

PNC – PNRR: Piano Nazionale Complementare al Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza nei territori colpiti dal sisma 2009–2016, Sub–misura A4, "Investimenti sulla rete stradale statale"

S.S. 685 "delle Tre Valli Umbre": rettifica del tracciato e adeguamento alla sez. tipo C2 dal km 41+500 al km 51+500. Stralcio di completamento: dal km 41+500 al Km 45+700

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO ECONOMICA

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - SIPAL - TECNIC - GDG - ICARIA - AMBIENTE

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

IL PROGETTISTA:

Dott. Ing. David Carlacchini
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° A1245

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglino
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n° 108

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Gianluca De Paolis
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1344

IL DEC

Dott. Arch. Lara Eusanio
Ordine degli Architetti P.P.C. della Prov. di L'Aquila n° 859

PROTOCOLLO

DATA

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:



Dott.Ing. N.Granieri
Dott.Ing. V.Truffini
Dott.Ing. T.Berti Nulli
Dott.Arch. A.Bracchini
Dott.Ing. L.Nani
Dott.Ing. E.Bartolucci
Dott.Ing. L.Casavecchia
Dott.Geol. G.Cerquiglino
Dott.Ing. F.Durastanti
Dott.Ing. M.Abram
Dott.Arch. C.Presciutti
Dott. Agr. F.Berti Nulli
Geom. L.Pacioselli

MANDANTI:



Dott. Ing. A. Dipierro
Dott. Ing. S.Terreno
Dott. Ing. A.Comparato



Dott. Ing. D.Carlacchini
Dott. Ing. C.Consorti
Dott. Ing. S.Gervasio
Dott. Ing. S.Sacconi



Prof. Ing. S.Canale
Dott. Ing. C.Sanna
Dott. Ing. C.Nardi
Dott. Ing. F.Volonnino
Dott. Ing. M.Schinco



Dott. Ing. V.Rotisciani
Dott. Ing. F.Macchioni
Dott. Ing. G.Pulli
Dott. Ing. V.Piunno



Dott. Ing. F.Tamburini
Dott.Arch. J.Zaccagna
Dott.Agr. M.T. Colacresi



02.STUDIO GEOLOGICO GEOTECNICO 02.03 GEOTECNICA

Relazione geotecnica e sismica

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG. ANNO	T00-GE03-GET-RE01-A			
PG376	F 23	CODICE ELAB. T00GE03GETRE01		A	-
A	Emissione	Ott-23	S.Sacconi	D.Carlacchini	N.Granieri
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA.....	2
2	DESCRIZIONE DEL TRACCIATO.....	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
4	INDAGINI ESEGUITE	7
5	INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	8
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	10
6.1	DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE	10
6.2	UNITÀ GEOTECNICA A3A	10
6.3	UNITÀ GEOTECNICA SAA	10
7	MODELLO GEOTECNICO	17
8	REGIME DELLE PRESSIONI INTERSTIZIALI.....	18
9	PROBLEMATICHE DI CARATTERE GEOTECNICO	20
9.1	GALLERIE NATURALI	20
9.1.1	Imbocchi.....	20
9.1.2	Sezioni tipo gallerie naturali.....	21
9.1.3	Monitoraggio delle gallerie naturali.....	23
9.2	PONTICELLI IDRAULICI	25
9.3	TOMBINI IDRAULICI.....	27
9.4	MURI DI SOSTEGNO, DI CONTRORIPA E SOLETTE A SBALZO.....	28
9.5	PARATIE DI PALI.....	31
9.6	PARETI CHIODATE	31
10	CARATTERISTICHE DI SISMICITÀ DELL'AREA	32

1 PREMESSA

La presente relazione geotecnica e sismica fa parte della documentazione allegata al progetto di Fattibilità Tecnico Economica che riguarda i “Lavori di adeguamento alla sez. tipo C2 della S.S. 685 “delle Tre valli umbre” dal km 41+500 al km 51+500” e costituisce il 3° stralcio funzionale dell’adeguamento della S.S.685 nel tratto che va dal km 41+500 al km 45+650, da attuare nel medio termine.

La finalità generale dell’intervento è quella di migliorare l’accessibilità all’area del cosiddetto “Cratere del terremoto” o “Cratere sismico” (con particolare riferimento alle aree che comprendono i centri di Norcia, Sellano, Cerreto di Spoleto, Visso) dalla viabilità primaria costituita dal tratto della S.S. 685 Spoleto-S.Anatolia di Narco e tramite questo, da Spoleto, dalla S.S. 3 in direzione Foligno-Perugia o Terni-Orte e dalla S.S. 685 in direzione Acquasparta / S.S. 3bis Perugia-Orte (A1).

Il tracciato della S.S.685 preso in esame è quello di fondo valle Nera che va dal km 41+500 (1 km dopo l’abitato di Borgo Cerreto) al km 51+500 (300 m prima dello svincolo con la S.P. 469 in prossimità di Castel San Felice); all’interno di questo è stato individuato come 3° Stralcio, in relazione ai finanziamenti disponibili, il tratto dal Km 41+500 al km 45+650 (circa 2 km prima dell’abitato di Piedipaterno).

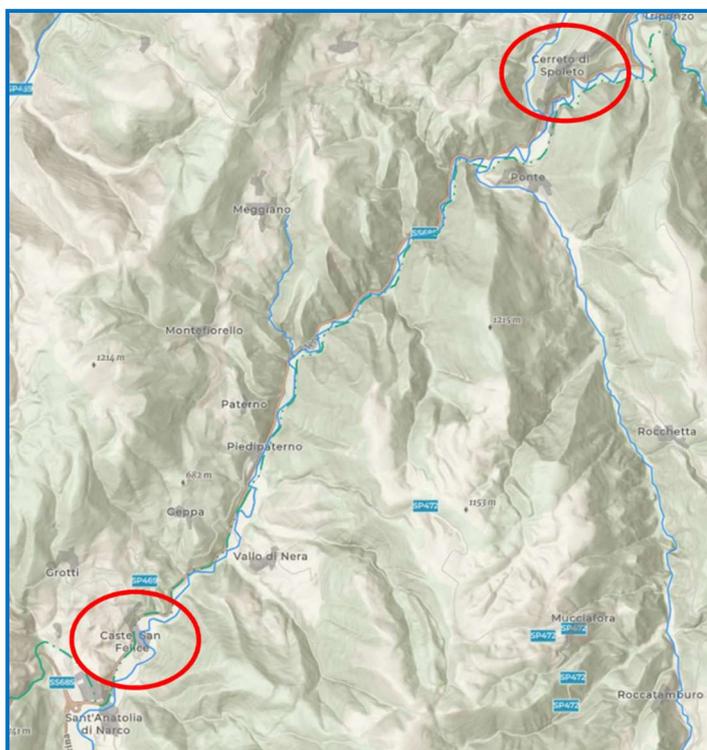


Figura 1-1: Limiti del tratto in esame della SS 685.

Nell’ambito del presente PFTE sono state sviluppate tre diverse alternative di rettifica del tracciato. L’obiettivo comune alle tre alternative consiste nell’adeguamento alla sezione tipo C2 per le strade extraurbane secondarie prevista dal D.M. del 5 novembre 2001, avente una larghezza complessiva della piattaforma pari a 9,50 m (circa 2,00 m superiore rispetto all’attuale) con le relative prestazioni in termini di intervallo di velocità di progetto, lunghezze minime di visuale libera e di allargamento delle corsie per la corretta iscrizione dei veicoli in curva e per le verifiche di visibilità.

Relazione geotecnica e sismica

Tale obiettivo deriva dalla volontà di eliminare o mitigare le criticità attualmente presenti nel tratto stradale oggetto di intervento, riassumibili come segue:

- dimensioni della piattaforma, attualmente larga mediamente 7,50 m con corsie da 3,25-3,50 m, che in corrispondenza delle curve di raggio inferiore rappresentano un fattore di rischio elevato quando si incrociano due veicoli pesanti/ingombranti;
- curve con raggio di curvatura inferiori ai 118m (minimi per una strada di categoria C, par. 5.2.4 del DM2001) e che quindi non consentono la velocità di progetto minima prevista per le strade extraurbane secondarie (60 km/h);
- assenza di adeguati allargamenti trasversali della piattaforma per garantire un'adeguata visuale libera in curva, che rappresenta un ulteriore fattore di rischio.

Nel presente studio sono state affrontate le tematiche di carattere geotecnico. Vengono, dunque, inizialmente descritte le campagne di indagini, il contesto geologico e a seguire viene presentata la caratterizzazione geotecnica e le caratteristiche di sismicità dell'area interessata dal progetto.

2 DESCRIZIONE DEL TRACCIATO

In prima fase è stato modificato il tracciato partendo dalle curve esistenti, aumentandone il raggio quanto possibile ed inserendo raccordi clotoidici per un intervallo da sezione tipo C2 (60-100 km/h), con la verifica dei primi due parametri delle clotoidi, tarata per una velocità massima di 80 km/h e dove non è stato possibile mantenere l'andamento dello stato di fatto, il nuovo tracciato ha previsto l'inserimento di tratti in rettilineo o nuove curve complete di transizione.

Per 4 curve (n° 11-12-15-17), delle 19 del nuovo tracciato, non è stato possibile rispettare il limite massimo di 80 km/h, pertanto, alla luce del contesto, sono state tarate con i primi due parametri delle clotoidi che verificano per una velocità di 60 km/h.

Ciò ha consentito di evitare notevoli sbancamenti a monte dell'infrastruttura che avrebbero comportato un forte impatto realizzativo oltre che ambientale dell'adeguamento, inoltre tali deviazioni del tracciato hanno consentito di mantenere alcune opere di sostegno esistenti al confine dell'alveo del fiume Nera.

Il tracciato dell'alternativa selezionata permette una velocità sempre compresa nei limiti dell'intervallo per la sezione tipo C2 presentando in alcuni tratti, per entrambi i sensi di circolazione, alcune disomogeneità. Inoltre, diversi elementi del tracciato non rispettano i dettami del DM2001 e per tale motivo, l'andamento avrebbe dovuto subire ulteriori modifiche non compatibili con i vincoli al contorno.

Come già esposto in precedenza, nell'ottica di voler ridurre l'impatto delle modifiche in un ambito fortemente vincolato e con l'obiettivo primario di migliorare le caratteristiche di sicurezza dell'attuale infrastruttura, è stato previsto un progetto di adeguamento all'interno del range di velocità di progetto 80-60 Km/h.

I motivi di tale scelta progettuale sono dettati in particolar modo al delicato contesto ambientale e antropico in cui si inserisce l'infrastruttura in progetto, nonché dai vincoli "fisici" presenti o imposti, come elencati a seguire:

- pochi metri prima dell'inizio dell'intervento è presente una limitazione alla velocità, pertanto, si ritiene opportuna la limitazione della velocità di progetto a 60 km/h;
- il tratto successivo, presenta alcune limitazioni della velocità di progetto comprese tra 80-60 Km/h, al fine di limitare gli sbancamenti lato monte e l'occupazione dell'area golenale del Fiume Nera.

Ai fini della sicurezza, la verifica delle visibilità è stata condotta con il diagramma delle velocità con limitazioni al limite superiore di 80 km/h, (TOOPS03TRADG01) e gli allargamenti necessari per garantire la visibilità in curva sono riassunti di seguito:

Per quanto riguarda invece gli allargamenti per iscrizione in curva, la presenza di raggi di curvatura uguali o inferiori a 225 m comporta la necessità di inserire opportuni allargamenti della carreggiata per l'iscrizione dei veicoli in curva.

Con riferimento al profilo altimetrico di progetto, esso segue l'andamento del profilo dello stato di fatto, con qualche miglioramento in termini di continuità di elementi altimetrici e prevedendone una certa regolarizzazione.

Unici tratti dove questa logica non è stata applicata sono:

- in corrispondenza della Galleria naturale di Progetto alle pk 0+900 e 0+970 e tratti di raccordo adiacenti, poiché il progetto si discosta dalla sede stradale attuale;
- in corrispondenza delle pk 4+420 e 4+450, dove per inserire adeguati elementi di raccordo tra curve di flesso, la nuova sede attuale si discosta da quella esistente.

Relazione geotecnica e sismica

La pendenza longitudinale massima raggiunta è pari al 2,58% ed i raccordi altimetrici adottati risultano sempre superiori ai minimi richiesti, al fine di garantire la distanza di visuale libera per la determinata velocità di progetto nei vari tratti.

3 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

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

- Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” (GU Serie Generale n. 42 del 20-02-2018 – Suppl. Ordinario n. 8);
- 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.

4 INDAGINI ESEGUITE

Per la redazione della presente relazione si è fatto riferimento ai risultati della campagna di indagine svoltasi nel 2023. In particolare essa si compone di una accurata campagna di rilievo geomeccanico di superficie, con l'individuazione di 11 stazioni geomeccaniche, opportunamente ubicate lungo tutto il tracciato rispetto alle principali opere esistenti, che permettono di fornire un quadro circa le caratteristiche meccaniche delle unità litoidi presenti.

Per le unità non litoidi, a partire dalle informazioni geologico-geotecniche attualmente a disposizione, sarà fornita un'idea di massima delle possibili caratteristiche meccaniche.

5 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Come meglio approfondito nella Relazione geologica (elaborato T00-GE00-GEO-RE01), dal punto di vista geologico il territorio in cui è collocato il tracciato stradale oggetto di intervento è rappresentato da unità geologiche riferibili alla porzione superiore della successione del bacino umbro-marchigiano, successione stratigrafica marina di età mesozoica e terziaria che caratterizza l'intero settore meridionale dell'Appennino umbro-marchigiano.

In particolare, nell'area di progetto affiorano sedimenti pelagici, con caratteristiche omogenee, depositi dal Giurassico superiore al Paleogene, piegati e sollevati durante la formazione della catena appenninica.

Posti in discordanza sui depositi marini sono presenti depositi continentali pleistocenici, costituiti prevalentemente da alluvioni recenti, detriti di falda e corpi di frana.

Da un punto di vista geologico le formazioni che si rinvencono nella fascia di interesse per le opere in progetto del tratto di strada in esame sono sostanzialmente le seguenti:

- **(a3a) Detriti di falda [Pleistocene superiore – Olocene]:** Depositi gravitativi, a granulometria variabile, da ben classati a fortemente eterometrici. Clasti a spigoli vivi in accumuli massivi.
- **(all) Depositi alluvionali recenti e attuali [Pleistocene – Olocene]:** Depositi alluvionali recenti ed attuali in rapporto con la morfologia attuale. Ghiaie e ghiaie sabbiose, sabbie e sabbie limose, limi argillosi fino ad argille.
- **(SAA) Scaglia Rossa [Turoniano inferiore - Eocene medio]:** Rappresenta la formazione rocciosa intercettata dal tracciato in allargamento e di stretto interesse progettuale. Costituita da calcari micritici di colore rosa, più raramente biancastri, alternati a interstrati pelitici molto sottili, calcari marnosi e marne di colore variabile da rosa a rosso scuro, con selce in noduli o liste generalmente di colore rosso o rosa, ben stratificati. La base dell'unità, ossia la porzione cretacea, è quasi esclusivamente calcarea e caratterizzata da strati più spessi (10-40 cm); la parte alta dell'unità, porzione paleogenica, è caratterizzata da strati più sottili, marcata da intercalazioni marnoso-argillose. Sono inoltre presenti livelli calcarenitici di colore grigio-bianco, talvolta laminati, di spessore metrico. La potenza della formazione è di circa 100 m.

Con riferimento all'asse di progetto, è possibile suddividere il modello geologico in tre aree.

Tra le pk 0+000 e 0+866 l'area interessata dal tracciato in progetto è caratterizzata da un substrato roccioso affiorante riferibile all'unità della Scaglia Rossa (SAA). Questa unità risulta costituita da calcari micritici di colore variabile da rosa a biancastri, spesso intercalati ad interstrati pelitici sottili; a luoghi, all'interno dell'unità si riconoscono bancate di calcari marnosi e marne di colore rosso-rosa, caratterizzate dalla presenza di noduli di selce o liste. Nel complesso gli strati hanno potenza media di circa 30-40 cm, con stratificazione ben evidente e marcata e si presentano piegati e tettonizzati. Il substrato, in diffusi tratti del tracciato, è mascherato da fasce detritiche e di frana distribuite lungo i versanti orientali dei rilievi di Montelino-Monte Motello, appartenenti al massiccio del Monte Galene, verso la valle del Fiume Nera. Lungo questa tratta si incontrano n. 4 fasce detritiche.

Tra le pk 0+866 e 0+997 è prevista la realizzazione di una galleria naturale che si sviluppa interamente nei termini carbonatici della Scaglia rossa. Sul versante, in corrispondenza di tali chilometriche, si rileva la presenza di una placca interessata da fenomeni di crollo e ribaltamento (pk 0+880 ÷ 0+980); la copertura della galleria garantisce l'assenza di interferenza tra il dissesto e la galleria di progetto.

Tra le pk 0+997 e 4+225 l'asse di progetto interessa, quasi per la sua interezza, i termini carbonatici della Scaglia rossa, che permane in affioramento fino alla pk 3+800 circa, dove viene sostituita dalla Scaglia bianca che affiora fino alla pk 4+120. Dopo tale chilometrica, per contatto tettonico, affiora nuovamente la Scaglia rossa.

Relazione geotecnica e sismica

Lungo il tracciato di progetto si incontrano frequenti fasce detritiche (n. 15) e aree in dissesto (n. 2). Sotto il profilo strutturale risultano di grande interesse gli affioramenti di pieghe minori, prevalentemente nella scaglia rossa, tra le quali l'imponente mesopiega visibile a monte della statale alla pk 3+650 circa del presente progetto. Si rileva inoltre la presenza di n. 2 faglie dirette che intercettano il tracciato alla pk 1+350 e 4+110 circa.

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per la definizione delle caratteristiche fisico-meccaniche delle unità geotecniche interessate dalla realizzazione dell'opera, si è fatto riferimento alle campagne di indagine riportate nel §4.

6.1 DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

Sulla base delle formazioni geologiche precedentemente elencate e, in considerazione dell'interpretazione delle indagini e prove a disposizione, sono state definite le seguenti unità geotecniche interessanti il progetto in esame:

- **Unità geotecnica SAA:** formazione calcari marnosi rossi e grigio verdi in strati sottili (2-20 cm) alternati a marne e marne argillose rosse e grigio-verdi.
- **Unità geotecnica a3a:** detriti di falda;
- **Unità geotecnica all:** depositi alluvionali;

L'unità geotecnica **all** non interagisce significativamente con le opere in progetto e, pertanto, non è oggetto di caratterizzazione.

6.2 UNITÀ GEOTECNICA a3a

Il materiale detritico è caratterizzato, da un punto di vista geologico, dall'accumulo di depositi gravitativi, a granulometria variabile, da ben classati a fortemente eterometrici.

Tali accumuli di materiale sono sostanzialmente derivati dal distacco di clasti dalla Scaglia Rossa presente lungo il tracciato, pertanto la granulometria dell'unità geotecnica è sostanzialmente attribuibile a quella di un terreno a grana grossa.

Pertanto, dalle informazioni attualmente disponibili, è possibile assegnare all'unità in esame un peso specifico compreso tra 18 e 20 kN/m³, con valore medio circa pari a 19 kN/m³.

Con riferimento alle caratteristiche di resistenza, il materiale è caratterizzato da coesione nulla ed angolo d'attrito ragionevolmente compreso tra i 28° e i 32°.

6.3 UNITÀ GEOTECNICA SAA

Per l'unità si può attribuire un valore di peso specifico compreso tra 24 - 26 kN/m³.

La caratterizzazione dell'unità geotecnica è stata eseguita valutando il *GSI*, *Geological Strength Index*, che è un indice che caratterizza la qualità intrinseca dell'ammasso roccioso, ovvero la qualità dell'ammasso indipendentemente dalla specifica opera da realizzare. L'indice *GSI* viene poi impiegato di volta in volta per ricavare i parametri di resistenza e di deformabilità dell'ammasso in questione per gli specifici casi applicativi (fondazioni, opere di sostegno, gallerie, scavi in trincea).

Il *GSI* è ottenuto come somma di 5 indici parziali, stimati sulla base di:

- Resistenza a compressione uniassiale, σ_c – Indice A_1 ;
- Indice di qualità, *RQD* – Indice A_2 ;
- Spaziatura delle discontinuità, J_s – Indice A_3 ;
- Condizione delle discontinuità (persistenza, apertura, scabrezza, riempimento, alterazione delle pareti) – Indice A_4 ;
- Condizioni idrauliche – Indice A_5 .

Relazione geotecnica e sismica

La Figura 6-1 riporta lo schema per la valutazione dei cinque indici suddetti a partire dai dati di indagine grezzi.

1. σ_v (MPa)	> 200	200 ÷ 100	100 ÷ 50	50 ÷ 25	25 ÷ 10	10 ÷ 3	3 ÷ 1
Indice parziale	15	12	7	4	2	1	0
2. ROD (%)	100 ÷ 90	90 ÷ 75	75 ÷ 50	50 ÷ 25	< 25		
Indice parziale	20	17	13	8	3		
3. J_v (m)	> 3	3 ÷ 1	1 ÷ 0.3	0.3 ÷ 0.06	< 0.06		
Indice parziale	30	25	20	10	5		
4. Condizione delle discontinuità	Pareti molto scabre, giunti non continui, chiusi, roccia non alterata	Pareti poco scabre, apertura < 1 mm, roccia poco alterata	Pareti poco scabre, apertura < 1 mm, roccia molto alterata	Pareti laminate, riempimento < 5 mm, apertura 1 ÷ 5 mm, giunti continui	Riempimento mat. sciolto > 5 mm, apertura > 5 mm, giunti continui		
Indice parziale	25	20	12	6	0		
5. Condizioni idrauliche							
Indice parziale	10						

Figura 6-1: Schema per la valutazione degli indici parziali A_1 ÷ A_5 .

L'indice parziale A_4 è stato stimato attraverso lo schema di valutazione di *Bieniawski* (1989) riportato in Figura 6-2 e scalato per tener conto che il massimo punteggio assegnabile è pari a 25.

Parametro	Misura o descrizione Indice				
Lunghezza discontinuità, (persistenza/continuità) (m)	<1	1-3	3-10	10-20	>20
	6	4	2	1	0
Apertura (mm)	0	<0.1	0.1-1.0	1-5	>5
	6	5	4	1	0
Scabrezza	molto scabra	scabra	l scabra	liscia	laminata
	6	5	3	1	0
Spessore riempimento (mm)	assente	riempimento materiale attritivo		riempimento materiale sciolto soffice	
	6	<5	>5	<5	>5
	6	4	2	2	0
Alterazione pareti	assente	leggera	moderata	elevata	decomposto
	6	5	3	1	0

Figura 6-2: Schema per la valutazione dell'indice parziale A_4 "Condizione delle discontinuità" della classifica tecnica RMR (*Bieniawski* 1989, modificata).

Sull'unità geotecnica SAA sono state eseguite n.11 stazioni geomeccaniche la cui ubicazione è riportata nell'elaborato "T00-GE00-GEO-PL01". Di seguito si riportano le foto degli affioramenti di 4 stazioni geomeccaniche:

Relazione geotecnica e sismica

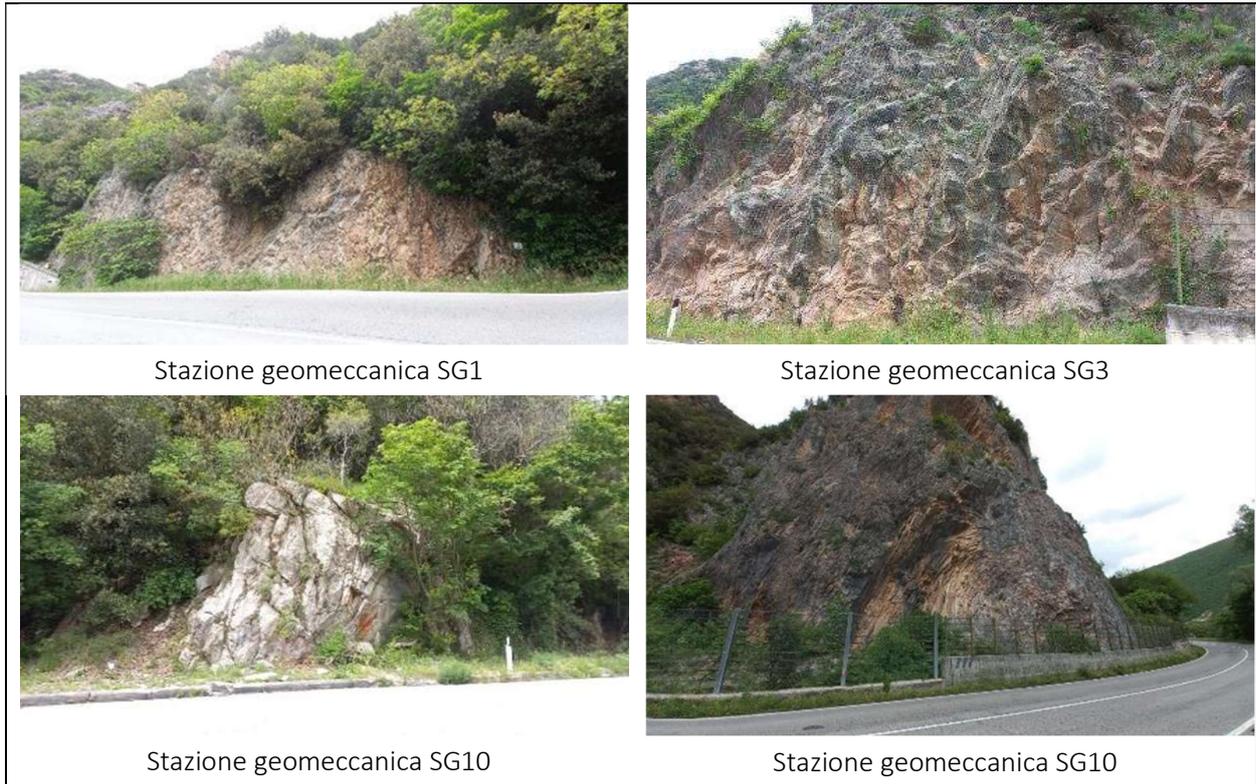


Figura 6-3:Foto affioramenti.

Per la valutazione della resistenza a compressione uniassiale ottenuta dalle prove con martello di *Schmidt* in sito, σ_c , si è utilizzata la relazione di *Irfan e Dearman* (1978) che lega il valore di σ_c all'indice di rimbalzo (R):

$$\sigma_c = 0.775 \cdot R + 21.3$$

Nel grafico che segue si riportano i risultati ottenuti per le diverse stazioni geomeccaniche:

Relazione geotecnica e sismica

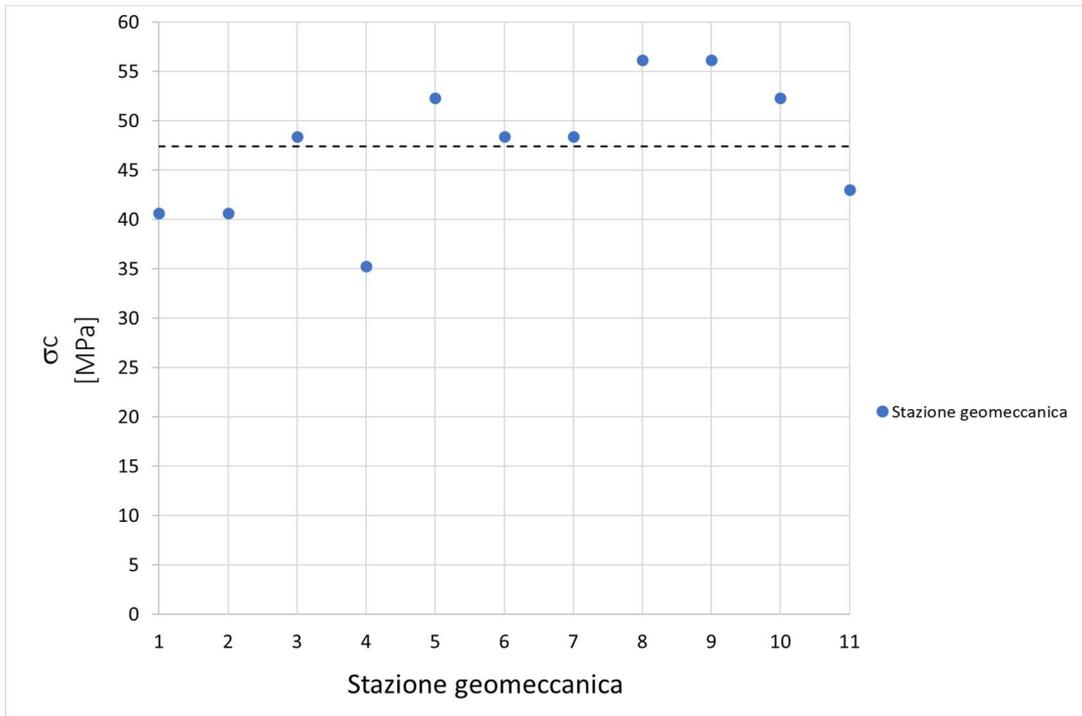


Figura 6-4: Unità geotecnica SAA - σ_c da stazioni geomeccaniche.

Nell tabella a seguire si riporta un riepilogo dei risultati ottenuti:

Tabella 6-1: Unità geotecnica SAA - riepilogo prove effettuate con il martello di Schmidt.

Indice di rimbalzo minimo (R_{min})	Indice di rimbalzo medio (R_{med})	Indice di rimbalzo massimo (R_{max})	$\sigma_c min$ [MPa]	$\sigma_c medio$ [MPa]	$\sigma_c max$ [MPa]
18	34	45	35	47	56

All'unità in esame è quindi possibile attribuire un range di σ_c compreso tra 35 e 56 MPa con un valore medio pari a 47.

Per quanto riguarda il parametro RQD , è stato valutato attraverso la seguente relazione fornita da Priest e Hudson (1981).

$$RQD = 100 \cdot e^{(-0.1 \cdot n)} \cdot (0.1 \cdot n + 1)$$

dove n = numero medio di giunti per metro.

Nel grafico che segue si riportano i risultati ottenuti per le diverse stazioni geomeccaniche:

Relazione geotecnica e sismica

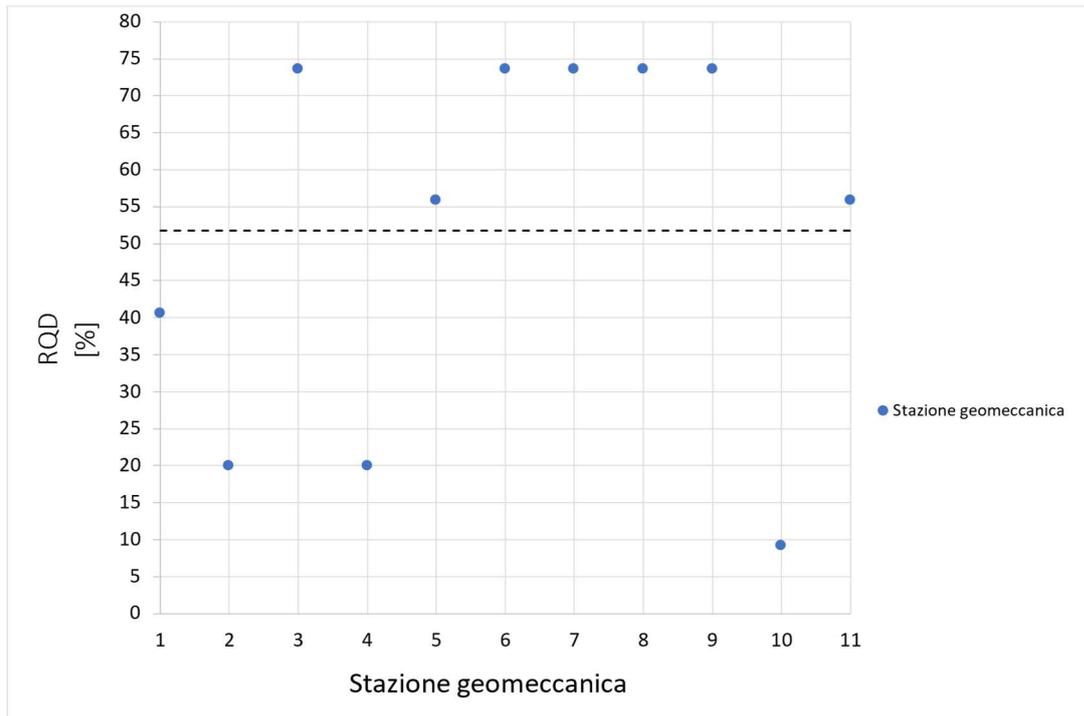


Figura 6-5: Unità geotecnica SAA - *RQD* da stazioni geomeccaniche.

Nella tabella a seguire vengono riportati i valori ottenuti:

Tabella 6-2: Unità geotecnica SAA - riepilogo valutazione *RQD*.

<i>RQD</i> _{max}	<i>RQD</i> _{med}	<i>RQD</i> _{min}
[%]	[%]	[%]
74	52	9

Per l'unità in esame si può affermare che mediamente il valore di *RQD* risulta essere pari a 52 con un valore minimo pari a 9 e uno massimo pari a 74.

Nella tabella è riportato il riepilogo degli indici parziali $A_1 \div A_5$ valutati sulla base dei risultati delle stazioni geomeccaniche ed il valore di *GS* ottenuto.

Relazione geotecnica e sismica

Tabella 6-3: Unità geotecnica SAA - riepilogo indici parziali $A_1 \div A_5$.

Stazione geomeccanica	Unità geotecnica	A_1	A_2	A_3	A_4	A_5	GSI
Sg1	SAA	5	3	17	12	10	52
Sg2	SAA	5	3	20	12	10	50
Sg3	SAA	5	8	20	14	10	64
Sg4	SAA	4	3	16	20	10	53
Sg5	SAA	6	3	22	14	10	63
Sg6	SAA	5	8	20	14	10	64
Sg7	SAA	5	8	20	18	10	68
Sg8	SAA	6	8	20	16	10	66
Sg9	SAA	6	8	23	20	10	73
Sg10	SAA	6	3	10	20	10	49
Sg11	SAA	5	3	10	18	10	54

Nel grafico che segue si riportano i valori di *GSI* ottenuti per le diverse stazioni geomeccaniche. In particolare, il valore medio che si ottiene è pari a 60 variando da un minimo di 49 a un massimo di 73.

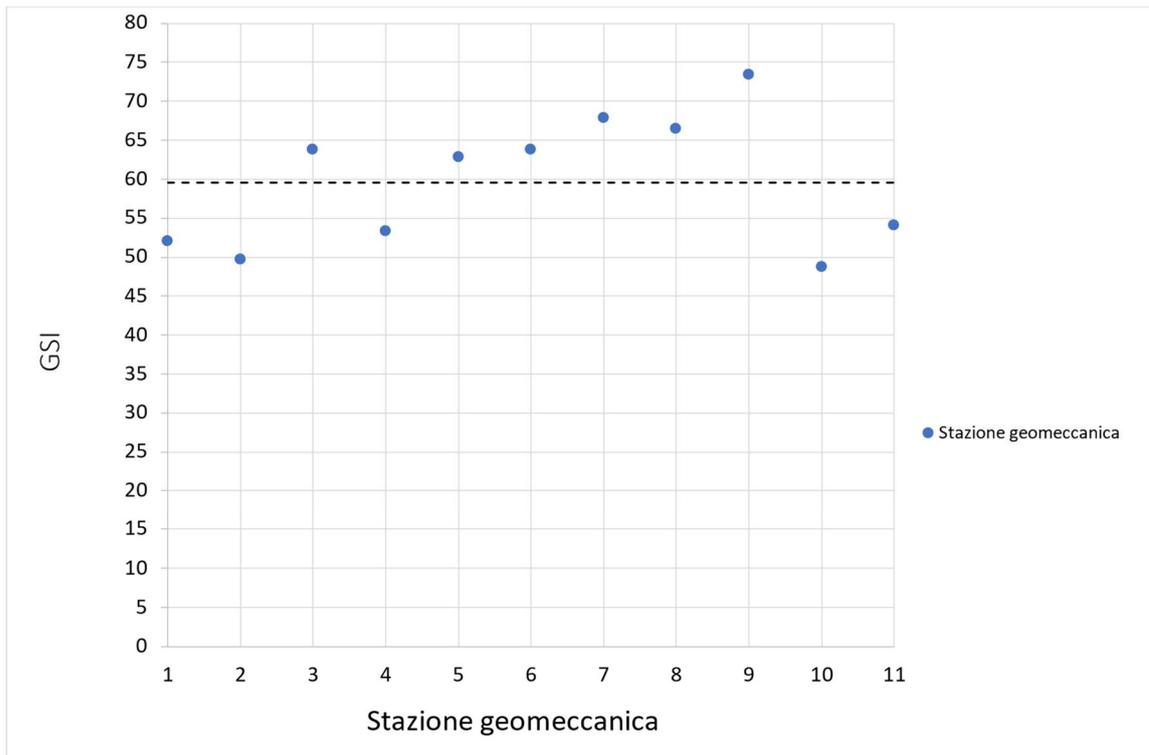


Figura 6-6: Unità geotecnica SAA - *GSI* da stazioni geomeccaniche.

Il modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso è stato valutato con la seguente equazione (Hoek, Carranza-Torres, & Corkum, 2002):

$$E_d \text{ (GPa)} = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_c \text{ (MPa)}}{100}} \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}}$$

Relazione geotecnica e sismica

dove D , il fattore di disturbo, assume valori differenti in funzione del tipo di opera in progetto e delle caratteristiche di resistenza della roccia. In particolare, solo a scopo esemplificativo si è proceduto al calcolo di E_d ponendo il valore di D pari a 0,8 e in tre diverse condizioni (σ_c - GSI minimi, σ_c - GSI medi e σ_c - GSI massimi). Sulla base di ciò, sono stati stimati i valori di moduli di deformabilità riportati nella tabella a seguire.

Una stima del modulo di Young può essere fatta partendo dal modulo di deformabilità, ad esempio, secondo la formulazione proposta da Berardi e Bellingeri 1998:

$$- \frac{E_d}{E'} = 4.24 - 0.67 \cdot \ln RMR$$

dove $RMR = GSI_{med} + 5$.

Nella tabella a seguire si riportano i valori di E' ottenuti:

Tabella 6-4: Unità geotecnica SAA – valutazione di E' .

<i>unità geotecnica</i>	σ_c [MPa]	GSI	D	E_d [MPa]	E' [MPa]
SAA	35 (med)	49 (min)	0,8	7931	11482
SAA	47,44 (med)	60 (med)	0,8	10674	15452
SAA	56,18 (max)	73 (max)	0,8	12639	18298

7 MODELLO GEOTECNICO

Sulla base di quanto esposto nel §6, nella tabella a seguire vengono riepilogati i valori ottenuti per ogni unità geotecnica caratterizzata:

Tabella 7-1: Riepilogo caratteristiche meccaniche delle unità geotecniche.

Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	c [kPa]	φ [°]	E' [MPa]	ν
a3a	18 - 20	0	28 - 32	50 - 100 Mpa	0.2-0.3

Unità geotecnica	γ (kN/m ³)	σ_c [MPa]	GSI	m_i	E' [MPa]	ν
SAA	24 - 26	35 - 56	49 - 73	7 - 9	10000 - 18000	0.3-0.4

8 REGIME DELLE PRESSIONI INTERSTIZIALI

Come più dettagliatamente descritto nella Relazione geologica (elaborato T00-GE00-GEO-RE01), lo studio idrogeologico realizzato per la presente fase di progettazione è stato effettuato a partire dallo studio geologico e geologico-strutturale, dai dati di letteratura disponibili e dall'integrazione delle indagini geognostiche pregresse disponibili sul portale della Regione Umbria (Banca dati del Servizio Geologico e Sismico Regionale).

Nell'area d'interesse progettuale affiora una porzione della tipica serie umbro-marchigiana, costituita da una successione sedimentaria sottilmente stratificata di ambiente pelagico, a sua volta deformata dalle fasi tettoniche successive che hanno portato all'attuale assetto strutturale, complesso ed articolato.

Queste fasi tettoniche hanno apportato elementi strutturali al territorio che giocano un ruolo idrogeologico determinante nell'assetto idro-strutturale ed in particolare nella delimitazione dei grandi acquiferi regionali, nella circolazione delle acque sotterranee, che si sviluppa sia secondo direttrici parallele ai più importanti elementi strutturali, sia trasversalmente al loro asse.

I rapporti stratigrafici e le caratteristiche strutturali del dominio umbro-marchigiano hanno dato origine ad un assetto idrogeologico regionale caratterizzato dall'esistenza di acquiferi separati, variamente articolati e con possibili reciproche interconnessioni idrauliche locali.

Sulla base dei dati geologico-strutturali, bibliografici e idrogeologici è stato possibile definire cinque complessi idrogeologici, distinti sulla base delle diverse caratteristiche litologiche delle formazioni, delle differenti caratteristiche di permeabilità, in base al tipo di circolazione idrica che li caratterizza, sia per confronto con gli altri complessi adiacenti. I complessi sono descritti seguendo uno schema basato sull'assetto geologico e litologico dell'area in esame.

L'area in esame risulta infatti caratterizzata da formazioni che presentano condizioni di permeabilità differenti, sia in relazione alla varietà dei termini costituenti la successione stratigrafica, sia alla frequente variabilità degli aspetti litologici e strutturali riscontrabili all'interno delle singole unità che compongono tale successione.

La seguente tabella riassume i complessi idrogeologici individuati lungo il tracciato e le rispettive caratteristiche di permeabilità.

Relazione geotecnica e sismica

Tabella 8-1: Complessi idrogeologici e rispettive caratteristiche di permeabilità.

COMPLESSO IDROGEOLOGICO Descrizione		UNITÀ GEOLOGICA	TIPOLOGIA DI PERMEABILITÀ			Permeabilità [m/s]
			Permeabilità primaria	Permeabilità secondaria		
			Porosità	Fessurazione	Carsismo	
CI-CM	Complesso idrogeologico a prevalente componente calcareo-marnosa- scaglia variegata (acquiclude) Marne, marne argillose, marne calcaree	VAS	X	X		$10^{-9} \div 10^{-6}$
CI-C	Complesso idrogeologico a prevalente componente calcarea-scaglia Calcarei micritici, calcilutiti, calcareniti	SAA, SBI		X	X	$10^{-7} \div 10^{-6}$
CI-MF	Complesso idrogeologico delle marne a fucoidi (acquiclude) Marne, marne argillose calcaree e calcari marnosi	FUC	X	X		$10^{-9} \div 10^{-6}$
CI-M	Complesso idrogeologico della maiolica Calcarei micritici a grana fine	MAI		X	X	$10^{-7} \div 10^{-5}$
CI-AG	Complesso idrogeologico dei depositi alluvionali, travertinosi e gravitativi Il complesso comprende i depositi alluvionali torrentizi, di conoide, di debris flow e i depositi di versante. Caratterizzato da corpi ghiaiosi, ghiaioso-sabbiosi e ghiaioso-limosi permeabili, con intercalate lenti, di estensione e spessore variabili, argilloso-limose e sabbioso-limose.	F, b ₂ , a _{3a} , all, Trav	X			$10^{-5} \div 10^{-3}$

9 PROBLEMATICHE DI CARATTERE GEOTECNICO

Le principali problematiche di carattere geotecnico sono riconducibili alla presenza di opere quali: tombini idraulici e ponticelli, opere di sostegno e gallerie descritti nei rispettivi capitoli.

A seguire si riporta la descrizione di ciascuna delle opere secondarie e principali presenti in progetto.

Si fa notare che il dimensionamento di dettaglio delle stesse sarà condotto con maggiore approfondimento nelle successive fasi di progettazione, secondo gradi di specificità crescente che considerino eventuali situazioni geologiche e geomorfologiche locali che potranno emergere da rilievi e indagini specifici, propri dei livelli più avanzati della progettazione e che potranno portare anche alla ridefinizione di alcune opere.

9.1 GALLERIE NATURALI

Lungo il tracciato si prevede la realizzazione di una galleria naturale estesa dalla pk 0+880 alla pk 0+995. La lunghezza totale della galleria (L_{tot}), comprensiva dei tratti in artificiale, è dunque pari a 115 m. La copertura massima della galleria (H_{max}) è pari a 33 m.

Visto l'andamento planimetrico del tracciato che, lungo la galleria, non si presenta sempre in rettilineo, si prevedono degli allargamenti per visibilità. Ciò implica che la sezione di scavo della galleria non è costante lungo il tracciato ma presenta la larghezza della piattaforma maggiore delle dimensioni *standard* lungo lo sviluppo della galleria. Nel caso in esame, la sezione stradale in rettilineo presenta una piattaforma stradale corrente con due corsie da 3.50 m e banchine larghe 1.25 m. I tratti in curva sono invece caratterizzati da una piattaforma stradale con corsie di larghezza 3.75 m, banchina di larghezza pari a 1.25 m e presentano un allargamento per visibilità di larghezza variabile (massimo pari a 3.3 m). Su entrambe i lati della piattaforma stradale è previsto un profilo redirettivo in c.a. a tergo del quale sono inseriti i cavidotti per l'alloggiamento degli impianti.

Dal punto di vista geologico la galleria è scavata completamente all'interno della formazione dei calcari marnosi rossi, la cui caratterizzazione geotecnica è riportata nel precedente capitolo 6. In affioramento sono altresì presenti dei detriti di frana che possono potenzialmente interessare lo scavo del tratto in artificiale della galleria naturale mediante il distacco di blocchi e la caduta di massi. Nei successivi paragrafi vengono descritti gli opportuni provvedimenti considerati per contrastare la caduta di massi.

9.1.1 Imbocchi

Le paratie di imbocco, viste le buone caratteristiche dei materiali presenti e considerata anche la morfologia e l'accessibilità delle zone, sono costituite da pareti chiodate di altezza variabile, con chiodi di lunghezza pari a 8 m, posti in opera con maglia 3 x 3 m. Pur considerando la presenza delle pareti chiodate, tenuto conto del possibile distacco di blocchi, si prevede la realizzazione di una galleria paramassi, anch'essa caratterizzata da una larghezza variabile in base alle dimensioni della sezione *standard* o allargata. La seguente Figura 9-1 rappresenta una configurazione tipo della paratia di imbocco.

Per i dettagli si fa riferimento all'elaborato relativo agli imbocchi (T00-GN00-OST-DT01).

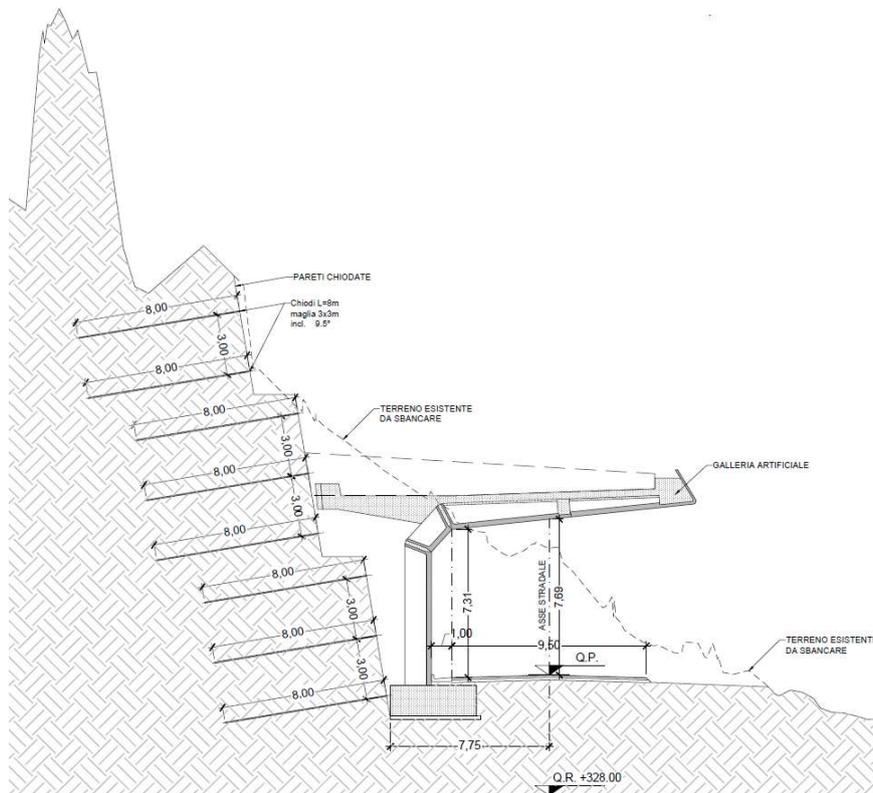


Figura 9-1: Imbocchi gallerie naturali, sezione tipologica

9.1.2 Sezioni tipo gallerie naturali

Per lo scavo della galleria sono state definite 2 tipologie di sezioni di scavo e consolidamento da applicare, rispettivamente, in corrispondenza dell'imbocco e nel tratto al di fuori di essi. In questa fase tali sezioni tipo sono state definite in corrispondenza della sezione che presenta il massimo allargamento per visibilità.

Per quanto riguarda la sezione di imbocco (sezione tipo C), questa è una sezione troncoconica, con ombrello di infilaggi metallici al contorno (40 tubi metallici cementati, L=12 m, sovrapposizione 4 m). Si prevede il preconsolidamento del fronte con 40 elementi VTR (L=24 m, sovrapposizione 16 m). La sezione è caratterizzata da un prerivestimento costituito da una coppia di centine IPN 200, passo 1.0 m e spritz beton di spessore pari a 25 cm. Il rivestimento definitivo è realizzato in calcestruzzo armato con spessore variabile tra 50 e 80 cm in calotta e pari a 70 cm in arco rovescio. La sezione di imbocco viene impiegata per 1 campo (pari a 8 m) o comunque fintanto che la copertura non supera il diametro-diametro e mezzo della galleria.

La sezione di scavo e consolidamento da applicare al di fuori della zona di imbocco (sezione tipo A) è una sezione conica, caratterizzata da un prerivestimento costituito da una coppia di centine IPN 200, passo 1.0 m e spritz beton di spessore pari a 25 cm. Il rivestimento definitivo è realizzato in calcestruzzo armato con spessore pari a 60 cm in calotta e pari a 70 cm in arco rovescio.

Le figure seguenti rappresentano le due sezioni tipo di scavo della galleria.

I dettagli delle sezioni tipo di scavo e consolidamento sono riportati nell'elaborato T00-GN00-OST-SZ01. Le carpenterie delle sezioni sono riportate nell'elaborato T00-GN00-OST-SZ02.

Relazione geotecnica e sismica

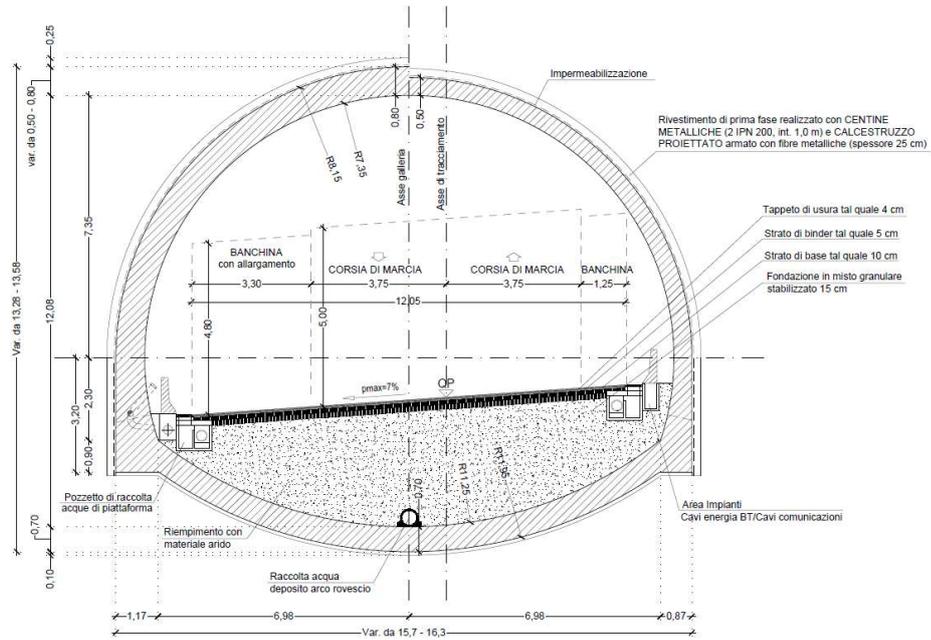


Figura 9-2: Galleria naturale, sezione tipo C

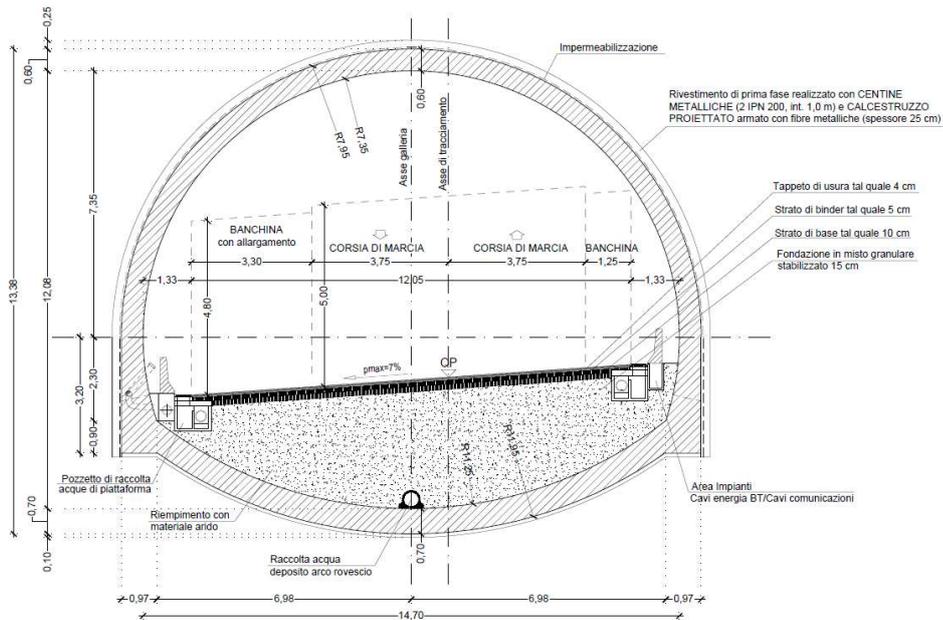


Figura 9-3: Galleria naturale, sezione tipo A

9.1.3 Monitoraggio delle gallerie naturali

Per la presente galleria è stato previsto anche un piano di monitoraggio che ha la finalità di valutare il comportamento dell'ammasso e dei sistemi di consolidamento e sostegno in ciascuna sezione tipo di scavo adottata, attraverso le seguenti misurazioni:

- deformazioni del sistema ammasso/struttura, valutate attraverso misure di convergenza dei punti al contorno del cavo con l'utilizzo di mire ottiche installate sulle centine del rivestimento di prima fase;
- deformazioni del nucleo di scavo, valutate attraverso l'installazione di estrusometri;
- tassi di lavoro delle strutture (rivestimenti di prima fase e definitivi) misurati indirettamente mediante barrette estensimetriche e livello di carico delle centine del rivestimento provvisorio misurato mediante celle di carico.

Si prevede inoltre l'esecuzione di:

- perforazioni in avanzamento con DAC Test (Diagrafia Automatica Continua) per l'individuazione preventiva del cambiamento di caratteristiche meccaniche dell'ammasso durante le perforazioni nel nucleo di scavo; lo stesso foro verrà poi utilizzato per l'installazione delle tubazioni estrusometriche;
- rilievi geostrutturali dei fronti di scavo e misure di resistenza uniassiale su provini carotati da blocchi di roccia, al fine di valutare con continuità le caratteristiche geologico-geostrutturali dell'ammasso scavato.

Per il rivestimento provvisorio della galleria in oggetto si prevede l'installazione di stazioni di monitoraggio di tipo principale e secondaria, strumentate con prismi riflettenti, deformometri a corda vibrante e celle di carico, opportunamente distribuiti lungo lo sviluppo della galleria.

La stazione principale è costituita da:

- 5 mire ottiche per le misure degli spostamenti delle centine (convergenza);
- 5 deformometri (coppia di barrette estensimetriche a corda vibrante) applicati sulle centine per il controllo delle tensioni indotte;
- 2 celle di carico installate ai piedi delle centine per la misura del carico agente.

La stazione secondaria è costituita da:

- 5 mire ottiche per le misure di spostamenti delle centine (convergenza).

Si prevede di allestire 2 stazioni secondarie di monitoraggio ogni campo di avanzamento e comunque ogni 8 m di galleria, laddove non sia prevista già una stazione principale.

Relazione geotecnica e sismica

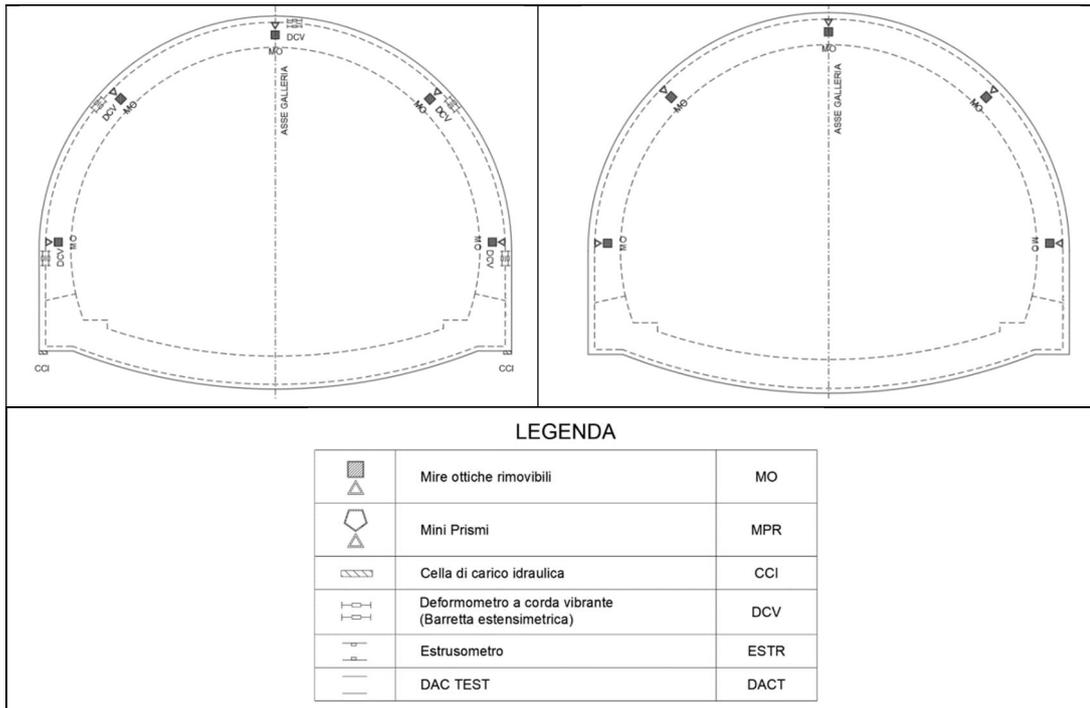


Figura 9-4: Stazione principale (immagine a sinistra) e stazione secondaria (immagine a destra) di monitoraggio del rivestimento di prima fase.

Relativamente al monitoraggio del rivestimento definitivo, si prevede l'installazione di stazioni principali di monitoraggio, così costituite:

- 8 deformometri (coppia di barrette estensimetriche a corda vibrante) applicati alle gabbie di armatura in posizione di intradosso e di estradosso (di cui 3 in arco rovescio).

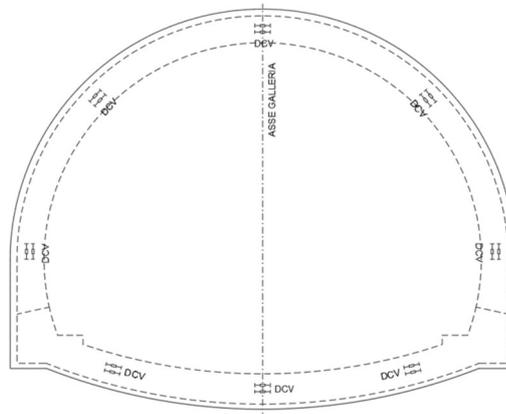


Figura 9-5: Stazione principale di monitoraggio del rivestimento definitivo.

Nella tabella a seguire una sintesi con il numero di stazioni principali e secondarie previste:

Tabella 9-1: Galleria naturale – riepilogo stazioni di monitoraggio previste.

Galleria	nome	pk inizio	pk fine	l tratto [m]	n. stazioni principali	n. stazioni secondarie	n. stazioni tot
GN01	Valnerina	0+900.00	0+970.00	70	3	6	9

9.2 PONTICELLI IDRAULICI

Lungo il tracciato sono presenti alcuni attraversamenti idraulici della S.S. 685, in corrispondenza di piccoli corsi d'acqua, ruscelli o fossi, costituiti in genere da chiavicotti con soffitto a volta in pietra o da tubazioni circolari in cemento.



Figura 9-6: Attraversamenti idraulici con soffitti a volta.

I due attraversamenti più rilevanti, sono ubicati rispettivamente alla pk 1+835 e 3+252 del nuovo tracciato di progetto e verranno demolite e sostituite con i nuovi ponticelli (PO.01 e PO.02).

Il ponticello PO.01 (pk 1+835) è costituito da due spalle in c.a. di altezza variabile da 2.30m a 3.44m, un impalcato con luce di calcolo da 9.00mt e travi prefabbricate di altezza 60cm con relativa soletta in predalles di spessore 25 cm.

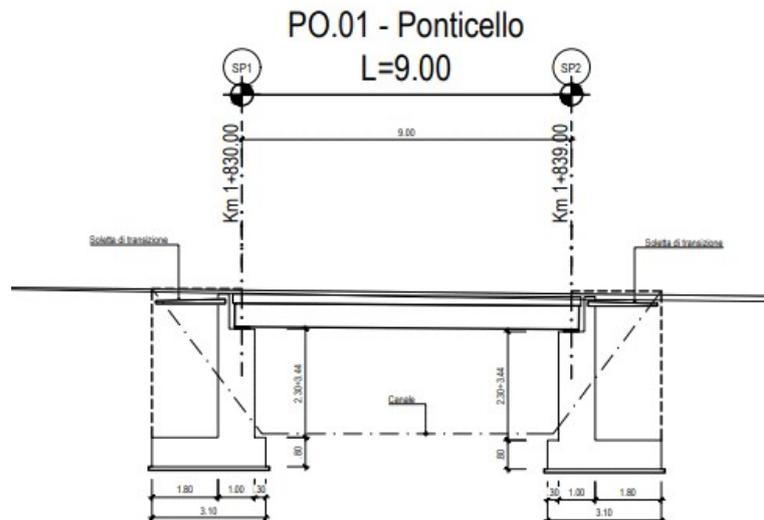


Figura 9-7: PO.01 Profilo longitudinale.

Relazione geotecnica e sismica

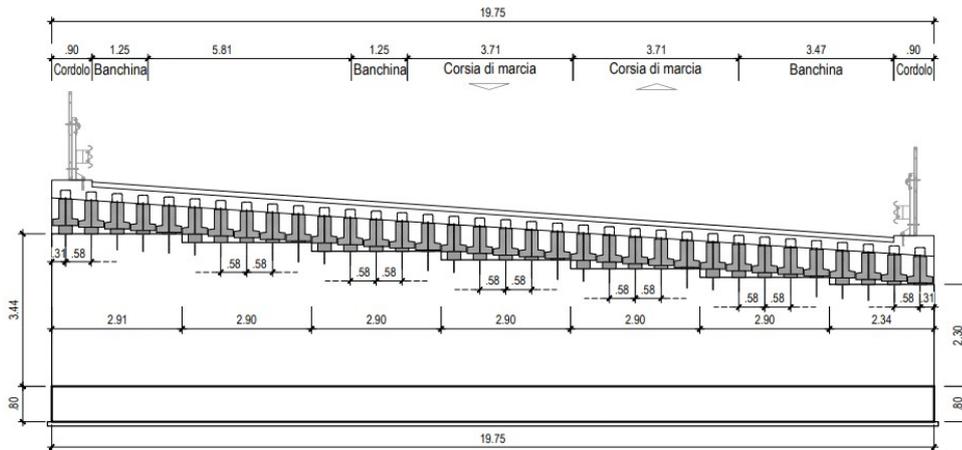


Figura 9-8: PO.01 Sezione trasversale.

Il ponticello PO.02 (pk 3+252) è costituito da due spalle in c.a. di altezza da 3,00m, un impalcato con luce di calcolo da 9,00mt e travi prefabbricate di altezza 60cm con relativa soletta in predalles di spessore 25cm.

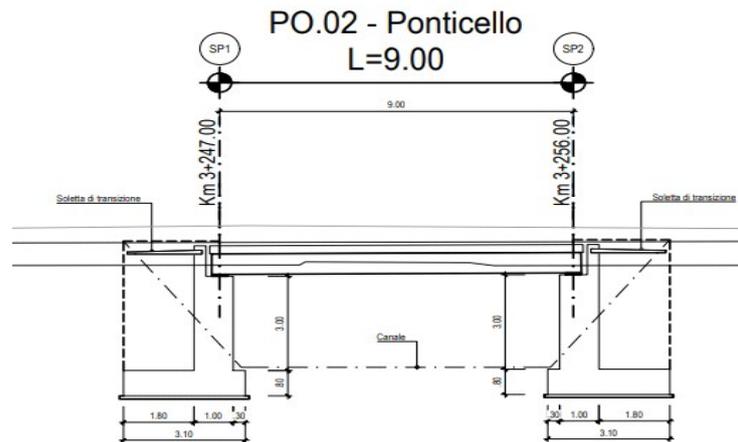


Figura 9-9: PO.02 Profilo longitudinale.

Relazione geotecnica e sismica

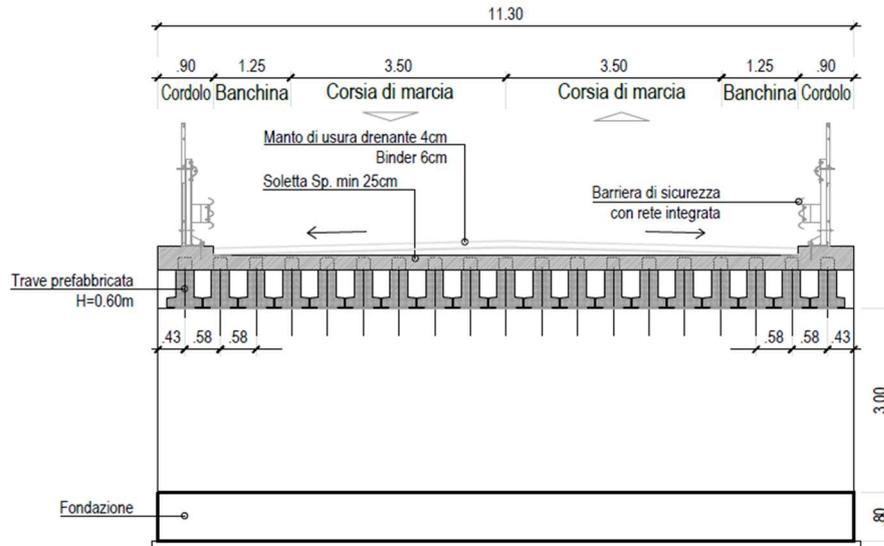


Figura 9-10: PO.02 Sezione trasversale.

Le caratteristiche dei materiali, in via preliminare, saranno le seguenti:

- Calcestruzzo: classe di resistenza C28/35
- Acciaio: armatura B450C e incidenza 80 Kg/mc (fondazioni spalle) 100 Kg/mc (elevazioni).

9.3 TOMBINI IDRAULICI

Il tracciato in progetto interferisce con il reticolo idrografico superficiale, costituito da una rete di fossi e corsi d'acqua di diversa natura e dimensione che confluiscono nel fiume Nera.

Per risolvere le interferenze con il reticolo idrografico sono state inserite in progetto, delle opere di attraversamento idraulico, suddivise in opere maggiori e opere minori.

Le opere di attraversamento minori sono costituite da tombini scatolari e circolari, mentre le opere di attraversamento maggiori sono costituite da ponti.

Le verifiche di compatibilità idraulica sono condotte nel rispetto delle NTC 2018, valutando il franco idraulico tra l'intradosso delle opere di attraversamento e il livello del tirante idrico per la portata con $T_r = 200$ anni.

Relazione geotecnica e sismica

Tabella 9-2: Opere di attraversamento in progetto

Tr = 200 anni					
Sez. di chiusura	Bacini	Area bacino (mq)	Qp (mc/s)	Opera di attraversamento	ID
1	S1	201000	2.55	Circolare DN1500	TO01
2	B1	278300	3.92	Scatolare 3x3	TO02
3	B2	98153	1.25	Scatolare 2x2	TO03
4	B3	71381	0.91	Scatolare 2x2	TO04
5	S2	113600	1.44	Circolare DN1500	TO05
6	B4	660200	8.82	Scatolare 3x3	TO06
7	S3	52576	0.67	Circolare DN1500	TO07
8	B5	2071000	26.11	Ponticello	PO01
9	S4	63355	0.80	Circolare DN1500	TO08
10	S5	42723	0.54	Circolare DN1500	TO09
11	S6	176300	2.24	Circolare DN1500	TO10
12	S7	83154	1.06	Circolare DN1500	TO11
13	B6	1859000	24.03	Ponticello	PO02
14	S8	80573	1.14	Circolare DN1500	TO12
15	B7	196600	2.91	Scatolare 2x2	TO13
16	S9	61553	0.87	Circolare DN1500	TO14
17	S10	10457	0.17	Circolare DN1500	TO15
18	B8	118900	1.59	Scatolare 2x2	TO16
19	B9	87932	1.12	Scatolare 2x2	TO17

In progetto si prevedono tre tipologie di opere di attraversamento idraulico minori:

- Tombini scatolari 2.00 m x 2.00 m realizzati in c.a. gettato in opera. Le opere di imbocco e sbocco sono realizzate con muri d'ala in modo da favorire il transito della portata.
- Tombini scatolari 3.00 m x 3.00 m realizzati in c.a. gettato in opera. Le opere di imbocco e sbocco sono realizzate con muri d'ala in modo da favorire il transito della portata.
- Tombini circolari DN1500 mm realizzati in c.a. gettato in opera.

9.4 MURI DI SOSTEGNO, DI CONTRORIPA E SOLETTE A SBALZO

Lungo il margine sinistro della viabilità di progetto a causa della presenza del ripido versante montuoso si prevedono muri di controripa in calcestruzzo armato gettati in opera:

- Muro di controripa in sx da pk 0+089.74 a pk 0+291.41 per uno sviluppo totale L = 200.00 m;
- Muro di controripa in sx da pk 0+325.32 a pk 0+636.33 per uno sviluppo totale L = 310.00 m;
- Muro di controripa in sx da pk 0+661.91 a pk 0+697.00 per uno sviluppo totale L = 60.00 m;
- Muro di controripa in sx da pk 0+763.72 a pk 0+797.65 per uno sviluppo totale L = 35.00 m;
- Muro di controripa in sx da pk 0+969.65 a pk 1+141.47 per uno sviluppo totale L = 140.00 m;
- Muro di controripa in sx da pk 1+203.21 a pk 1+258.92 per uno sviluppo totale L = 55.00 m;
- Muro di controripa in sx da pk 1+484.53 a pk 1+503.83 per uno sviluppo totale L = 20.00 m;
- Muro di controripa in sx da pk 1+864.75 a pk 1+887.33 per uno sviluppo totale L = 25.00 m;
- Muro di controripa in sx da pk 1+919.71 a pk 2+102.09 per uno sviluppo totale L = 185.00 m;
- Muro di controripa in sx da pk 2+111.28 a pk 2+156.45 per uno sviluppo totale L = 45.00 m;
- Muro di controripa in sx da pk 2+207.46 a pk 2+309.46 per uno sviluppo totale L = 100.00 m;

Relazione geotecnica e sismica

- Muro di controripa in sx da pk 2+411.02 a pk 2+537.03 per uno sviluppo totale L = 120.00 m;
- Muro di controripa in sx da pk 2+606.52 a pk 2+687.23 per uno sviluppo totale L = 80.00 m;
- Muro di controripa in sx da pk 3+081.07 a pk 3+211.71 per uno sviluppo totale L = 130.00 m;
- Muro di controripa in sx da pk 3+503.84 a pk 3+538.45 per uno sviluppo totale L = 40.00 m;
- Muro di controripa in sx da pk 3+562.99 a pk 3+759.34 per uno sviluppo totale L = 190.00 m.

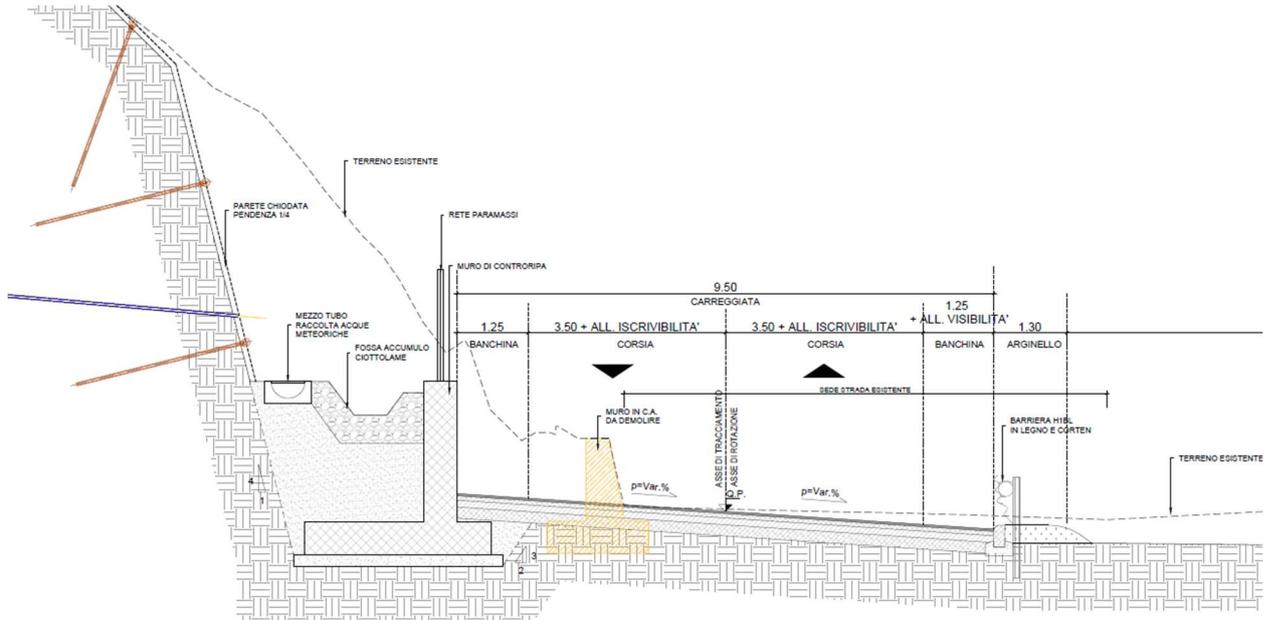


Figura 9-11: Sezione tipologica muro controripa

Invece lungo il margine destro della viabilità, data la vicinanza dell'alveo del fiume Nera sono stati previsti muri di sostegno (calcestruzzo armato gettato in opera) e delle solette a sbalzo (calcestruzzo armato gettato in opera) che possano accogliere l'allargamento della sede rispetto alle dimensioni della sede esistente:

- Muro di sostegno
 - Muro di sostegno in dx da pk 0+273.00 a pk 0+348.00 per uno sviluppo totale L = 75.00 m;
 - Muro di sostegno in dx da pk 0+376.76 a pk 0+497.45 per uno sviluppo totale L = 120.00 m;
 - Muro di sostegno in dx da pk 0+997.52 a pk 1+166.08 per uno sviluppo totale L = 170.00 m;
 - Muro di sostegno in dx da pk 2+219.88 a pk 2+286.67 per uno sviluppo totale L = 70.00 m;
 - Muro di sostegno in dx da pk 2+902.74 a pk 3+000.30 per uno sviluppo totale L = 100.00 m;
 - Muro di sostegno in dx da pk 3+591.06 a pk 3+647.60 per uno sviluppo totale L = 55.00 m;

Relazione geotecnica e sismica

- Muro di sostegno in dx da pk 3+668.70 a pk 3+760.28 per uno sviluppo totale L = 95.00 m;
- Muro di sostegno in dx da pk 4+04.50 a pk 4+179.75 per uno sviluppo totale L = 175.00 m.

- Soletta a sbalzo
 - Soletta a sbalzo in dx da pk 0+690.89 a pk 0+776.76 per uno sviluppo totale L = 80.00 m;
 - Soletta a sbalzo in dx da pk 1+505.78 a pk 1+590.81 per uno sviluppo totale L = 80.00 m;
 - Soletta a sbalzo in dx da pk 1+817.83 a pk 1+978.02 per uno sviluppo totale L = 155.00 m;
 - Soletta a sbalzo in dx da pk 2+066.31 a pk 2.160.94 per uno sviluppo totale L = 95.00 m;
 - Soletta a sbalzo in dx da pk 2+622.84 a pk 2+694.84 per uno sviluppo totale L = 70.00 m;
 - Soletta a sbalzo in dx da pk 3+362.36 a pk 3+491.39 per uno sviluppo totale L = 120.00 m;
 - Soletta a sbalzo in dx da pk 3+760.28 a pk 3+874.34 per uno sviluppo totale L = 110.00 m.

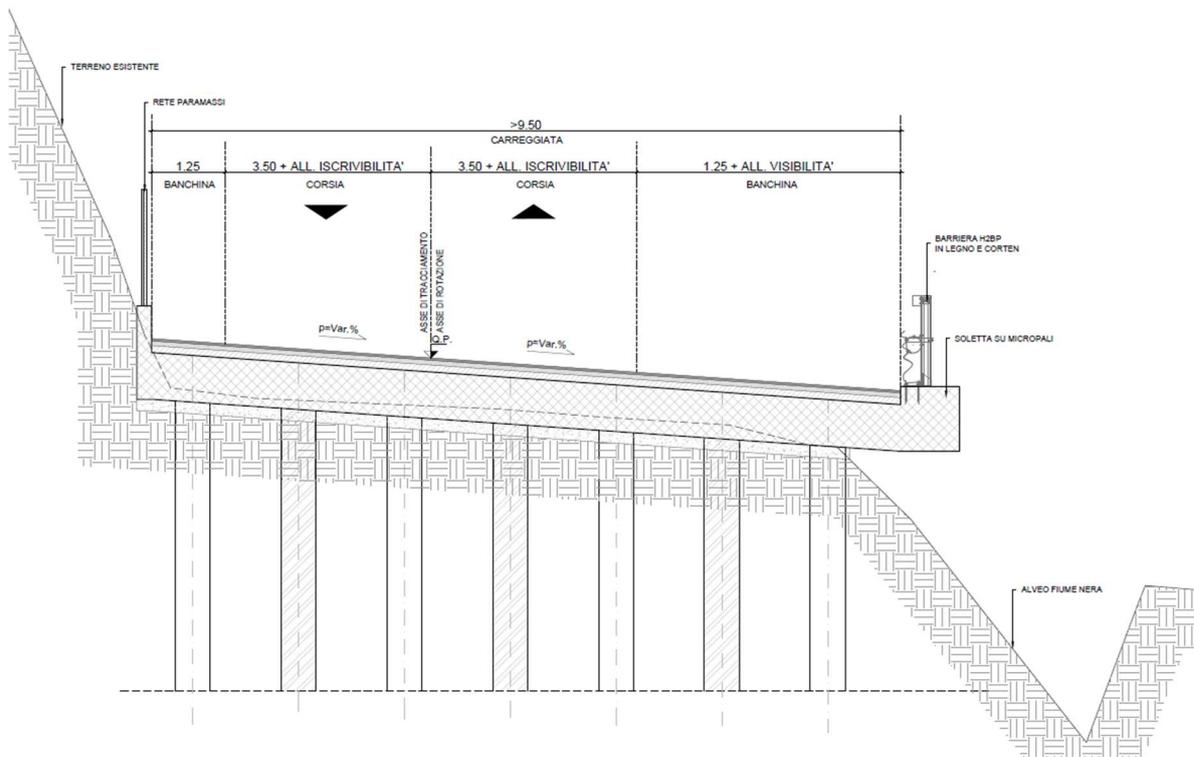


Figura 9-12: Sezione tipologica soletta a sbalzo.

9.5 PARATIE DI PALI

Lungo il margine sinistro della viabilità di progetto a causa della presenza del ripido versante montuoso si prevedono anche due paratie di pali:

- Paratia di pali in sx da pk 0+797.65 a pk 0+854.65 per uno sviluppo totale L = 85.00 m;
- Paratia di pali in sx da pk 2+537.03 a pk 0+2+606.52 per uno sviluppo totale L = 80.00 m.

9.6 PARETI CHIODATE

Queste pareti chiodate verranno utilizzate in alcuni tratti lungo il margine sinistro della viabilità per contenere la trincea stradale nei tratti il cui le formazioni geologiche sono di natura litoide:

- Parete chiodata in sx da pk 0+636.33 a pk 0+661.91 per uno sviluppo totale L = 25.00 m;
- Parete chiodata in sx da pk 0+723.64 a pk 0+738.19 per uno sviluppo totale L = 20.00 m;
- Parete chiodata in sx da pk 0+756.12 a pk 0+763.72 per uno sviluppo totale L = 10.00 m;
- Parete chiodata in sx da pk 2+156.45 a pk 2+207.46 per uno sviluppo totale L = 50.00 m;
- Parete chiodata in sx da pk 2+309.05 a pk 2+411.02 per uno sviluppo totale L = 100.00 m;
- Parete chiodata in sx da pk 2+812.12 a pk 2+940.57 per uno sviluppo totale L = 115.00 m;
- Parete chiodata in sx da pk 2+993.12 a pk 3+081.07 per uno sviluppo totale L = 90.00 m.

10 CARATTERISTICHE DI SISMICITÀ DELL'AREA

Il D.M. del 17-01-2018 (Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni) prevede al §3.2 che le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscano a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e siano funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale. Ai fini della succitata normativa, le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g : accelerazione iniziale massima al sito (unità di misura: g);
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale (adimensionale);
- T^*_c : valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La definizione della "pericolosità sismica di base" è avvenuta utilizzando il foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 rilasciato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Di seguito si riportano i principali *step* che hanno portato alla definizione della "pericolosità sismica di base".

I parametri di ingresso utili alla determinazione delle azioni sismiche, oltre alle coordinate di riferimento del sito, sono:

- Vita nominale V_N 50 anni
- Classe d'uso IV C_U 2
- Periodo di riferimento: $V_R = V_N \cdot C_U = 100$ anni

Si è proceduto quindi con l'individuazione delle coordinate del sito in gradi sessadecimali e nel sistema di riferimento ED50. Per la valutazione delle azioni sismiche sono state investigate 4 differenti coordinate appartenenti a parti del tracciato di progetto come riportato nella figura a seguire.

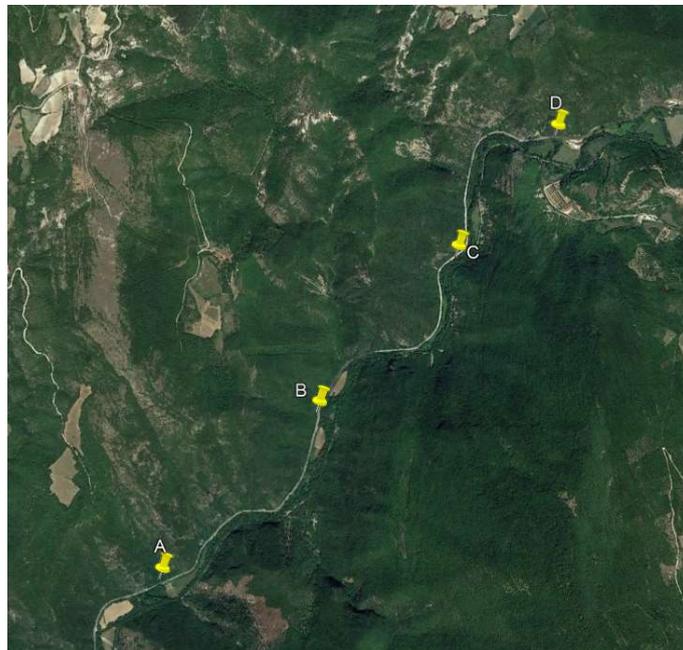


Figura 10-1: Punti investigati.

Relazione geotecnica e sismica

In per i 4 stati limite sismici definiti dalla normativa, SLO, SLD, SLV, SLC, vengono forniti i parametri fondamentali a_g , F_o , T_c^* .

	SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
Punto A	SLO	60	0,108	2,359	0,282
	SLD	101	0,136	2,323	0,289
	SLV	949	0,314	2,376	0,341
	SLC	1950	0,395	2,395	0,353
Punto B	SLO	60	0,107	2,360	0,282
	SLD	101	0,136	2,321	0,289
	SLV	949	0,314	2,374	0,341
	SLC	1950	0,395	2,394	0,353
Punto C	SLO	60	0,108	2,359	0,282
	SLD	101	0,136	2,327	0,289
	SLV	949	0,314	2,377	0,341
	SLC	1950	0,395	2,396	0,353
Punto D	SLO	60	0,108	2,360	0,282
	SLD	101	0,136	2,331	0,289
	SLV	949	0,314	2,379	0,341
	SLC	1950	0,395	2,398	0,353

Figura 10-2: parametri fondamentali per i punti A, B, C E D.