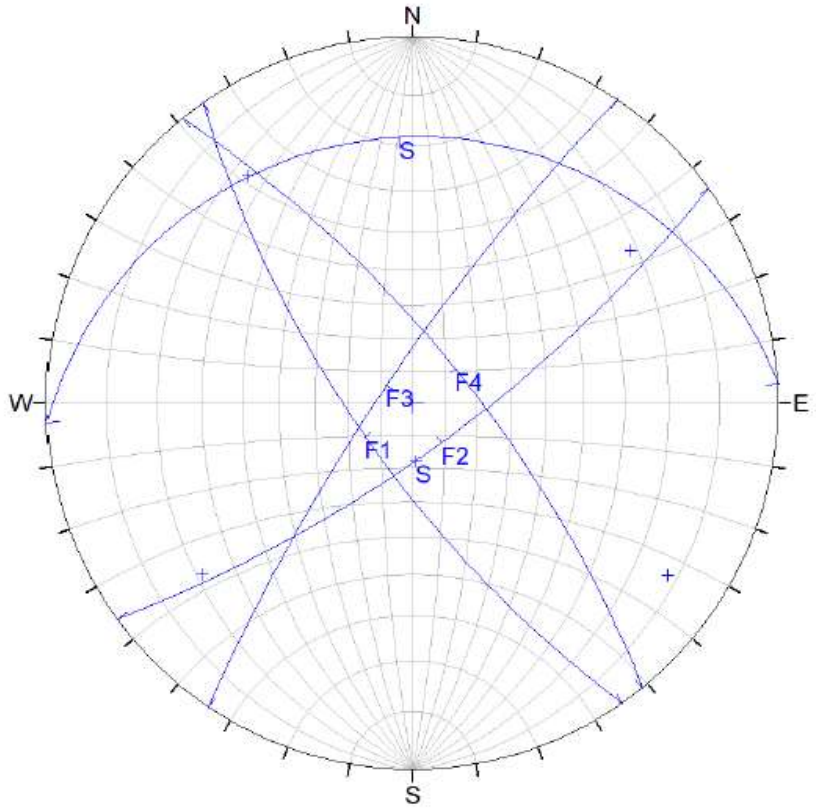


Figura 39

4.12 Calibrazione dei parametri geotecnici di progetto

Ai fini del calcoli strutturali delle gallerie naturali, come sarà anche evidenziato negli specifici paragrafi, sono state considerate due calibrazioni di calcolo per quanto concerne i parametri meccanici delle Dolomie Calcaree (DC).
Per la calibrazione di "Upper Bound", contraddistinta dai parametri geotecnici maggiori, sono stati considerati i seguenti valori:

- Peso di volume Y = 26,5 kN/m3
- Coesione c' = 250 kPa
- Angolo di attrito φ' = 49°
- Modulo di deformabilità E' = 6000 MPa

Per la calibrazione di "Lower Bound", contraddistinta dai parametri geotecnici maggiori, sono stati considerati i seguenti valori:

- Peso di volume Y = 26,5 kN/m3
- Coesione c' = 150 kPa
- Angolo di attrito φ' = 44°
- Modulo di deformabilità E' = 3000 MPa

5 PROGETTO DELLE OPERE CIVILI

5.1 Imbocchi

Le opere di imbocco in esame, relative alla Galleria Cologna, sono ubicate nel territorio del Comune di Pellizzano. Le area di imbocco si impostano su versanti contraddistinti da pendenze variabili e che quindi necessitano di interventi diversi.
La posizione delle opere di imbocco è stata scelta in maniera tale da avere una copertura minima per consentire la realizzazione delle opere di consolidamento necessarie all'attacco in naturale, laddove possibile.

5.2 Lato Salerno

Per quanto concerne gli imbocchi lato Salerno, per le due carreggiate sono previste soluzioni progettuali diverse.
La carreggiata Nord, di nuova costruzione, interesserà direttamente l'ammasso roccioso costituito da Dolomie Calcaree (DC); di conseguenza, preliminarmente alla realizzazione dei primi campi di scavo, è prevista una sistemazione del versante costituita dalle seguenti fasi:

- Sbancamento del versante con pendenza 5:2 fino alla progressiva iniziale del concio di attacco
- Sistemazione della parete frontale di attacco attraverso l'installazione di una rete elettrosaldata ϕ8 maglia 10x10 ed uno spessore di spritz beton di 10 cm.
- Realizzazione di un sistema di difesa passiva costituito da chiodi iniettati con maglia 3x3 m disposti a quinconce

Eseguite tali fasi verrà realizzazione la dima ed a seguire lo scavo e getto del concio di attacco.

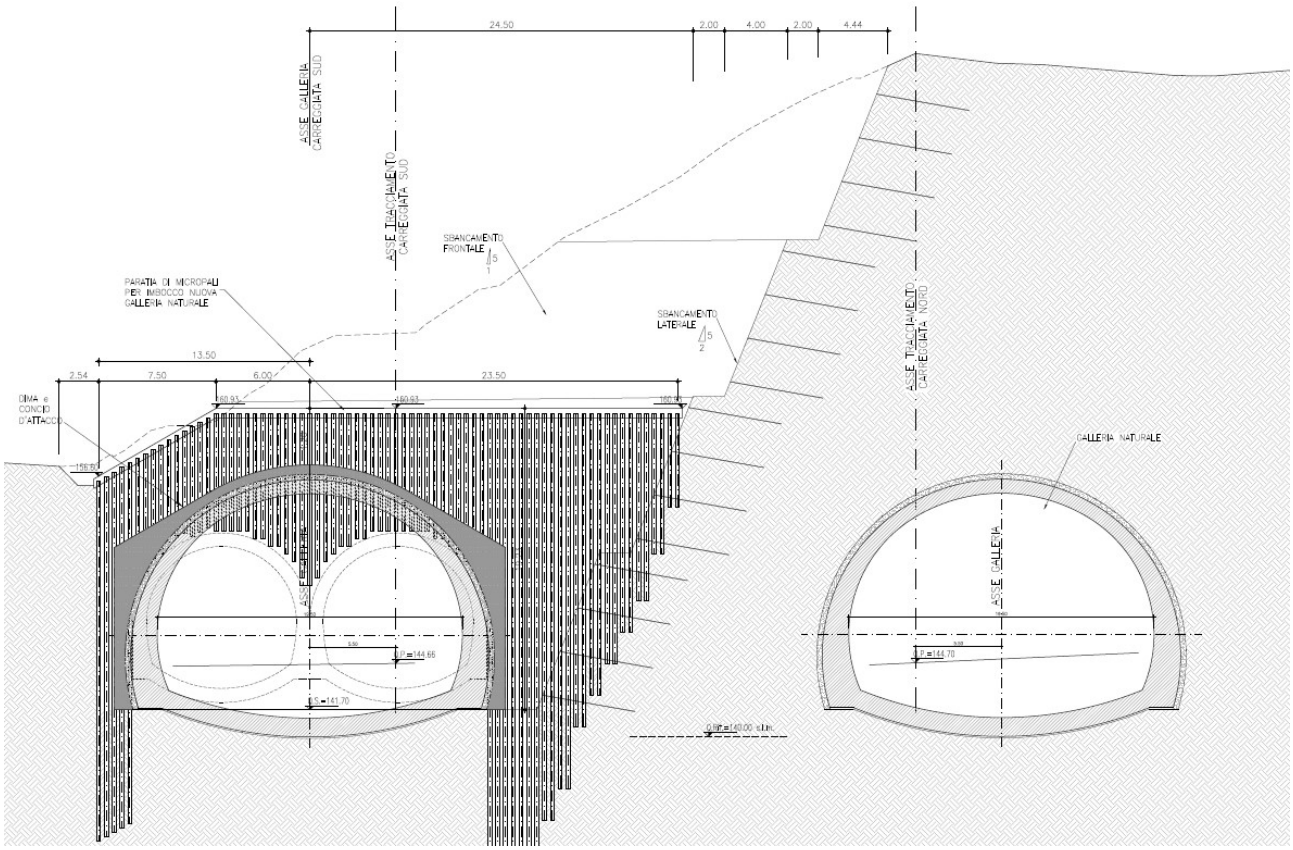


Figura 40

La carreggiata Sud prevede la demolizione delle due gallerie esistenti, e la realizzazione di una nuova galleria in allargamento a singolo fornice. Tali operazioni verranno effettuate una volta ultimati i lavori nella carreggiata Nord e spostato il traffico in esercizio su tale carreggiata.
Preliminarmente allo scavo della galleria in naturale è prevista la realizzazione di una paratia di micropali contrastata da più ordini di tiranti.
Eseguite tali fasi verrà realizzazione la dima ed a seguire gli interventi necessari per lo scavo e getto del concio di attacco.

5.3 **Lato Avellino**

Per quanto concerne gli imbocchi lato Avellino, per le due carreggiate è prevista la realizzazione di una paratia di micropali multitirantata.

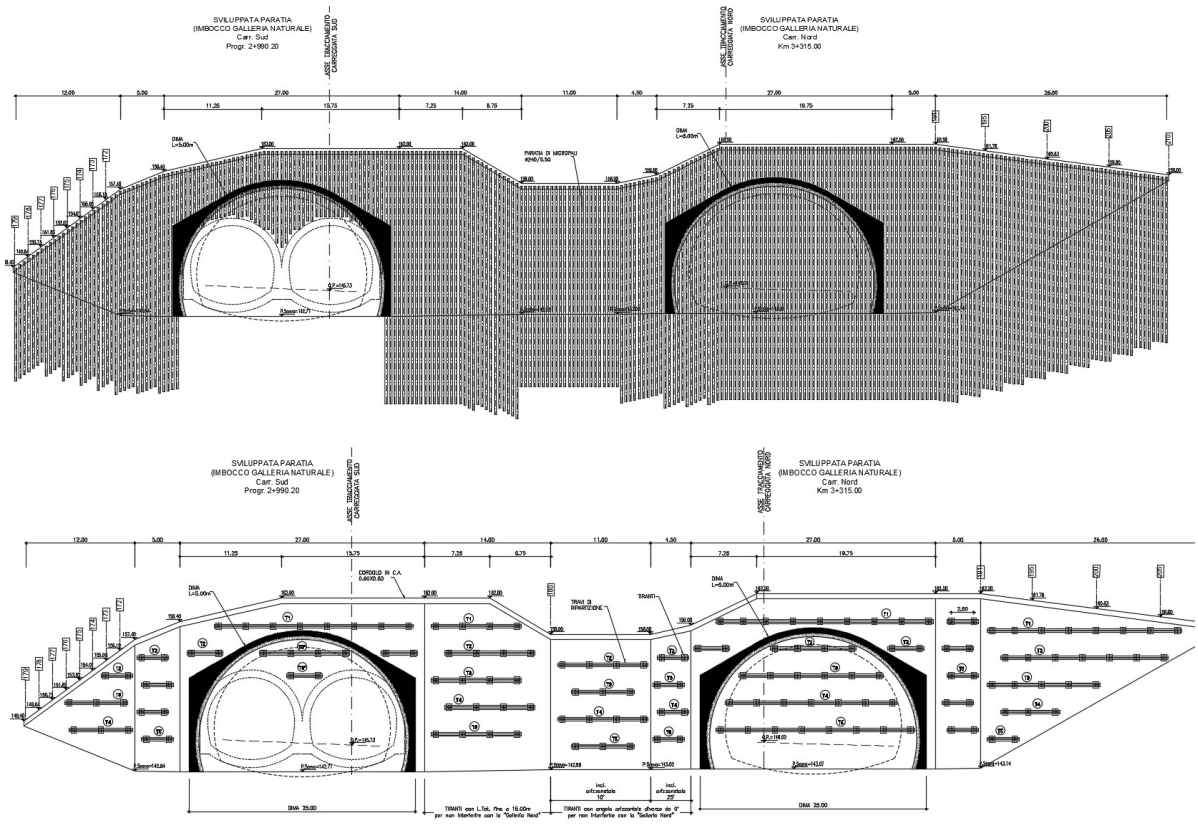


Figura 41

Con riferimento alla sua sviluppata, la paratia sarà costituita da diversi tratti di lunghezza e orientazione diversa, i quali saranno realizzati in fasi di lavorazioni diverse; preliminarmente verranno realizzati i tratti relativi all'imbocco della carreggiata Nord, in rosso. Successivamente, a lavori ultimati in tale carreggiata, verranno eseguiti i tratti per il sostegno dell'imbocco della carreggiata Sud, in verde.

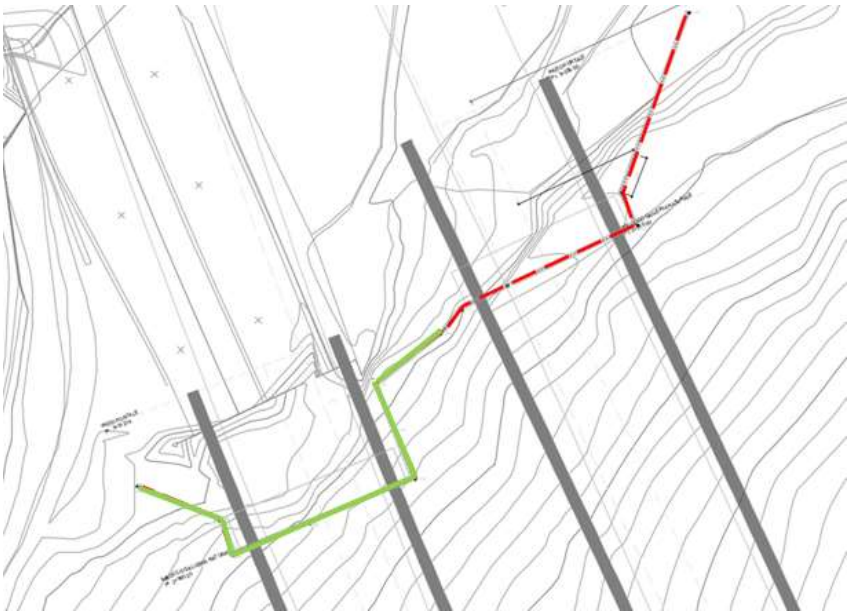


Figura 42

Nel dettaglio la carreggiata Nord, di nuova costruzione, prevede la realizzazione di un paratia di micropali tirantati di diametro ϕ240 e lunghezza massima pari a 29 m, ad interasse 0,50 m. Tali micropali sono armati con tubolari ϕ177.8 di spessore 14.2 mm.
I tiranti saranno realizzati a 1,5 m dalla sommità dei micropali, ad interasse 3.0 m, realizzati con tecnologia IRS. Tali tiranti prevedono una pretensione di 400 kPa. Geometricamente hanno un inclinazione rispetto all'orizzontale di 5°. Il tratto libero in acciaio ha lunghezza pari a 10.5 m, il tratto iniettato ha lunghezza di 9.5 m, per un totale di 20 m di lunghezza complessiva.
Per la realizzazione della paratia, nel tratto posto in prossimità dell'imbocco, si prevedono le seguenti fasi operative:

- Esecuzione sbancamenti ai fini del raggiungimento della quota di installazione della paratia di micropali tirantata;
- Realizzazione dei micropali;
- Scavo di ribasso di 2.50 m, fino a circa 50 cm al di sotto della quota di posizionamento del primo ordine di tiranti;
- Messa in opera del primo ordine di tiranti e pretensione di 400 kPa;
- Scavo di ribasso di 3.00 m, fino a circa 50 cm al di sotto della quota di posizionamento del secondo ordine di tiranti;
- Messa in opera del secondo ordine di tiranti e pretensione di 400 kPa;
- Scavo di ribasso di 3.00 m, fino a circa 50 cm al di sotto della quota di posizionamento del terzo ordine di tiranti;
- Messa in opera del terzo ordine di tiranti e pretensione di 400 kPa;
- Scavo di ribasso di 3.00 m, fino a circa 50 cm al di sotto della quota di posizionamento del quarto ordine di tiranti;
- Messa in opera del quarto ordine di tiranti e pretensione di 400 kPa;

- Scavo di ribasso di 3.00 m, fino a circa 50 cm al di sotto della quota di posizionamento del quinto ordine di tiranti;
- Messa in opera del quinto ordine di tiranti e pretensione di 400 kPa;
- Scavo finale;
- Approfondimento finale dello scavo di 0,5 m

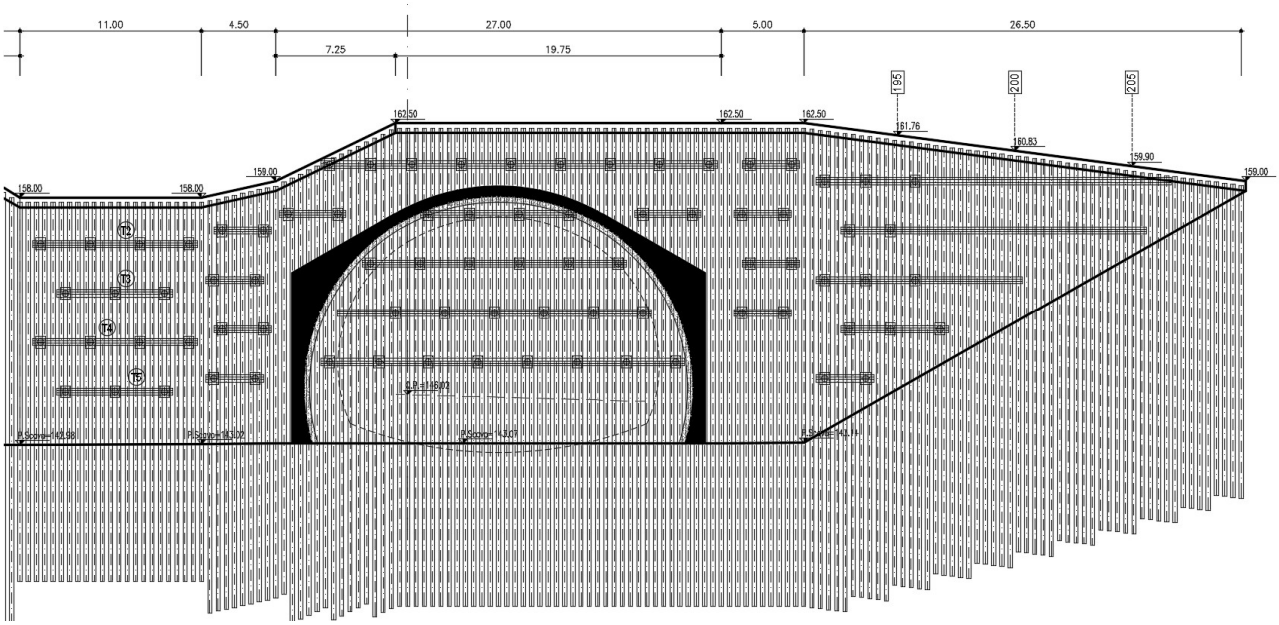


Figura 43

La carreggiata Sud, in allargamento, prevede la realizzazione di un paratia di micropali tirantati di diametro ϕ240 e lunghezza massima pari a 29 m, ad interasse 0,50 m. Tali micropali sono armati con tubolari ϕ177.8 di spessore 14.2 mm.
I tiranti saranno realizzati a 1,5 m dalla sommità dei micropali, ad interasse 3.0 m, realizzati con tecnologia IRS. Tali tiranti prevedono una pretensione di 400 kPa. Geometricamente hanno un inclinazione rispetto all'orizzontale di 5°. Il tratto libero in acciaio ha lunghezza pari a 10.5 m, il tratto iniettato ha lunghezza di 9.5 m, per un totale di 20 m di lunghezza complessiva.
Nei tratti di ingombro con il profilo dei due fornici esistenti, i micropali andranno a contratto con l'estradosso della calotta.
Le fasi progettuali si mantengono inalterate rispetto a quanto previsto per la carreggiata Nord.

5.4 Gallerie artificiali

Le gallerie artificiali in progetto, relative alla nuova Galleria Cologna in carreggiata Nord ed all'allargamento della galleria esistente in carreggiata sud, sono ubicate nel territorio del Comune di Pellizzano. L'area di imbocco si imposta su un versante con pendenze variabili che dovrà essere adeguatamente modulato ai fini della realizzazione delle opere.

Per la definizione delle fasi progettuali si rimanda allo specifico elaborato. Nel seguito sono indicate le progressive di progetto delle gallerie artificiali:

Caso	Pk iniziale [km]	Pk finale [km]	Lunghezza [m]
GA Nord – Lato Salerno	2+902	2+887	15.00
GA Sud – Lato Salerno	2+916	2+881	35.00
GA Nord – Lato Avellino	3+015	3+039	24.00
GA Sud – Lato Avellino	2+990	3+014	24.00

Tabella 30

Si riporta la sezione di verifica relativa alla galleria artificiale lato Salerno in carreggiata nord. Tale sezione sarà quella analizzata e verificata in quanto contraddistinta dal ricoprimento maggiore. Le restanti gallerie artificiali in progetto presentano la medesima geometria, ma avendo un rinterro minore risultano essere meno sollecitate sia in termini di carichi verticali, che in termini di spinta statica e dinamica esercitata dal terreno di ricoprimento.

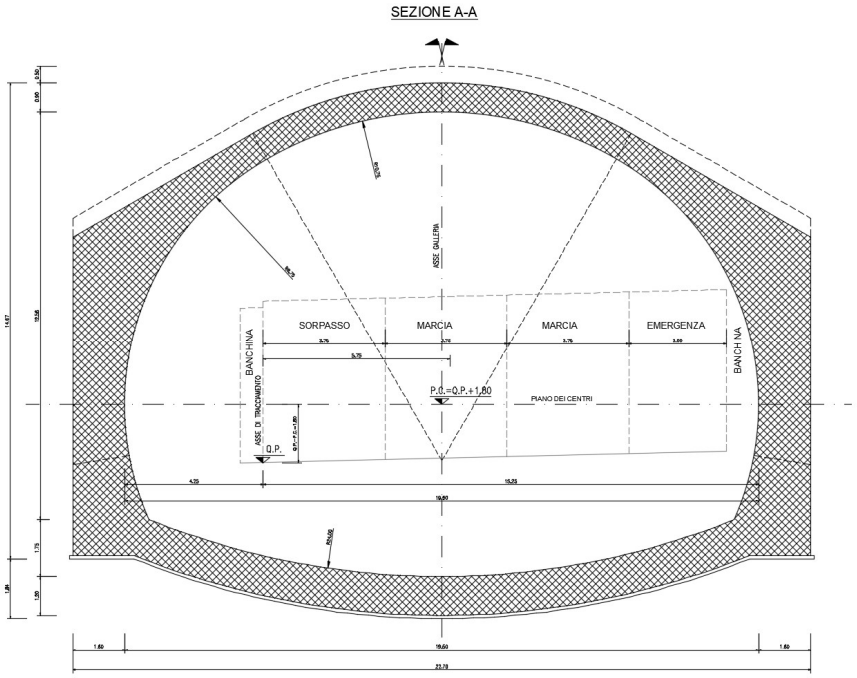


Figura 44

5.5 Gallerie naturali

5.5.1 Analisi del comportamento allo scavo – Fase di Diagnosi

Nel presente capitolo si esamina il comportamento allo scavo del fronte, in funzione delle caratteristiche geomeccaniche degli ammassi e considerate le coperture geostatiche più rappresentative presenti in progetto.

5.5.1.1 Effetto 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 e 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. Infatti, se il nucleo non è costituito da materiale sufficientemente rigido e resistente, tale da mantenere in campo elastico il proprio comportamento tenso-deformativo, si sviluppano fenomeni deformativi e plasticizzazioni rilevanti in avanzamento sul fronte, cui conseguono il detensionamento e il decadimento delle caratteristiche geomeccaniche 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:

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, ed 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 meccanica del materiale al fronte, che non ha più un comportamento di tipo elastico, ma rientra nell'ambito di un comportamento di tipo elasto-plastico. I fenomeni deformativi connessi con la conseguente redistribuzione delle tensioni risultano più accentuati che nel caso precedente, e producono nell'ammasso al fronte una decompressione che porta al superamento della resistenza caratteristica del materiale. Questa decompressione può essere opportunamente controllata e 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 tenso-deformativo potrà evolvere verso situazioni di instabilità del cavo durante le fasi realizzative. Anche in questo caso, il rivestimento definitivo costituirà il margine di sicurezza per il comportamento a lungo termine.

Categoria C: Galleria a fronte instabile.

L'instabilità progressiva del fronte di scavo è attribuibile ad un'accentuarsi 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 una decompressione significativa dell'ammasso al fronte, e portano ad un progressivo e rapido decadimento delle caratteristiche geomeccaniche del materiale. Questo tipo di decompressione più accentuata 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.
Per la determinazione delle categorie di comportamento, occorre prendere in esame le seguenti caratteristiche:

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

5.5.1.2 Analisi delle categorie di comportamento

Nella fase di diagnosi, sulla base degli elementi raccolti nella fase conoscitiva, vengono sviluppate le previsioni sul comportamento deformativo del cavo in assenza di interventi, al fine di giungere all'individuazione di tratte a comportamento omogeneo, suddivise nelle tre categorie di comportamento precedentemente descritte. Gli strumenti adottati per la determinazione del comportamento dell'ammasso allo scavo sono stati due:

- *Metodo delle Linee Caratteristiche;*
- *Analisi di stabilità al fronte mediante il "Metodo di Tamez";*

L'analisi di stabilità al fronte mediante "Metodo di Tamez" risulta utile laddove valori bassi di copertura geostatica sconsiglino l'applicazione del "Metodo delle Linee Caratteristiche"; infatti, venendo a mancare l'ipotesi di base, ovvero che la pressione al contorno del cavo sia di tipo idrostatica, i risultati forniti dal "Metodo delle Linee Caratteristiche" sarebbero poco rappresentativi del reale comportamento dell'ammasso; in questi casi, un'indicazione della stabilità del fronte di scavo a basse coperture può, invece, essere fornita dal Metodo di Tamez che valuta l'equilibrio limite del prisma di terreno potenzialmente instabile in prossimità del fronte; tuttavia questo strumento non fornisce indicazioni sul comportamento deformativo dell'ammasso in prossimità del fronte e quindi non può essere impiegato quale unico strumento per la definizione degli interventi di stabilizzazione da prevedere in avanzamento.
Il "Metodo delle linee caratteristiche" consente di valutare la risposta deformativa del fronte-nucleo d'avanzamento e del cavo nelle ipotesi semplificate di assial-simmetria (galleria circolare e stato di sforzo originario isotropo) ed è pertanto applicabile nel caso di gallerie profonde.
I metodi riportati verranno applicati nelle seguenti analisi solo per valutare il comportamento tenso-deformativo della galleria nuova in costruzione, ovvero la carreggiata Nord.
Per l'allargamento della carreggiata Sud, dato il particolare problema trattato che prevede l'allargamento della sezione a partire da due fornici esistenti, tali metodi basati su forti ipotesi risultano essere poco realistici e di conseguenza si farà riferimento esclusivamente ai risultati delle analisi numeriche riportate nel seguito.

Metodo delle Linee Caratteristiche

5.5.1.2.1.1 Generalità del metodo

Le "linee caratteristiche" di una cavità sono delle curve che legano le pressioni di contenimento, esercitate in senso radiale sul contorno della galleria dalle opere di stabilizzazione, agli spostamenti radiali sul contorno stesso (convergenze). Per ogni galleria si possono determinare due linee caratteristiche principali:

- La linea caratteristica del fronte, valida presso il fronte di scavo, che tiene conto dell'effetto tridimensionale delle tensioni vicino ad esso, e che permette di risalire all'entità della convergenza già subita dalla galleria in corrispondenza del fronte di scavo;
- La linea caratteristica del cavo, valida per qualsiasi sezione sufficientemente lontana dal fronte per la quale lo stato tensionale possa considerarsi piano.

Il Metodo delle Linee Caratteristiche è valido nei casi in cui si ritenga lecito ipotizzare che l'andamento delle sollecitazioni indotte dallo scavo, sotto l'azione delle spinte di montagna, sia di tipo idrostatico; ciò si verifica generalmente per coperture sufficientemente elevati; valori di copertura ridotti conducono a un risultato poco rappresentativo dell'effettivo comportamento dell'ammasso roccioso.

Le Linee Caratteristiche presentate in questo progetto sono quelle basate sul Metodo di Ribacchi.
Sulla base delle elaborazioni effettuate, è possibile esprimere delle considerazioni sul comportamento dell'ammasso allo scavo, con particolare riguardo alla prevedibile entità dei fenomeni deformativi del fronte e del cavo e all'estensione dell'eventuale fascia di materiale al contorno della cavità in cui il livello tensionale supera il limite elastico.
In generale, ove le linee caratteristiche non intersecano per un valore finito l'asse delle deformazioni radiali, la galleria risulta instabile senza adeguati interventi di contenimento. Si possono verificare altresì casi in cui il metodo porta a prevedere deformazioni radiali finite tali da non essere ritenute compatibili con la stabilità e la funzionalità dell'opera, oppure un'estensione della fascia d'ammasso a comportamento plastico non accettabile. Dall'esame dell'andamento della curva caratteristica è possibile quindi definire il comportamento del fronte di scavo come "stabile", "stabile a breve termine", o "instabile".
Si sono costruite le linee caratteristiche relative alle situazioni a diverso comportamento geomeccanico. Il loro andamento, calcolato sulla base dei parametri geomeccanici caratteristici dei materiali attraversati, è riportato nei punti a seguire.

5.5.1.2.1.2 Applicazione del Metodo delle Linee Caratteristiche

L'analisi descritta nel seguito è stata strutturata, dato il campo di applicazione del Metodo delle Linee Caratteristiche, solo per le sezioni contraddistinte dalla copertura maggiore.
In particolare, con riferimento come esposto alla carreggiata Nord di nuova costruzione, è stata individuata a partire dal profilo geomeccanico la sezione a copertura massima:

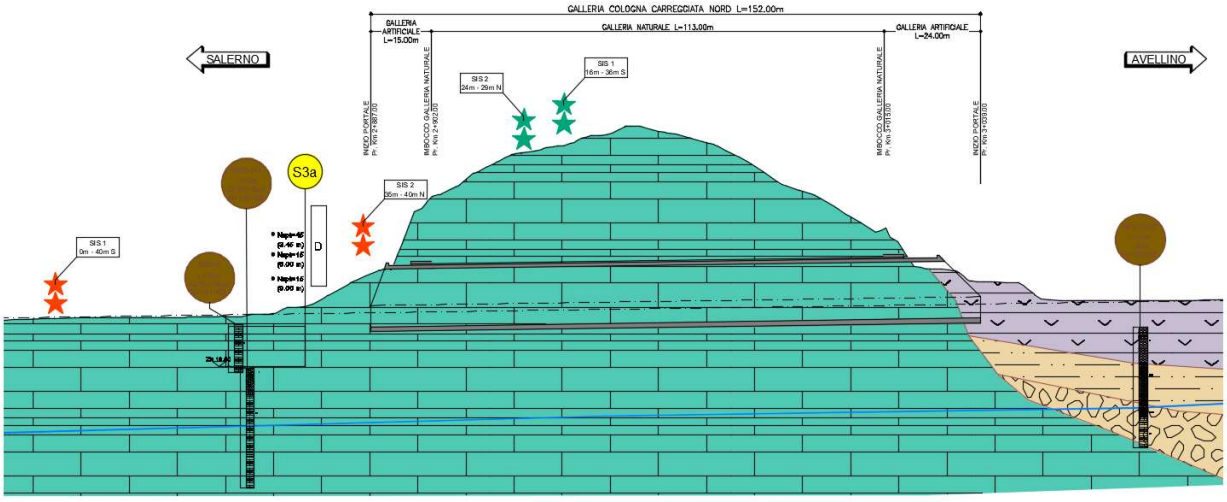


Figura 45 – Profilo geomeccanico carreggiata Nord

In tale sezione sono state calcolate le Linee Caratteristiche con riferimento ai seguenti scenari di calcolo:

- Parametri geotecnici massimi
- Parametri geotecnici minimi

Nella tabella a seguire si riportano i dati di ingresso utilizzati per applicare tale Metodo.

Galleria naturale Nord	Copertura	Diametro	C/D	Y	E'	ϕ'_P	c'_P	ϕ'_R	c'_R	Ψ	σ_0
	[m]	[m]	[-]	[kN/mc]	[MPa]	[°]	[kPa]	[°]	[kPa]	[°]	[kPa]
Max	36	20	1,8	26,5	6000	49	250	39,2	200	24,5	954
Min	36	20	1,8	26,5	3000	44	150	35,2	120	22	954

Tabella 31

Ai fini dell'applicazione del Metodo di Ribacchi sono stati calcolati i parametri residui (pedice "R") considerando un fattore di scala 0.8 rispetto ai parametri di picco (pedice "P").
Il flusso è stato considerato associato e di conseguenza l'angolo di dilatanza Ψ è stato posto pari a $\frac{\varphi'_P}{2}$. Con il termine "σ_o" si intende lo stato tensionale litostatico.
Essendo la galleria di tipo policentrico per il calcolo è stato considerato un diametro equivalente.

Curve Caratteristiche – Parametri geotecnici massimi

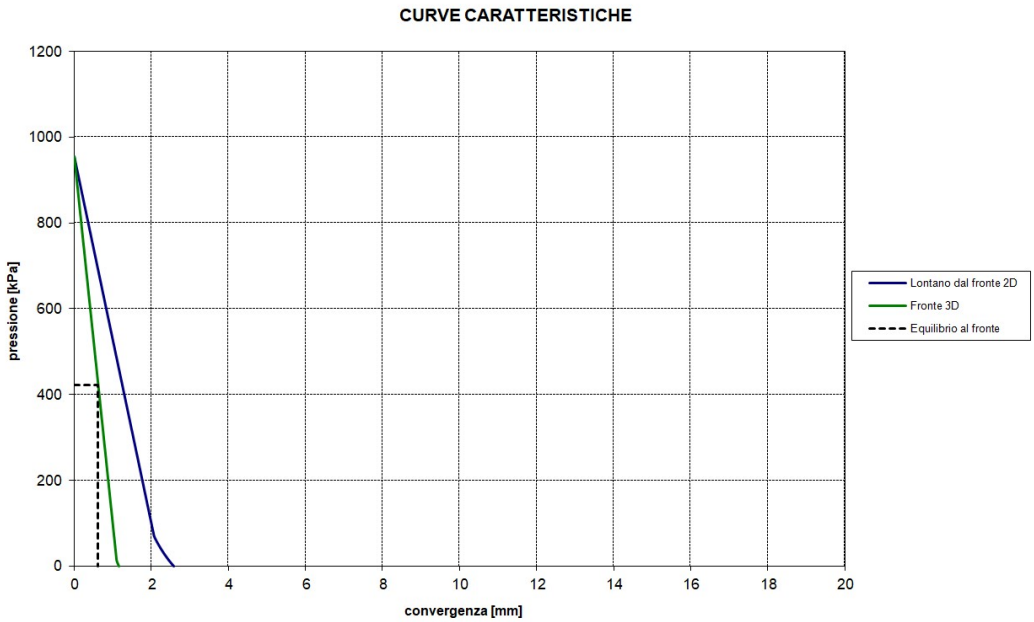


Figura 46

La curva caratteristica del nucleo-fronte interseca la curva caratteristica della cavità al fronte 3D nel primo tratto contraddistinto da un andamento lineare. Il comportamento del cavo è pertanto di tipo A, ovvero stabile.

Curve Caratteristiche – Parametri geotecnici minimi

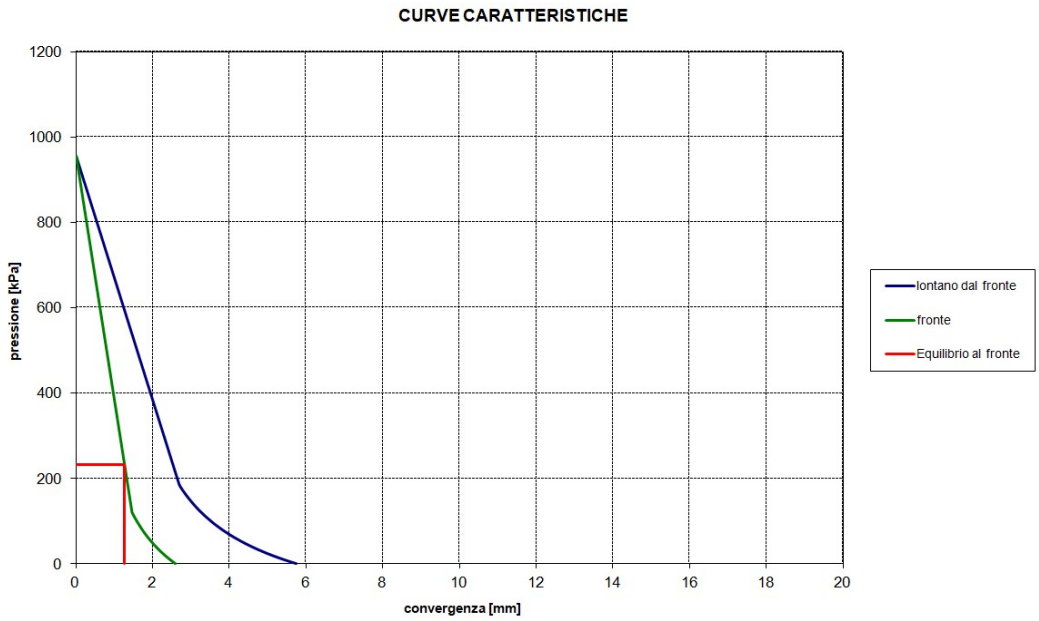


Figura 47

La curva caratteristica del nucleo-fronte interseca la curva caratteristica della cavità al fronte 3D nel primo tratto contraddistinto da un andamento lineare. Il comportamento del cavo è pertanto di tipo A, ovvero stabile.
Nella tabella seguenti si riportano le principali grandezze ottenute con il Metodo delle Linee Caratteristiche per i due scenari di calcolo per la fase di diagnosi.

Scenario di calcolo		**Comportamento Diagnosi**	U equilibrio fronte	Pressione fronte	Raggio Plastico Fronte	Raggio Plastico lontano dal fronte
[-]		**[-]**	[mm]	[kPa]	[m]	[m]
Scenario A	Copertura massima - Parametri massimi	A	0,62	421	10	10
Scenario B	Copertura massima - Parametri minimi	A	1,26	232	10	10

Tabella 32

Come riportato in precedenza il comportamento previsto per la galleria è di tipo stabile ("A"), e non sono previste plasticizzazioni del cavo in quanto il raggio plastico coincide con il raggio equivalente della galleria.

Metodo di Tamez (Equilibrio limite) per le sezioni di scavo a basse coperture

5.5.1.2.1.3 Generalità del metodo

Il metodo di Tamez ipotizza una superficie di rottura che dipende dai parametri caratteristici del terreno stesso, e che viene schematizzata attraverso tre prismi (cfr. Cornejo "*El fenomeno de la inestabilidad del frente de excavation y su repercusion en la construccion de tuneles*", tratto da Tunnels and Water 1968 Balkema).
Il metodo determina le 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 delle forze agenti su quelle resistenti fornisce un coefficiente di sicurezza denominato FSF (face security factor) e funzione delle caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso, rispetto alla stabilità del fronte:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2\cdot(\tau_{m2}-\tau_{m3})}{\left(1+\frac{a}{l}\right)^2}+2\cdot\tau_{m3}\right]\cdot\frac{h_1}{b}+\frac{2\cdot\tau_{m3}}{\left(1+\frac{a}{l}\right)\cdot\sqrt{K_A}}\cdot\frac{h_1}{h}+\frac{3.4\cdot c}{\left(1+\frac{a}{l}\right)^2\cdot\sqrt{K_A}}}{\left[1+\frac{2\cdot h}{3\cdot Z\cdot\left(1+\frac{a}{l}\right)^2}\right]\cdot\left[\gamma\cdot Z-P_E\right]}$$

Per stabilire il comportamento del fronte si ritiene stabile un fronte con FSF≥2, categoria di comportamento stabile (*CASO A*); con 1.3<FSF<2.0 la categoria di comportamento può essere assimilata a quella di fronte stabile a breve termine (*CASO B*); con FSF<1.3 la categoria di comportamento corrisponde a quella di fronte instabile (*CASO C*).

FS	Comportamento del fronte
>2	Comportamento elastico – Fronte stabile
1.5 – 2	Comportamento elasto-plastico; cedimenti ammissibili – Fronte stabile a breve termine
1.0 – 1.5	Comportamento elasto-plastico; cedimenti inammissibili – Fronte instabile

Tabella 33

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

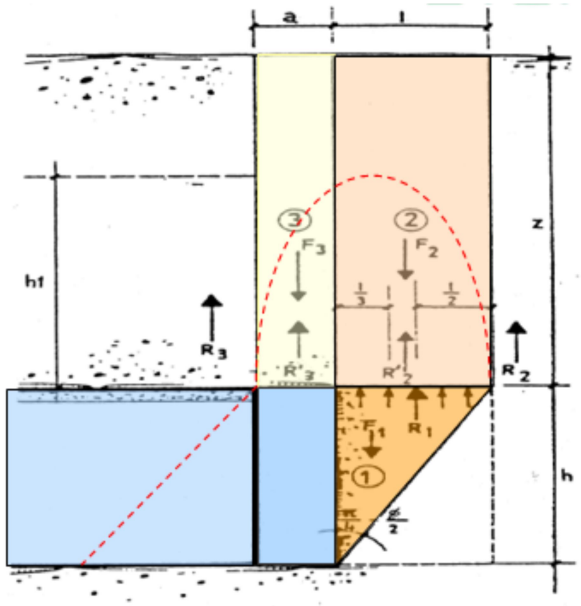


Figura 48

L'effetto del consolidamento mediante VTR, può essere tenuto in considerazione attraverso il parametro PE, che esprime una pressione di stabilizzazione applicata al fronte di scavo, o in alternativa (come fatto nelle successive analisi) attraverso un incremento di coesione del materiale.

Formulazione nell'ipotesi di mezzo attritivo-coesivo

Di seguito si riporta la procedura di calcolo valida per la valutazione del coefficiente di sicurezza all'interno di un mezzo omogeneo dotato di attrito e coesione.

Il volume di roccia che grava sul colmo della calotta è individuato dal paraboloide definito dalla parabola direttrice (in sezione longitudinale) e dalla parabola di Protodyakonov (in sezione trasversale).

I parametri che intervengono sono:

$l = h \cdot tg\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$: lunghezza del piano di rottura

$B = b + 2 \cdot h \cdot tg\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$: larghezza della parabola di Protodyakonov

Dove:

- b: larghezza dello scavo;
- h: altezza dello scavo;
- D: diametro equivalente della galleria;
- c: coesione;
- f:angolo d'attrito;
- Z: spessore di terreno gravante sulla calotta della galleria;
- a: passo di avanzamento;
- h1:1.7b (per gallerie con Z/D>3);
- f: fattore di Protodyakonov.

In alcuni casi risulta più gravosa la condizione di stabilità relativa al solo prisma 3, per cui è necessario calcolare anche un secondo coefficiente di sicurezza:

$$FS_3 = \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\gamma \cdot Z - P_E}\left[\frac{h_1}{b}\right] \cdot \left[1 + \frac{b}{a}\right]$$

Il coefficiente di sicurezza da adottare sarà dato dal minimo dei due calcolati. I parametri τ_{m2} e τ_{m3} che compaiono nelle formule dei coefficienti di sicurezza, rappresentano i valori medi delle tensioni di taglio agenti nel terreno lungo le facce dei prismi.
Per gallerie profonde (Z/D>3) tali parametri sono assunti pari a:

$$\tau_{m2} = c + \frac{K_0}{2} \cdot \left[\frac{3.4 \cdot c}{\sqrt{K_A}} - \frac{(\gamma - \gamma_w)}{2} \cdot h\right]$$

$$\tau_{m3} = c + \frac{K_0}{2} \cdot \left[W\gamma + (Z - h_1 - W)(\gamma - \gamma w) + \frac{3.4 \cdot c}{\sqrt{K_A}} - \frac{(\gamma - \gamma_w)}{2} \cdot h\right];$$

Per gallerie superficiali (Z/D<3) tali parametri sono assunti pari a:

$$\tau_{m2} = c + \frac{K_0}{2} \cdot \left[\frac{3.4 \cdot c}{\sqrt{K_A}} - \frac{(\gamma - \gamma_w)}{2} \cdot h\right];$$

$$\tau_{m3} = c$$

5.5.1.2.1.4 Applicazione del Metodo di Tamez alla sezione basse coperture

L'analisi con il Metodo di Tamez descritta nel seguito è stata strutturata, per la sezione di scavo della galleria Cologna carreggiata Nord, con riferimento ai seguenti scenari di progetto:

- Parametri geotecnici minimi
- Parametri geotecnici massimi

.

Preliminarmente a tali analisi sono state individuate le grandezze di riferimento necessarie ad impostare l'analisi. In particolare sono state fissate:

- Copertura minima
- Posizione della falda
- Sfondo
- Parametri geotecnici

A partire dai risultati esposti nella Relazione Geotecnica e dal Profilo Geomeccanico, cui si fa riferimento per ulterior approfondimenti, la falda non interagisce con la galleria in progetto.
Come valore di progetto per la copertura minima per le analisi a seguire, questa è stata valutata oltre la zona del concio di attacco per entrambi gli imbocchi.
Per lo sfondo in avanzamento, coerentemente con le sezioni di scavo in progetto che saranno esposte nei paragrafi seguenti, è stato considerate un valore di 1,0 m.

Metodo di Tamez – A1C1 - Parametri geotecnici massimi

ANALISI DI STABILITA' DEL FRONTE			
Tamez & Conejo (1988)			
DATI GEOMETRICI			
Sezione	XX		
A	316	m^2	area di scavo
R	10,03	m	raggio di scavo
D	20,06	m	diametro di scavo equivalente
Z	10	m	profondità calotta da p.c.
W	10	m	profondità falda da p.c.; in assenza falda W=Z
h	15	m	altezza dello scavo
b	19,5	m	larghezza dello scavo
a	1,00	m	sfondo non rivestito
Galleria superficiale			discriminante galleria superficiale Z/D<3
DATI VOLUME DI TERRENO POTENZIALMENTE INSTABILE			
φ'_m	49	°	valore medio dell'angolo di attrito dall'arco rovescio a p.c.
$c_{2,m}$	250	kPa	valore medio della coesione dalla calotta al piano campagna
σ_c	1337,3	kPa	resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso
f	1,337	-	fattore di Protodyakonov
l	5,61	m	lunghezza piano di rottura
B	30,72	m	larghezza base paraboloide
h_1	10,00	m	altezza paraboloide

DATI GEOTECNICI			
γ_1	26,5	kN/m^3	peso medio dell'unità di volume di terreno sopra la calotta (su h_1)
γ_2	26,5	kN/m^3	peso medio dell'unità di volume di terreno da scavare (su h)
γ_w	10	kN/m^3	peso medio dell'unità di volume dell'acqua
c_1	250	kPa	valore medio della coesione al fronte (su h)
c_2	250	kPa	valore medio della coesione dalla calotta fino a h_1
$c_{2,m}$	250	kPa	valore medio della coesione dalla calotta al piano campagna
φ'_m	49	°	valore medio dell'angolo di attrito dall'arco rovescio a p.c.
φ'	49	°	valore medio dell'angolo di attrito dall'arco rovescio a h_1
K_A	0,14	-	coeff. spinta attiva
K_0	0,25	-	coeff. spinta a riposo
γZ	265	kN/m^2	pressione agente sulla calotta
U	0	kPa	pressione idrostatica
RESISTENZA AL TAGLIO E COEFFICIENTI DI SICUREZZA			
τ_{m2}	528,83	kPa	resistenza al taglio prisma 3
τ_{m3}	250,00	kPa	resistenza al taglio prisma 2
PE	0,00	kPa	pressione applicata al fronte
Determinazione coeff. Sicurezza stabilità del fronte			
coeff. A	462,38	-	
coeff. B	756,63	-	
coeff. C	1637,43	-	
coeff. D	455,87	-	
F_S	6,27	-	coeff. sicurezza insieme dei 3 prismi $F_S=(A+B+C)/D$
F_{S3}	19,84	-	coeff. sicurezza solo prisma n.3
	1,00		
F_{SF}	**6,27**	**-**	**coeff. sicurezza stabilità del fronte**
$F_{S,min}$	2	-	coeff. sicurezza minimo per comportamento elastico ammasso
PE	0	kPa	pressione richiesta al fronte

Tabella 34

Il coefficiente di sicurezza risulta essere maggiore di 2, pertanto il comportamento del cavo è elastico ed il fronte risulta essere stabile.

Metodo di Tamez – A1C1 - Parametri geotecnici minimi

ANALISI DI STABILITA' DEL FRONTE			
Tamez & Conejo (1988)			
DATI GEOMETRICI			
Sezione	XX		
A	316	m^2	area di scavo
R	10,03	m	raggio di scavo
D	20,06	m	diametro di scavo equivalente
Z	10	m	profondità calotta da p.c.
W	10	m	profondità falda da p.c.; in assenza falda W=Z
h	15	m	altezza dello scavo
b	19,5	m	larghezza dello scavo
a	1,00	m	sfondo non rivestito
Galleria superficiale			discriminante galleria superficiale Z/D<3
DATI VOLUME DI TERRENO POTENZIALMENTE INSTABILE			
φ'_m	44	°	valore medio dell'angolo di attrito dall'arco rovescio a p.c.
$c_{2,m}$	150	kPa	valore medio della coesione dalla calotta al piano campagna
σ_c	706,8	kPa	resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso
f	1,178	-	fattore di Protodyakonov
l	6,37	m	lunghezza piano di rottura
B	32,23	m	larghezza base paraboloide
h_1	10,00	m	altezza paraboloide

DATI GEOTECNICI			
γ_1	26,5	kN/m^3	peso medio dell'unità di volume di terreno sopra la calotta (su h_1)
γ_2	26,5	kN/m^3	peso medio dell'unità di volume di terreno da scavare (su h)
γ_w	10	kN/m^3	peso medio dell'unità di volume dell'acqua
c_1	150	kPa	valore medio della coesione al fronte (su h)
c_2	150	kPa	valore medio della coesione dalla calotta fino a h_1
$c_{2,m}$	150	kPa	valore medio della coesione dalla calotta al piano campagna
φ'_m	44	°	valore medio dell'angolo di attrito dall'arco rovescio a p.c.
φ'	44	°	valore medio dell'angolo di attrito dall'arco rovescio a h_1
K_A	0,18	-	coeff. spinta attiva
K_0	0,31	-	coeff. spinta a riposo
γz	265	kN/m^2	pressione agente sulla calotta
U	0	kPa	pressione idrostatica
RESISTENZA AL TAGLIO E COEFFICIENTI DI SICUREZZA			
τ_{m2}	333,43	kPa	resistenza al taglio prisma 3
τ_{m3}	150,00	kPa	resistenza al taglio prisma 2
PE	0,00	kPa	pressione applicata al fronte
Determinazione coeff. Sicurezza stabilità del fronte			
coeff. A	294,37	-	
coeff. B	407,21	-	
coeff. C	897,45	-	
coeff. D	462,94	-	
F_S	3,45	-	coeff. sicurezza insieme dei 3 prismi $F_S=(A+B+C)/D$
F_{S3}	11,90	-	coeff. sicurezza solo prisma n.3
	1,00		
F_{SF}	**3,45**	**-**	**coeff. sicurezza stabilità del fronte**
$F_{S,min}$	2	-	coeff. sicurezza minimo per comportamento elastico ammasso
PE	0	kPa	pressione richiesta al fronte

Tabella 35

Il coefficiente di sicurezza risulta essere maggiore di 2, pertanto il comportamento del cavo è elastico ed il fronte risulta essere stabile.

Metodo di Tamez – A1C2 - Parametri geotecnici massimi

ANALISI DI STABILITA' DEL FRONTE

Tamez & Conejo (1988)

DATI GEOMETRICI			
Sezione	XX		
A	316	m^2	area di scavo
R	10,03	m	raggio di scavo
D	20,06	m	diametro di scavo equivalente
Z	10	m	profondità calotta da p.c.
W	10	m	profondità falda da p.c.; in assenza falda W=Z
h	15	m	altezza dello scavo
b	19,5	m	larghezza dello scavo
a	1,00	m	sfondo non rivestito
Galleria superficiale			discriminante galleria superficiale Z/D<3

DATI VOLUME DI TERRENO POTENZIALMENTE INSTABILE			
φ'_m	43	°	valore medio dell'angolo di attrito dall'arco rovescio a p.c.
$c_{2,m}$	200	kPa	valore medio della coesione dalla calotta al piano campagna
σ_c	919,9	kPa	resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso
f	1,150	-	fattore di Protodyakonov
l	6,52	m	lunghezza piano di rottura
B	32,54	m	larghezza base paraboloide
h_1	10,00	m	altezza paraboloide

DATI GEOTECNICI			
γ_1	26,5	kN/m^3	peso medio dell'unità di volume di terreno sopra la calotta (su h_1)
γ_2	26,5	kN/m^3	peso medio dell'unità di volume di terreno da scavare (su h)
γ_w	10	kN/m^3	peso medio dell'unità di volume dell'acqua
c_1	200	kPa	valore medio della coesione al fronte (su h)
c_2	200	kPa	valore medio della coesione dalla calotta fino a h_1
$c_{2,m}$	200	kPa	valore medio della coesione dalla calotta al piano campagna
φ'_m	43	°	valore medio dell'angolo di attrito dall'arco rovescio a p.c.
φ'	43	°	valore medio dell'angolo di attrito dall'arco rovescio a h_1
K_A	0,19	-	coeff. spinta attiva
K_0	0,32	-	coeff. spinta a riposo
γz	265	kN/m^2	pressione agente sulla calotta
U	0	kPa	pressione idrostatica

RESISTENZA AL TAGLIO E COEFFICIENTI DI SICUREZZA			
τ_{m2}	448,66	kPa	resistenza al taglio prisma 3
τ_{m3}	200,00	kPa	resistenza al taglio prisma 2
PE	0,00	kPa	pressione applicata al fronte
Determinazione coeff. Sicurezza stabilità del fronte			
coeff. A	396,86	-	
coeff. B	531,76	-	
coeff. C	1175,72	-	
coeff. D	464,23	-	
F_S	4,53	-	coeff. sicurezza insieme dei 3 prismi $F_S=(A+B+C)/D$
F_{S3}	15,87	-	coeff. sicurezza solo prisma n.3
	1,00		
F_{SF}	**4,53**	**-**	**coeff. sicurezza stabilità del fronte**
$F_{S,min}$	2	-	coeff. sicurezza minimo per comportamento elastico ammasso
PE	0	kPa	pressione richiesta al fronte

Tabella 36

Il coefficiente di sicurezza risulta essere maggiore di 2, pertanto il comportamento del cavo è elastico ed il fronte risulta essere stabile.

Metodo di Tamez – A1C2 - Parametri geotecnici minimi

ANALISI DI STABILITA' DEL FRONTE			
Tamez & Conejo (1988)			
DATI GEOMETRICI			
Sezione	XX		
A	316	m^2	area di scavo
R	10,03	m	raggio di scavo
D	20,06	m	diametro di scavo equivalente
Z	10	m	profondità calotta da p.c.
W	10	m	profondità falda da p.c.; in assenza falda W=Z
h	15	m	altezza dello scavo
b	19,5	m	larghezza dello scavo
a	1,00	m	sfondo non rivestito
Galleria superficiale			discriminante galleria superficiale Z/D<3
DATI VOLUME DI TERRENO POTENZIALMENTE INSTABILE			
φ'_m	38	°	valore medio dell'angolo di attrito dall'arco rovescio a p.c.
$c_{2,m}$	120	kPa	valore medio della coesione dalla calotta al piano campagna
σ_c	492,1	kPa	resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso
f	1,025	-	fattore di Protodyakonov
l	7,32	m	lunghezza piano di rottura
B	34,13	m	larghezza base paraboloide
h_1	10,00	m	altezza paraboloide

DATI GEOTECNICI			
γ_1	26,5	kN/m^3	peso medio dell'unità di volume di terreno sopra la calotta (su h_1)
γ_2	26,5	kN/m^3	peso medio dell'unità di volume di terreno da scavare (su h)
γ_w	10	kN/m^3	peso medio dell'unità di volume dell'acqua
c_1	120	kPa	valore medio della coesione al fronte (su h)
c_2	120	kPa	valore medio della coesione dalla calotta fino a h_1
$c_{2,m}$	120	kPa	valore medio della coesione dalla calotta al piano campagna
φ'_m	38	°	valore medio dell'angolo di attrito dall'arco rovescio a p.c.
φ'	38	°	valore medio dell'angolo di attrito dall'arco rovescio a h_1
K_A	0,24	-	coeff. spinta attiva
K_0	0,38	-	coeff. spinta a riposo
γz	265	kN/m^2	pressione agente sulla calotta
U	0	kPa	pressione idrostatica
RESISTENZA AL TAGLIO E COEFFICIENTI DI SICUREZZA			
τ_{m2}	280,75	kPa	resistenza al taglio prisma 3
τ_{m3}	120,00	kPa	resistenza al taglio prisma 2
PE	0,00	kPa	pressione applicata al fronte
Determinazione coeff. Sicurezza stabilità del fronte			
coeff. A	250,68	-	
coeff. B	288,60	-	
coeff. C	647,44	-	
coeff. D	470,10	-	
F_S	2,52	-	coeff. sicurezza insieme dei 3 prismi $F_S=(A+B+C)/D$
F_{S3}	9,52	-	coeff. sicurezza solo prisma n.3
	1,00		
F_{SF}	**2,52**	**-**	**coeff. sicurezza stabilità del fronte**
$F_{S,min}$	2	-	coeff. sicurezza minimo per comportamento elastico ammasso
PE	0	kPa	pressione richiesta al fronte

Tabella 37

Il coefficiente di sicurezza risulta essere maggiore di 2, pertanto il comportamento del cavo è elastico ed il fronte risulta essere stabile.

5.5.1.3 Considerazioni conclusive sul comportamento del fronte allo scavo

Le analisi riportate hanno avuto come scopo principale quello di cogliere il comportamento del fronte di scavo della galleria naturale nei differenti contesti geomeccanici riscontrati durante lo scavo della galleria naturale, in funzione delle coperture e della relativa caratterizzazione geotecnica.

Con riferimento ai risultati emersi, si riportano alcune considerazioni che hanno motivato determinate scelte progettuali

Nei contesti geomeccanici investigabili con il metodo delle Linee caratteristiche il comportamento del fronte di scavo è di tipo A (stabile) per le coperture massime in progetto, dove come valore massimo è stato considerato un valore di 36,0 m per la carreggiata Nord. Il livello deformativo del cavo in prossimità del fronte risulta essere modesto. La zona plastica risulta essere nulla.

Per le sezioni a basse coperture è stato applicato il Metodo di Tamez, appartenenti ai metodi dell'Equilibrio Limite. Tale metodo fornisce indicazioni solo sulla stabilità del fronte di scavo e, con riferimento agli scenari di progetto trattati, il fronte risulta essere stabile con coefficienti di sicurezza elevati.

Dai risultati ottenuti in tale fase di Diagnosi non emerge quindi la necessità di dover operare un intervento di consolidamento del fronte di scavo, in tutti i contesti geomeccanici riscontrabili, durante lo scavo della

galleria naturale per le sezioni ad alta copertura. Allo stesso modo per tali sezioni non pare opportuno operare un consolidamento al contorno.
La necessità di operare interventi di consolidamento al fronte di scavo ed al contorno, si considera cautelativamente per le zone di imbocco per la carreggiata Nord, di nuova costruzione e cui si riferiscono le analisi riportate in precedenza.
Oltre a ciò, si prevede la realizzazione di interventi radiali laddove durante lo scavo della galleria venissero rinvenute zone di faglia.
Per la carreggiata Sud, che prevede un allargamento della sezione a partire dai due fornici esistenti, data la delicatezza del tema trattato, oltre che per le zone di imbocco si prevede di realizzare interventi di consolidamento radiale in continuità lungo lo sviluppo dell'opera.
Le modalità di tali interventi, per entrambe le carreggiate, saranno descritte nei paragrafi a seguire.

5.5.2 Descrizione degli interventi di progetto - FASE DI TERAPIA

Nel seguito si riporta una sintetica descrizione delle sezioni tipo previste per la realizzazione della galleria Cologna, canna nord (nuova) e canna sud (esistente in allargo), individuando dapprima la scelta delle modalità di avanzamento e scavo e successivamente, per ciascuna sezione tipo, la composizione degli interventi previsti.
Per una descrizione più dettagliata degli interventi si rimanda alla "Relazione tecnica generale".

5.5.2.1 Canna Nord

La fase di diagnosi, effettuata a partire dalla caratterizzazione geotecnica riportata nella Relazione Geotecnica, ha evidenziato le ottime proprietà meccaniche del terreno di scavo che portano ad un comportamento stabile del cavo, ovvero "A". Di conseguenza lo scavo è stato previsto "a piena sezione", in modo da consentire una rapida stabilizzazione delle condizioni deformative del cavo con la posa dei rivestimenti di prima fase ed il getto, eventualmente ravvicinato al fronte, dell'arco rovescio.
In continuità lungo tutto lo sviluppo della galleria naturale, per una percentuale di applicazione di circa il 90%, si prevede di procedere con la sezione di scavo denominata "A0". Tale sezione non prevede la realizzazione di consolidamenti al fronte né al contorno. Prevede la realizzazione di uno strato di spritz beton al fronte ed al contorno, e l'installazione di centine accoppiate 2 IPN 140.
Nell'eventualità di intercettare zone di faglia durante lo scavo, la cui presenza dovrà essere valutata in sede di Progetto Esecutivo, o famiglie di discontinuità tali da portare all'instabilizzazione di blocchi in avanzamento, si prevede di applicare la sezione di scavo "A1". Tale sezione prevede l'installazione di chiodi radiali al contorno, tra i vari ordini di centine. Lo scopo dei chiodi radiali è principalmente quello di stabilire, al contorno del cavo, un adeguata resistenza meccanica dell'ammasso roccioso e contestualmente di evitare eventuali fenomeni gravitativi all''interno del cavo dovuti al distacco di blocchi.
Nella fase di diagnosi si è verificata la necessità di prevedere l'intervento di consolidamento del fronte di scavo e del contorno solo per le zone di imbocco e dei relativi conci di attacco, sia lato Salerno che lato Avellino. Questo al fine di incrementare localmente la resistenza del fronte di scavo, ai fini di determinare il raggiungimento di idonei fattori di sicurezza nei confronti della stabilità globale e di limitare il regime deformativo e il livello di plasticizzazioni al contorno dello scavo a valori accettabili. L'intervento di consolidamento del fronte di scavo per le sezioni di imbocco è costituito da tubi in vetroresina cementati in numero e di lunghezza riportati negli specifici elaborati di progetto.
Laddove lo scavo della galleria naturale risultasse maggiormente influenzato dalla presenza di eventuali formazioni detritiche superficiale o da strati alterati dell'ammasso roccioso, specie per zone a coperture modeste, si prevede di estendere tale sezione di scavo.

Le lunghezze dei campi di avanzamento e le distanze di getto dell'A.R. e del rivestimento definitivo di calotta dal fronte sono state opportunamente modulate in funzione del contesto geomeccanico riscontrato lungo il tracciato, optando per un decrescente valore dei medesimi in corrispondenza degli imbocchi, dove le peggiori caratteristiche meccaniche dei materiali attraversati dallo scavo impongono una maggiore attenzione nei confronti del livello deformativo del cavo.
Nella seguente tabella sono riportate le tipologie e le tratte di applicazione delle sezioni tipo adottate in progetto:

Canna Nord	
SEZIONE TIPO	Incidenza %
A0	90%
A1	10%
Concio d'attacco lato Salerno	-
Concio d'attacco lato Avellino	-

Tabella 38 – Sezioni tipo

La tabella seguente indica per ciascuna sezione tipo il campo di applicazione, in funzione del contesto geomeccanico e della copertura; ulteriori indicazioni in merito ai campi di applicabilità delle sezioni tipo sono contenute nel documento progettuale "Relazione linee guida applicazione sezioni tipo e di monitoraggio".

Canna Nord	
Sezione tipo	***Tratte di applicazione***
A0	Sezione tipo prevista in continuità lungo lo sviluppo della galleria naturale, sia a basse che alte coperture.
A1	Sezione tipo prevista nell'eventualità del verificarsi durante lo scavo della presenza di zone di faglia, o di famiglie di discontinuità tali dar luogo a potenziali distacchi di blocchi.
Concio d'attacco lato Salerno	Sezione tipo prevista in corrispondenza delle tratte di galleria naturale a bassa copertura per la sezione del concio di attacco lato Salerno. Laddove necessario, ovvero in virtù delle caratteristiche geomeccaniche dei materiali attraversati, si può estendere tale sezione di scavo anche nei campi successivi.
Concio d'attacco lato Avellino	Sezione tipo prevista in corrispondenza delle tratte di galleria naturale a bassa copertura per la sezione del concio di attacco lato Avellino. Laddove necessario, ovvero in virtù delle caratteristiche geomeccaniche dei materiali attraversati, si può estendere tale sezione di scavo anche nei campi successivi.

Tabella 39 – Campi di applicazione delle sezioni tipo

5.5.2.2 SEZIONI TIPOLOGICHE CANNA NORD

Nel seguito si riportano in dettaglio le caratteristiche tecniche delle singole sezioni tipo.

SEZIONE TIPO A0

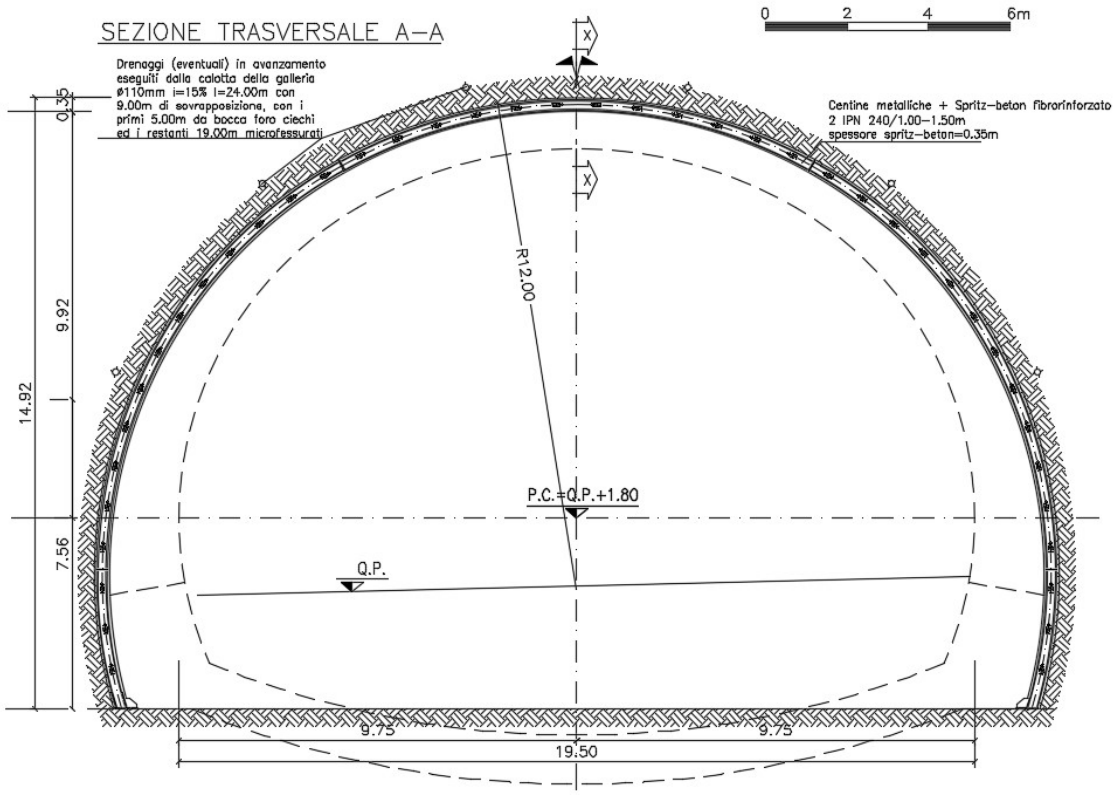


Figura 49

La sezione tipo A0, in fase costruttiva è costituita da:

- spritz beton al contorno sp.=35cm armato di cui 30cm fibrorinforzato (30kg/mc) o in alternativa armato con rete elettrosaldata Ø6mm 15x15cm + 5cm di regolarizzazione;
- centine 2 IPN 240, passo p = 1.00 – 1.50 m;
- spritz beton al fronte sp.=5 cm a fine sfondo
- A.R. in c.a. di spessore 1.20 m, gettato ad una distanza ≤ 1.5Ø dal fronte;
- rivestimento definitivo di calotta/piedritti in cls avente spessore 0.90 m ÷ 1.85 m, gettato ad una distanza ≤ 2.5Ø dal fronte;
- drenaggi eventuali in avanzamento;
- impermeabilizzazione del rivestimento definitivo di calotta in teli in PVC.

SEZIONE TIPO A1

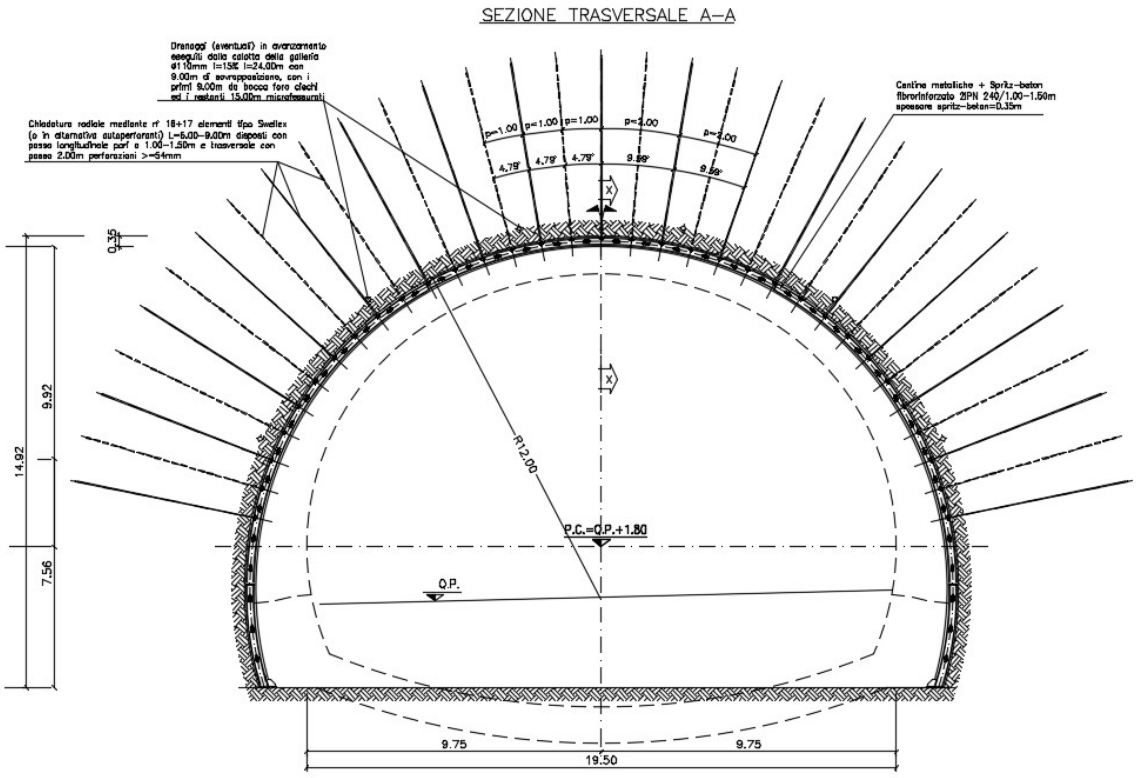


Figura 50

La sezione tipo A1, in fase costruttiva è costituita da:

- intervento di chiodatura radiale n° 16+16 mediante elementi autoperforanti in acciaio (o in alternativa Swellex), lunghezza 6.0-9.0 m, disposti con passo longitudinale pari a 1.0-1.5 m, e trasversale con passo 2.00 m
- spritz beton al contorno sp.=35cm armato di cui 30cm fibrorinforzato (30kg/mc) o in alternativa armato con rete elettrosaldata Ø6mm 15x15cm + 5cm di regolarizzazione;
- centine 2 IPN 240, passo p = 1.00 – 1.50 m;
- spritz beton al fronte sp.=5 cm a fine sfondo
- A.R. in c.a. di spessore 1.20 m, gettato ad una distanza ≤ 1.5Ø dal fronte;
- rivestimento definitivo di calotta/piedritti in cls avente spessore 0.90 m ÷ 1.85 m, gettato ad una distanza ≤ 2.5Ø dal fronte;
- drenaggi eventuali in avanzamento;
- impermeabilizzazione del rivestimento definitivo di calotta in teli in PVC.

SEZIONE TIPO Concio d'attacco – Lato Salerno

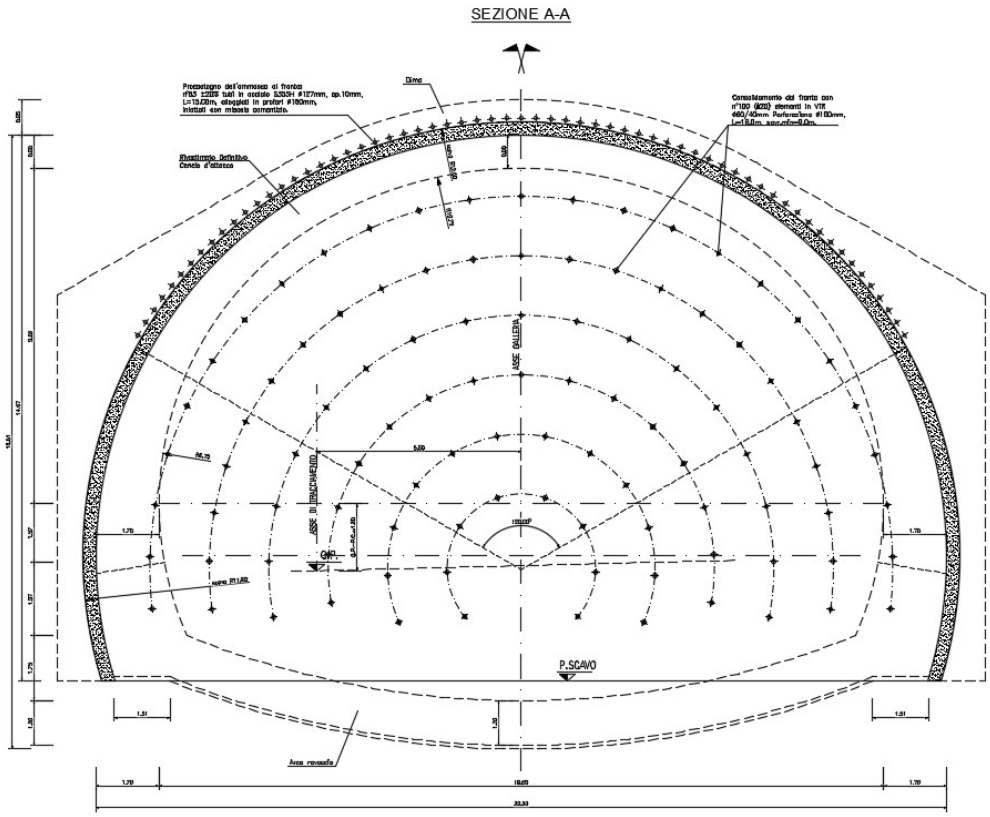


Figura 51

La sezione è costituita da:

- intervento di consolidamento al fronte tramite n° 100 tubi in VTR (±20) ϕ60/40 cementati aventi lunghezza L = 18.00 m e sovrapposizione 9.00 m;
- presostegno del fronte di scavo tramite coronella di tubi in acciaio n°63 S355H ϕ127mm – spessore 10 mm, alloggiati in prefori da 160 mm, lunghezza 15.00 m
- spritz beton al contorno sp.=35cm armato di cui 30cm fibrorinforzato (30kg/mc) o in alternativa armato con rete elettrosaldata Ø6mm 15x15cm + 5cm di regolarizzazione;
- spritz beton al fronte sp.=5 cm a fine sfondo ;
- centine 2 IPN 240, passo p = 1.00 m;
- A.R. in c.a. di spessore 1.20 m, gettato ad una distanza ≤ 1.5Ø dal fronte;
- rivestimento definitivo di calotta in cls avente spessore 0.90 m, gettato ad una distanza ≤ 2.5Ø dal fronte;
- impermeabilizzazione del rivestimento definitivo di calotta in teli in PVC.

SEZIONE TIPO Concio d'attacco – Lato Avellino

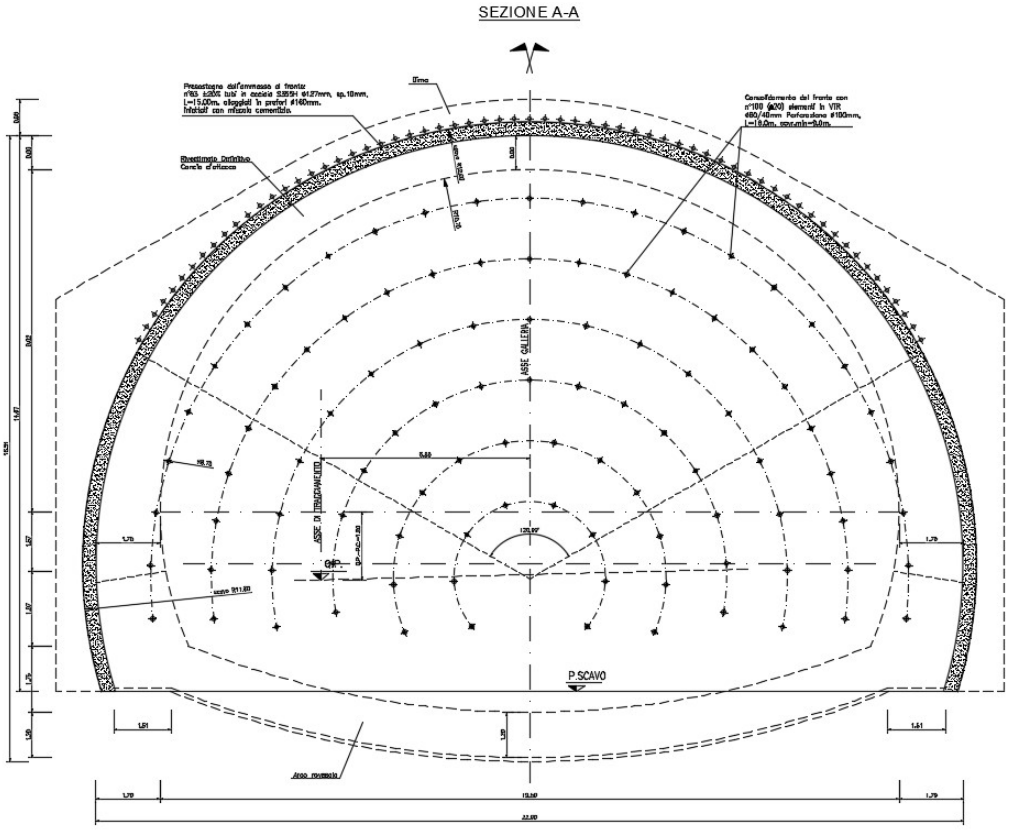


Figura 52

La sezione è costituita da:

- intervento di consolidamento al fronte tramite n° 100 tubi in VTR (±20) ϕ60/40 cementati aventi lunghezza L = 18.00 m e sovrapposizione 9.00 m;
- presostegno del fronte di scavo tramite coronella di tubi in acciaio n°63 S355H ϕ127mm – spessore 10 mm, alloggiati in prefori da 160 mm, lunghezza 15.00 m
- spritz beton al contorno sp.=35cm armato di cui 30cm fibrorinforzato (30kg/mc) o in alternativa armato con rete elettrosaldata Ø6mm 15x15cm + 5cm di regolarizzazione;
- spritz beton al fronte sp.=5 cm a fine sfondo
- centine 2 IPN 240, passo p = 1.00 ÷ 1.50 m
- A.R. in c.a. di spessore 1.20 m, gettato ad una distanza ≤ 1.5Ø dal fronte;
- rivestimento definitivo di calotta in cls avente spessore 0.90 m, gettato ad una distanza ≤ 2.5Ø dal fronte;
- impermeabilizzazione del rivestimento definitivo di calotta in teli in PVC.

5.5.2.3 Canna Sud

Preliminarmente allo scavo di allargo della Canna Sud, si è ritenuto di prevedere un intervento di consolidamento radiale al contorno del rivestimento definitivo esistente, da eseguirsi dall'interno dei fornici esistenti. Le sezioni di scavo relative a tale intervento vsono denominate "A1a" e "B1a".

L'intervento di consolidamento, che interesserà circa il 90% sviluppo della Canna Sud della Galleria Cologna, sarà realizzato mediante la messa in opera di chiodi radiali e di barre in VTR valvolate e iniettate. Lo scopo di tali interventi è principalmente quello di ristabilire, al contorno della galleria esistente, un adeguata resistenza meccanica dell'ammasso roccioso interessato da fenomeni di detensionamento verificatosi in concomitanza con lo scavo eseguito per la realizzazione della galleria esistente. Contestualmente si vogliono evitare eventuali fenomeni gravitativi all''interno del cavo dovuti al distacco di blocchi.

In corrispondenza del tratto scavato del concio di attacco relativo all'imbocco lato Salerno, per la canna sud, la stabilità del cavo è assicurata da una paratia di contenimento di micropali tirantata; i micropali della paratia in progetto si sviluppano sino a raggiungere la calotta delle canne esistenti. La stabilità del fronte dello scavo di allargo, invece, è assicurata da un opportuno intervento di consolidamento mediante tubi in VTR cementati.

In corrispondenza dell'altro imbocco, lato Avellino, è prevista la realizzazione di una paratia di micropali tirantata; i micropali della paratia in progetto si sviluppano sino a raggiungere la calotta delle canne esistenti. La sezione di scavo in corrispondenza di tale imbocco prevede un intervento di presostegno mediante la realizzazione di una coronella di infilaggi al contorno tramite tubi metallici cementati, ed interventi di consolidamento al fronte tramite barre in VTR. Ciò al fine di garantire la stabilità dello scavo anche nelle zone a bassa copertura.

Le lunghezze dei campi di avanzamento e le distanze di getto dell'A.R. e del rivestimento definitivo dal fronte devono essere opportunamente modulate in funzione del contesto geomeccanico riscontrato lungo il tracciato, optando per un decrescente valore dei medesimi in corrispondenza degli imbocchi, dove eventuali peggiori caratteristiche meccaniche dei materiali attraversati dallo scavo impongono una maggiore attenzione nei confronti del livello deformativo del cavo.

Per maggiori dettagli riguardo le sezioni di scavo utilizzate, le fasi progettuali e le geometrie in oggetto si rimanda alla Relazione Generale ed ai relativi elaborati grafici.

Nella seguente tabella sono riportate le tipologie e le tratte di applicazione delle sezioni tipo adottate in progetto.

Canna Sud	
SEZIONE TIPO	Incidenza %
A0a	10%
A1a	70%
B1a	20%
Concio d'attacco lato Salerno	-
Concio d'attacco lato Avellino	-

Tabella 40 – Sezioni tipo

La tabella seguente indica, per ciascuna sezione tipo il campo di applicazione, in funzione del contesto geomeccanico e della copertura. Ulteriori indicazioni in merito ai campi di applicabilità delle sezioni tipo sono contenute nel documento progettuale “Relazione linee guida applicazione sezioni tipo e di monitoraggio”.

Canna Sud	
Sezione tipo	***Tratte di applicazione***
A0a	Sezione tipo prevista in corrispondenza di coperture elevate, assenza di zone di faglia e discontinuità, elevati parametri geomeccanici
A1a	Sezione tipo prevista in continuità lungo lo sviluppo della galleria naturale, sia per coperture modeste che per coperture elevate.
B1a	Sezione tipo prevista in continuità lungo lo sviluppo della galleria naturale, sia per coperture modeste che per coperture elevate.
Concio d’attacco lato Salerno	Sezione tipo prevista in corrispondenza delle tratte di galleria naturale a bassa copertura per la sezione del concio di attacco lato Salerno. in contesti geomeccanici particolarmente impegnativi, in particolare laddove si riscontrano dissesti avvenuti in fase di scavo della galleria esistente.
Concio d’attacco lato Avellino	Sezione tipo prevista in corrispondenza delle tratte di galleria naturale a bassa copertura per la sezione del concio di attacco lato Avellino. Inoltre, in contesti geomeccanici particolarmente impegnativi e laddove si riscontrino dissesti avvenuti in fase di scavo della galleria esistente, si può prevedere un’estensione di tale tipologia di sezione anche per i campi successivi.

Tabella 41 – Campi di applicazione delle sezioni tipo

5.5.2.4 SEZIONI TIPOLOGICHE CANNA SUD

Nel seguito si riportano in dettaglio le caratteristiche tecniche delle singole sezioni tipo.

SEZIONE TIPO A0a

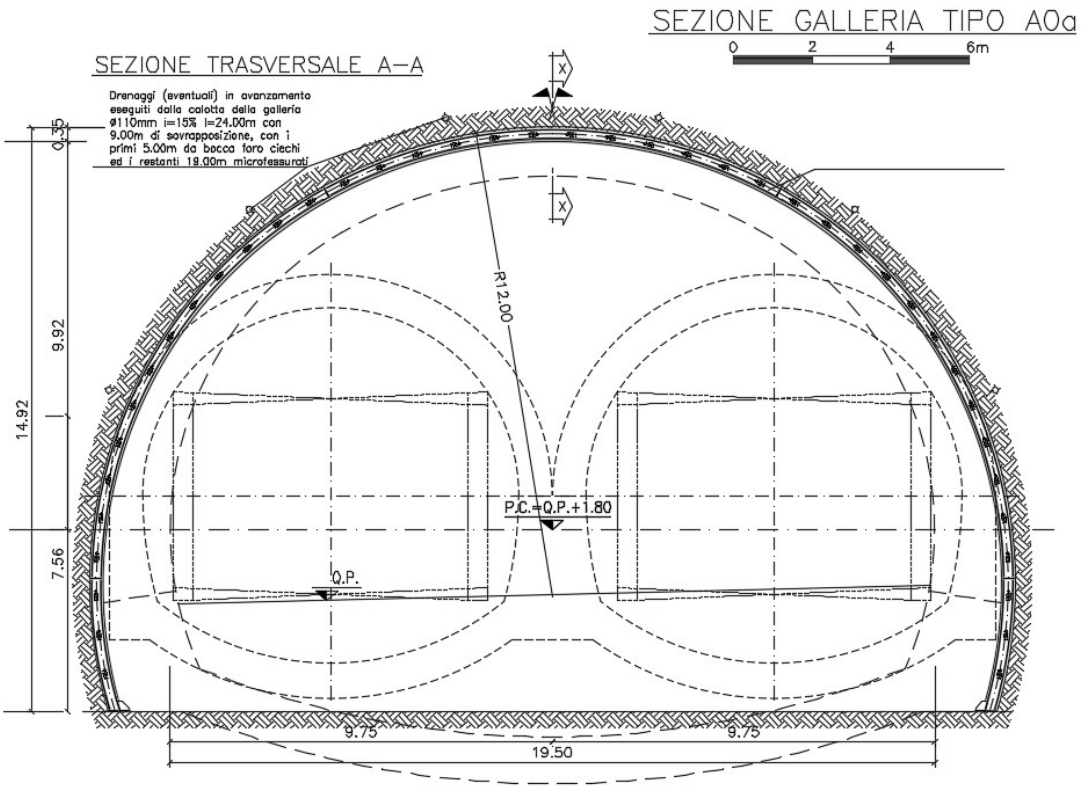


Figura 53

La sezione tipo A0a, in fase costruttiva è costituita da:

- spritz beton al contorno sp.=35cm armato di cui 30cm fibrorinforzato (30kg/mc) o in alternativa armato con rete elettrosaldata Ø6mm 15x15cm + 5cm di regolarizzazione;
- centine 2 IPN 240, passo p = 1.00 ÷ 1.50 m;
- spritz beton al fronte sp.=5 cm a fine sfondo;
- A.R. in c.a. di spessore 1.20 m, gettato ad una distanza ≤ 1.5Ø dal fronte;
- rivestimento definitivo di calotta/piedritti in cls avente spessore 0.90 m ÷ 1.85 m, gettato ad una distanza ≤ 2.5Ø dal fronte;
- drenaggi eventuali in avanzamento;
- impermeabilizzazione del rivestimento definitivo di calotta in teli in PVC.

SEZIONE TIPO A1a

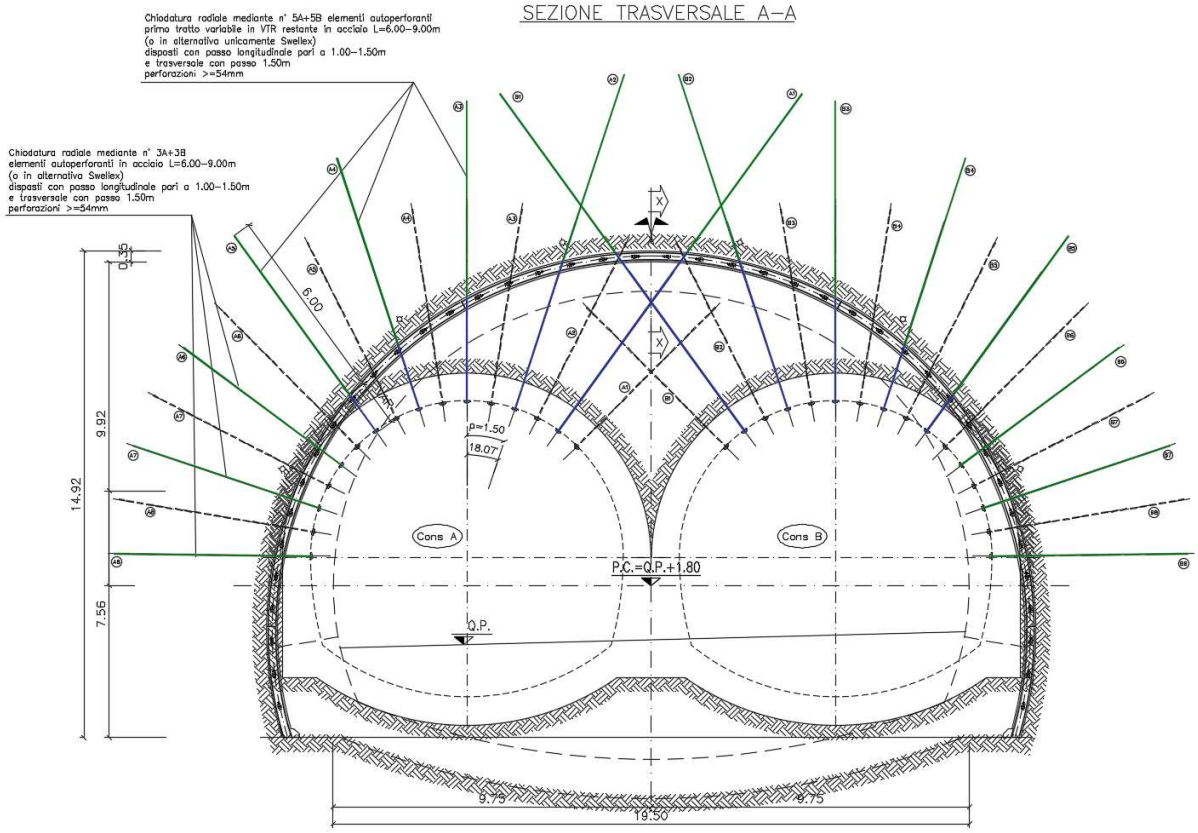


Figura 54

La sezione tipo A1a, in fase costruttiva è costituita da:

- intervento di chiodatura radiale n° 3A+3B mediante elementi autoperforanti in acciaio (o in alternativa Swellex), lunghezza 6.0-9.0 m, disposti con passo longitudinale pari a 1.0-1.5 m, e trasversale con passo 1.50 m;
- intervento di chiodatura radiale n° 5A+5B mediante elementi autoperforanti con primo tratto variabile in VTR e la parte restante in acciaio (o in alternativa Swellex), lunghezza 6.0-9.0 m, disposti con passo longitudinale pari a 1.0-1.5 m, e trasversale con passo 1.50 m;
- spritz beton al contorno sp.=35cm armato di cui 30cm fibrorinforzato (30kg/mc) o in alternativa armato con rete elettrosaldata Ø6mm 15x15cm + 5cm di regolarizzazione;
- centine 2 IPN 240, passo p = 1.00 ÷ 1.50 m;
- spritz beton al fronte sp.=5 cm a fine sfondo;
- A.R. in c.a. di spessore 1.20 m, gettato ad una distanza ≤ 1.5Ø dal fronte;
- rivestimento definitivo di calotta/piedritti in cls avente spessore 0.90 m ÷ 1.85 m, gettato ad una

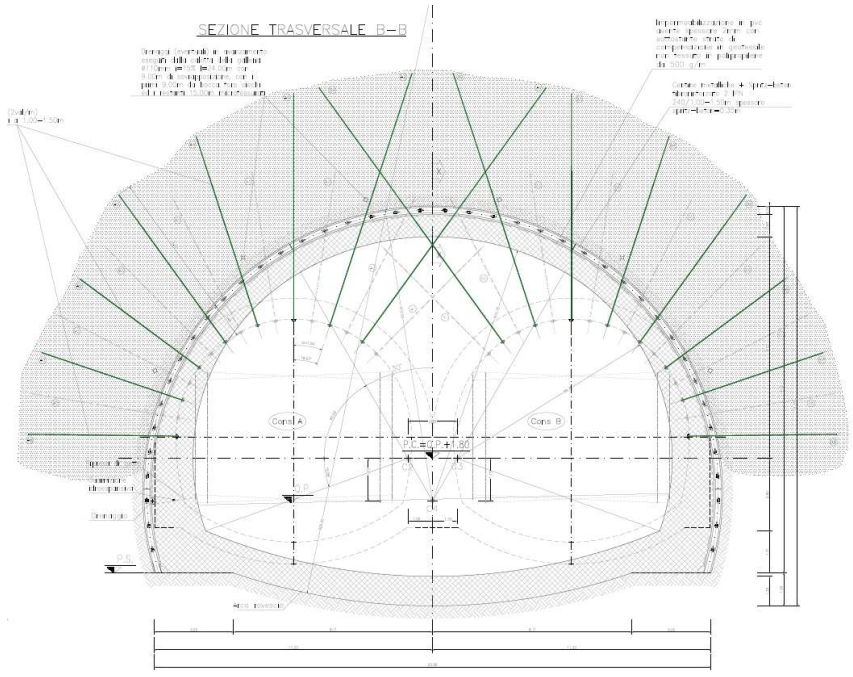
distanza ≤ 2.5Ø dal fronte;

- drenaggi eventuali in avanzamento;
- impermeabilizzazione del rivestimento definitivo di calotta in teli in PVC.

SEZIONE TIPO B1a

La sezione tipo B1a, in fase costruttiva è costituita da:

- intervento di consolidamento radiale mediante barre in VTR iniettate (2valvole/metro), lunghezza 6.0-9.0 m, disposti con passo longitudinale pari a 1.0-1.5 m, e trasversale con passo 1.50 m;
- spritz beton al contorno sp.=35cm armato di cui 30cm fibrorinforzato (30kg/mc) o in alternativa armato con rete elettrosaldata Ø6mm 15x15cm + 5cm di regolarizzazione;
- centine 2 IPN 240, passo p = 1.00 ÷ 1.50 m;
- spritz beton al fronte sp.=5 cm a fine sfondo;
- A.R. in c.a. di spessore 1.20 m, gettato ad una distanza ≤ 1.5Ø dal fronte;
- rivestimento definitivo di calotta/piedritti in cls avente spessore 0.90 m ÷ 1.85 m, gettato ad una distanza ≤ 2.5Ø dal fronte;
- drenaggi eventuali in avanzamento;
- impermeabilizzazione del rivestimento definitivo di calotta in teli in PVC.



SEZIONE TIPO Concio d'attacco – Lato Salerno

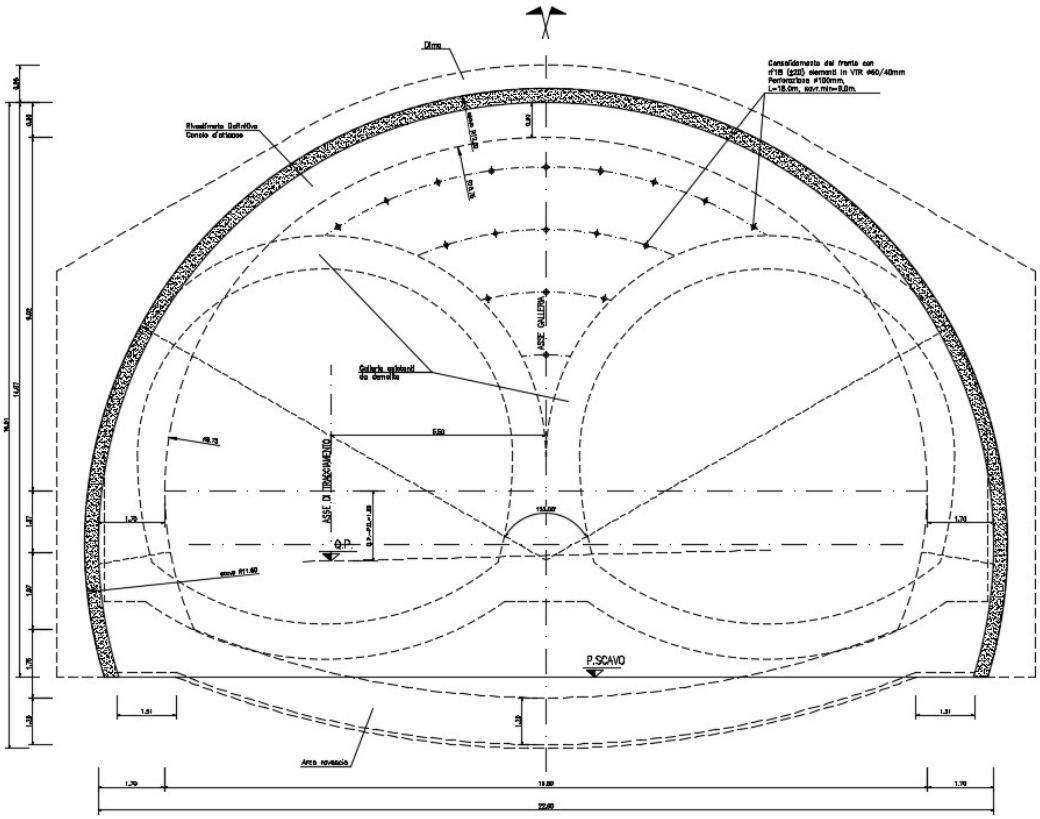


Figura 55

La sezione è costituita da:

- intervento di consolidamento al fronte tramite n° 18 tubi in VTR (±20) ϕ60/40 cementati aventi lunghezza L = 18.00 m e sovrapposizione 9.00 m;
- spritz beton al contorno sp.=35cm armato di cui 30cm fibrorinforzato (30kg/mc) o in alternativa armato con rete elettrosaldata Ø6mm 15x15cm + 5cm di regolarizzazione;
- spritz beton al fronte sp.=5 cm a fine sfondo;
- centine 2 IPN 240, passo p = 1.00 ÷ 1.50 m;
- A.R. in c.a. di spessore 1.20 m, gettato ad una distanza ≤ 1.5Ø dal fronte;
- rivestimento definitivo di calotta in cls avente spessore 0.90 m, gettato ad una distanza ≤ 2.5Ø dal fronte;
- impermeabilizzazione del rivestimento definitivo di calotta in teli in PVC;

SEZIONE TIPO Concio d'attacco – Lato Avellino

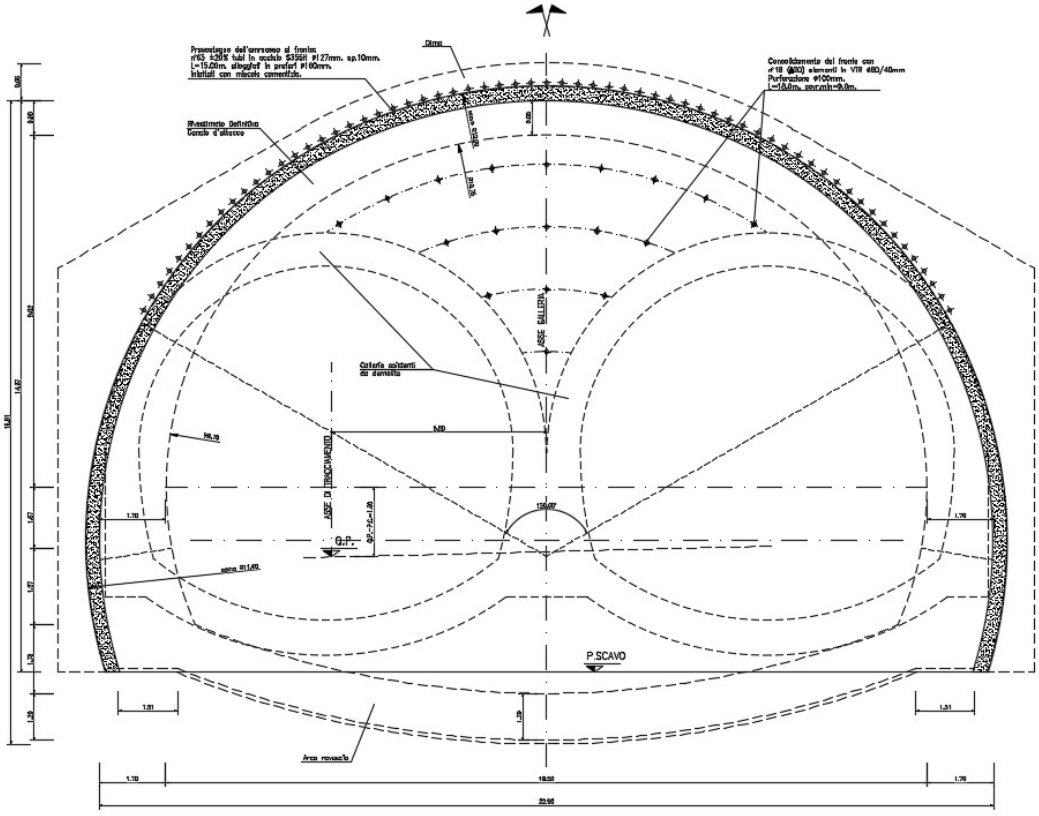


Figura 56

La sezione è costituita da:

- intervento di consolidamento al fronte tramite n° 18 tubi in VTR (±20) ϕ60/40 cementati aventi lunghezza L = 18.00 m e sovrapposizione 9.00 m;
- presostegno del fronte di scavo tramite coronella di tubi in acciaio n°63 S355H ϕ127mm – spessore 10 mm, alloggiati in prefori da 160 mm, lunghezza 15.00 m
- spritz beton al contorno sp.=35cm armato di cui 30cm fibrorinforzato (30kg/mc) o in alternativa armato con rete elettrosaldata Ø6mm 15x15cm + 5cm di regolarizzazione;
- spritz beton al fronte sp.=5 cm a fine sfondo
- centine 2 IPN 240, passo p = 1.00 ÷ 1.50 m
- A.R. in c.a. di spessore 1.20 m, gettato ad una distanza ≤ 1.5Ø dal fronte;
- rivestimento definitivo di calotta in cls avente spessore 0.90 m, gettato ad una distanza ≤ 2.5Ø dal fronte;
- impermeabilizzazione del rivestimento definitivo di calotta in teli in PVC;

5.5.2.5 Applicazione del Metodo delle Linee Caratteristiche

Con riferimento ai casi esposti in precedenza nella fase di Diagnosi relativi alla carreggiata Nord, vengono riportati i risultati ottenuti con il Metodo delle Linee Caratteristiche considerando gli interventi ed i rivestimenti previsti in progetto.
Nella tabella a seguire si riportano i dati di ingresso utilizzati per applicare tale Metodo.

Galleria naturale Nord	Copertura	Diametro	C/D	Y	E'	ϕ'_P	c'_P	ϕ'_R	c'_R	Ψ	σ_0
	[m]	[m]	[-]	[kN/mc]	[MPa]	[°]	[kPa]	[°]	[kPa]	[°]	[kPa]
Max	36	20	1,8	26,5	6000	49	250	39,2	200	24,5	954
Min	36	20	1,8	26,5	3000	44	150	35,2	120	22	954

Tabella 42

A seguire le caratteristiche dei rivestimenti introdotte:

- Spritz-beton: spessore 30 cm
- Centine: 2 IPN 240

Nell'applicazione del metodo viene trascurato il contributo del pre-spritz (i.e. 5 cm). Si considera uno sfondo non rivestito di 1,0 m ed un interasse tra le centine di 1,0 m.

Curve Caratteristiche – Parametri geotecnici massimi

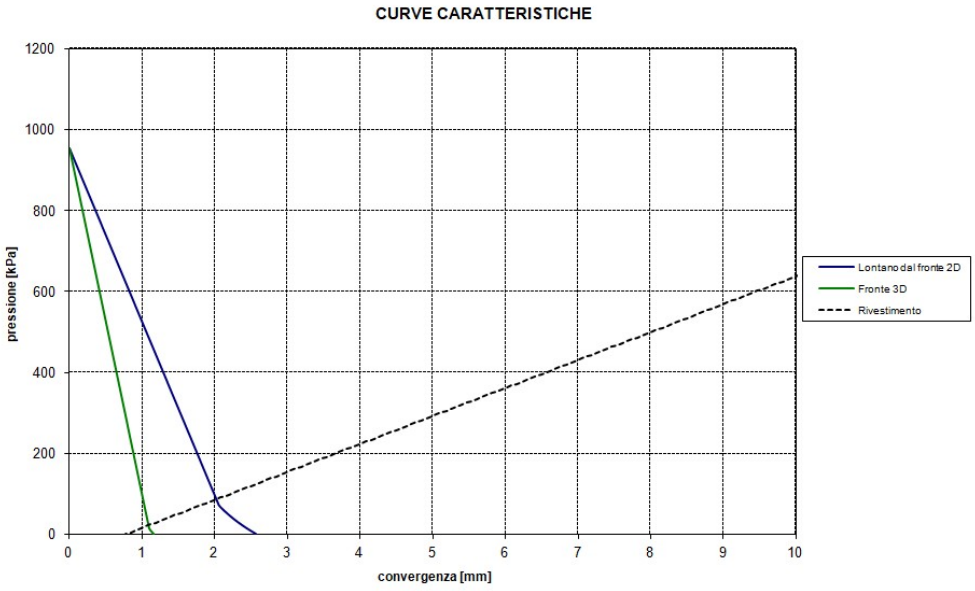


Figura 57

Curve Caratteristiche – Parametri geotecnici minimi

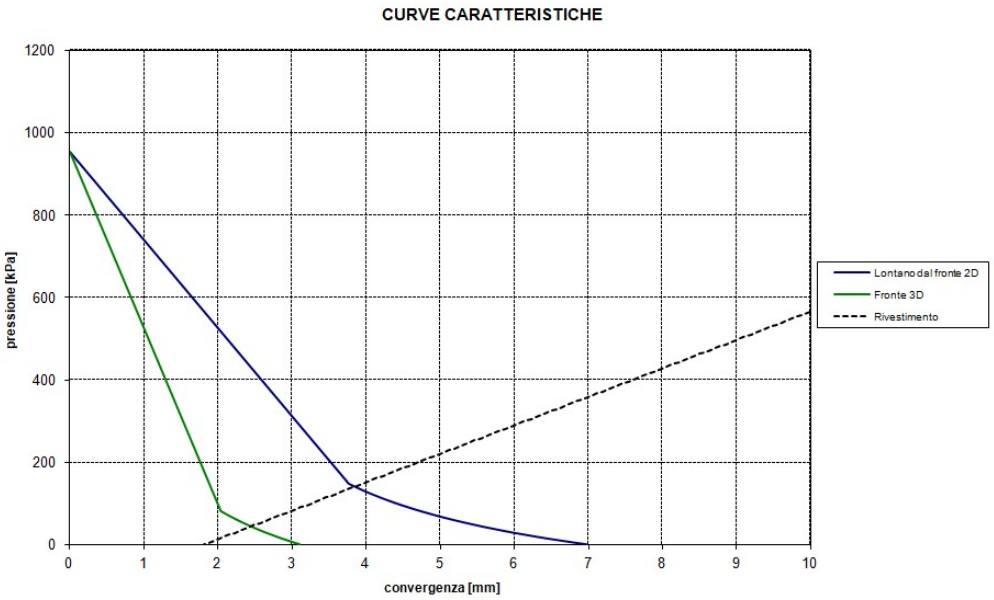


Figura 58

Nella tabella seguenti si riportano le principali grandezze ottenute con il Metodo delle Linee Caratteristiche per i due scenari di calcolo per la fase di Terapia.

Scenario di calcolo		C.to Diagnosi	Convergenza Fronte	Pressione equilibrio fronte	Raggio plastico fronte	Convergenza rivestimento 2D	Pressione rivestimento	Raggio plastico lontano dal fronte
[-]		[m]	[mm]	[kPa]	[m]	[mm]	[m]	[m]
Scenario A	Copertura massima - Parametri massimi	A	1,0	419,0	0,0	2,0	86,0	0,0
Scenario B	Copertura massima - Parametri minimi	A	2,0	282,0	0,0	4,0	140,0	0,1

Tabella 43

Le convergenze attese per entrambi gli scenari di calcolo risultano essere modeste, come anche il carico agente sul rivestimento della galleria.

5.5.2.6 Applicazione del Metodo di Tamez alla sezione basse coperture

Considerando i valori di angolo di attrito e coesione dell'ammasso le analisi preliminari evidenziano che, anche in assenza di consolidamenti al fronte, si ricade in condizioni di fronte stabile per entrambi gli scenari di calcolo per le basse coperture.
Nei punti a seguire si riportano i risultati ottenuti con il Metodo di Tamez in presenza dei rivestimento, per gli scenari di progetto.

Metodo di Tamez – A1C1 - Parametri geotecnici massimi

ANALISI DI STABILITA' DEL FRONTE			
Tamez & Conejo (1988)			
DATI GEOMETRICI			
Sezione	XX		
A	316	m^2	area di scavo
R	10,0	m	raggio di scavo
D	20,1	m	diametro di scavo equivalente
Z	10,0	m	profondità calotta da p.c.
W	10,0	m	profondità falda da p.c.; in assenza falda W=Z
h	15,0	m	altezza dello scavo
b	19,5	m	larghezza dello scavo
a	1,0	m	sfondo non rivestito
Galleria superficiale			discriminante galleria superficiale Z/D<3
DATI VOLUME DI TERRENO POTENZIALMENTE INSTABILE			
φ'_m	49	°	valore medio dell'angolo di attrito dall'arco rovescio a p.c.
$c_{2,m}$	250	kPa	valore medio della coesione dalla calotta al piano campagna
σ_c	1337,3	kPa	resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso
f	1,337	-	fattore di Protodyakonov
l	5,61	m	lunghezza piano di rottura
B	30,72	m	larghezza base paraboloide
h_1	10,00	m	altezza paraboloide

DATI GEOTECNICI			
γ_1	26,5	kN/m^3	peso medio dell'unità di volume di terreno sopra la calotta (su h_1)
γ_2	26,5	kN/m^3	peso medio dell'unità di volume di terreno da scavare (su h)
γ_w	10	kN/m^3	peso medio dell'unità di volume dell'acqua
c_1	250,0	kPa	valore medio della coesione al fronte (su h)
c_2	250	kPa	valore medio della coesione dalla calotta fino a h_1
$c_{2,m}$	250	kPa	valore medio della coesione dalla calotta al piano campagna
φ'_m	49	°	valore medio dell'angolo di attrito dall'arco rovescio a p.c.
φ'	49	°	valore medio dell'angolo di attrito dall'arco rovescio a h_1
K_A	0,140	-	coeff. spinta attiva
K_0	0,245	-	coeff. spinta a riposo
γz	265	kN/m^2	pressione agente sulla calotta
U	0	kPa	pressione idrostatica
RESISTENZA AL TAGLIO E COEFFICIENTI DI SICUREZZA			
n° VTR	0	-	numero VTR al fronte
τ_{m2}	528,83	kPa	resistenza al taglio prisma 3
τ_{m3}	250,00	kPa	resistenza al taglio prisma 2
PE	0,00	kPa	pressione applicata al fronte
Determinazione coeff. Sicurezza stabilità del fronte			
coeff. A	462,4	-	
coeff. B	756,6	-	
coeff. C	1637,4	-	
coeff. D	455,9	-	
F_S	6,27	-	coeff. sicurezza insieme dei 3 prismi $F_S=(A+B+C)/D$
F_{S3}	19,84	-	coeff. sicurezza solo prisma n.3
F_{SF}	**6,27**	-	**coeff. sicurezza stabilità del fronte**

Tabella 44

Il coefficiente di sicurezza risulta essere maggiore di 2, pertanto il comportamento del cavo è elastico ed il fronte risulta essere stabile.
Non essendo previsti interventi al fronte per tale sezione di scavo, il coefficiente di sicurezza sulla stabilità del fronte relativo alla fase di Terapia coincide con quello ottenuto in fase di Diagnosi.

Metodo di Tamez – A1C1 - Parametri geotecnici minimi

ANALISI DI STABILITA' DEL FRONTE			
Tamez & Conejo (1988)			
DATI GEOMETRICI			
Sezione	XX		
A	316	m^2	area di scavo
R	10,0	m	raggio di scavo
D	20,1	m	diametro di scavo equivalente
Z	10,0	m	profondità calotta da p.c.
W	10,0	m	profondità falda da p.c.; in assenza falda W=Z
h	15,0	m	altezza dello scavo
b	19,5	m	larghezza dello scavo
a	1,0	m	sfondo non rivestito
Galleria superficiale			discriminante galleria superficiale Z/D<3
DATI VOLUME DI TERRENO POTENZIALMENTE INSTABILE			
φ'_m	44	°	valore medio dell'angolo di attrito dall'arco rovescio a p.c.
$c_{2,m}$	150	kPa	valore medio della coesione dalla calotta al piano campagna
σ_c	706,8	kPa	resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso
f	1,178	-	fattore di Protodyakonov
l	6,37	m	lunghezza piano di rottura
B	32,23	m	larghezza base paraboloide
h_1	10,00	m	altezza paraboloide

DATI GEOTECNICI			
γ_1	26,5	kN/m^3	peso medio dell'unità di volume di terreno sopra la calotta (su h_1)
γ_2	26,5	kN/m^3	peso medio dell'unità di volume di terreno da scavare (su h)
γ_w	10	kN/m^3	peso medio dell'unità di volume dell'acqua
c_1	150,0	kPa	valore medio della coesione al fronte (su h)
c_2	150	kPa	valore medio della coesione dalla calotta fino a h_1
$c_{2,m}$	150	kPa	valore medio della coesione dalla calotta al piano campagna
φ'_m	44	°	valore medio dell'angolo di attrito dall'arco rovescio a p.c.
φ'	44	°	valore medio dell'angolo di attrito dall'arco rovescio a h_1
K_A	0,180	-	coeff. spinta attiva
K_0	0,305	-	coeff. spinta a riposo
γz	265	kN/m^2	pressione agente sulla calotta
U	0	kPa	pressione idrostatica
RESISTENZA AL TAGLIO E COEFFICIENTI DI SICUREZZA			
n° VTR	0	-	numero VTR al fronte
τ_{m2}	333,43	kPa	resistenza al taglio prisma 3
τ_{m3}	150,00	kPa	resistenza al taglio prisma 2
PE	0,00	kPa	pressione applicata al fronte
Determinazione coeff. Sicurezza stabilità del fronte			
coeff. A	294,4	-	
coeff. B	407,2	-	
coeff. C	897,4	-	
coeff. D	462,9	-	
F_S	3,45	-	coeff. sicurezza insieme dei 3 prismi $F_S=(A+B+C)/D$
F_{S3}	11,90	-	coeff. sicurezza solo prisma n.3
F_{SF}	**3,45**	-	**coeff. sicurezza stabilità del fronte**

Tabella 45

Il coefficiente di sicurezza risulta essere maggiore di 2, pertanto il comportamento del cavo è elastico ed il fronte risulta essere stabile.
Non essendo previsti interventi al fronte per tale sezione di scavo, il coefficiente di sicurezza sulla stabilità del fronte relativo alla fase di Terapia coincide con quello ottenuto in fase di Diagnosi.

Metodo di Tamez – A1C2 - Parametri geotecnici massimi

ANALISI DI STABILITA' DEL FRONTE			
Tamez & Conejo (1988)			
DATI GEOMETRICI			
Sezione	XX		
A	316	m^2	area di scavo
R	10,0	m	raggio di scavo
D	20,1	m	diametro di scavo equivalente
Z	10,0	m	profondità calotta da p.c.
W	10,0	m	profondità falda da p.c.; in assenza falda W=Z
h	15,0	m	altezza dello scavo
b	19,5	m	larghezza dello scavo
a	1,0	m	sfondo non rivestito
Galleria superficiale			discriminante galleria superficiale Z/D<3

DATI GEOTECNICI			
γ_1	26,5	kN/m^3	peso medio dell'unità di volume di terreno sopra la calotta (su h_1)
γ_2	26,5	kN/m^3	peso medio dell'unità di volume di terreno da scavare (su h)
γ_w	10	kN/m^3	peso medio dell'unità di volume dell'acqua
c_1	200,0	kPa	valore medio della coesione al fronte (su h)
c_2	200	kPa	valore medio della coesione dalla calotta fino a h_1
$c_{2,m}$	200	kPa	valore medio della coesione dalla calotta al piano campagna
φ'_m	43	°	valore medio dell'angolo di attrito dall'arco rovescio a p.c.
φ'	43	°	valore medio dell'angolo di attrito dall'arco rovescio a h_1
K_A	0,189	-	coeff. spinta attiva
K_0	0,318	-	coeff. spinta a riposo
γz	265	kN/m^2	pressione agente sulla calotta
U	0	kPa	pressione idrostatica

DATI VOLUME DI TERRENO POTENZIALMENTE INSTABILE			
φ'_m	43	°	valore medio dell'angolo di attrito dall'arco rovescio a p.c.
$c_{2,m}$	200	kPa	valore medio della coesione dalla calotta al piano campagna
σ_c	919,9	kPa	resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso
f	1,150	-	fattore di Protodyakonov
l	6,52	m	lunghezza piano di rottura
B	32,54	m	larghezza base paraboloide
h_1	10,00	m	altezza paraboloide

RESISTENZA AL TAGLIO E COEFFICIENTI DI SICUREZZA			
n° VTR	0	-	numero VTR al fronte
τ_{m2}	448,66	kPa	resistenza al taglio prisma 3
τ_{m3}	200,00	kPa	resistenza al taglio prisma 2
PE	0,00	kPa	pressione applicata al fronte
Determinazione coeff. Sicurezza stabilità del fronte			
coeff. A	396,9	-	
coeff. B	531,8	-	
coeff. C	1175,7	-	
coeff. D	464,2	-	
F_S	4,53	-	coeff. sicurezza insieme dei 3 prismi $F_S=(A+B+C)/D$
F_{S3}	15,87	-	coeff. sicurezza solo prisma n.3
F_{SF}	**4,53**	**-**	**coeff. sicurezza stabilità del fronte**

Tabella 46

Il coefficiente di sicurezza risulta essere maggiore di 2, pertanto il comportamento del cavo è elastico ed il fronte risulta essere stabile.
Non essendo previsti interventi al fronte per tale sezione di scavo, il coefficiente di sicurezza sulla stabilità del fronte relativo alla fase di Terapia coincide con quello ottenuto in fase di Diagnosi.

Metodo di Tamez – A1C2 - Parametri geotecnici minimi

ANALISI DI STABILITA' DEL FRONTE			
Tamez & Conejo (1988)			
DATI GEOMETRICI			
Sezione	XX		
A	316	m^2	area di scavo
R	10,0	m	raggio di scavo
D	20,1	m	diametro di scavo equivalente
Z	10,0	m	profondità calotta da p.c.
W	10,0	m	profondità falda da p.c.; in assenza falda W=Z
h	15,0	m	altezza dello scavo
b	19,5	m	larghezza dello scavo
a	1,0	m	sfondo non rivestito
Galleria superficiale			discriminante galleria superficiale Z/D<3

DATI GEOTECNICI			
γ_1	26,5	kN/m^3	peso medio dell'unità di volume di terreno sopra la calotta (su h_1)
γ_2	26,5	kN/m^3	peso medio dell'unità di volume di terreno da scavare (su h)
γ_w	10	kN/m^3	peso medio dell'unità di volume dell'acqua
c_1	120,0	kPa	valore medio della coesione al fronte (su h)
c_2	120	kPa	valore medio della coesione dalla calotta fino a h_1
$c_{2,m}$	120	kPa	valore medio della coesione dalla calotta al piano campagna
φ'_m	38	°	valore medio dell'angolo di attrito dall'arco rovescio a p.c.
φ'	38	°	valore medio dell'angolo di attrito dall'arco rovescio a h_1
K_A	0,238	-	coeff. spinta attiva
K_0	0,384	-	coeff. spinta a riposo
γz	265	kN/m^2	pressione agente sulla calotta
U	0	kPa	pressione idrostatica

DATI VOLUME DI TERRENO POTENZIALMENTE INSTABILE			
φ'_m	38	°	valore medio dell'angolo di attrito dall'arco rovescio a p.c.
$c_{2,m}$	120	kPa	valore medio della coesione dalla calotta al piano campagna
σ_c	492,1	kPa	resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso
f	1,025	-	fattore di Protodyakonov
l	7,32	m	lunghezza piano di rottura
B	34,13	m	larghezza base paraboloide
h_1	10,00	m	altezza paraboloide

RESISTENZA AL TAGLIO E COEFFICIENTI DI SICUREZZA			
n° VTR	0	-	numero VTR al fronte
τ_{m2}	280,75	kPa	resistenza al taglio prisma 3
τ_{m3}	120,00	kPa	resistenza al taglio prisma 2
PE	0,00	kPa	pressione applicata al fronte
Determinazione coeff. Sicurezza stabilità del fronte			
coeff. A	250,7	-	
coeff. B	288,6	-	
coeff. C	647,4	-	
coeff. D	470,1	-	
F_S	2,52	-	coeff. sicurezza insieme dei 3 prismi $F_S=(A+B+C)/D$
F_{S3}	9,52	-	coeff. sicurezza solo prisma n.3
F_{SF}	**2,52**	-	**coeff. sicurezza stabilità del fronte**

Tabella 47

Il coefficiente di sicurezza risulta essere maggiore di 2, pertanto il comportamento del cavo è elastico ed il fronte risulta essere stabile.
Non essendo previsti interventi al fronte per tale sezione di scavo, il coefficiente di sicurezza sulla stabilità del fronte relativo alla fase di Terapia coincide con quello ottenuto in fase di Diagnosi.

5.5.2.7 Analisi agli elementi finiti

Come seconda fase di analisi sono state svolte analisi agli Elementi Finiti per il progetto delle sezioni delle gallerie naturali. Tali elaborazioni avanzate sono state utilizzate per validare le procedure analitico-numeriche effettuate preliminarmente, e per eseguire le verifiche sugli elementi strutturali. Per il dettaglio sulle analisi condotte si rimanda alla Relazione di calcolo delle gallerie naturali.
Le analisi numeriche hanno inoltre permesso di valutare gli effetti con le opere esistente, che nella fattispecie sono risultati minimi e trascurabili.
Si specifica come siano state condotte allo stesso scopo analisi agli Elementi Finiti anche per il progetto e la verifica delle gallerie artificiali, degli imbocchi e delle opere provvisionali.
Nella tabella a seguire si riporta il riepilogo delle sezioni di scavo in progetto.

			Rivestimento provvisorio				Interventi di precontenimento/presostegno				Rivestimento definitivo					
	SEZIONE TIPO	AREA DI SCAVO (m^2)	Spritz beton (fibrorinforz. 30 Kg/m3) spessore (cm)	Spritz al fronte fibrorinforz. 30 Kg/m3 spessore (cm)	Centine (tipo e passo)	interventi radiali (bulloni)	lunghezza campo	interventi al fronte	interventi al contorno	drenaggi (L e sovrapp.)	Rivestimento definitivo	distanza max getto a.r.+murette dal fronte	distanza max getto calotta dal fronte	armatura	Raggio intradosso Calotta e Arco rovescio	Tipologia Piedritto
Carregiata NORD (PROGETTO)	**A0**	294.68 + 23.39 = **318,07**	35	fine campo 15 ogni sfondo 5	2IPN240 Passo 1.00 - 1.50	-	9-12 m	-	-	eventuali 3+3 L=24 sovr.9m	calotta 90 cm piedritto 161cm a.r. 120 cm	1.5 ϕ	in funzione delle caratteristiche geomeccaniche	a.r. + murette 80 Kg/m3 calotta+ piedritti 60 Kg/m3	R Pd=8.75 R Ca=10.75 R A.R.=24.00	curvo R estrad piedritto 11.25
	A1	294.68 + 23.39 = **318,07**	35	fine campo 15 ogni sfondo 5	2IPN240 Passo 1.00 - 1.50	16-17 chiodi tipo Swellex (o in alternativa autoperforanti), L=6.00m ÷ 9.00m, int.trasv=2.00m, int long=1.00m, perf.≥54mm, dist. max chiod. dal fronte 2.m	9-12 m	-	-	eventuali 3+3 L=24 sovr.9m	calotta 90 cm piedritto 161cm a.r. 120 cm	1.5 ϕ	in funzione delle caratteristiche geomeccaniche	a.r. + murette 80 Kg/m3 calotta+ piedritti 60 Kg/m3	R Pd=8.75 R Ca=10.75 R A.R.=24.00	curvo R estrad piedritto 11.25
	Concio d'attacco B2 - Salerno	294.68 + 23.39 = **318,07**	35	fine campo 15 ogni sfondo 5	2IPN240 Passo 1.00 - 1.50	-	9-12 m	N°100 elementi in VTR ø60/40mm Perforazione ø100 L=18.0m sovr.min=9.0m	N° 63 micropali. Perforazione ø140mm, L=15.0m, sovr.min=6.0m armati con tubo ø114.3x10mm	eventuali 3+3 L=24 sovr.9m	calotta 90 cm piedritto 161cm a.r. 120 cm	1.5 ϕ	in funzione delle caratteristiche geomeccaniche	a.r. + murette 80 Kg/m3 calotta+ piedritti 60 Kg/m3	R Pd=8.75 R Ca=10.75 R A.R.=24.00	curvo R estrad piedritto 11.25
	Concio d'attacco B2 Avellino	294.68 + 23.39 = **318,07**	35	fine campo 15 ogni sfondo 5	2IPN240 Passo 1.00 - 1.50	-	9-12 m	N°100 elementi in VTR ø60/40mm Perforazione ø100 L=18.0m sovr.min=9.0m	N° 63 micropali. Perforazione ø140mm, L=15.0m, sovr.min=6.0m armati con tubo ø114.3x10mm	eventuali 3+3 L=24 sovr.9m	calotta 90 cm piedritto 161cm a.r. 120 cm	1.5 ϕ	in funzione delle caratteristiche geomeccaniche	a.r. + murette 80 Kg/m3 calotta+ piedritti 60 Kg/m3	R Pd=8.75 R Ca=10.75 R A.R.=24.00	curvo R estrad piedritto 11.25
Carregiata SUD (demolizione Esistente ed Allargo)	**A0a**	294.68 + 23.39 = **318,07**	35	fine campo 15 ogni sfondo 5	2IPN240 Passo 1.00 - 1.50	-	9-12 m	-	-	eventuali 3+3 L=24 sovr.9m	calotta 90 cm piedritto 161cm a.r. 120 cm	1.5 ϕ	in funzione delle caratteristiche geomeccaniche	a.r. + murette 80 Kg/m3 calotta+ piedritti 60 Kg/m3	R Pd=8.75 R Ca=10.75 R A.R.=24.00	curvo R estrad piedritto 11.25
	A1a	294.68 + 23.39 = **318,07**	35	fine campo 15 ogni sfondo 5	2IPN240 Passo 1.00 - 1.50	16-16 [(3+3)+(5+5)] chiodi tipo Swellex (o in alternativa autoperforanti), L=6.00m ÷ 9.00m, int.trasv=1.50m, int long=1.00m, perf.≥54mm, dist. max chiod. dal fronte 2.m	9-12 m	-	-	eventuali 3+3 L=24 sovr.9m	calotta 90 cm piedritto 161cm a.r. 120 cm	1.5 ϕ	in funzione delle caratteristiche geomeccaniche	a.r. + murette 80 Kg/m3 calotta+ piedritti 60 Kg/m3	R Pd=8.75 R Ca=10.75 R A.R.=24.00	curvo R estrad piedritto 11.25
	B1a	294.68 + 23.39 = **318,07**	35	fine campo 15 ogni sfondo 5	2IPN240 Passo 1.00 - 1.50	16 (8+8) barre in VTR, 2vl/m L=6.00m ÷ 9.00m, int.trasv=1.50m, int long=1.00m, perf.≥54mm, dist. max chiod. dal fronte 2.m	9-12 m	-	-	eventuali 3+3 L=24 sovr.9m	calotta 90 cm piedritto 161cm a.r. 120 cm	1.5 ϕ	in funzione delle caratteristiche geomeccaniche	a.r. + murette 80 Kg/m3 calotta+ piedritti 60 Kg/m3	R Pd=8.75 R Ca=10.75 R A.R.=24.00	curvo R estrad piedritto 11.25
	Concio d'attacco B2 Salerno	294.68 + 23.39 = **318,07**	35	fine campo 15 ogni sfondo 5	2IPN240 Passo 1.00 - 1.50	-	9-12 m	N°18 elementi in VTR ø60/40mm Perforazione ø100 L=18.0m sovr.min=9.0m	Protesi in CA	eventuali 3+3 L=24 sovr.9m	calotta 90 cm piedritto 161cm a.r. 120 cm	1.5 ϕ	in funzione delle caratteristiche geomeccaniche	a.r. + murette 80 Kg/m3 calotta+ piedritti 60 Kg/m3	R Pd=8.75 R Ca=10.75 R A.R.=24.00	curvo R estrad piedritto 11.25
	Concio d'attacco B2 Avellino	294.68 + 23.39 = **318,07**	35	fine campo 15 ogni sfondo 5	2IPN240 Passo 1.00 - 1.50	-	9-12 m	N°18 elementi in VTR ø60/40mm Perforazione ø100 L=18.0m sovr.min=9.0m	N° 63 micropali. Perforazione ø140mm, L=15.0m, sovr.min=6.0m armati con tubo ø114.3x10mm	eventuali 3+3 L=24 sovr.9m	calotta 90 cm piedritto 161cm a.r. 120 cm	1.5 ϕ	in funzione delle caratteristiche geomeccaniche	a.r. + murette 80 Kg/m3 calotta+ piedritti 60 Kg/m3	R Pd=8.75 R Ca=10.75 R A.R.=24.00	curvo R estrad piedritto 11.25

Tabella 48

6 PROGETTO DEGLI IMPIANTI

6.1 Caratteristiche generali del progetto

Il progetto illuminotecnico della galleria naturale Cologna, a doppio fornice e prevista all'interno del progetto definitivo del *Tratto 1 del Raccordo Salerno-Avellino dallo svincolo di Salerno all'intersezione con la A30,* consiste nell'illuminazione della carreggiata, delle superfici della strada non facenti parte della carreggiata quali banchine, etc, e delle pareti fino ad un'altezza di 2m nel rispetto delle prescrizioni di norma per luminanza, uniformità di luminanza e limitazioni di abbagliamento.
Nella tabella a seguire vengono riportate le caratteristiche del progetto:

Fornici	2	
Corsie per fornice	3	3
Senso di marcia per ciascun fornice	Unico	
Direzione di marcia	Verso Nord	Verso Sud
Flusso veicolare	Monodirezionale	Monodirezionale
Limite di velocità	130Km/h	130Km/h
Lunghezza[1]	147m	119m
Localizzazione	2+887.00km	3+014.20km
Altitudine media	< 500 s.l.m	< 500 s.l.m
Pendenza all'imbocco della Galleria	1°	-2°
Larghezza di ogni corsia	3.75m	3.75m
Altezza apparecchi d'illuminazione	7.70m	7.70m
Tipologia impianto di illuminazione Permanente	LED – Simmetrico	LED - Simmetrico
Tipologia impianto di illuminazione Rinforzo ingresso	LED – Controflusso	LED – Controflusso
Tipologia impianto di illuminazione Rinforzo uscita	Assente	Assente
Numero di file corpi illuminanti illuminazione Permanente	2	2
Numero di file corpi illuminanti illuminazione Rinforzo	2	2
Distribuzione apparecchi illuminazione Permanente	Quinconce	Quinconce
Distribuzione apparecchi illuminazione Rinforzo	Bifilare	Bifilare
Interdistanza apparecchi illuminazione Permanente	12.00 m	12.00 m
Interdistanza apparecchi illuminazione Rinforzo	vedi allegati	vedi allegati
Modalità di controllo	Onde Convogliate	

Tabella 49

Il fornice in esame è rappresentato dalla sezione tipologica indicata nella figura seguente con la posizione delle due file di apparecchi.

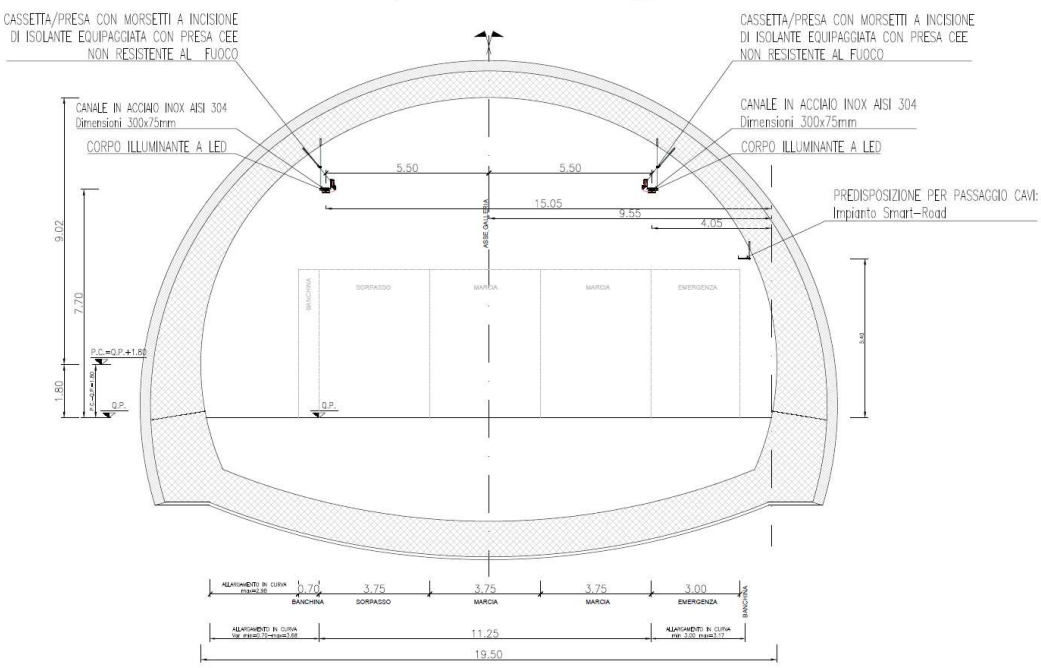


Figura 59

Ladozione di due file di apparecchi di illuminazione, localizzate al di sopra delle due corsia di percorrenza, agevolerà i futuri lavori di manutenzione evitando la chiusura totale della galleria grazie alla deviazione del traffico su una sola corsia per il tempo minimo necessario ai lavori previsti.
L'adozione di sorgenti LED sia per l'illuminazione permanente (e di emergenza), sia per l'illuminazione di rinforzo, a corrente di pilotaggio variabile, consente una buona regolazione dei livelli di luminanza in funzione della luminosità esterna e delle ore della giornata, con conseguenti risparmi di energia elettrica.

6.2 Riferimenti Normativi

Le principali norme italiane applicabili all'illuminazione delle gallerie sono:

- UNI 11095:2019 - Luce e illuminazione - *Illuminazione delle gallerie*
- UNI 11248:2016 - Luce e illuminazione – *Selezione delle categorie illuminotecniche*
- DM 14.09.2005 - Norme di illuminazione delle gallerie stradali
- UNI EN 16276:2013 - Illuminazione di evacuazione nelle gallerie stradali
- UNI EN 13201:2016 - Illuminazione stradale
- UNI EN 12665:2011 - Termini fondamentali e criteri per i requisiti illuminotecnici.

6.3 Impianto di illuminazione

L'illuminazione della galleria è regolata dalla norma UNI 11095:2011 - Illuminazione delle gallerie stradali. Ai fini illuminotecnici la galleria è classificata come galleria lunga (L > 125 m), pertanto è necessario

prevedere sia un impianto di illuminazione permanente che un impianto di rinforzo. La versione aggiornata della suddetta norma (settembre 2019) prevede che tale galleria sia considerata a tutti gli effetti come "Galleria con impianto normale" per cui dovrà essere previsti i seguenti impianti e sistemi:

- impianto di illuminazione ordinaria (rinforzo)
- impianto di illuminazione ordinaria (permanente)
- impianto di illuminazione di emergenza (permanente)

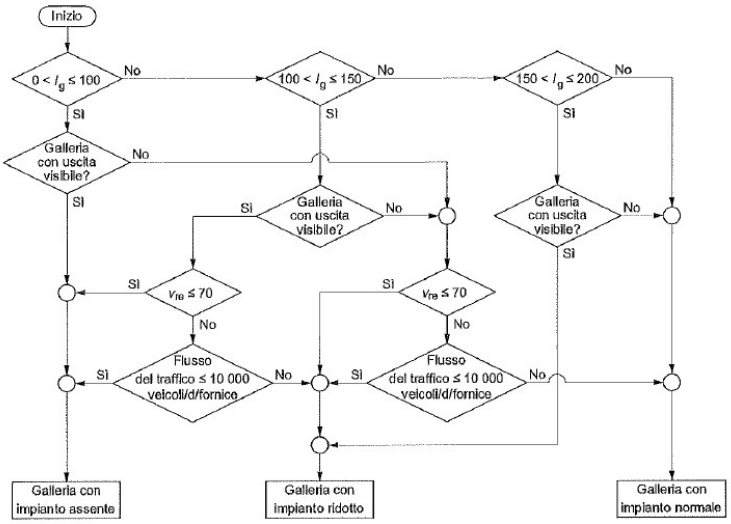


Figura 60 - Diagramma decisionale per gallerie rettilinee e con strada di accesso rettilinea con pendenza longitudinale costane (rif. UNI 11095:2019)

L'illuminazione della galleria è costituita da:

1. *l'illuminazione permanente*, estesa all'intera lunghezza della galleria. Questo tipo d'illuminazione è attivo sia durante le ore diurne sia durante le ore notturne. Deve garantire una luminanza interna per la sicurezza dell'attraversamento della galleria in condizioni di confort visivo, con un grado di sicurezza non inferiore a quello della strada di cui fa parte. Parte dei proiettori di permanente sarà inoltre collegato ad un gruppo di continuità elettrica per garantire l'illuminazione di emergenza.
2. *l'illuminazione di rinforzo*, estesa per una distanza tale da consentire l'adattamento visivo a partire dall'imbocco alla sezione interna della galleria. Poiché il livello dell'illuminazione permanente è insufficiente a consentire una visione sicura di eventuali ostacoli per chi si appresta ad entrare in galleria, nei primi tratti di questa serve un'illuminazione di adattamento progressivo. La variazione dei livelli con la distanza dall'imbocco segue precise regole legate alle leggi dell'adattamento dell'occhio umano.

Secondo normativa italiana UNI 11095:2019			
Categoria illuminotecnica della strada		M1 – 2.00cd/m² --------- UNI 11248:2016	
Luminanza interna		3.00 cd/m² (nei elaborati di calcolo 3.30 cd/m² = + 10%)	
Tipo e stato del manto		Asfalto - asciutto	
Classificazione illuminotecnica del manto		C2 con coefficiente medio di luminanza Q_o = 0,056 sr^{-1}	
Velocità di progetto		130+10 km/h	
Fattore di manutenzione		0.8	
Fattore di riflessione pareti		0.4	
Tipo d'impianto		Controflusso – c=0.23	
Illuminazione permanente	diurna LED	≥ 3.10 cd/m²	
	unif. generale	≥ 0,5	
	unif. trasversale	0,5	
	unif. longitud.	≥ 0,7	
	abbagliam. TI	≤ 10%	
Illuminazione emergenza	emergenza LED	≥ 1 cd/m²	
	unif. generale	n.d.	
	unif. trasversale	n.d.	
	unif. longitud.	n.d.	
	abbagliam. TI	n.d.	
Illuminazione notturna (valori ottenuti da declassamento a ME3a per flusso di traffico stradale ridotto in orari notturni)	notturna LED	≥ 1 cd/m²	
	unif. generale	≥ 0,5	
	unif. trasversale	≥ 0,5	
	unif. longitud.	≥ 0,7	
	abbagliam. TI	≤ 10%	
		Imbocco lato Nord (dir. Sud)	Imbocco lato Sud (dir. Nord)
Illuminazione di rinforzo	lumin. entrata L_e	176,3 cd/mq	139,2 cd/mq
	abbagliam. TI	≤ 20%	≤ 20%
Illuminazione pareti	luminanza	≥ 60 % della luminanza di carreggiata	≥ 60 % della luminanza di carreggiata
	unif. generale	≥ 0,40	≥ 0,40
	unif. trasversale	≥ 0,40	≥ 0,40
	unif. longitud.	≥ 0,60	≥ 0,60
Illuminazione di emergenza		1 cd/m² per almeno 30 minuti	1 cd/m² per almeno 30 minuti
Illuminazione in uscita		Non prevista	Non prevista
Distanza di arresto		Vedi elaborati grafici	Vedi elaborati grafici
Illuminamento orizzontale Eh75		10 Km	10 Km
Distanza di visibilità meteorologica Vm_{75}		60 Klx	60 lx

Tabella 50 – Dati illuminotecnici di progetto

6.4 Architettura degli impianti

6.4.1 Generalità

Il presente documento intende illustrare i criteri di dimensionamento e progettazione per la realizzazione delle opere impiantistiche a servizio della galleria Cologna.
Le opere descritte fanno riferimento al progetto definitivo degli impianti elettrici di potenza a servizio dell'adeguamento del *Tratto 1 del Raccordo Salerno-Avellino dallo svincolo di Salerno all'intersezione con la A30*.
Il tracciato, all'interno del quale si sviluppa la galleria Cologna, appartiene alla rete TEN (rete stradale transeuropea), pertanto ricade nell'ambito dell' applicazione del D.Lgs 264 del 05/10/2006 "Attuazione della direttiva 2004/54/CE in materia di sicurezza per le gallerie della rete stradale transeuropea". In particolare per la galleria in oggetto, essendo di lunghezza inferiore a 500 m, non è prevista l'applicazione del D.Lgs 264 in quanto ricadente nella gamma delle "**gallerie minori**".
Tuttavia è richiesta in ogni caso l'installazione dell'impianto di illuminazione in accordo al DM 14/09/200.
Il progetto prevede la realizzazione degli impianti a servizio della galleria individuati nei seguenti sottoinsiemi impiantistici:

- sistema di alimentazione
- quadri elettrici
- cavi e circuiti
- distribuzione dorsale e terminale
- cabina elettrica e impianti ausiliari di servizio
- impianto di terra
- interfacciamento col sistema di supervisione

6.4.2 Sistema di alimentazione

L'alimentazione di energia elettrica della cabina elettrica a servizio della galleria avverrà, da parte dell'ente distributore, direttamente in bassa tensione. Si prevede a tal proposito un'apposita nicchia, all'esterno della cabina, in cui verrà ubicato il contatore dell'energia elettrica. Dal punto di consegna si dirama la linea che alimenterà il quadro generale denominato QGEN a servizio di tutte le utenze sia di cabina che di galleria.
Tale quadro avrà due sezioni, una normale, derivata dalla rete del distributore, che sarà asservita alle utenze di cabina e agli impianti d'illuminazione ordinaria e di rinforzo, l'altra sezione sarà in continuità assoluta alimentata da un gruppo statico di continuità CPS completo di batterie ermetiche al piombo, di lunga durata, in grado di garantire un'autonomia di almeno 60 minuti.
In caso di "black-out", conseguente alla mancanza della rete elettrica il sistema di alimentazione in continuità assoluta sarà in grado di garantire l'alimentazione contemporanea dei seguenti impianti:

- illuminazione permanente di emergenza
- tutti gli impianti speciali a servizio della galleria: SOS, TVCC, apparati di rete e supervisione etc.

6.4.3 Quadri elettrici

Il Quadro Generale (QGEN) sarà realizzato in forma 2 e strutturato in due sezioni distinte: una sezione normale alimentata dalla rete ordinaria del distributore ed una sezione di sicurezza, in continuità assoluta,

alimentata da CPS. Il quadro avrà tutti gli accessori necessari per lo sgancio dell'energia elettrica in caso di emergenza.
Tutti gli interruttori di derivazione montati sul quadro generale, saranno di tipo scatolato e/o modulare ed equipaggiati con contatti ausiliari di apertura o scattato relè per il dialogo con il sistema di supervisione dell'impianto.
Essendo la tipologia di galleria a doppio fornice, ogni sezione del quadro risulterà suddivisa in due ulteriori sezioni: uno per il fornice direzione Nord e l'altra sezione per il fornice direzione Sud. Tale distinzione consentirà un agevole sgancio "selettivo" e parziale delle sole utenze del tunnel interessato dall'evento.
Il quadro sarà inoltre dotato di idoneo sistema di protezione scariche atmosferiche e di multimetro in grado di trasmettere tutte le misure d potenza tramite linea seriale RS485 e protocollo Modbus collegabile al sistema generale di supervisione.
Gli interruttori di alimentazione delle linee in partenza saranno di tipo modulare aventi potere di interruzione adeguato al punto di installazione. Il quadro avrà struttura metallica modulare a scomparto separato per apparecchiature e morsettiere.

6.4.4 Cavi e circuiti

Il Regolamento Prodotti da Costruzione CPR UE305/11 ha introdotto particolari specifiche circa le classi di reazione al fuoco dei materiali da costruzione (compresi i cavi), qualora installati stabilmente all'interno di edifici e di altre opere di ingegneria civile; tali specifiche sono codificate mediante un sistema di classificazione delle prestazioni di reazione al fuoco secondo "euroclassi", con relativi metodi di prova specifici. L'applicabilità ai cavi elettrici è divenuta operativa con la pubblicazione nell'elenco delle Norme armonizzate, ai sensi del Regolamento stesso, della Norma EN 50575 "Cavi per energia, controllo e comunicazioni - Cavi per applicazioni generali nei lavori di costruzione soggetti a prescrizioni di resistenza all'incendio". Sono ammessi conduttori di primaria marca e dotati di Marchio Italiano di Qualità (o marchio equivalente) e rispondenti alla normativa specifica vigente (CEI ed UNEL). Per la scelta dei colori relativi alle relative fasi dei conduttori si è fatto riferimento alla tabella colori CEI UNEL 00722-78.

Le linee BT di distribuzione dorsale saranno così caratterizzate:

- le dorsali principali in galleria relative agli impianti di illuminazione permanente d'emergenza saranno costituite da cavi resistenti al fuoco, non propaganti l'incendio e a bassissima emissione di fumi e gas tossici e assenza di gas corrosivi, tipo FTG18(O)M16 0.6/1 kV;
- le dorsali principali in galleria relative agli impianti di illuminazione permanente ordinaria e di rinforzo saranno costituite da cavi non propaganti l'incendio e a bassissima emissione di fumi e gas tossici e assenza di gas corrosivi, tipo FG16(O)M16 0.6/1 kV. Tale tipologia di cavo sarà utilizzato anche per l'alimentazione delle utenze di cabina.
- le dorsali principali per le utenze in esterno alle gallerie saranno costituite da cavi non propaganti l'incendio del tipo FG16(O)R16 0.6/1 kV.

Le reti dorsali, derivate dal quadro generale, per l'alimentazione delle apparecchiature in campo, saranno configurate tipicamente secondo una topologia dorso-radiale o radiale semplice e si suddivideranno secondo due classi fondamentali:

- reti o circuiti ordinari: costituite dai circuiti relativi agli impianti che in mancanza di rete dell'ente distributore sono ritenuti non essenziali per la sicurezza degli utenti.

- reti o circuiti di sicurezza: costituite dai circuiti relativi agli impianti che, in caso di emergenza o mancanza rete, devono funzionare con continuità senza alcuna interruzione del loro servizio in modo da assicurare un adeguato livello di sicurezza ai fruitori dell'opera. Ne consegue che tali reti saranno alimentate da sistemi di alimentazione in continuità assoluta (CA); inoltre per tali utenze si farà ricorso all'uso di componenti costruttivamente idonei per resistere alle alte temperature (tipicamente cavi e cassette di tipo resistente al fuoco) o, in alternativa, a specifiche modalità di installazione (ad esempio posa delle reti sotto marciapiede e/o dietro il profilo ridirettivo) in grado di garantire la loro immunità rispetto agli effetti di un eventuale incendio.

6.4.5 Sistema di distribuzione dorsale e terminale

I cavi, ad eccezione del tratto esterno di collegamento interrato tra cabina ed imbocco tunnel viaggeranno all'interno delle passerelle in acciaio inox minimo AISI 304 di dimensioni 100x300 dotata di setto separatore per la separazione dei circuiti di potenza e segnalazione come prescritto dalle norme vigenti. All'interno del locale cabina invece le linee correranno su passerella cavi anch'essa munita di setto separatore.

Le dorsali in galleria si attesteranno ai nodi di derivazione che saranno, a seconda delle modalità esecutive, così costituiti:

- per i nodi di derivazione terminale relativi agli apparecchi di illuminazione permanente ordinaria e rinforzo saranno utilizzate cassette di derivazione in tecnopolimero a perforazione di isolante aventi grado di protezione IP66 ed un grado di resistenza agli urti pari almeno a IK09. Le cassette, complete di fusibili di protezione, saranno staffate alle canalizzazioni in acciaio inox AISI 316L.
- per i nodi di sezionamento locale dell'alimentazione terminale della permanente emergenza, saranno impiegate delle cassette resistenti al fuoco (400°C per 2 ore) collocate in volta della galleria; tali cassette, aventi grado di protezione minimo IP65, saranno complete di gruppo presa-spina 3P+T.

Dalla cabina alla galleria e alle utenze esterne, i cavi saranno interrati in cavidotti costituiti da:

- n. 2 tubazioni in polietilene corrugato a doppia parete serie pesante di diametro 160 mm per servizi BT all'aperto quali eventuali illuminazione esterne e alimentazione degli impianti speciali collocati in itinere. Le tubazioni BT saranno interrotte sia all'aperto che all'interno delle gallerie, ogni 300m circa con pozzetti rompi tratta. Altri pozzetti saranno inoltre collocati in corrispondenza di ogni cambio di direzione delle condutture. I pozzetti collocati all'aperto saranno di tipo prefabbricato aventi dimensioni indicative pari a 600x600xh600 mm completi di chiusino in ghisa.
- n. 2 tubazione in polietilene corrugato a doppia parete serie pesante di diametro 125 mm dedicata agli impianti speciali (SP) collocati all'aperto, dove saranno posate le reti di comunicazione (in rame schermate o in fibra ottica) asservite alle apparecchiature speciali collocate in itinere (PMV, colonnine SOS e nodi di rete WAN). Le ispezioni delle tubazioni SP saranno realizzate contestualmente e con le medesime modalità delle interruzioni/ispezioni delle reti BT. L'uso diffuso di fibre ottiche e di cavi speciali di comunicazione di tipo schermato aventi adeguato livello di

isolamento, comparabile con le linee di potenza BT, non rende necessaria la realizzazione di setti separatori in corrispondenza dei pozzetti e dei vani di ispezione BT/SP.

6.4.6 Cabina elettrica

6.4.6.1 Struttura della cabina

La cabina elettrica sarà del tipo prefabbricato, realizzata in cemento armato vibrato in monobox (di tipo monolitico). Le cabine monobox saranno realizzate con resistenza caratteristica del calcestruzzo pari ad Rck ≥ 350 kg/cm2. Le pareti esterne, con spessoredi 9cm, sono internamente ed esternamente trattate con intonaco murale plastico. Il tetto, in unico corpo con la struttura del chiosco, sarà impermeabilizzato con guaina bituminosa applicata a caldo o a richiesta in resina epossidica e predisposto per l'eventuale passaggio cavo o sistemazioni di aeratori a torrino . Il pavimento di tipo autoportante di spessore 10 cm e sarà inoltre predisposto con apposite forometrie per il passaggio dei cavi. La fondazione della cabina sara costituita da una vasca prefabbricata in calcestruzzo dell'altezza utile interna di 70cm contenente il sistema passacavo tipo WOCS con flange a frattura prestabilita e passanti stagni per l'ingresso dei cavi BT. Nella struttura in cemento, l'armatura elettrosaldata sarà fissata al controtelaio degli infissi in maniera tale da formare una rete equipotenziale di terra uniformemente distribuita su tutta la superficie del manufatto.

6.4.6.2 Impianti di cabina

La cabina sarà completa di impianto di alimentazione elettrica luce e forza motrice composto da

- n. 1 presa 2x16A+T, interbloccata con fusibile, grado di protezione minimo IP55
- n. 1 presa 3x16A+N+T, interbloccata con fusibile, grado di protezione minimo IP55

Sono inoltre previste delle prese bipasso e universale di tipo civile 2x10/16A+T con grado di protezione IP55. L'illuminazione artificiale della cabina, conformemente alla Norma CEI 64-8, sarà realizzata in modo da garantire un livello di illuminamento di 200 lux nella zona del campo visivo unitamente ad un fattore di uniformità di almeno 0,7(normaUNI EN12464-1). La cabina sarà munita anche di un corpo lampada equipaggiata di batteria tampone di autonomia 60minuti per l'illuminazione di emergenza in grado di garantire 5 lux a quota pavimento.
Le apparecchiature elettriche durante il loro funzionamento sviluppano calore con conseguente riscaldamento dei locali di installazione. Il calore sviluppato deve essere smaltito mediante sistemi di ventilazione (naturale o forzata) oppure tramite impianti di condizionamento. Inoltre in estate deve essere considerato anche l'apporto di calore, non trascurabile, derivante dalle condizioni esterne.
Laddove si riscontra la necessità di installare batterie ermetiche al Piombo (UPS, stazione radio,…), i locali non potranno essere resi ermetici rispetto all'ambiente esterno; perciò si dovrà garantire una portata d'aria di ventilazione idonea a diluire l'idrogeno prodotto durante la carica degli accumulatori come prescritto dal costruttore e dalle vigenti norme.
Di seguito si descrivono le verifiche in accordo alla Norma EN 50272, in relazione a:

- portata d'aria di ventilazione necessaria in un locale
- superficie delle aperture di ventilazione che garantiscono la portata d'aria necessaria

La portata d'aria Q necessaria per questo scopo può essere calcolata con la seguente formula:

$$Q = 0.05 \cdot n \cdot I_{gas} \cdot C_{rt} / 1000 \quad [m^3 / h]$$

dove:

- 0.05 = coefficiente che tiene conto dell'usuale quantità di idrogeno prodotta nel processo di elettrolisi (0.42 l/h per ogni Ah), la necessaria percentuale di diluizione (<30%) e un coefficiente di sicurezza pari a 5;
- n = numero di elementi;
- Igas = corrente che produce gas [mA/Ah];
- Crt = capacità nominale della batteria [Ah].

L'area necessaria per le aperture di ventilazione è quindi:

$$S = \frac{Q}{v} \quad [m^2]$$

dove:

- Q = flusso d'aria [m3/s]
- v = velocità dell'aria per ventilazione naturale [m/s] = 0.1 m/s

Completano le dotazioni di cabina i pulsanti di sgancio della rete elettrica e UPS che saranno ubicati all'esterno della cabina e un impianto di rivelazione fumi collegato ad un allarme ottico acustico. La centralina dovrà essere collegabile al sistema di supervisione generale per il riporto degli allarmi a postazione remota.

6.4.7 Impianto di terra

A servizio della nuova cabina è previsto un impianto di terra costituito da un dispersore lineare, ad anello, posato, in scavo predisposto, lungo il perimetro dei manufatti e realizzato in corda di rame nuda da 50 mm2. Esso sarà integrato sia con picchetti verticali a croce che con i dispersori lineari posati lungo l'intero sviluppo dei fornici. All'interno della cabina sarà presente una bandella di rame che rappresenterà il nodo di terra principale al quale verranno collegati quadri e utenze per l'equipotenzializzazione delle masse.
le dorsali principali di terra, aventi la funzione di dispersore e di conduttore di protezione comune ai vari circuiti, saranno realizzati in corda di rame nudo. Da queste saranno derivate sia i collegamenti PE terminali delle diverse apparecchiature in campo qualora queste non siano realizzate in classe II, sia le dorsali di terra a servizio degli impianti di illuminazione.

6.4.7.1 Interfacciamento al sistema di supervisione

Al fine di monitorare e gestire gli impianti elettrici di potenza essi saranno adeguatamente interfacciati con il sistema di controllo e supervisione locale. Tale interfaccia, a seconda del componente controllato, sarà realizzato con le seguenti modalità:

- Quadro BT generale (QE_GEN): le varie protezioni BT, di tipo aperto o scatolato, complete di unità di misura e dialogo saranno tra loro interconnesse via seriale RS485 con protocollo Modbus. Il loro collegamento radiale al PLC Master di galleria, basato su standard Ethernet, sarà realizzato tramite un convertitore di protocollo (gateway) RS485 Modbus – Ethernet Modbus TCP/IP. I segnali I/O di quadro saranno gestiti da unità I/O aggiuntive interconnesse, via seriale RS485, alle unità di protezione, misura e dialogo sopra menzionate
- Gruppo di continuità assoluta (UPS): le varie protezioni BT, di tipo aperto o scatolato, complete di unità di misura e dialogo saranno tra loro interconnesse via seriale RS485 con protocollo Modbus. Il loro collegamento punto-punto al PLC Master di galleria, basato su standard Ethernet, sarà realizzato tramite un convertitore di protocollo (gateway) RS485 Modbus – Ethernet Modbus TCP/IP. I segnali I/O da/per l'UPS saranno gestiti da un'unità I/O aggiuntiva interconnessa, via seriale RS485, alle unità di protezione, misura e dialogo sopra menzionate

Per la gestione dei segnali verrà installato in cabina un armadio rack 19" che conterrà anche le apparecchiature di rete per l'attestazione della rete WAN di tratta.

Per ulteriori dettagli riguardo il progetto degli impianti si rimanda alle relazioni di calcolo, nella fattispecie gli elaborati "*T00IM01IMPRE01A*" e "*T00IM01IMPRE02A*".

7 CONCLUSIONI

Oggetto della presente Relazione generale delle opere in sotterraneo sono stati gli aspetti generali inerenti il progetto delle gallerie Cologna, sia con riferimento alla nuova carreggiata Nord di nuova costruzione, che alla carreggiata sud in allargamento.
Ciò si colloca all'interno del progetto di adeguamento del Raccordo Autostradale Salerno – Avellino, facente parte della tratta estesa afferente alla Autostrada A3 del Mediterraneo. Questo prevede per uno sviluppo complessivo di circa otto chilometri l'introduzione della terza corsia necessaria al miglioramento dell'attuale livello di servizio per una tratta strategica di collegamento tra la città di Salerno a sud e l'interconnessione A30 Salerno – Caserta. L'infrastruttura infatti, vista la necessità di costituire una via di collegamento tanto a Salerno per i comuni dell'interland quanto alle Autostrade che dal Tirreno muovono verso nord, attualmente non riesce a garantire adeguata capacità alla richiesta di traffico e, pertanto, necessita di tale intervento di potenziamento.
Le gallerie in progetto si compongono a loro volta dai seguenti elementi costituenti, ai quali sono stati dedicati specifici documenti per quanto concerne la loro progettazione:

- Gallerie naturali
- Gallerie artificiali
- Imbocchi: dime e conci di attacco
- Opere provvisionali
- Impianti tecnologici

Tale documenti riporta quindi gli aspetti salienti riguardo la progettazione di tali opere, con riferimento e nel rispetto della normativa vigente, che evidenziano le caratteristiche principali e la validità delle soluzioni adoperate.