

ITINERARIO INTERNAZIONALE E78 S.G.C. GROSSETO – FANO
Tratto Selci Lama (E45) – S. Stefano di Gaifa
Adeguamento a 2 corsie della Galleria della Guinza (lotto 2)
e del tratto Guinza – Mercatello Ovest (lotto 3)
1° stralcio

PROGETTO DEFINITIVO

COD. AN58

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

PROGETTISTI:

Ing. VINCENZO MARZI
Ordine Ingegneri di Bari n. 3594

IL GEOLOGO

Geol. FRANCESCO MATALONI
Ordine Geologici del Lazio n. 725

IL RESPONSABILE DEL S.I.A.

Arch. GIOVANNI MAGARO'
Ordine Architetti di Roma n. 16183

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom. FABIO QUONDAM

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Dott. ing. ACHILLE DEVITOFRANCESCHI

PROTOCOLLO

DATA:

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

L0702M D 1801

NOME FILE

T00GE00GETRE01B

CODICE
ELAB.

T00GE00GETRE01

REVISIONE

B

-

D					
C					
B	AGGIORNAMENTO	Luglio 2019			
A	EMISSIONE	Sett. 2018			
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI	5
2.1 NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI TECNICHE	5
2.2 RIFERIMENTI PROGETTUALI.....	5
3. DESCRIZIONE DELLE OPERE	6
3.1.1 Collegamento lato Umbria	7
3.1.2 Imbocco lato Marche galleria Guinza	11
3.1.3 Collegamento lato Marche	11
4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO, IDROGEOLOGICO.....	12
4.1 DESCRIZIONE DEI LUOGHI	12
4.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO	14
4.3 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO	17
4.4 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	18
5. INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	20
5.1 CAMPAGNE DI INDAGINE.....	20
5.2 INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO.....	25
5.3 SUPERFICIE PIEZOMETRICA.....	31
5.4 ELABORAZIONE DELLE INDAGINI.....	33
5.4.1 Prove penetrometriche dinamiche SPT	33
5.4.2 Rilievi geostrutturali	37
5.4.3 Prove di permeabilità Lugeon	39
5.4.4 Prove dilatometriche su roccia.....	40
5.4.5 Prove di laboratorio	42
5.4.6 Indagini geofisiche.....	51
5.4.7 Prove di carico su piastra	57
5.5 CARATTERISTICHE MECCANICHE DELL'AMMASSO ROCCIOSO	61
6. SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI.....	69
7. STRATIGRAFIE DI PROGETTO	74

7.1 COLLEGAMENTO LATO UMBRIA.....	74
7.2 IMBOCCO LATO MARCHE GALLERIA GUINZA	74
7.3 COLLEGAMENTO LATO MARCHE	74
8. BONIFICA DEL PIANO DI POSA	75
BIBLIOGRAFIA.....	77

1. PREMESSA

La presente relazione si propone di illustrare le analisi e le conclusioni dello studio geotecnico riguardante il Progetto Definitivo per l'adeguamento a due corsie del tratto della Galleria della Guinza (Lotto 2°) e del Tratto Guinza – Mercatello Ovest (Lotto 3°) dell'itinerario internazionale E78 S.G.C. Grosseto - Fano.

L'intervento è localizzato tra le Regioni Umbria e Marche, nei Comuni di Parnacciano (PG) e Mercatello sul Metauro (PU). Più dettagliatamente, il 2° Lotto comprende la Galleria della Guinza, mentre il 3° Lotto comprende tutte le opere dall'uscita della Guinza sul lato marchigiano, fino al termine dell'intervento.

Le lavorazioni in oggetto sono ascrivibili al primo stralcio della messa in esercizio della Galleria Guinza, comprendente la progettazione per l'appalto delle opere non soggette ad ulteriori autorizzazioni, quali il collegamento alla viabilità esistente, ripristino delle opere esistenti, impianti nelle gallerie, sistemazione della piattaforma stradale, alloggiamento delle barriere di sicurezza sui viadotti, ecc..

Il presente documento è in particolare finalizzato a caratterizzare ed inquadrare gli aspetti ed i problemi geotecnici relativi alle nuove opere all'aperto previste dal progetto, segnatamente:

- l'area in corrispondenza dell'imbocco lato Umbria della galleria Guinza, dove viene realizzato il collegamento provvisorio tra l'uscita dalla galleria e la SP 200;
- l'area dell'imbocco lato Marche della galleria Guinza;
- la realizzazione del collegamento provvisorio, lato Marche, tra il III Lotto, già realizzato, e la strada comunale all'abitato di Mercatello sul Metauro.

Limitatamente a dette aree, vengono affrontati i seguenti temi:

- descrizione delle opere e degli interventi;
- problemi geotecnici e scelte tipologiche;
- descrizione del programma delle indagini e delle prove geotecniche esperite nell'ambito della corrente fase progettuale;
- analisi ed interpretazione delle indagini;
- caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni e delle rocce e definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici;
- modelli geotecnici di sottosuolo.

Le analisi svolte per la verifica della sicurezza e delle prestazioni del sistema costruzione-terreno, l'identificazione dei relativi stati limite, gli approcci progettuali ed i valori di progetto dei parametri geotecnici sono oggetto di specifici elaborati allegati al Progetto Definitivo, ai quali si rimanda per eventuali approfondimenti.

Esulano dagli scopi della presente relazione la definizione dei modelli geotecnici di interesse per le opere in sotterraneo (by-pass carrabile nella galleria Guinza e by-pass pedonale nella galleria S. Antonio), nonché la descrizione e la verifica degli interventi di consolidamento previsti lungo la canna esistente della galleria Guinza: le scelte progettuali, la modellazione geotecnica,

unitamente ai calcoli svolti per il dimensionamento di tali opere sono illustrati in specifici elaborati redatti a supporto del Progetto Definitivo.

2. RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

2.1 NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI TECNICHE

- [1] DM 17.01.2018 – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”
- [2] CIRCOLARE 21.01.2019 n.7 - Istruzioni per l’applicazione dell’“Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”
- [3] DM 14.01.2008 – Norme tecniche per le costruzioni
- [4] CIRCOLARE n.617 del 2.2.2009 – Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al DM.14.01.2008.

2.2 RIFERIMENTI PROGETTUALI

- [5] T00GE00GEORE01 - *“Relazione geologica e idrogeologica”*
- [6] T00GE00GEOCG01÷04 - *“Carta geologica”*
- [7] T00GE00GEOFG01÷04 - *“Profilo geologico”*
- [8] T00GE00GEOFG05 - *“Profilo geologico di dettaglio – Lato Umbria”*
- [9] T00GE00GEOFG06 - *“Profilo geologico di dettaglio – Lato Marche”*
- [10] T00GE00GETRE02 - *“Relazione sismica”*
- [11] T00GE00GEOFG01÷05 - *“Profilo geotecnico longitudinale”*

3. DESCRIZIONE DELLE OPERE

La galleria Guinza si colloca nella zona di confine tra le regioni di Umbria e Marche all'interno dell'itinerario Internazionale E78 (S.G.C. E78), asse che costituisce un'infrastruttura strategica di preminente interesse nazionale, nata con l'obiettivo di costituire un importante collegamento trasversale tra il versante adriatico e quello tirrenico dell'Italia Centrale, appartenente alla rete transeuropea stradale "comprehensive pianificata" (TEN-T).

Il tracciato connette, prevalentemente con direzione da sud-ovest a nord-est, la città toscana di Grosseto alla città marchigiana di Fano, rispettivamente lungo i percorsi delle strade europee E80 (la Strada statale 1 Via Aurelia) ed E55 (l'Autostrada A14).

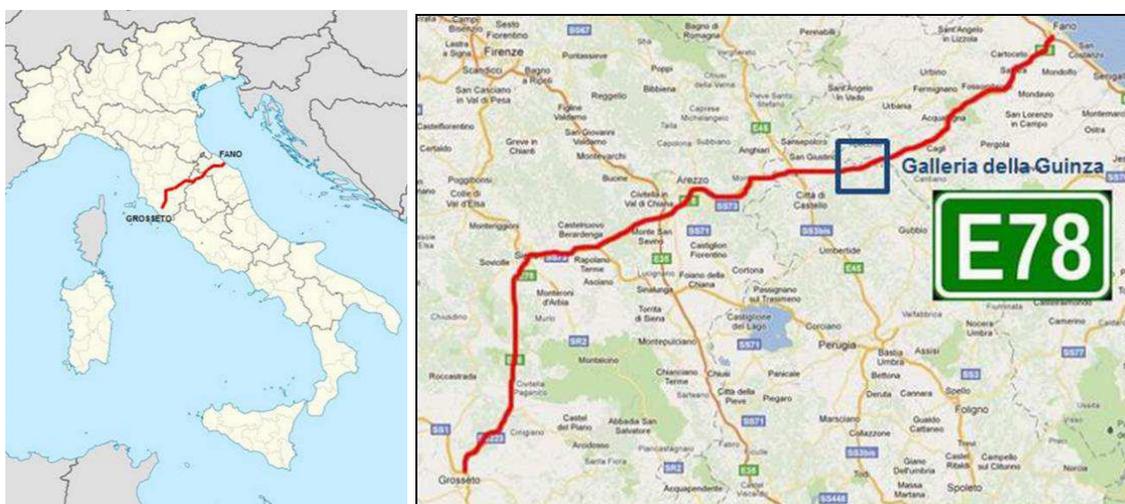


Figura 3.1 - Localizzazione tracciato E78 e della galleria Guinza.

Allo stato attuale, in corrispondenza della galleria della Guinza il tracciato realizzato in passato, che prevedeva uno sviluppo su doppia carreggiata, necessita di adeguamenti strutturali ed impiantistici per poter essere messo in opera, sia lungo il tratto umbro a partire dallo svincolo di Selci Lama, sia lungo il tratto marchigiano fino a Mercatello sul Metauro, con l'obiettivo finale di realizzare una sezione stradale di tipo C, con una carreggiata di larghezza complessiva almeno 9,50 m con una corsia per senso di marcia di larghezza 3,50 m.



Figura 3.2 - Adeguamento tracciato stradale.

Da un punto di vista generale, il progetto esamina le opere necessarie al completamento del tracciato già realizzato ed il collegamento all'asse viario esistente.

In accordo con gli obiettivi e le finalità di cui al §1, **le aree che vengono caratterizzate dal punto di vista geotecnico nell'ambito della presente relazione sono quelle che ospiteranno le nuove opere all'aperto**, specificatamente:

1. area in corrispondenza dell'imbocco sud (lato Umbria) della galleria Guinza, dove sorgerà la rotatoria che realizza la connessione alla viabilità esistente SP200;
2. area in corrispondenza dell'imbocco nord (lato Marche) della galleria Guinza;
3. area di svincolo in corrispondenza del tratto finale dell'intervento, dove il tracciato viene connesso con la viabilità esistente Via Cà Lillina.

Di seguito viene fornito un sintetico inquadramento delle opere ivi previste, rimandando alle relazioni specialistiche e ai grafici allegati al progetto per le caratteristiche di dettaglio e per le analisi di dimensionamento degli interventi.

3.1.1 __ Collegamento lato Umbria

Per quanto riguarda l'area di imbocco lato Umbria della galleria Guinza, in località Parnacciano, la Figura 3.3 fornisce un quadro d'insieme delle opere – esistenti e di nuova realizzazione – ivi previste.

È innanzitutto necessario procedere alla messa in sicurezza delle opere provvisorie esistenti e alla loro sistemazione definitiva.

Sono attualmente presenti due paratie provvisorie di micropali, una in corrispondenza dell'imbocco della galleria e l'altra parallela al tracciato, a sostegno del versante a valle del quale verrà realizzata la rotatoria di collegamento alla strada SP200.

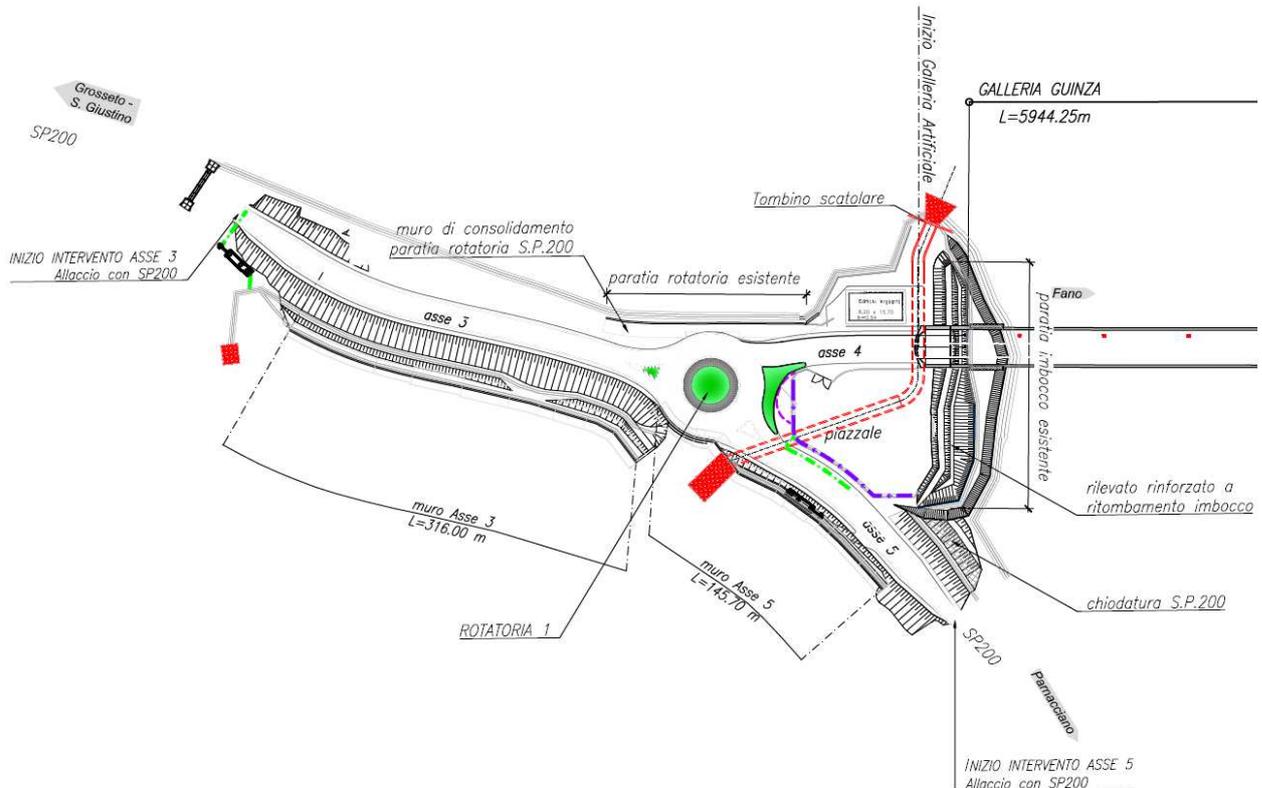


Figura 3.3 - Sistemazione imbocco lato Umbria.

La paratia all'imbocco della galleria non mostra evidenze di sofferenza strutturale, ma poiché è in opera dai primi anni 2000 ed è necessario eseguire ulteriori lavorazioni nell'area, è stato previsto di rinforzare la struttura tramite l'esecuzione di un opportuno numero di tiranti integrativi.

Come si evince dal certificato di collaudo, la paratia esistente è costituita da micropali diametro Φ 200, passo 0,40m. I pali sono lunghi fino a 18 m con un tratto infisso pari a circa 5m. In funzione delle altezze di scavo da sostenere, il progetto originario impiega un'intirantatura composta da 2÷3 ordini di tiranti, inclinati 15° sull'orizzontale, a 4÷6 trefoli, posti ad interasse orizzontale variabile tra 2.4 m e 3.6 m.

Il Progetto Definitivo prevede la realizzazione di 2 o 3 nuovi ordini di tiranti in aggiunta a quelli esistenti.

Verrà in seguito realizzato un tratto di galleria artificiale e il ritombamento di tutto lo sviluppo della paratia, in modo da realizzare la configurazione definitiva dell'imbocco.

Il tombamento viene ottenuto attraverso la costruzione di un rilevato rinforzato mediante la presenza di griglie metalliche, andando a ritombare anche la zona in cui è stato individuato il futuro imbocco della seconda canna, la cui realizzazione è prevista nell'ambito del secondo stralcio del progetto.

Il rilevato in terra rinforzata sarà realizzato da una struttura tipo Terramesh Verde con paramento a vista inclinato di 70° rispetto all'orizzontale, costituito da strati alternati di griglie in rete metallica a doppia torsione con maglia esagonale rivestita e di terre fornite a piè d'opera di idonee caratteristiche geotecniche.

Sul fronte è previsto l'inserimento di una berma con funzione rompi-tratta di ampiezza $L=2.0m$.

L'opera in terra rinforzata presenta uno sviluppo lineare del fronte di lunghezza pari a circa 80m, valutati sul ciglio sommitale del paramento.

Il manufatto presenta altezze massime pari a ca 10.0 m, ed è costituito dalla sovrapposizione di pacchetti rinforzati di spessore 76cm (finito dopo costipamento).

I rinforzi sono caratterizzati da lunghezze di ancoraggio variabili fra 3.0m e 10.0m e da resistenze di picco $RP = 50kN/m$.

Sul fronte delle terre rinforzata viene predisposto un tessuto in poliestere a maglia in catena con inserzione di trama, con funzione di ritentore della componente fine del terreno di riempimento e antierosiva fino alla crescita delle essenze vegetali, e delle costolature di irrigidimento, che garantiscono la corretta inclinazione e favoriscono la compattazione in prossimità del paramento.

Il rinverdimento finale del fronte dell'opera assume un'importanza notevole, rendendo il manufatto sicuramente più omogeneo, gradevole e perfettamente inserito nel contesto ambientale circostante, oltre a proteggere dal dilavamento l'intero paramento frontale.

Sempre in corrispondenza della rotatoria lato Umbria il progetto prevede la realizzazione di **muri di sostegno in c.a.** gettati in opera.

In particolare, si prevede il ricorso a tre distinti tratti di muri:

- muri "Asse 3" e muri "Asse 5", di sottoscarpa, preposti a sottendere il rilevato stradale;
- muro di consolidamento della berlinese di micropali esistente ubicata a ovest della futura rotatoria, di controripa.

Quest'ultimo, in particolare, costituisce la struttura di sostegno definitiva in luogo della berlinese, la quale è un'opera a carattere provvisoria non in grado di esplicitare adeguate condizioni di sicurezza e di funzionalità come presidio permanente.

I muri di sottoscarpa ed il muro di consolidamento della paratia di micropali presentano una massima altezza fuori terra del paramento pari, rispettivamente, a ca 8.0m e 10.7m.

Tutti i muri di interesse sono fondati su micropali colati a gravità di diametro di perforazione $\phi 300$ mm, armati con profili tubolari metallici in acciaio S355 J0 di diametro esterno pari a $d_e=219.1$ mm, spessore di $s=16\div 17.5$ mm, disposti su più file su maglia a quinconce con passo longitudinale e trasversale $i=1.0m$ e di lunghezza L compresa fra 13.0m e 20.0m in funzione delle sollecitazioni confluenti sulle fondazioni. L'impiego dei micropali è in particolare avvalorato alla luce del contesto geotecnico in cui si opera: l'attraversamento del substrato marnoso-arenaceo, a consistenza litoide, costituisce una soggezione esecutiva, che rende l'applicazione con

micropali preferenziale rispetto a tecnologie alternative proprio a causa delle difficoltà connesse alla perforazione del materiale lapideo.

Per i muri di sottoscarpa, la superficie di scavo provvisorio, realizzata in modo da assicurare la stabilità del terreno durante la costruzione del muro e prima delle operazioni di riempimento a tergo, viene profilata con pendenza $h/b=1/1$. Lo scavo viene consolidato con intervento combinato pareti chiodate con barre di ancoraggio passive + spritz-beton proiettato (spessore 5cm+10cm) armato con doppio strato di rete elettrosaldata.

Localmente si ricorre ad una sistemazione a gradoni che favorisce il corretto ammorsamento del riempimento sui fianchi del rilevato esistente. La scarpata definitiva sottesa dall'opera, caratterizzata da altezze massime comunque inferiori ai 5.0m, viene profilata con pendenza $h/b=2/3$.

L'intervento è completato dall'installazione di dreni suborizzontali, atti a deprimere eventuali sovrappressioni neutre destatesi in corrispondenza dell'opera, e la realizzazione di un sistema di canalette per l'intercettazione delle acque meteoriche, opportunamente raccordate.

Anche nel caso del **tombino scatolare idraulico** sono previsti degli interventi di protezione degli scavi provvisori necessari per la sua costruzione.

Essi constano di:

1. nel settore centrale e di valle, è possibile ricorrere a scavi aperti non sostenuti, sagomati con pendenza 1/1, senza necessità di opere di presidio laterale;
2. nel settore di monte, ad ovest del piazzale, la riprofilatura del terreno è condizionata da soggezioni di ingombro planimetrico, imposte dalla presenza delle pre-esistenze che si affacciano sul perimetro dello scavo (berlinesi esistenti, manufatti di imbocco della galleria Guinza, ecc.). Si è dunque reso necessario profilare gli scavi con inclinazione pari a 60° sull'orizzontale, prevedendo il consolidamento delle scarpate con intervento combinato pareti chiodate con barre di ancoraggio passive + spritz-beton proiettato (spessore 5cm+10cm) armato con doppio strato di rete elettrosaldata.

Sempre in prossimità del piazzale di imbocco lato Umbria, è prevista in progetto la **chiodatura lungo la S.P. 200** degli scavi a carattere definitivo necessari per realizzare l'adeguamento della rete viaria esistente.

Segnatamente, gli scavi chiodati vengono eseguiti per consentire l'allargamento verso monte della viabilità di accesso al sito, la S.P. 200 appunto, che borda sul lato est il piazzale antistante l'imbocco.

Il sistema di consolidamento in oggetto è realizzato con un intervento combinato pareti chiodate con barre di ancoraggio passive + rivestimento in geocomposito metallico.

L'impiego della parete chiodata è prevista su un fronte di sviluppo longitudinale pari a ca 35m.

Le lavorazioni di messa in sicurezza del tratto interessato dall'intervento prevedono la realizzazione di una diffusa maglia di rinforzo costituita da chiodatura con barre di ancoraggio passive tipo di diametro $d_e = 32mm$, in acciaio B450C, piene e a filettatura continua, disposte su

maglia a quinconce ad interasse 1.5 m (h) x 2.0m (v), di lunghezza variabile fra 6.0m e 9.0m, alloggiata e intasata con malta cementizia C25/30 su tutta la lunghezza all'interno di perfori di diametro $\phi = 100mm$.

La parete chiodata viene profilata con pendenza di 45° sull'orizzontale, dotata di berme di ampiezza pari a 2m, eseguite con funzione rompitratta al più ogni 5m circa di altezza della banca.

Le massime altezze di scavo chiodato da sostenere risultano pari a circa 12.0m.

Gli scavi saranno rivestiti con un geocomposito metallico tipo MACMAT HS 30, composto da una rete a doppia torsione intessuta con funi di acciaio ed accoppiata in fase di produzione ad una geostuoia antierosiva tridimensionale in filamenti di polipropilene.

L'intervento è completato anche in tal caso dall'installazione di dreni suborizzontali, atti a dissipare eventuali sovrappressioni neutre destatesi in corrispondenza dell'opera.

3.1.2 __ Imbocco lato Marche galleria Guinza

All'imbocco lato Marche, in direzione della località Mercatello, non sono attualmente presenti opere di sostegno poiché il versante si prestava alla realizzazione di un imbocco diretto in naturale della galleria. In questa fase si procederà perciò alla messa in sicurezza della dima di imbocco, realizzata a suo tempo, con un tratto di galleria artificiale e alla sistemazione del versante tramite un intervento di protezione a carattere permanente con chiodatura e rete metallica.

Le lavorazioni di messa in sicurezza della parete rocciosa prevedono la realizzazione di una diffusa maglia di rinforzo costituita da chiodatura con barre di ancoraggio passive tipo di diametro $d_e = 32mm$, in acciaio B450C, piene e a filettatura continua, disposte su maglia rettangolare ad interasse orizzontale e verticale 3.0 m, di lunghezza pari a 9.0m, alloggiata e intasata con malta cementizia C25/30 su tutta la lunghezza all'interno di perfori di diametro $\phi = 100mm$.

L'intervento di consolidamento è completato da un rivestimento in teli di rete a doppia torsione con maglia tipo 8x10, e filo del diametro pari a 3.0mm, zincato, necessario per evitare fenomeni di instabilizzazione di detrito tra 2 chiodi adiacenti, e dalla formazione del reticolo di funi in acciaio, del diametro $\phi = 12mm$, disposte longitudinalmente e diagonalmente tra le varie file di ancoraggi, in modo che il sistema risulti il meno deformabile ed il più robusto possibile.

3.1.3 __ Collegamento lato Marche

In corrispondenza dell'area di svincolo lato Marche, le opere geotecniche consistono nella realizzazione di un rilevato stradale che raccorda il tracciato con la viabilità esistente. I rilevati in oggetto presentano un'altezza massima $H \approx 7.5m$ circa.

4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO, IDROGEOLOGICO

Nel seguito si riporta una descrizione dei luoghi, dei caratteri geologici, geomorfologici, idrogeologici; per ulteriori dettagli si rimanda comunque alla Relazione Geologica allegata al Progetto Definitivo.

4.1 DESCRIZIONE DEI LUOGHI

Le opere si sviluppano attraverso lo spartiacque appenninico fra Marche (Provincia di Pesaro e Urbino) e Umbria (provincia di Perugia).

Nella zona attraversata dalla galleria, le quote massime raggiunte dalla dorsale appenninica si aggirano sui 900 m s.l.m., dividendo il bacino del Metauro (Marche) da quello dell'alta valle del Tevere (Umbria).

Il collegamento alla viabilità esistente sul lato Umbria (SP 200) avviene all'uscita dalla galleria nel territorio comunale di San Giustino, nei pressi della frazione Parnacciano.

Sul lato marchigiano, il tracciato all'aperto è stato già realizzato (III Lotto), ed il collegamento alla viabilità esistente avverrà alla fine del III Lotto nei pressi dell'abitato di Mercatello sul Metauro.

Le quote di imbocco sui due lati della galleria sono di 581 m s.l.m. circa sul lato umbro, e di 556 m s.l.m. circa sul lato marchigiano; le coperture in calotta raggiungono un massimo di 310 m, s.l.m. mantenendosi in media fra i 150 e i 230 m s.l.m..

La Figura 4.1 riporta una foto aerea con l'ubicazione del tracciato del 2° Lotto (galleria Guinza) e dei due collegamenti da realizzare con la viabilità esistente.

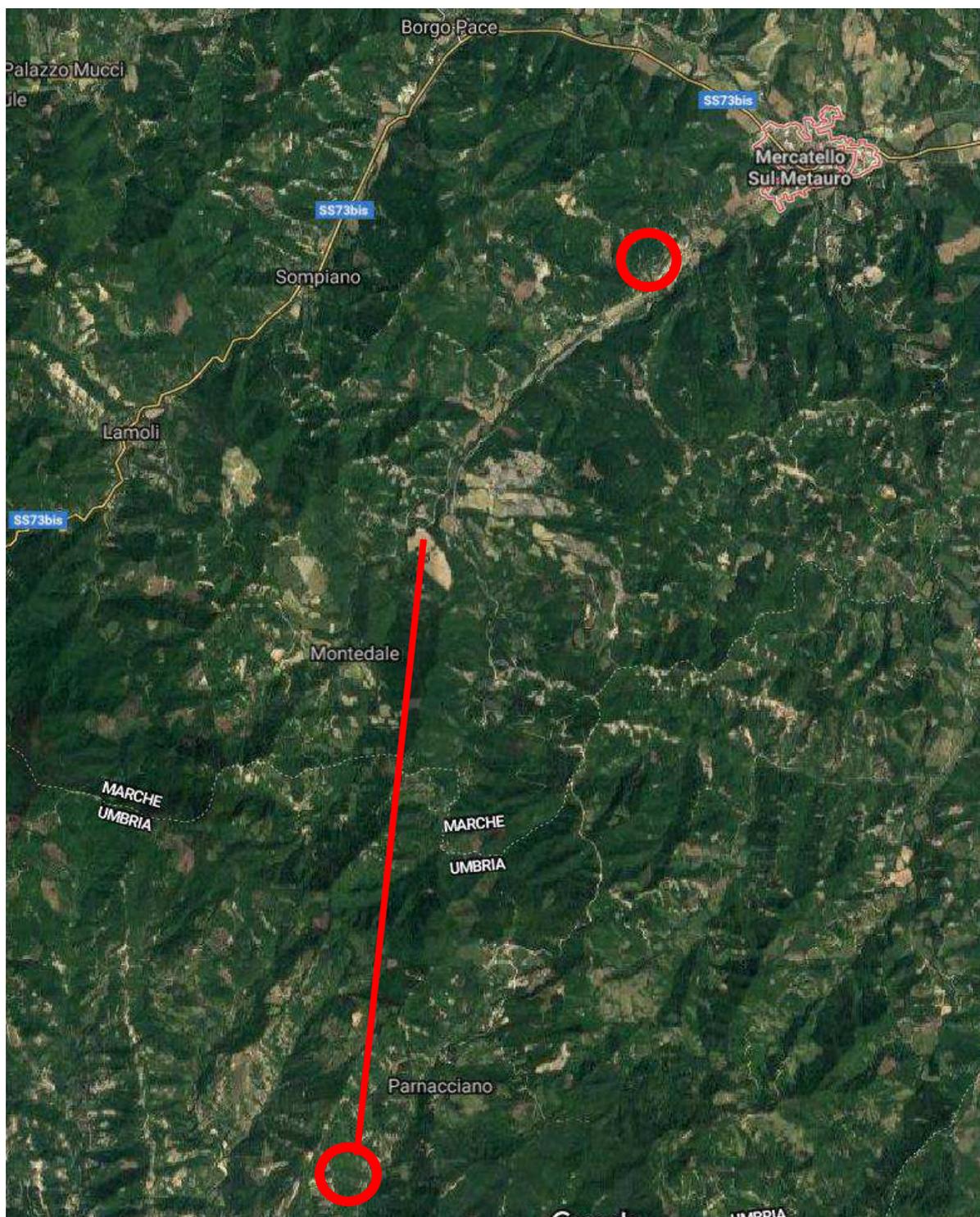


Figura 4.1 - Ubicazione su foto aerea del tracciato della galleria Guinza (linea rossa) e dei due collegamenti provvisori alla viabilità esistente (cerchi rossi).

4.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Il tracciato ricade in un settore dell'Appennino litologicamente costituito da una successione sedimentaria marina depositata su crosta di tipo continentale appartenente alla microplacca adriatica.

La dorsale montuosa attraversata è interamente costituita dalla **Formazione Marnoso-Arenacea**, tipica torbidite di età miocenica (dal Langhiano al Tortonian) di notevole spessore (da 1600 a 2000 m), caratterizzata dalla fitta e persistente alternanza di strati arenacei e marnosi.

Tali suddivisioni hanno un significato importante dal punto di vista stratigrafico, ma più limitato dal punto di vista applicativo. Inoltre, a profondità notevolmente superiori rispetto al volume di terreno "significativo" per le opere di interesse (volume di terreno che influenza le opere e che a sua volta viene da esse influenzato), sono individuabili dei veri e propri livelli-guida che marcano la posizione stratigrafica ("strato Contessa", "marker Guinza", "strato Val di Pierle").

Gli strati pelitici della Marnoso-Arenacea sono costituiti essenzialmente da marne, marne calcaree, marne argillose e marne siltose, solo raramente passanti ad argille da consistenti a semilitoidi.

In affioramento, la formazione assume un colore giallo ocra per ossidazione, favorita dalla degradazione fisica della roccia, che si spinge sino ad alcuni metri di profondità. In superficie, il passaggio tra gli strati pelitici e arenacei è sempre ben visibile, specie sui versanti più acclivi e con giacitura a reggipoggio, in quanto i processi di degradazione fisica hanno agito in modo differenziale sull'ammasso roccioso, con gli strati arenacei in aggetto per una maggiore resistenza all'erosione.

Gli strati pelitici sono interessati da una fitta rete di microfessure da ritiro, che suddivide l'ammasso in frammenti prismatici nei termini lapidei, in scaglie dove esso assume la forma di sequenza prevalentemente terrosa.

Nei sondaggi la formazione presenta un colore grigio con tonalità che va dalla chiara negli strati francamente arenacei e in quelli più marnoso - calcarei, a grigio scuro negli strati più argillosi. Il passaggio tra peliti e areniti è spesso meno netto rispetto a quanto si osserva negli affioramenti, ad eccezione dei casi in cui le arenarie sono ben cementate e prive, o quasi, di matrice limo - argillosa.

Benché la Formazione presenti una certa uniformità di caratteristiche litologiche e stratigrafiche, tuttavia, al suo interno sono individuabili a seconda della litologia predominante:

- un membro inferiore, (**unità geotecnica FMA4a** del profilo geotecnico), che coincide con la parte inferiore del "Membro di Galeata" con predominanza di torbiditi silico-clastiche con paleo-correnti verso SudEst. Gli strati arenitici hanno spessore variabile tra 20 e 200 cm, ed il rapporto Arenaria/Pelite (A/P) è a favore della parte pelitica, con rapporti da 1/2 a 1/6. Questo membro affiora diffusamente a cavallo del confine Marche-Umbria, a partire dal contatto tettonico (sovrascorrimento) nei pressi del Monte La Casina, ed interessando in profondità gran parte del tratto umbro della galleria della Guinza. Lo spessore affiorante è di circa 400 m, ma quello ricostruito a

partire dalle correlazioni geologico-stratigrafiche è decisamente superiore, fino a circa 1000 m.



Figura 4.2 - Affioramento della Formazione Marnoso-Arenacea (Membro FMA4a) lungo la SP 200, nei pressi di Parnacciano. Prevalenza di strati pelitici (rapporto A/P circa 1:2 nella parte alta, e 1/6 nella parte bassa).

- un membro intermedio (**unità geotecnica FMA4b**) costituito da torbiditi arenaceo-pelitiche con rapporto A/P da 1/1 a 1/4, con notevole abbondanza di strati calcarenitici, spessi fino a 3 m, con clasti calcarei organogeni e silicatici, che si alternano ad areniti sottilmente stratificate. Verso la porzione sommitale, si osserva una generale diminuzione della componente arenitica, a vantaggio di quella pelitica, con rapporti A/P oscillanti tra 1/6 e 1/10; questa variazione di facies è marcata da uno strato guida calcarenitico di circa 2,5 m di spessore, in letteratura noto come “strato Val di Pierle”, che è a sua volta associato ad un bancone di arenaria di circa 4 m, posto una ventina di metri più in basso. Lo spessore è di circa 500 m. I membri inferiore **FMA4a** e intermedio **FMA4b** sono separati da un livello-guida (“strato Contessa”), bancone arenaceo plurimetrico (6-7 m di spessore) accoppiato ad un orizzonte marnoso massivo di analogo spessore.
- un membro superiore (**unità geotecnica FMA5**) noto come “Membro di Collina, con torbiditi pelitico-arenacee con rapporto A/P tra 1/4 e 1/6. Gli strati arenacei hanno

colorazione beige-marroncina, mentre le peliti sono costituite da marne/siltiti grigie finemente stratificate. Il massimo spessore affiorante è di circa 300 m. Esso occupa in affioramento la parte finale (lato-Marche) del tracciato della galleria Guinza, a partire dai rilievi a sud di Pian Marzolino.

Per “**terreni di copertura**” si intendono quei termini litologici sedimentari depositi in ambiente sub-aereo (continentale), di conseguenza non correlati geneticamente al substrato marnoso arenaceo, bensì ad esso sovrapposti con contatti eteropici.

Lungo l'intervento tali coperture sono sporadiche, molto discontinue, e nella quasi totalità delle situazioni di esiguo spessore.

I **depositi di copertura** possono essere distinti in:

- **Alluvioni recenti ed attuali di fondovalle (unità geotecnica AL)**, prevalentemente di natura ghiaiosa e sabbiosa con intercalate lenti limoso argillose. Sono presenti solo nella parte bassa delle valli principali. Presentano spessori non rilevanti, da qualche metro fino ad un massimo di circa 10 m alla confluenza tra il S. Antonio ed il Metauro, nei pressi di Mercatello.
- **Detriti di versante (unità geotecnica CL)**, orlano il piede dei versanti vallivi dei due corsi d'acqua principali (Fosso della Guinza – Torrente S. Antonio e Fosso di Parnacciano) e nelle piccole valli tributarie. La natura è prevalentemente sabbio-limoso, talora più francamente argilloso, con frammenti lapidei arenacei. Gli spessori, alcuni direttamente accertati con i sondaggi geognostici, sono modesti e dell'ordine di alcuni metri.
- **Frane quiescenti (unità geotecnica FR)**, costituite da detriti caotici distribuiti sui versanti dei piccoli bacini tributari, a matrice prevalentemente argillo-limo-sabbiosa, inglobante frammenti litici di varie dimensioni, di natura quasi sempre arenacea. Tali corpi di frana non interferiscono con le opere di nuova realizzazione, interagendo esclusivamente con porzioni di tracciato già realizzate nel corso dei precedenti appalti. Inoltre, come documentato nella Carta Geomorfologica (cfr. elaborato T00-GE00-GEO-CG07), tali dissesti sono da ritenersi processi da quiescenti a inattivi, senza alcuna evidenza di attività gravitativa attuale. Tali considerazioni hanno reso presso tali aree non necessaria l'applicazione di interventi di consolidamento del pendio.
- **Terreni di riporto (unità geotecnica R)**, correlabili al rilevato stradale esistente, che sono riscontrabili senza soluzione di continuità a partire dall'imbocco lato Marche della Galleria artificiale S. Antonio fino al termine dell'intervento. I riporti sono risultati tessituralmente abbastanza costanti lungo le indagini che li hanno interessati (perforazioni/pozzetti), con abbondante scheletro in ciottoli a composizione prevalentemente marnoso-arenacea in matrice limo-sabbiosa molto addensata.

4.3 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

L'intero Appennino Umbro-Marchigiano è interessato tutt'ora da un deciso sollevamento.

Tale situazione è evidente anche nell'area studiata, come dimostrato dalle profonde incisioni che tutti i corsi d'acqua modellano sul territorio; ad esempio, in corrispondenza del termine del III Lotto il torrente S. Antonio ha inciso tutto lo spessore (peraltro modesto) delle proprie alluvioni terrazzate, ed attualmente scorre sulla sottostante Formazione Marnoso-Arenacea.

La morfologia dell'area presenta settori con rilievi dalla notevole acclività e valli strette, alternati ad altri in cui la morfologia si addolcisce, in dipendenza dell'affiorare di litologie a maggiore erodibilità.

Alcune aree a morfologia addolcita si sono impostate su movimenti franosi oppure in corrispondenza dell'affioramento di orizzonti stratigrafici più argillo-marnosi.

A scala locale, la potenziale interferenza delle opere di progetto con aree caratterizzate da dissesto geomorfologico per frana o per esondazione riguarda esclusivamente i due collegamenti alla viabilità esistente e l'imbocco lato Marche della galleria Guinza, in quanto le altre porzioni di tracciato o non sono interessate da opere di nuova progettazione (cfr. §4.2) o, per l'elevata profondità (opere in sotterraneo), non interagiscono con i suddetti fenomeni.

Nel tratto di collegamento lato Umbria, il contesto geomorfologico è di media montagna, caratterizzato da un versante di media acclività, che tende ad aumentare verso la base, a valle della SP 200.

Il versante appare globalmente stabile, ma i tagli stradali ed in genere gli sbancamenti non protetti sono soggetti a lento deterioramento a causa della prevalente matrice marnosa nella formazione affiorante.

Appaiono attivi, inoltre, processi di dilavamento e trasporto che interessano l'impluvio del Fosso del Casale, a monte dell'area di progetto, in una zona in cui si prevede di intervenire con opere di sistemazione idraulica (briglia in gabbioni e tombino scatolare). Sul versante sinistro dell'impluvio è invece presente un accumulo detritico, associabile ad un movimento franoso presunto, di tipo scivolamento. Come documentato nella Relazione Geologica, tuttavia, tale fenomeno risulta periferico rispetto alle opere in progetto.

Nel tratto di collegamento lato Marche, alla fine del 3° Lotto, il contesto geomorfologico è di tipo pedecollinare, al confine tra la fascia occupata da depositi di versante e quella di pertinenza fluvio-torrentizia.

È un settore caratterizzato dalla coalescenza di diverse falde-conoidi alimentate dagli apporti provenienti da due impluvi lungo il versante nord-ovest.

Uno degli elementi geomorfologici più evidenti del territorio esaminato è la presenza di terrazzi fluviali antichi e recenti lungo il Torrente S. Antonio. Il corso d'acqua è in un'accentuata fase erosiva: l'alveo ha infatti eroso le alluvioni di fondovalle ed ora incide il substrato marnoso arenaceo.

In realtà, nessuno dei suddetti processi geomorfologici appare attualmente interessare lo svincolo di progetto, ma piuttosto settori ad una certa distanza.

Il collegamento alla viabilità esistente insiste, in particolare, su una morfologia del terreno regolare, impostata su dolci pendenze.

Anche in tal caso, dunque, non si hanno evidenze di dissesto geomorfologico in atto o potenziale.

Ad ulteriore conferma, la Relazione Geologica documenta come tutte le suddette aree di intervento non interferiscano con aree classificate dal P.A.I. a rischio frana o esondazione.

4.4 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Dal punto di vista idrogeologico, possono identificarsi complessi essenzialmente di quattro tipi.

- **Depositi detritici di versante:** hanno permeabilità per porosità di valore basso a causa dell'elevata presenza di matrice limosa nei depositi. Possono esistere locali circolazioni idriche negli orizzonti più grossolani. Sono quindi possibili emergenze sorgentizie, poco trasmissive perché, per le ridotte dimensioni areali, la capacità di immagazzinamento è scarsa. È presente una certa circolazione idrica a carattere essenzialmente stagionale, modesta in virtù dello spessore ridotto dei depositi ed in ragione dell'elevato drenaggio assicurato da fossi e incisioni torrentizie.
- **Depositi alluvionali:** sono caratterizzati da una permeabilità per porosità di valore da medio ad elevato, costituiti da depositi ciottoloso-ghiaiosi potenti pochi metri. Si tratta di un acquifero continuo, ma povero di risorsa, drenato dal torrente S. Antonio e dal F. Metauro.
- **Depositi di frana:** in relazione alla litologia che li contraddistingue (materiale argillo-limoso con inglobati frammenti lapidei), sono dotati di elevata porosità ma bassissima permeabilità.
- **Formazione Marnoso Arenacea:** la permeabilità d'insieme risulta bassa o molto bassa, tuttavia con possibilità di circolazione idrica in corrispondenza delle porzioni superficiali più alterate e di strati o banchi arenacei o calcarenitici. I livelli marnosi rappresentano degli orizzonti a bassissima permeabilità, così che, anche se nei partimenti arenacei vi è la presenza di acqua, essa riesce a permeare l'ammasso roccioso solo molto lentamente. In più, gli strati arenacei molto cementati o contenenti una matrice marnosa hanno un'impermeabilità acquisita. In ogni caso, l'anisotropia strutturale (fitta alternanza di strati marnosi e arenacei) si traduce in una marcata anisotropia idraulica, con la roccia che risulta virtualmente impermeabile quando il deflusso avviene in direzione normale agli strati, e che presenta, invece, la massima permeabilità quando il deflusso avviene in direzione parallela agli strati.

Alla scala delle aree di intervento, in corrispondenza dell'imbocco lato Umbria, nel corso dei sopralluoghi si è notato uno stillicidio attraverso la esistente paratia di imbocco (vedi Figura 4.3). Si tratta di un esempio di locale falda confinata all'interno della Formazione Marnoso-Arenacea,

a scarsa trasmissività e continuità laterale; l'andamento del flusso sembra condizionato dalla giacitura della formazione, che in questo settore immerge a W-SW (linea gialla tratteggiata, componente lungo la paratia).



Figura 4.3 – Stillicidio attraverso la paratia di imbocco della galleria Guinza lato Umbria.

In prossimità dell'imbocco Nord della galleria Guinza, l'affioramento della facies "Membro di Collina", a preponderante componente pelitica, non permette l'instaurarsi di orizzonti idrici più o meno in rete, tanto che non si sono rilevate scaturigini.

Le stesse opere di consolidamento da realizzare (chiodature e rete a doppia torsione) sono di limitato impatto dal punto di vista geotecnico, e non comportano in ogni caso modifiche di rilievo nei confronti dell'eventuale schema di circolazione idrica sotterranea.

In corrispondenza del collegamento lato Marche, la falda di base è drenata dal Torrente S. Antonio, ed è contenuta nei depositi di versante ed alluvionali, che lungo l'alveo si presentano erosi quasi sempre fino al letto, costituita dalla Formazione Marnoso-Arenacea. Anche in tal caso, il progetto prevede la realizzazione di opere di modesta entità, in quanto comportano limitati movimenti terra prevalentemente in rilevato.

5. INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Il presente capitolo si propone di fornire un'interpretazione globale delle aree interessate dalla progettazione, che sia comprensiva dei dati derivanti dai sondaggi geognostici, dalle indagini effettuate in sito e dalle prove di laboratorio.

5.1 CAMPAGNE DI INDAGINE

Per lo studio dei terreni interessati dalle opere in parola si fa particolare riferimento ai risultati del programma di indagini in sito ed in laboratorio pianificato ad hoc nell'ambito della corrente fase di progettazione del sito.

Tale piano di indagine, attuato nel periodo Maggio-Agosto 2018, è stato finalizzato all'identificazione dei modelli di sottosuolo (geologico, idrogeologico, geotecnico, sismico, ecc.) e alla definizione della caratterizzazione geotecnica e geomeccanica di riferimento dei terreni connessi con le opere di progetto.

Le indagini risultano localizzate sia in corrispondenza delle aree maggiormente interessate dalle opere geotecniche esterne di nuova realizzazione (collegamento lato Umbria, collegamento lato Marche), sia lungo il fornice esistente della galleria Guinza. I sondaggi in galleria, in particolare, sono stati eseguiti con inclinazione di 20° verso il basso a partire dal fronte dei by-pass trasversali esistenti da completare.

Benché la caratterizzazione geomeccanica delle opere in sotterraneo esuli dagli scopi del presente elaborato, nel seguito si analizzano anche i dati e gli esiti delle prove dei sondaggi eseguiti in galleria, in quanto utili ai fini della determinazione del comportamento dell'ammasso roccioso indisturbato.

La Tabella 5.1 fornisce un quadro di sintesi dei n.7 sondaggi a carotaggio continuo eseguiti nel corso di tale campagna, e riporta anche i piezometri installati, nonché le prove svolte e i campioni recuperati in avanzamento con la perforazione. I sondaggi sono stati spinti fino alla profondità massima di 20.0m. I sondaggi S1÷S4 sono, appunto, i fori suborizzontali eseguiti in galleria.

Sondaggio	Perforazione	Profondità metri	Camp. Rim.	Camp. Amb.	Camp. Amb. Rif.	Prove S.P.T.	Prove Lugeon	Prove Dilatom.	Strumentazione (m)
S1	Carotaggio*	20,00	2	1	1	-	1	-	-
S2	Carotaggio*	20,00	2	1	-	-	-	1	-
S3	Carotaggio*	20,00	2	1	1	-	-	-	-
S4	Carotaggio*	18,00	2	1	-	-	1	1	-
S10	Carotaggio	20,00	3	-	-	1	-	-	-
S12p	Carotaggio	16,70	3	2	-	1	-	1	Piezometro T.A. 2" a 16,70 m
S13p	Carotaggio	18,00	3	1	1	3	-	1	Piezometro T.A. 2" a 18,00 m

(*) Inclinati di 20° rispetto all'orizzontale.

Tabella 5.1- Campagna d'indagine 2018: riepilogo dei sondaggi geotecnici e delle relative prove.

Oltre ai sondaggi, sono state eseguite anche le seguenti indagini:

- n.2 rilievi geostrutturali degli affioramenti della formazione marnoso-arenacea;
- n.1 stendimento geofisico con tecnica M.A.S.W. (M1);
- n.6 stendimenti geofisici con il metodo della sismica a rifrazione con rilievo delle onde di compressione P e di taglio polarizzate orizzontalmente SH;
- n. 4 pozzetti esplorativi di profondità compresa fra 1.0 e 2.0m, con l'effettuazione di n.4 prove di carico su piastra statiche.

La Tabella 5.2 fornisce un quadro riassuntivo delle prospezioni a rifrazione.

ID	DESCRIZIONE	LUNGHEZZA TOT. STENDIMENTO
REF_R1_MONTE	Prospezione sismica a rifrazione in onde P per distanza intergeofonica di 5 m	120 m
REF_R1_VALLE	Prospezione sismica a rifrazione in onde P per distanza intergeofonica di 5 m	120 m
REF_R2_P	Prospezione sismica a rifrazione in onde P per distanza intergeofonica di 3,50 m	84 m
REF_R2_S	Prospezione sismica a rifrazione in onde S per distanza intergeofonica di 3,50 m	84 m
REF_R3_MONTE	Prospezione sismica a rifrazione in onde P per distanza intergeofonica di 5 m	120 m
REF_R3_VALLE	Prospezione sismica a rifrazione in onde P per distanza intergeofonica di 5 m	120 m

Tabella 5.2 – Prospezioni sismiche a rifrazione.

La programmazione delle indagini e l'identificazione delle proprietà geotecniche e geomeccaniche appropriate ai fini progettuali sono avvenute in funzione del tipo di opera, delle scelte progettuali e delle procedure di analisi adottate.

La parte relativa alla discussione delle risultanze delle prove svolte sui campioni ambientali viene affrontata in dettaglio nella "Relazione gestione materie" allegata al progetto, alla quale si rimanda per eventuali approfondimenti.

Analogamente, l'indagine sismica M.A.S.W., impiegata al fine di definire la classificazione sismica del sottosuolo per il calcolo dell'azione sismica di riferimento, viene analizzata ed interpretata nella "Relazione Sismica".

Nelle planimetrie di Figura 5.1 e Figura 5.2 viene riportata l'ubicazione di tutte le indagini geognostiche e geofisiche eseguite in corrispondenza dello svincolo lato Umbria (inizio lotto) e di quello lato Marche (fine lotto).

Relazione Geotecnica Generale

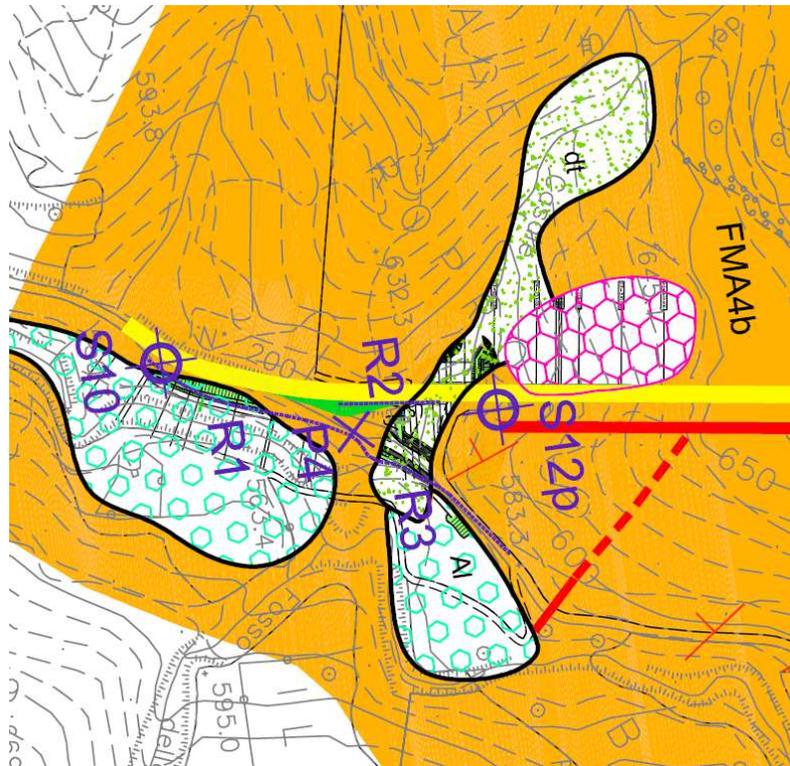


Figura 5.1 – Collegamento lato Umbria: stralcio planimetrico con indagini geognostiche e geofisiche.

LEGENDA

TERRENI DI COPERTURA



COLLUVIUM E DETRITO DI VERSANTE
 Liti sabbiosi prevalenti, talora limi argillosi,
 con frequenti clasti eterometridi di natura arenacea



ALLUVIONI TERRAZZATE
 Ghiaie sabbiose con intercalatori di limi argillosi.

SUBSTRATO GEOLOGICO



FORMAZIONE MARNOSO-ARENACEA (età Langhiano-Tortoniano)
 Marni ed arenarie, con marni prevalenti (rapp. A/M da 1/1 a 1/4)
 ben stratificate, con presenza di strati e banchi calcarenitici
 con destri organogeni e silicificati

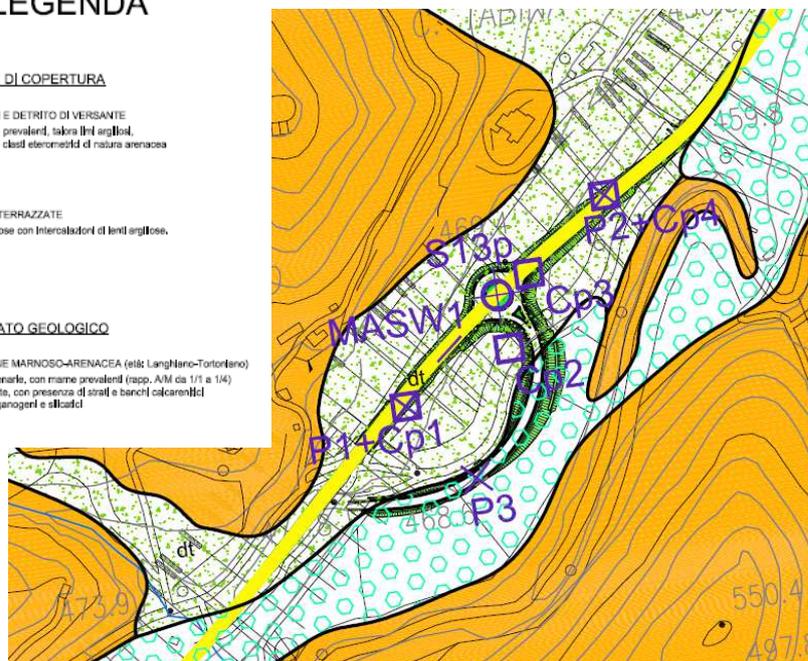


Figura 5.2 – Collegamento lato Marche stralcio planimetrico con indagini geognostiche e geofisiche.

Nell'immagine seguente è rappresentata l'ubicazione delle stazioni di rilievo geostrutturale, entrambe localizzate nell'area del collegamento lato – Umbria.



Figura 5.3 - Ubicazione delle stazioni di rilievo geomeccanico (collegamento lato Umbria).

In occasione dell'adeguamento della progettazione esecutiva del 3° Lotto, fu realizzata a cura del Compartimento ANAS di Ancona, nel 1999, una campagna di indagini costituita da:

- n. 9 sondaggi a carotaggio continuo spinti a profondità comprese fra 15.5 m e 30.5 m dal p.c.;
- n. 1 prove penetrometriche dinamiche continue super-pesanti (DSPH);
- prelievo di n. 28 campioni indisturbati sottoposti a prove e analisi di laboratorio;
- n. 2 piezometri a tubo aperto;
- n.1 inclinometri;
- n.7 stendimenti geofisici con il metodo della sismica a rifrazione con rilievo delle onde di compressione P.

Tali indagini vengono richiamate per completezza d'informazione, dato che esse ricadono in aree esterne a quelle strettamente interessate dalle opere di nuova progettazione.

Dette indagini, dunque, sono state utilizzate unicamente per definire con continuità i limiti stratigrafici nei profili geologico e geotecnico, senza che nel prosieguo del documento vengano svolte elaborazioni di dettaglio che le riguardino.

5.2 INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO

L'esecuzione dei sondaggi a carotaggio ha permesso di osservare direttamente la struttura del sottosuolo e di definire la locale successione stratigrafica.

In corrispondenza del **collegamento lato Umbria**, il sondaggio S10, eseguito lungo la S.P.200, ha mostrato in copertura, fino a 0.5m di profondità, la presenza di terreni di riporto correlabili al corpo stradale, immediatamente seguiti da argille marnose dure intercalate da livelli sabbiosi centimetrici molto addensati. Tale strato, rinvenuto fino a 1.5m da quota boccaforo, è riconducibile ad un episodio terrigeno posto a sormonto della formazione basale, con quest'ultima che segue fino a fondo foro sotto forma di alternanze decimetriche di marne compatte e arenarie fini dure. L'analisi delle carote del sondaggio ha evidenziato per l'indice di recupero percentuale modificato di carotaggio RQD valori compresi in media fra 60% e 100%.

Il sondaggio S12p è stato eseguito in corrispondenza del ripiano morfologico a monte della berlinese esistente, carotando circa in asse rispetto alla seconda canna di futura realizzazione.

Il modulo stratigrafico evidenzia la presenza fino a 1.5m di profondità di riporti antropici associabili ai movimenti terra eseguiti durante la costruzione della paratia. Inferiormente, è stata rinvenuta una sequenza alternata di livelli decimetrici marnosi e arenacei, caratterizzata da valori di RQD progressivamente crescenti con la profondità, variabili fra 40% più in superficie e 80÷100% oltre la profondità di 6.0m da quota boccaforo, in corrispondenza della sagoma della futura canna.

Il modello stratigrafico di riferimento è più compiutamente ricostruibile sulla base delle seguenti sezioni, che confermano la presenza nel volume "significativo" delle opere (volume di terreno che influenza il comportamento dell'opera e dal quale l'opera ne risulta a sua volta influenzata), in pratica, del solo flysch marnoso-arenaceo.

Relazione Geotecnica Generale

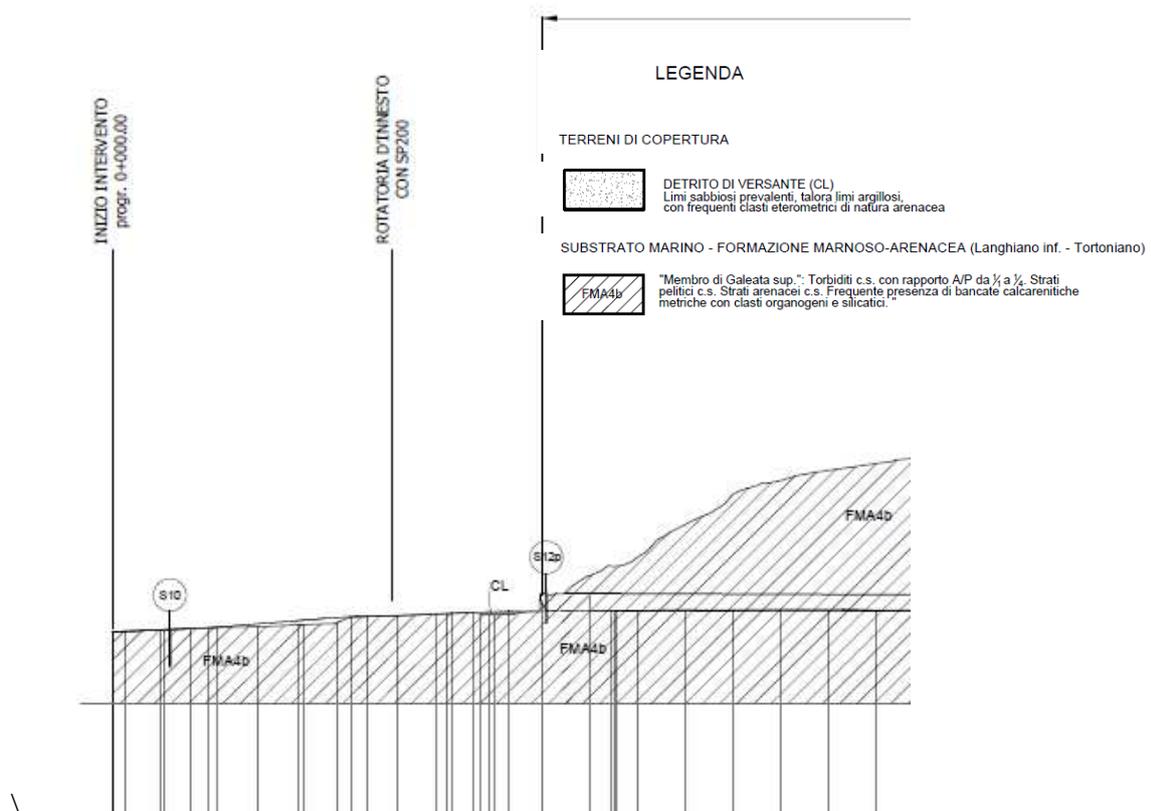


Figura 5.4 – Collegamento lato Umbria: sezione stratigrafica lungo l'asse stradale.

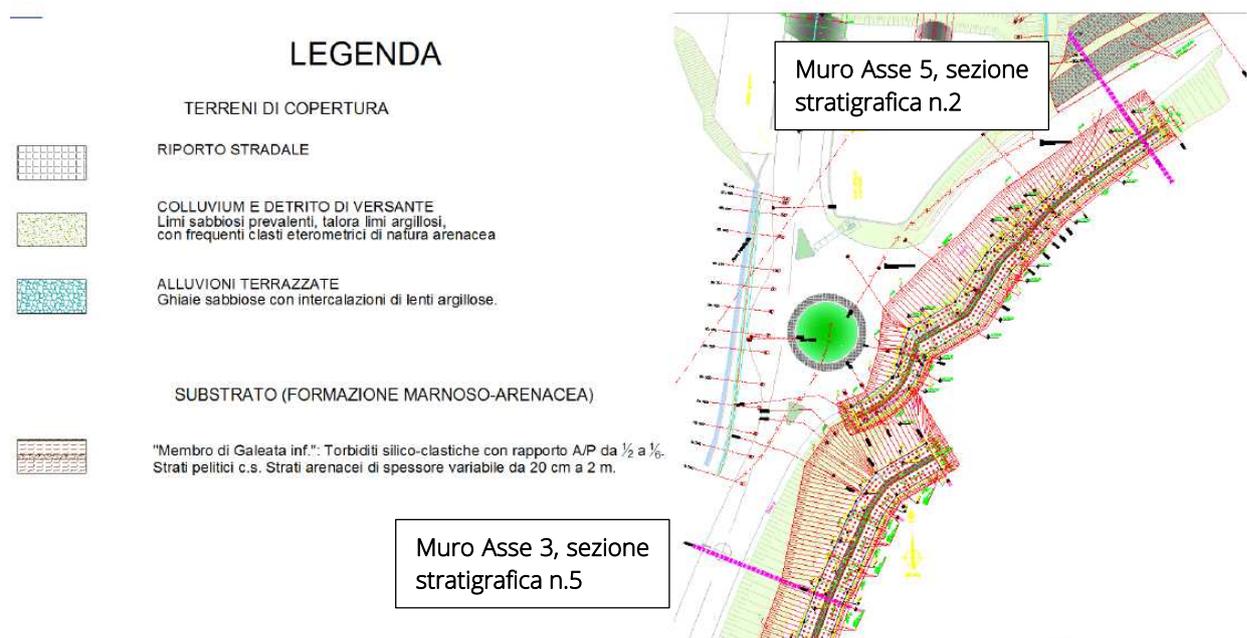


Figura 5.5 - Collegamento lato Umbria: planimetria con ubicazione sezioni stratigrafiche.

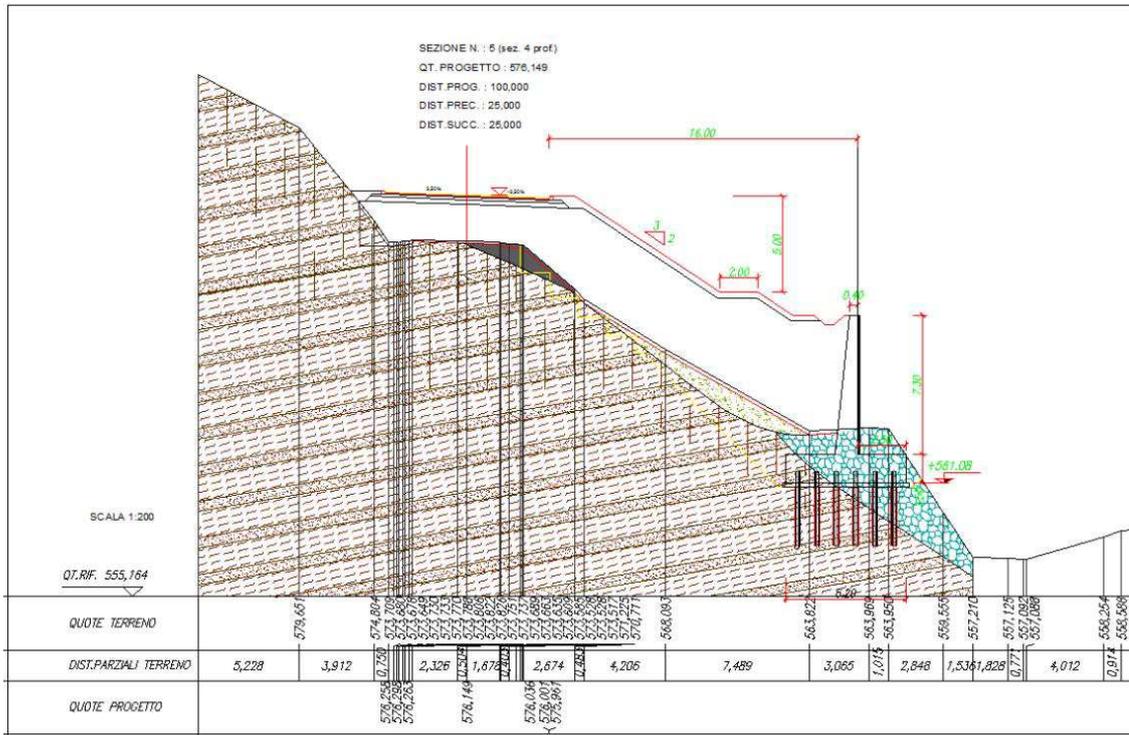


Figura 5.6 – Muro Asse 3, sezione stratigrafica n.5.

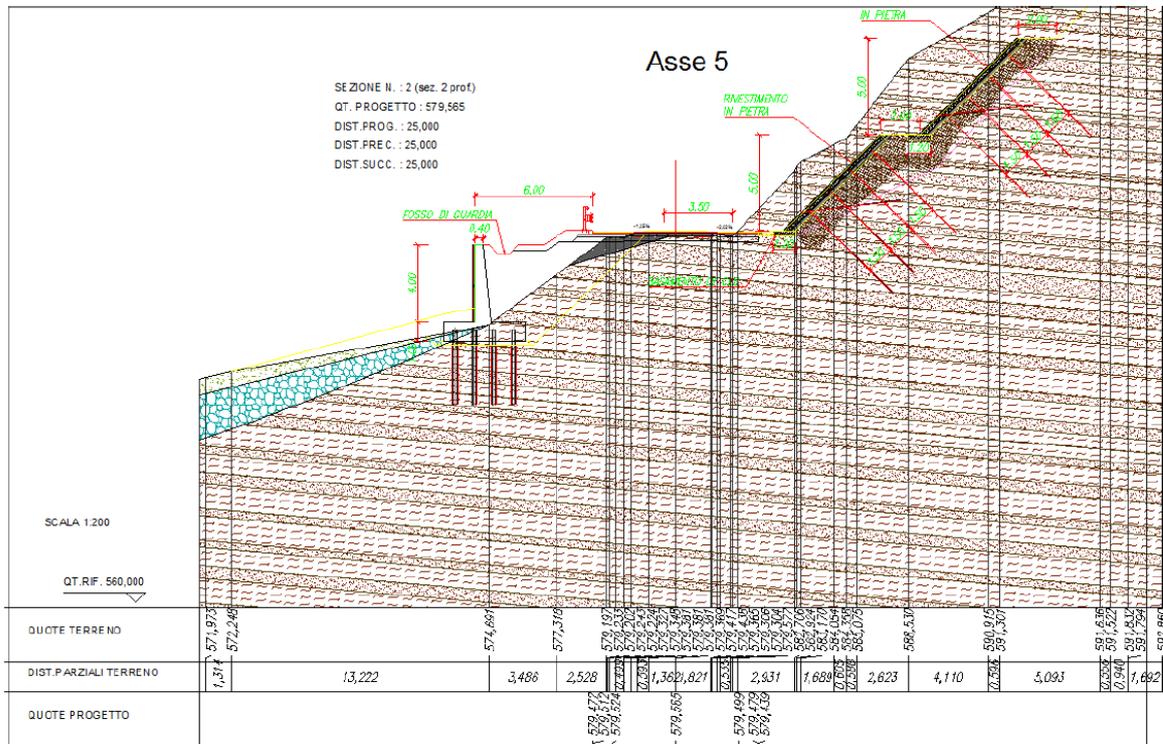


Figura 5.7 - Muro Asse 5, sezione stratigrafica n.2.

In prossimità del **collegamento lato Marche**, il sondaggio S13p è stato eseguito in asse alla futura rotatoria. Il modulo stratigrafico mostra fino a 2.0m di profondità la presenza di riporti associabili al rilevato stradale. In successione sono riscontrabili i detriti di versante, localmente costituiti da argille limose e limi argillosi debolmente sabbiosi poco consistenti. A 9.0m di profondità da testa sondaggio avviene il passaggio alle alluvioni terrazzate, formate da clasti e ciottoli marnoso-arenacei in matrice limo-argillosa. A 12.0m da testa sondaggio segue fino alle massime profondità investigate (18m) il substrato flyschoidale, costituito da alternanze decimetriche di marne e arenarie poco alterate e fratturate.

I pozzetti geognostici eseguiti in corrispondenza del futuro sedime della rampa dello svincolo lato Marche (cfr. Figura 5.2 di pag.23), attualmente adibito a coltivo, hanno evidenziato la presenza di terreno agrario fino a 0.5m da p.c.. Più di profondità, sono stati rinvenuti i detriti di versante argillo-limosi debolmente sabbiosi. Il passaggio alle ghiaie e ciottoli marnoso-arenacei in matrice limo-sabbiosa appartenenti alle alluvioni terrazzate avviene alla profondità di ca 1.5m da p.c., molto più superficialmente che nel caso del sondaggio S13p.

Il modello stratigrafico di riferimento viene schematizzato con riferimento alla sezione stratigrafica longitudinale (Figura 5.8).

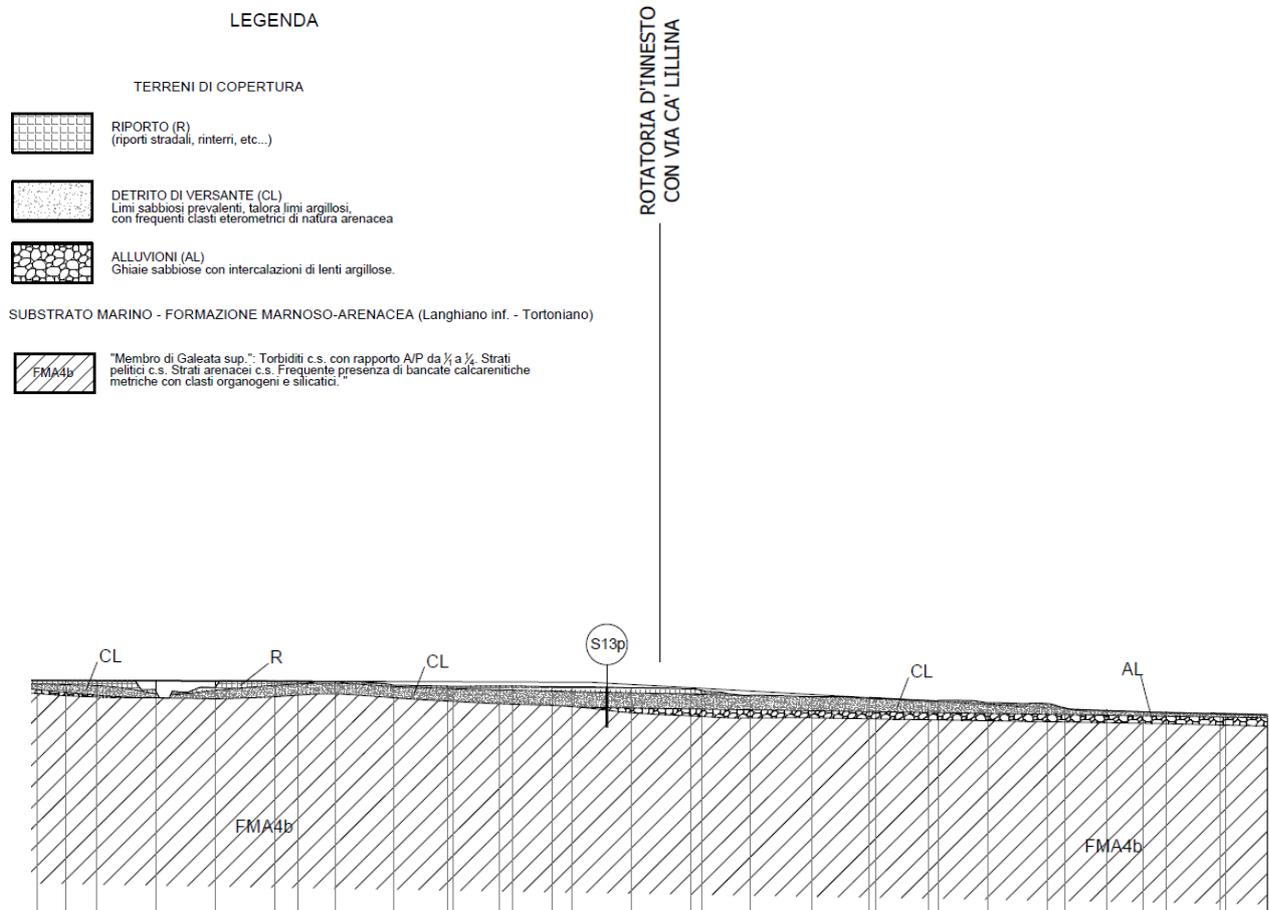


Figura 5.8 - Collegamento lato Marche: sezione stratigrafica lungo l'asse stradale.

Nell'area dell'**imbocco della galleria Guinza lato Marche**, lungo tutta la pendice interessata dalle opere di nuova progettazione (consolidamento con soil nailing della parete rocciosa), l'ipotesi interpretativa geologica ha ricostruito la presenza in affioramento della formazione marnoso-arenacea nella facies "Membro di Collina" (unità FMA5), a prevalente componente pelitica. La Figura 5.9 illustra l'assetto stratigrafico ricostruito nel sottosuolo (il cerchietto azzurro evidenzia il versante oggetto di consolidamento).

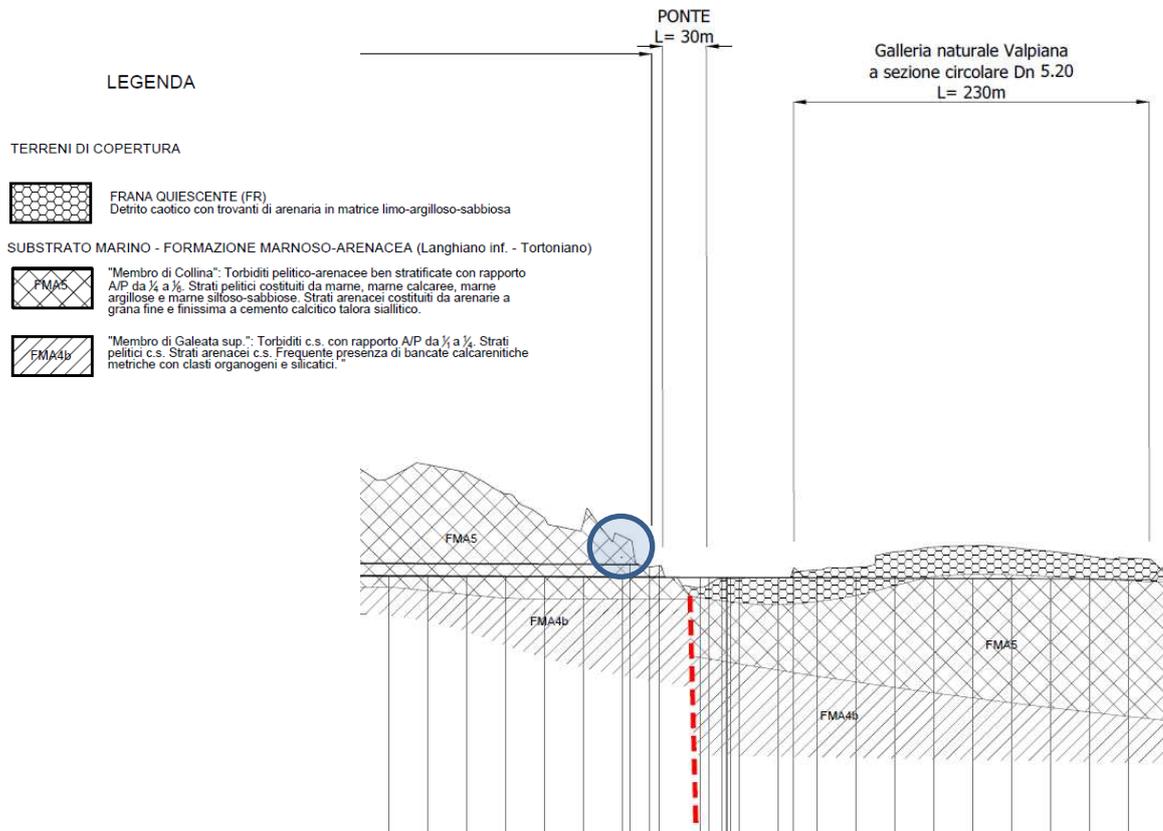


Figura 5.9 – Imbocco galleria Guinza lato Marche: sezione stratigrafica longitudinale lungo l'asse stradale.

Nel seguito vengono brevemente descritti anche i rapporti di sondaggio dei fori suborizzontali S1 ÷ S4 eseguiti in galleria, i cui dati, come detto, sono stati utilizzati ai fini della caratterizzazione delle condizioni "indisturbate" dell'ammasso roccioso flyschoidale.

Tali sondaggi hanno tutti evidenziato una sequenza integralmente litoide, caratterizzata da valori di RQD quasi sempre compresi fra 80 e 100, appunto rappresentativi del comportamento dell'ammasso da debolmente disturbato a indisturbato.



Figura 5.10 – Esempio di carote recuperate nei sondaggi in galleria.

Come reso evidente dalle elaborazioni contenute nel prosieguo del documento, dalla valutazione congiunta delle stratigrafie di sondaggio, dei dati sismostratigrafici e dalle informazioni desumibili dalle indagini in situ e dai campioni analizzati in laboratorio, ai fini geotecnici sono stati distinti i seguenti tipi di terreno in relazione alle loro litologie, caratteristiche granulometriche, di resistenza al taglio e di deformabilità.

- Riporti (TERRENO R)
- Detrito di versante (TERRENO DT)
- Alluvioni terrazzate (TERRENO CL);
- Formazione Marnoso-Arenacea (TERRENO FMA4b e FMA5).

Per quanto riguarda i riporti del rilevato stradale attuale del TERRENO R, essi sono interessati solo dall'esecuzione/rifacimento della pavimentazione: per tale motivo, la parametrizzazione progettuale di tali materiali assume scarsa rilevanza.

Per affinità geotecnica, è emersa infine la possibilità di effettuare un accorpamento del TERRENO FMA4b e TERRENO FMA5 nella medesima "unità geotecnica", attuando scelte prudenziali circa i valori dei parametri meccanici assunti a riferimento nei calcoli.

5.3 SUPERFICIE PIEZOMETRICA

Per lo studio locale della falda si è fatto riferimento alle letture e alle informazioni piezometriche disponibili dalla campagna di indagine svolta nel 2018.

Le osservazioni eseguite a supporto della corrente fase progettuale al fine di verificare la presenza di falde acquifere comprendono esclusivamente le letture rilevate nel corso delle operazioni di sondaggio. Non si dispone, dunque, di misure effettuate a seguito della stabilizzazione del livello piezometrico, utili a controllare nel tempo le eventuali escursioni piezometriche.

Si è comunque proceduto con l'installazione di n.2 piezometri a tubo aperto.

La verticale di sondaggio S12p, realizzata immediatamente a monte della paratia di imbocco esistente sull'imbocco lato Umbria della galleria Guinza, è stata attrezzata con un piezometro finestrato tra -6.0 e -16.7m dal piano campagna, ed isolato completamente dal terreno sovrastante mediante impermeabilizzazione dell'intercapedine anulare.

La misura eseguita immediatamente dopo l'ultimazione del sondaggio ha rilevato una soggiacenza di -14.3m, più in profondità rispetto all'intradosso dell'arco rovescio della galleria.

Come già analizzato al §4.4, considerando la lettura in rapporto alla litostratigrafia marnoso-arenacea a prevalente componente pelitica (Membro di Galeata sup. FMA4b), si esclude che le opere in progetto possano intercettare orizzonti idrici significativamente in rete.

Tale considerazione può essere estesa anche alle opere previste in progetto sull'imbocco lato Marche, in presenza di un modello geotecnico del sottosuolo integralmente costituito dal flysch marnoso-arenaceo "Membro di Collina" FMA5, ancor più acquitrando.

Pertanto, in corrispondenza del collegamento lato Umbria e dell'imbocco lato Marche della galleria Guinza, non è presente una falda lateralmente continua e, dunque, nelle verifiche non viene modellata una superficie piezometrica.

L'annullamento di potenziali spinte idrostatiche a tergo delle opere, destinate da venute d'acqua localizzate e linee di drenaggio preferenziali, è in ogni caso garantita dai dispositivi drenanti predisposti per la dissipazione delle pressioni neutre, quali dreni suborizzontali, canalette di guardia, vespai drenanti predisposti a tergo dell'opera, ecc..

Anche nel foro S13p, eseguito in corrispondenza della rotatoria lato Marche a fine tracciato, è stato installato un piezometro a tubo aperto, finestrato a partire da -5.0m da quota boccaforo fino a fondo foro (-18m). Si dispone di una misura eseguita durante l'avanzamento del sondaggio (perforazione a -13.8m), che ha restituito una soggiacenza di -2.8m, legata ad una circolazione idrica sub superficiale che coinvolge i depositi di versante e alluvionali.

Nei calcoli delle opere in prossimità del collegamento lato Marche, il livello piezometrico di progetto viene assunto cautelativamente a -2.0m da p.c., implicando un andamento idrostatico delle pressioni interstiziali con la profondità.

5.4 ELABORAZIONE DELLE INDAGINI

5.4.1 __ Prove penetrometriche dinamiche SPT

I parametri ricavabili sono condizionati dalla risposta meccanica dei materiali alla penetrazione.

Le prove SPT non andate a rifiuto hanno interessato unicamente i detriti di versante limo argillosi (TERRENO CL) intercettati lungo il sondaggio S13p. L'avanzamento del penetrometro dinamico in terreni a grana fine saturi avviene in condizioni non drenate, permettendo di ricavare in modo attendibile i soli parametri totali.

Per tenere conto dei fattori di variabilità connessi ai diversi dispositivi di infissione presenti sul mercato e alla pressione efficace del terreno alla profondità di esecuzione della prova, viene valutato in funzione della profondità il valore normalizzato di N_{SPT} , cioè $(N_1)_{60}$, ricavato dalla seguente procedura:

1. Si esegue la correzione di N_{SPT} , numero di colpi/piede misurato in avanzamento con la perforazione di sondaggio, per sabbie limose sotto falda secondo l'espressione di Terzaghi e Peck (1948) $N_c = 15 + 0.5 \cdot (N_{SPT} - 15)$.
2. Si determina $(N_1)_{60}$, numero di colpi normalizzato ad una pressione effettiva di confinamento di circa 100 kPa (tramite il fattore di correzione C_N) ed in funzione dei fattori di correzione per rapporto di energia, diametro del foro, lunghezza delle aste e attrezzo campionatore secondo l'espressione:

$$(N_1)_{60} = N_c \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S.$$

Per C_N si è adottata la formulazione di $C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma_{v0}} \right)^n = \left(\frac{100}{\sigma_{v0}} \right)^{0.5}$ (Liao e Whitman, 1986).

Per C_E , assumendo un fattore di rendimento energetico ER del sistema di infissione pari a 60 (espresso in %), in accordo con la configurazione di prova correntemente adoperata in Italia risulta $C_E = \frac{ER}{60} = \frac{60}{60} = 1$.

I coefficienti C_B (diametro del foro) e C_S (attrezzo campionatore) sono stati assunti unitari, in quanto le prove sono state eseguite in accordo alle raccomandazioni fornite dall'Associazione Geotecnica Italiana (AGI, 1977).

Il fattore correttivo C_R (lunghezza delle aste della macchina esecutrice L) viene assunto pari a 0.75 per $L < 3m$, 0.80 per $L = 3 \div 4m$, 0.85 per $L = 4 \div 6m$, 0.95 per $L = 6 \div 10m$, 1.0 per $L = 10 \div 30m$ (Skempton, 1986; Robertson e Wride, 1998).

Per i terreni a grana fine dell'unità CL sono state stata utilizzata la seguente correlazione:

- Coesione non drenata: $S_u(kPa) = f_1 \cdot (N)_{60}$ (Stroud, 1974)

in cui f_1 è un coefficiente funzione dell'indice di plasticità. La curva media interpolante dei dati sperimentali f_1 restituisce valori compresi tra 4.5 e 7.0kPa (Figura 5.11). Per $I_p = 20$, valore rappresentativo del TERRENO CL, risulta $f_1 = 6.0$.

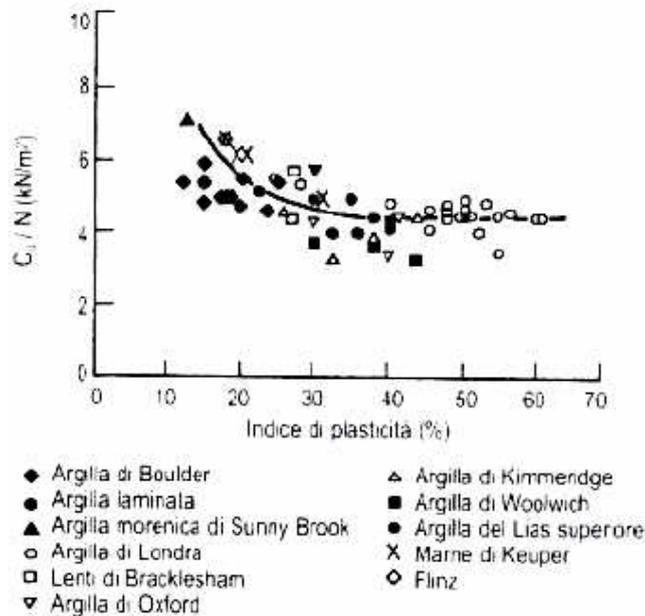


Figura 5.11 – Correlazione $f_1 - I_p$ (Stroud, 1974).

- La rigidezza a taglio a piccole deformazioni G_0 è stata determinata a partire dai valori delle velocità delle onde trasversali V_s impiegando la seguente relazione ricavabile dalla teoria dell'elasticità:

$$G_0 = \gamma / g \cdot V_s^2,$$

dove la velocità di propagazione delle onde di taglio V_s è ricavata in base alla seguente correlazione di Ohta e Goto (1978):

$$V_s (m/s) = 54.33 \cdot N_{SPT}^{0.173} \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \left(\frac{z}{0.303} \right)^{0.193} \quad (\text{Ohta e Goto})$$

con N_{SPT} numero di colpi medio misurato nello strato, z è la profondità in m da p.c., α fattore che tiene conto dell'età del deposito (1.0 per i depositi olocenici), β fattore che tiene conto del tipo di terreno (1.0 per limi e argille).

Per la valutazione delle rigidezze operative del terreno, si è assunta una deformazione assiale di riferimento ε_a pari a 0.1%. Tale deformazione unitaria è quella più accreditata da

un'ampia raccolta di dati sperimentali su cedimenti di fondazioni superficiali e profonde come valore medio di deformazione nel volume significativo di terreno interessato (equivalente ad un'ampiezza dello sforzo di taglio $\gamma = 0.125\%$). Da tipiche curve di decadimento del modulo di taglio normalizzato G/G_0 con il livello di deformazione di taglio γ per il fuso di riferimento $I_p = 15 \div 30$ (idoneo a descrivere il TERRENO CL di interesse), al livello deformativo di 0.1% può assumersi cautelativamente una rigidezza normalizzata $G/G_0 = 0.30$, cioè un decadimento dalla rigidezza iniziale G_0 del 70% (cfr. Figura 5.12).

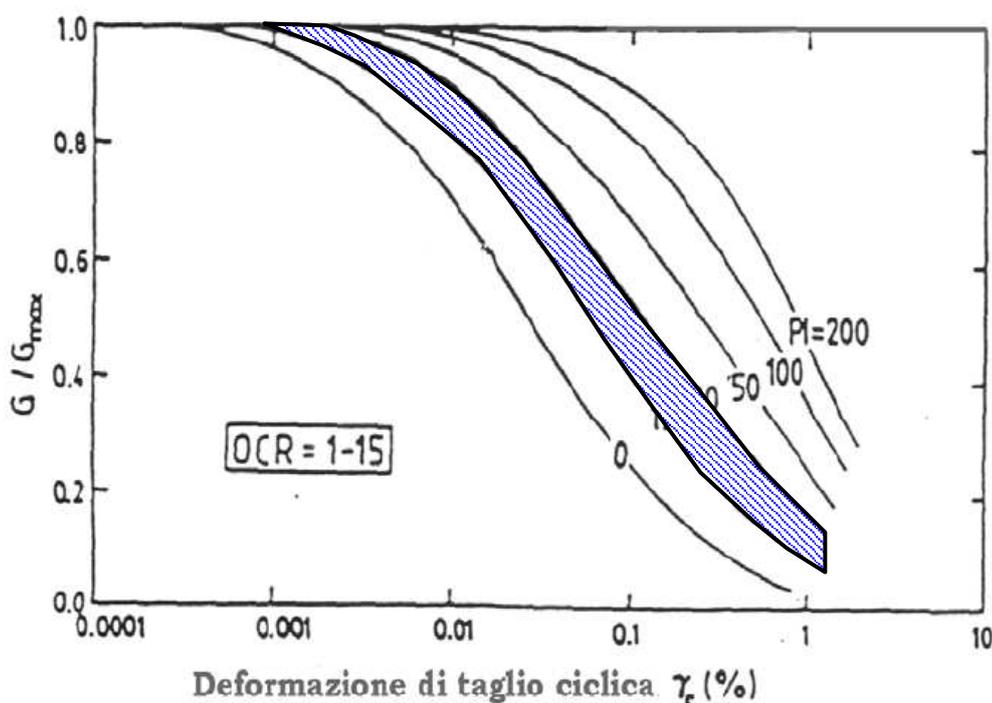


Figura 5.12 - Curva di decadimento del modulo di taglio normalizzato G/G_0 in funzione della deformazione di taglio γ .

- Il grado di sovraconsolidazione OCR è stato determinato secondo la seguente correlazione, che ne fornisce una stima di primo riferimento (Mayne e Kemper, 1988):

$$OCR = 0.193 \cdot \left(\frac{N_{SPT}}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.689},$$

con σ'_{v0} espresso in MPa.

I valori misurati del numero di colpi N_{SPT} , numero di colpi necessario per ottenere l'avanzamento prefissato, sono tabulati in Tabella 5.3. Per le prove non andate a rifiuto, sono riportati anche le stime desunte per i parametri meccanici sulla base delle relazioni sopra introdotte.

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione Geotecnica Generale

SONDAGGIO	SPT	TERRENO	PROFONDITA'	LITOLOGIA	N ₁	N ₂	N ₃	N _{SPT}	N' _{SPT}	N _C	(N) ₆₀	(N ₁) ₆₀	S _u (kPa) (Stroud, 1974)	V _s (m/s) Ohta e Goto	G ₀ (MPa) Ohta e Goto	OCR (-) Mayne e Kemper (1988)
S13p	SPT1	R	1,5	Rilevato stradale	R			R	100	R	R	R				
S13p	SPT2	CL	4,0	Argilla limosa debolmente sabbiosa consistente	2	4	7	11	13	13	10	13	62	140	40	7,0
S13p	SPT3	CL	8,0	Limo argilloso a luoghi debolmente sabbioso, poco consistente	2	3	3	6	11	11	10	10	60	152	47	3,2

Tabella 5.3 – SPT: dati sperimentali e interpretazione delle prove.

Le due misure eseguite del numero di colpi hanno fornito i valori $N_{SPT} = 6 \div 11$.

Entrambe le misure, una volta normalizzate rispetto alla pressione di confinamento, conducono ad una resistenza non drenata S_u di 60kPa ca.

Le correlazioni con la velocità delle onde di taglio e della rigidezza iniziale forniscono valori di V_s pari a 140÷150m/s e di G_0 40÷50MPa, indice di terreni dotati di mediocri caratteristiche di rigidezza.

L'interpretazione in termini di **OCR** ha restituito i valori di 3.2 e 7.0, indicando uno stato di sovraconsolidazione dei materiali da debole a significativo. Si ritiene che i valori ottenuti sovrastimino tuttavia la sovraconsolidazione del TERRENO CL.

5.4.2 __ Rilievi geostrutturali

Dato che la caratterizzazione geomeccanica della Formazione Marnoso-Arenacea riveste importanza per la progettazione delle opere all'aperto, segnatamente di quelle previste in corrispondenza del tratto di collegamento alla viabilità esistente sul lato Umbria, è stato eseguito un rilievo geomeccanico su n.2 stazioni di rilievo ("scan-lines") ubicate lungo il tracciato (cfr. Figura 5.3 pag.24).

I dati ricavati dal rilievo geomeccanico sono stati utilizzati per la determinazione della qualità dell'ammasso roccioso, esprimibile attraverso appositi indici, che hanno lo scopo di permettere una valutazione delle caratteristiche meccaniche dell'ammasso nel suo complesso.

Per il presente studio è stata impiegata la classificazione tecnica di Bieniawski (1989).

Essa fornisce un valore numerico (Basic RMR **BRMR**) derivato dalla somma di indici parziali stimati attraverso la valutazione qualitativa o quantitativa di parametri relativi allo stato dell'ammasso roccioso.

Il valore di Basic RMR (**BRMR**) alla grandezza è correlabile al parametro **GSI** (Geological Strength Index), grandezza collegata ai fattori m , a ed s della metodologia di Hoek e Brown (1994), successivamente impiegata per la definizione dei parametri di resistenza dell'ammasso.

Risulta, in particolare:

$$GSI = BRMR_{89} - 5 \text{ (solo per } BRMR > 23 \text{)}$$

L'attribuzione degli indici di qualità dell'ammasso roccioso e dei valori dei parametri geostrutturali è affrontata in dettaglio nella Relazione Geologica allegata al progetto.

Relazione Geotecnica Generale

La tabella che segue riassume i risultati salienti delle 2 stazioni geomeccaniche eseguite.

Stazione	Ubicazione	BRMR	RMR	CLASSE RMR	GSI
SG1	Uscita Parnacciano progr. 115-135	47	42	III – Discreta	42
SG2	Uscita Parnacciano progr. 10 - 25	44	39	IV – Scadente	39

Tabella 5.4 – Indici di qualità dell'ammasso roccioso.

Può dunque ritenersi rappresentativo un range di variazione di:

- $GSI = 39 \div 42$.

Secondo lo schema riportato in Figura 5.13 (Hoek e Marinos, 2000), che consente una stima dell'indice **GSI** appositamente per gli ammassi rocciosi eterogenei teneri come ad esempio i Flysch, risultano le seguenti classi geomeccaniche:

- $GSI = 39 \div 42$, classe B-C.

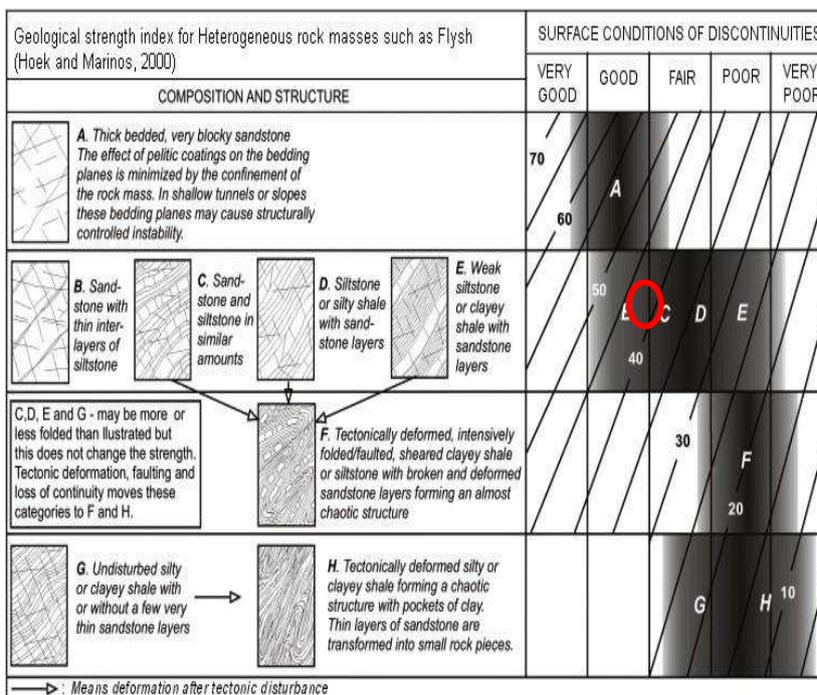


Figura 5.13 - Stima dell'indice GSI (Hoek e Marinos, 2000).

5.4.3 __ Prove di permeabilità Lugeon

I risultati delle prove di permeabilità tipo Lugeon in foro di sondaggio forniscono una stima indiretta del grado di fratturazione e delle caratteristiche di permeabilità dell'ammasso roccioso.

Le prove Lugeon sono state realizzate nei sondaggi suborizzontali eseguiti in galleria, ad elevato RQD, e sono dunque rappresentative di condizioni di ammasso pseudo-indisturbato.

Ci si è avvalsi dell'esecuzione di n.2 prove di assorbimento d'acqua in pressione, eseguite in avanzamento e isolando il tratto di misura con otturatore singolo (packer).

Per l'interpretazione delle prove di assorbimento Lugeon si è fatto riferimento alla metodologia proposta da A.C. Houlby (1976). Essa consta dell'esecuzione di n.5 gradini di pressione (progressione: bassa pressione, media pressione, massima pressione, media pressione, bassa pressione), ciascuno mantenuto costante per 10 minuti una volta raggiunte le condizioni di regime. Per ciascun gradino vengono ricavati i valori di permeabilità espressi in UL. Per la scelta del valore di Unità Lugeon (UL) rappresentativo si tiene conto dell'andamento degli assorbimenti in corrispondenza dei singoli gradini e si determina quindi il meccanismo di assorbimento (flusso laminare, turbolento, per dilatazione, dilavamento o riempimento) facendo riferimento agli schemi seguenti. In funzione del tipo di assorbimento si sceglie il valore di UL caratteristico (ad es. valore medio dei cinque gradini di pressione in caso di flusso laminare).

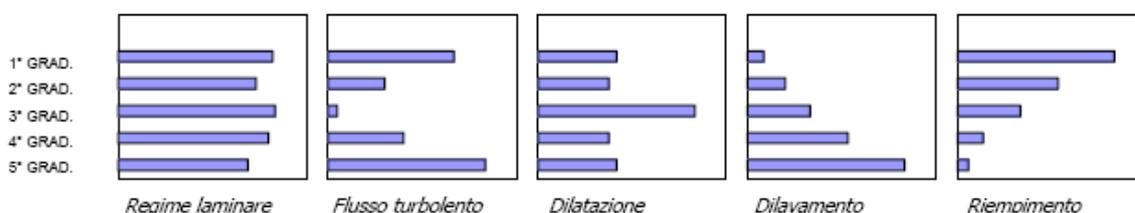


Figura 5.14 – Interpretazione delle prove Lugeon (Houlby, 1977).

La Tabella 5.5 sintetizza i principali risultati delle prove di permeabilità, in particolare in termini di assorbimento in unità Lugeon (UL) e di permeabilità equivalente k_e dell'ammasso.

Sondaggio	prova	profondità		profondità packer (m)	regime di flusso (-)	U.L. (l/min/m)	Coefficiente di permeabilità (m/s)
		da (m)	a (m)				
S1	1	15,0	18,0	18,0	Dilatazione	1,0	1,30E-07
S4	1	14,0	18,0	18,0	Riempimento	0,0	-

Tabella 5.5 – Risultati delle prove Lugeon.

Come atteso, i valori bassi o nulli in termini di assorbimento UL sono associabili a condizioni di ammasso da discrete ad eccellenti, in presenza di arenarie e marne compatte, con presenza di fratture con scarsa continuità, oppure di debole stratificazione della Marnoso-Arenacea.

5.4.4 Prove dilatometriche su roccia

Per la stima delle caratteristiche di deformabilità dell'ammasso sono state eseguite n.4 prove dilatometriche su roccia. Tali prove sono state effettuate in porzioni di ammasso da debolmente fratturato a intatto, dunque fornendo informazioni sul comportamento deformativo della roccia da debolmente disturbata a indisturbata.

Dall'interpretazione delle prove è stato derivato il modulo di deformabilità E' , ricavato a partire del modulo dilatometrico E_M , determinato nel tratto pseudoelastico, dividendone il valore per un coefficiente reologico α compreso tra 0.25 ed 1 in funzione del rapporto E_M / p'_i (cfr. Tabella 5.6), con p'_i pressione limite.

E_M/P'_i	α
>16	1
9 - 16	2/3
7 - 9	1/2

Tabella 5.6 – Prova dilatometrica: coefficiente reologico α .

In Tabella 5.7 vengono riepilogati i risultati delle prove.

TABELLA RIASSUNTIVA DEI RISULTATI DELLE PROVE DILATOMETRICHE IN ROCCIA											
Sondaggio di riferimento	Prova (n.)	Prof. (m)	Litologia	Po (KPa)	Pf (KPa)	Em (MPa)	PI (KPa)	P'I (KPa)	Em/P'I	a	E' da Em (MPa)
S2	1	17,5	Marna siltitica	911	4045	841	6632	6282	133,9	1	841,0
S4	1	16,5	Marna siltitica	903	4037	768	6632	6302	121,9	1	768,0

TABELLA RIASSUNTIVA DEI RISULTATI DELLE PROVE DILATOMETRICHE IN ROCCIA											
Sondaggio di riferimento	Prova (n.)	Prof. (m)	Litologia	Po (KPa)	Pf (KPa)	Em (MPa)	PI (KPa)	P'I (KPa)	Em/P'I	a	E' da Em (MPa)
S12p	1	9	Marna arenacea	830	3964	850	6613	6433	132,1	1	850,0
S13p	1	14	Arenaria alterata	1073	3522	630	5791	5511	114,3	1	630,0

Tabella 5.7 - Risultati delle prove dilatometriche in roccia.

Dalle prove dilatometriche risultano valori di E' nel range 650÷850 MPa ca, con valore medio 770MPa.

Si evincono, inoltre, valori della pressione limite P'_l compresi nel range 5500÷6400 kPa, con valore medio 6100kPa.

Assumendo prudenzialmente $p'_{lim}=5\text{MPa}$, dai dati riportati da Bustamante e Doix (1985), si stima per tiranti iniettati a gravità/bassa pressione in rocce alterate e fratturate (cfr.Figura 5.15, retta interpolante R2) il seguente valore della tensione limite di aderenza malta del bulbo-terreno τ_{lim} :

- $\tau_{lim} \approx 500 \text{ kPa}$.

Abaco per il calcolo di s per rocce alterate e fratturate

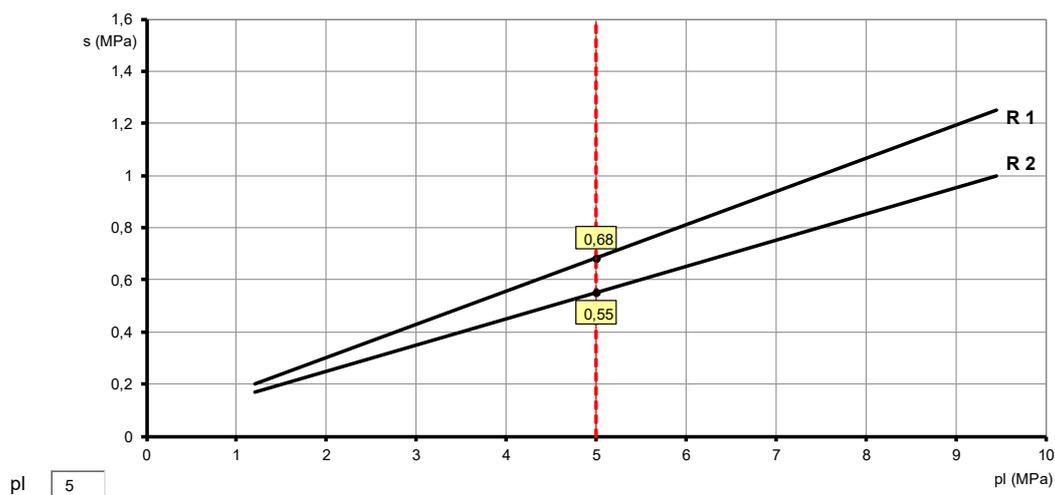


Figura 5.15 – Valori di resistenza tangenziale limite q_s per rocce alterate e fratturate (Bustamante e Doix, 1985).

5.4.5 __ Prove di laboratorio

Sono discussi nel seguito i dati di prova ottenuti in laboratorio per i parametri più significativi relativi alle proprietà fisiche, indice e meccaniche.

Vengono dapprima analizzate le risultanze delle prove eseguite sui terreni, successivamente quelle su campioni lapidei.

I risultati relativi a **campioni terrigeni** sono riepilogati in Tabella 5.8.

In premessa va sottolineata la circostanza che la natura dei depositi superficiali non ha permesso di rispettare il previsto piano di campionamento indisturbato dei materiali, consentendo il prelievo solo di campioni rimaneggiati (classe Q3 secondo le *“Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche”*, Associazione Geotecnica Italiana A.G.I., 1977).

Si dispone dei dati relativi a n.2 campioni, il più superficiale appartenente ai detriti di versante CL (S13 CR1, $z=3.70\div 4.00$ m da testa sondaggio), il più profondo ascrivibile ai depositi alluvionali AL (S13 CR2, $z=9.20\div 9.50$ m da testa sondaggio).

Il tenore di umidità naturale w_n è risultato pari al 15% nel TERRENO CL, al 19% nel TERRENO AL.

Dal punto di vista granulometrico il campione prelevato nel TERRENO CL è risultato un limo con argilla sabbioso, quello nel TERRENO AL una ghiaia con limo sabbiosa debolmente argillosa.

Sui campioni è stata eseguita la valutazione dei limiti liquido (w_L) e plastico (w_p) e degli indici plastico (PI) e di consistenza (I_C).

I valori del limite liquido w_L sono risultati pari al 42% e al 28% rispettivamente per il TERRENO CL e per il TERRENO AL, indice di materiali caratterizzati da media compressibilità.

Il limite plastico w_p è risultato pari al 22% per il TERRENO CL e pari al 17% per il TERRENO AL.

Il valore dell'indice plastico PI è risultato pari al 20% per il TERRENO CL e al 11% per il TERRENO AL, valori tipici di materiali di medio-bassa plasticità; il valore dell'indice di consistenza I_C è risultato rispettivamente pari a 1.34 e 1.91, che permette di definire i materiali come semi-solidi/solidi.

La componente argillosa risulta sempre ricadente nel campo dei terreni normalmente attivi (attività A compresa fra 0.75 e 1.25).

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione Geotecnica Generale

S n°	C n°	PROFONDITA'			TERRENO -	w _n %	LIMITI DI ATTERBERG					GRANULOMETRIA				Attività	LITOLOGIA A.G.I. -	
		da m	a m	media			w _L %	w _p %	w _s %	PI %	LI %	Ic	G %	S %	L %			A %
S13	CR1	3,70	4,00	3,85	CL	15	42	22		20	-0,34	1,34	1	13	59	28	0,72	Limo con argilla sabbioso
S13	CR2	9,20	9,50	9,35	AL	7	28	17		11	-0,91	1,91	44	16	30	10	1,08	Ghiaia con limo sabbiosa debolmente argillosa

Tabella 5.8 – Campioni terrigeni: parametri fisici, caratteristiche di plasticità e granulometriche.

Nella Tabella 5.9 sono riportati i principali risultati delle prove di laboratorio effettuate su **campioni lapidei**, prelevati nell'ambito della formazione marnoso-arenacea FMA.

Nei campioni di laboratorio la massa volumica γ è risultata mediamente compresa nell'intervallo 26÷27 kN/m³, presentando anche valori inferiori per campioni superficiali (γ pari a 22 kN/m³ nel campione S10 CR1), tanto nelle arenarie che nei campioni pelitici.

La Tabella 5.9 riepiloga anche i valori di resistenza a compressione del materiale "roccia intatta" $\sigma_{c,i}$ ottenuti da prove monoassiali, triassiali e di Point Load. È da notare una certa dispersione dei risultati, dovuta sia alle litologie, ai meccanismi di sedimentazione, ai processi diagenetici, all'anisotropia del materiale, ecc..

Le prove monoassiali hanno restituito valori di $\sigma_{c,i}$ variabili fra 30 e 125MPa ca e mediamente pari a 55MPa.

È significativo sottolineare come spezzoni lapidei della medesima natura non alterati sottoposti alla prova di compressione monoassiale, sollecitati in direzione normale e parallela alla stratificazione, abbiano restituito valori di resistenza compresi nell'intervallo 25÷90 MPa, con valore medio pari a 30 MPa per le marne, nell'intervallo 75÷160 MPa, con valore medio pari a 100 MPa per le arenarie (da bibliografia, Bruschi, 2004). I valori sperimentali della resistenza a compressione σ_{c_i} risultano dunque in buon accordo rispetto agli intervalli di confidenza bibliografici.

Dall'interpretazione delle prove monoassiali è stato possibile stimare anche le caratteristiche di deformabilità della roccia indisturbata, in termini di modulo secante E_{sec50} , dato dalla pendenza della curva sforzi-deformazioni fra l'origine e il 50% della resistenza di picco. I valori dei moduli E_{sec50} risultano piuttosto dispersi, variabili fra 9 e 76 GPa circa, in media pari a 28 GPa.

Le prove di Point Load hanno fornito l'indice di resistenza al point load I_s . Come noto, tale grandezza è correlabile linearmente al carico di rottura restituito dalla prova di compressione classica a mezzo di un'espressione del tipo:

$$\sigma_{c_i} = K \cdot I_s$$

Con riferimento alle litologie di interesse, ricerche bibliografiche (Bruschi, 1998) ed esperienze dirette hanno condotto a stimare un fattore di conversione $K=14$ per le marne e $K=19$ per le arenarie/calcareni.

Con riferimento all'aspetto dell'anisotropia, si osserva che il valore medio di σ_{c_i} desunto da prove di Point Load diametrale (direzione del carico agente parallelamente alla stratificazione) risulta piuttosto inferiore ($\sigma_{c,i,PL,D}=20$ MPa) a quello forniti da prove assiali (direzione del carico agente normalmente ai piani di stratificazione, ($\sigma_{c,i,PL,A}=51$ MPa).

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione Geotecnica Generale

S n°	C n°	LITOLOGIA -	DESCRIZIONE -	PROFONDITA' m	γ_n kN/m ³	Compressione monoassiale			Point Load				Compressione triassiale	
						σ_c MPa	$E_{sec,50}$ GPa	$E_{sec,50}/\sigma_c$ -	Direzione -	Is50 kg/cm ²	K -	σ_c MPa	σ_c MPa	m_i MPa
S1	CR1	FMA4a	Calcarenite fine grigio marrone	220,00	27,22	49,74	36,33	730						
S1	CR2	FMA4a	Siltite marnosa grigia	222,00	27,35	33,83	18,96	560						
S2	CR1	FMA4a	Calcarenite fine con livelli arenacei	240,00	26,13				D	35,40	19	67		
S2	CR1	FMA4a	Calcarenite fine con livelli arenacei						A	44,40	19	84		
S2	CR2bis	FMA4a	Marna calcarea grigio scuro fratturata	242,00	25,79				D	7,30	14	10		
S2	CR2bis	FMA4a	Marna calcarea grigio scuro fratturata						A	20,40	14	29		
S2	CR2	FMA4a	Marna calcarea grigio scuro	242,00	25,79	28,49	9,87	347						
S3	CR1	FMA4a	Marna calcarea grigio scuro	211,00	25,26	73,33	36,13	493						
S3	CR2	FMA4a	Marna calcarea grigio scuro	213,00	25,73	126,02	76,01	603						
S4	C1	FMA4a	Marna calcarea grigio scuro	260,00	26,18								66,5	2,1
S4	C2	FMA4a	Calcarenite fine con livelli arenacei	261,00	26,52	31,81	24,59	773						

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione Geotecnica Generale

S n°	C n°	LITOLOGIA -	DESCRIZIONE -	PROFONDITA' m	γ_n kN/m ³	Compressione monoassiale			Point Load				Compressione triassiale	
						σ_c MPa	$E_{sec,50}$ GPa	$E_{sec,50}/\sigma_c$ -	Direzione -	Is50 kg/cm ²	K -	σ_c MPa	σ_c MPa	m_i MPa
S10	CR1	FMA4b	Marna grigio scuro	2,80	22,02				D	4,50	14	6		
S10	CR1	FMA4b	Marna grigio scuro						A	38,50	14	54		
S10	CR2	FMA4b	Calcarenite medio grossa grigio scura	7,65	25,92	53,44	27,07	507						
S10	CR3	FMA4b	Marna calcarea grigio scuro	14,80	26,60	47,14	8,50	180						
S12p	CR1	FMA4b	Calcarenite fine con livelli arenacei	3,30	25,94	53,39	11,03	207						
S12p	CR2	FMA4b	Siltite a tratti marnosa grigio scuro completamente fratturata	7,20	24,14				D	5,10	14	7		
S12p	CR2	FMA4b	Siltite a tratti marnosa grigio scuro completamente fratturata						A	26,00	14	36		
S12p	C3	FMA4b	Siltite marnosa grigio scura	11,00	25,90								56,3	3,3
S13	CR3	FMA4b	Siltite marnosa grigio scura	13,30					D	4,90	14	7		
S13	CR3	FMA4b	Siltite marnosa grigio scura						A	36,00	14	50	56,3	3,3

Tabella 5.9 – Formazione Marnoso-Arenacea: prove di laboratorio.

Per la determinazione della resistenza a compressione monoassiale del materiale "roccia intatta" σ_{ci} e della costante del criterio di rottura di Hoek-Brown m_i è stato messo in atto un programma specifico di prove di laboratorio triassiali su roccia in cella di Hoek.

Si dispone di n.2 prove, ciascuna eseguita su n.3 provini, su materiale siltitico-marnoso.

Le prove sono state eseguite con tensioni di confinamento $\sigma_3 = [0 \div 7.5 \text{MPa}]$, proprie del problema in esame.

In Figura 5.16 e si riporta l'interpretazione della prova con due diverse metodologie (Bruschi, 2004, e Tanzini, 2006) e con interpolazione ai minimi quadrati.

In Figura 5.17 e vengono riportati i risultati della prova triassiale sul piano tensione tangenziale τ - tensione efficace normale sul piano di rottura all'istante di rottura σ' in termini di cerchi di Mohr.

BRUSCHI (2004)

Number of tests	n=	3
Uniaxial strength	sigci=	66,5 MPa
Hoek Brown constant	mi=	2,13
Hoek Brown constant	s=	1,0
Coefficient of determination	r2=	0,720

x	z	z-x	y	xy	xsq	ysq
sig3	sig1-sig3	sig1				
2,5	68,2	70,7	4651,24	11628,1	6,3	21634034
5,0	73,4	78,4	5386,09	26930,461	25,0	29009988
7,5	73,2	80,7	5358,24	40186,8	56,3	28710736
15,0		229,8	15395,57	78745,361	87,5	79354758
sumx			sumy	sumxy	sumxsq	sumysq

TANZINI (2006)

metodo minimi quadrati

sig3	sig1	sig1-sig3	(sig1-sig3) ²	sigci	mi
2,5	70,7	68,2	4651,2	66,5	2,13
5	78,4	73,4	5386,1		
7,5	80,7	73,2	5358,2		

Relazione Geotecnica Generale

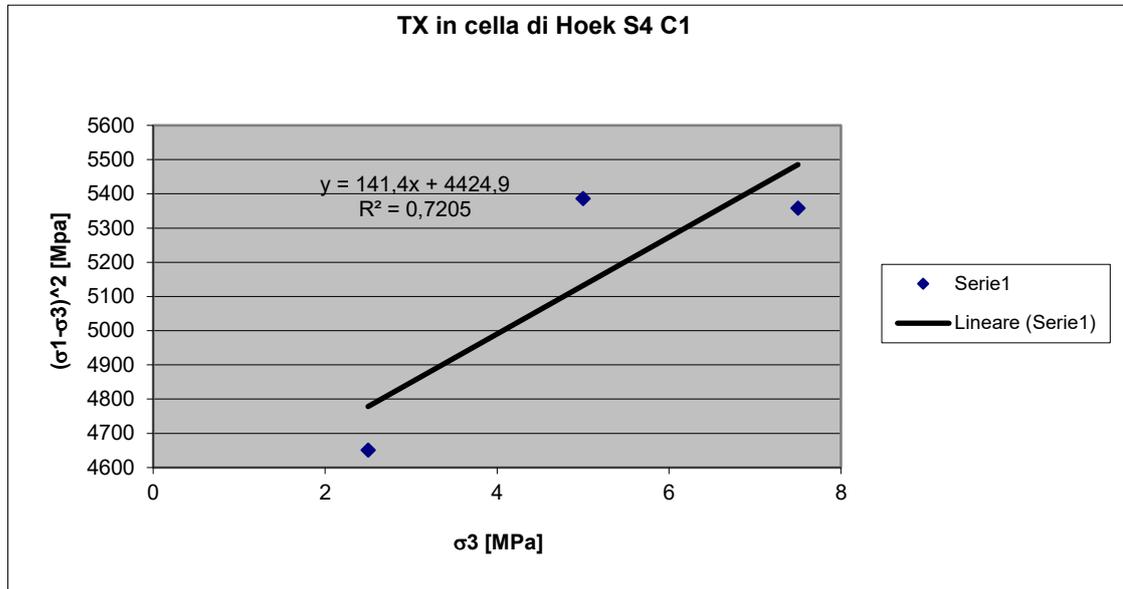


Figura 5.16 – Prova TX su roccia S4 C1, determinazione di σ_{ci} e m_i (roccia intatta).

S4 C1: PROVA TX in cella HOEK

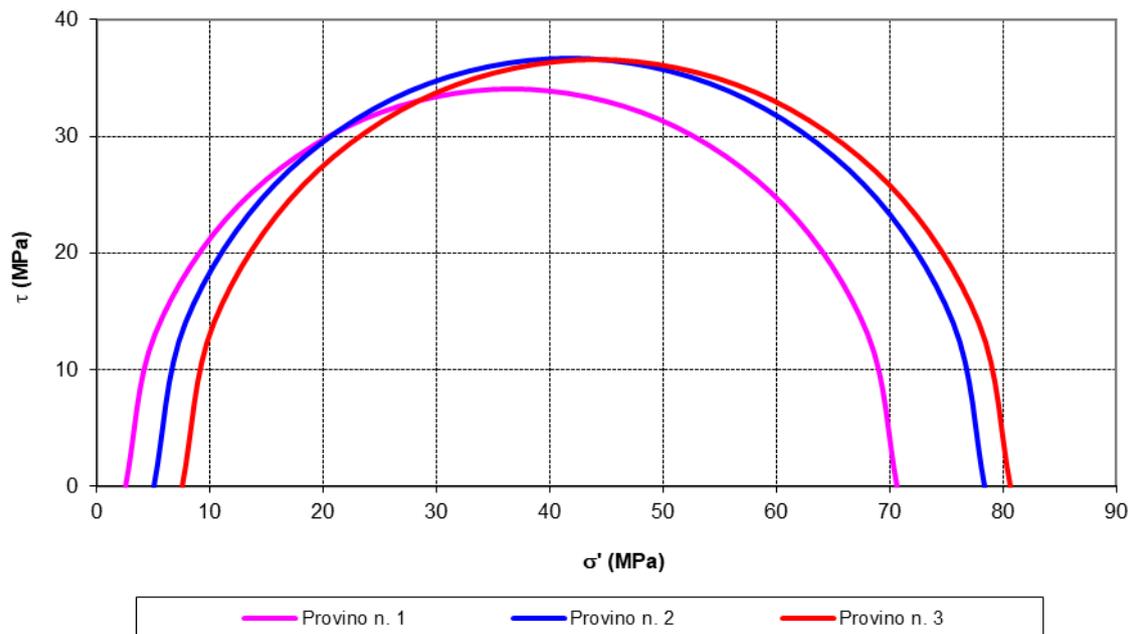


Figura 5.17 - Prova TX su roccia S4 C1, cerchi di Mohr.

BRUSCHI (2004)

Number of tests	n=	3
Uniaxial strength	sigci=	56,3 MPa
Hoek Brown constant	mi=	3,31
Hoek Brown constant	s=	1,0
Coefficient of determination	r2=	0,956

x	z	z-x	y	xy	xsq	ysq
sig3	sig1-sig3	sig1				
1,0	58,3	59,3	3398,89	3398,89	1,0	11552453
2,0	58,9	60,9	3470,39	6940,7762	4,0	12043594
4,0	62,7	66,7	3935,05	15740,212	16,0	15484641
7,0		186,9	10804,33	26079,878	21,0	39080688
sumx			sumy	sumxy	sumxsq	sumysq

TANZINI (2006)

metodo minimi quadrati

sig3	sig1	sig1-sig3	(sig1-sig3) ²	sigci	mi
1	59,3	58,3	3398,9	56,3	3,31
2	60,9	58,9	3470,4		
4	66,7	62,7	3935,1		

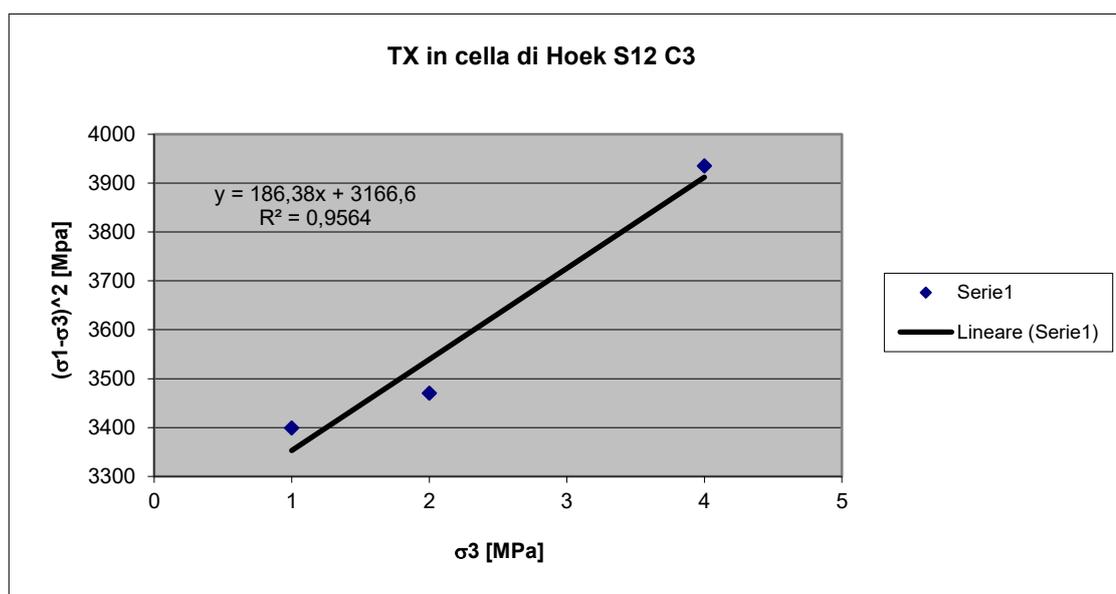


Tabella 5.10 - Prova TX su roccia S12 C3, determinazione di σ_{ci} e m_i (roccia intatta).

S12 C3: PROVA TX in cella HOEK

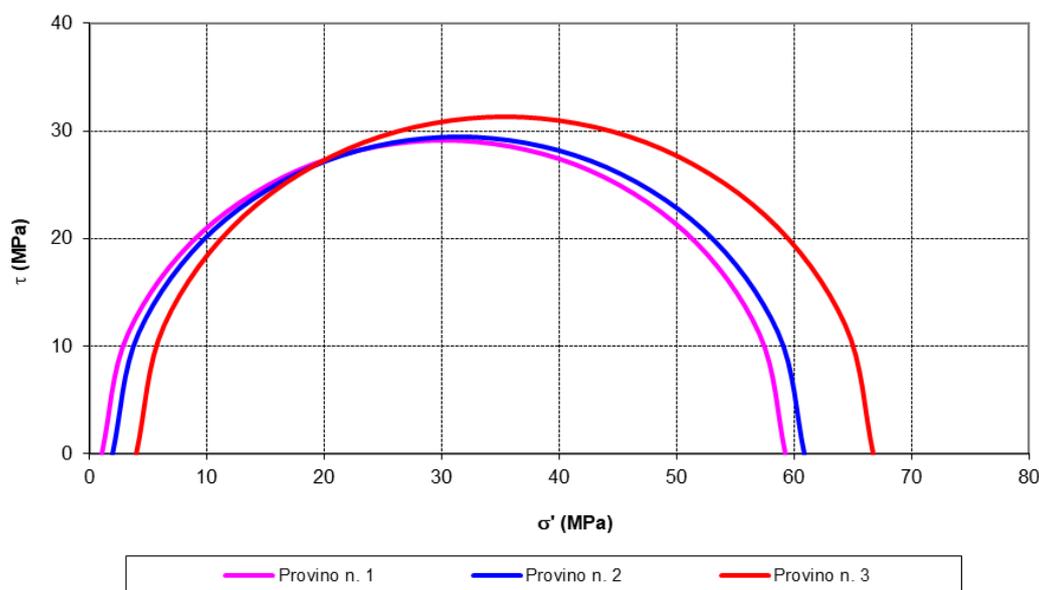


Figura 5.18 - Prova TX su roccia S12 C3, cerchi di Mohr.

Dall'elaborazione dei dati triassiali, si sono ottenuti valori di σ_{ci} pari a 56 e 66MPa.

Per m_i , le prove triassiali hanno indicato un valore del parametro fra 2 e 3.

I valori di m_i ottenuti risultano piuttosto inferiori rispetto ai dati di letteratura.

Per ammassi prevalentemente marnoso-siltitici come quelli in in oggetto Bruschi (2004) riporta i valori suggeriti da Hoek, $m_i = 7 \pm 2$. Tanzini (2006) propone per campioni di roccia intatta siltitici $m_i = 9$.

Disponendo solo di n.2 prove triassiali, per giunta eseguite ciascuna su n.3 provini (tipicamente le prove triassiali in roccia utilizzano n.5 provini), per m_i si ritengono più affidabili i dati di letteratura.

Per la progettazione, possono in definitiva assumersi i seguenti valori di riferimento:

- $\sigma_{ci} = 55\text{MPa}$ (riferimento medio);
- $\sigma_{ci} = 35\text{MPa}$ (riferimento prudenziale);
- $m_i = 7$.

La classificazione delle rocce sulla base della resistenza proposta da ISRM (International Society for Rock Mechanics) assegna un identificativo qualitativo ed individua le classi riportate in Tabella 5.11.

σ_c (MPa)	Qualità
1÷5	molto bassa
5÷25	bassa
25÷50	moderatamente bassa
50÷100	moderatamente alta
100÷200	alta
>250	molto alta

Tabella 5.11 – Classificazione rocce International Society for Rock Mechanics.

In base ai valori misurati per σ_{ci} , la roccia intatta può mediamente essere classificata di qualità da moderatamente bassa a moderatamente alta.

5.4.6__ Indagini geofisiche

Le prove sismiche sono state predisposte con i seguenti obiettivi:

1. come strumento diagnostico di ricostruzione stratigrafica delle geometrie sepolte (spessori e superfici di contatto) in un assegnato volume di controllo;
2. al fine di definire la classificazione sismica del sottosuolo per il calcolo dell'azione sismica di riferimento.

Nell'ambito del presente elaborato, si riferisce unicamente rispetto all'obiettivo di cui al punto 1, rimandando alle elaborazioni contenute nella Relazione Sismica per quanto attiene al punto 2. In tale ottica, nel presente ambito vengono analizzati esclusivamente gli esiti dei n.6 stendimenti geofisici con tecnica a rifrazione.

Le basi **a rifrazione** sono stati eseguiti con misura diretta della velocità di propagazione delle onde di compressione (V_p) e di taglio polarizzate orizzontalmente (V_{SH} , solo nel caso della sismica SR2).

La Tabella 5.2 di pag.22 fornisce un quadro riassuntivo delle prospezioni eseguite.

Di seguito vengono riportate delle immagini che danno evidenza delle ubicazioni e delle elaborazioni tomografiche delle prove.

La base R1 "valle", eseguita sul ciglio di valle della strada attuale che conduce al piazzale dell'imbocco lato Umbria della galleria Guinza, evidenzia a sud una copertura "lenta" ($V_p \leq 800$ m/s, spessore massimo 3÷4m), attribuibile alla porzione sommitale più alterata e fratturata della formazione marnoso-arenacea.

In successione verticale, sino alle massime profondità indagate (30m da p.c.), è identificabile un orizzonte sismico caratterizzato da velocità $V_p \leq 3500$ m/s, indice della presenza di un ammasso debolmente fessurato o caratterizzato dalla prevalenza della facies arenacea.



Figura 5.19 – Sismica a rifrazione R1 VALLE: ubicazione.

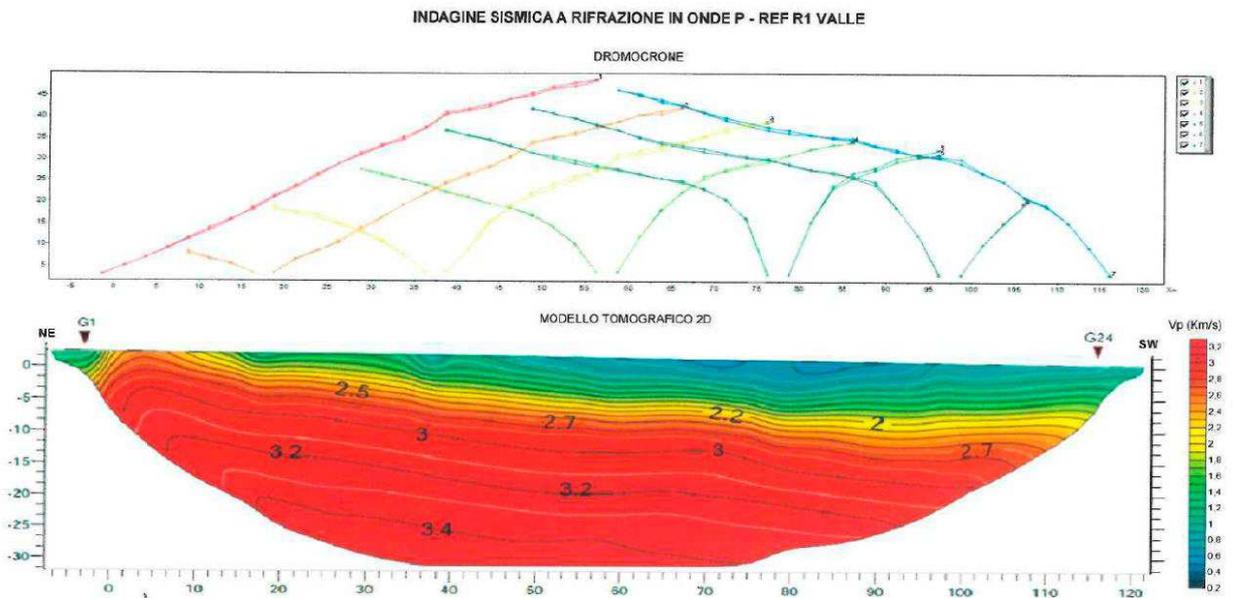


Figura 5.20 - Sismica a rifrazione R1 VALLE: dromocroni e tomografia in onde P.

L'analisi della base R1 "monte", eseguita sul ciglio di monte, mostra anche in tal caso la presenza di un doppio sismostrato.

L'orizzonte più superficiale è caratterizzato da velocità V_p variabili nel range 1500÷2200 m/s in relazione alla predominanza litologica e allo di stato di fratturazione dell'ammasso, ed è correlabile alla formazione marnoso-arenacea debolmente fessurata (RQD=50÷70). I rifrattore più profondo presenta V_p 2200÷3500 m/s, valori indicativi della formazione intatta.



Figura 5.21 – Sismica a rifrazione R1 MONTE: ubicazione.

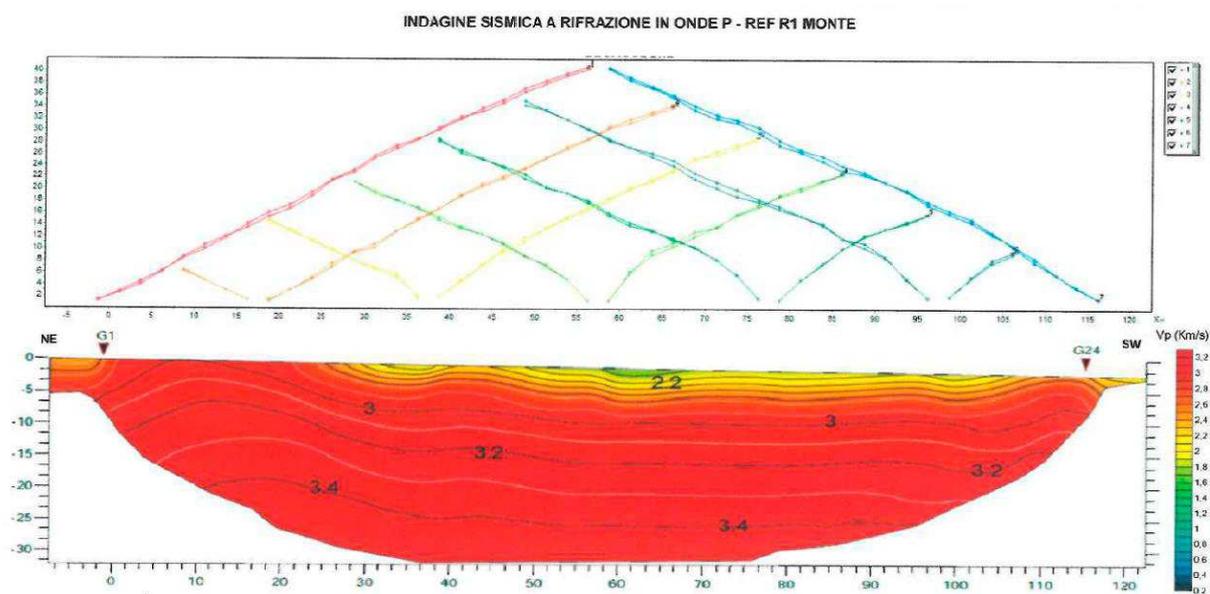


Figura 5.22 - Sismica a rifrazione R1 MONTE: dromocrone e tomografia in onde P.

L'analisi della sismosezione R2, relativa al piazzale prospiciente l'imbocco lato Umbria della galleria Guinza, mostra un primo sismostrato ($V_P = 1400 \div 2200$ m/s e $V_{SH} = 1000 \div 1200$ m/s) di spessore variabile fra 1.0 e 6.0m, correlabile alla porzione superficiale più fratturata del substrato (RQD=50÷70). Gli spessori individuati dalla sismica sono in buon accordo con le stratigrafie restituite dai sondaggi a carotaggio eseguiti localmente.

Il rifratore profondo è caratterizzato da valori delle velocità V_P compresi mediamente tra 2200 e 3500 m/s, V_{SH} da 1200 a 2100 m/s, e corrisponde al basamento roccioso da debolmente fratturato a intatto.

Relazione Geotecnica Generale



Figura 5.23 – Sismica a rifrazione R2: ubicazione.

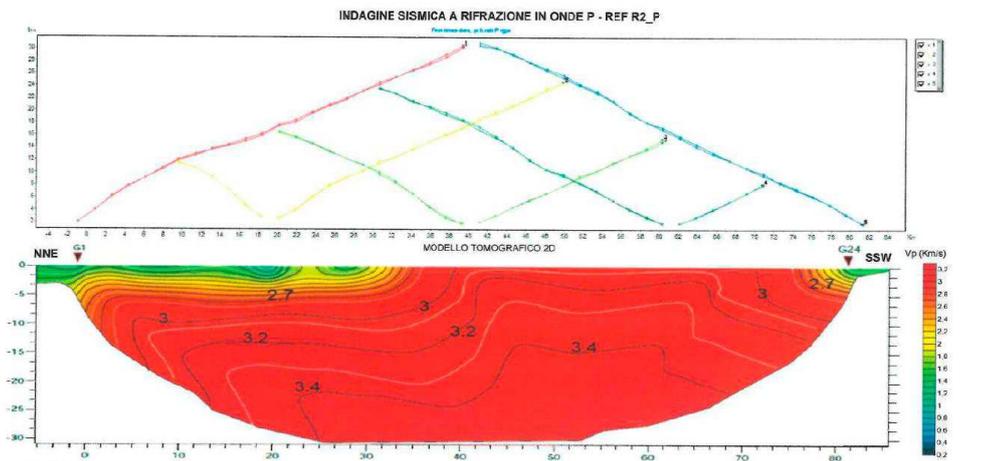


Figura 5.24 - Sismica a rifrazione R2: dromocronie e tomografia in onde P.

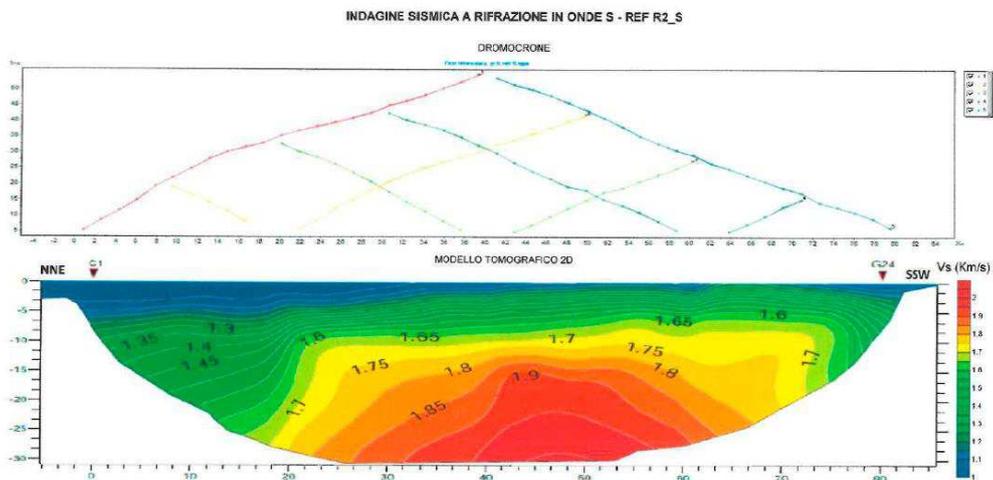


Figura 5.25 - Sismica a rifrazione R2: dromocronie e tomografia in onde S.

Per la sismica R3 “valle” la stesa geofonica è stata realizzata sul ciglio di valle della S.P. 200.

La sezione stratigrafica può essere schematicamente rappresentata da tre orizzonti a diverse caratteristiche elasto-meccaniche.

Il primo orizzonte ($V_P = 400 \div 600$ m/s), prossimo alla superficie, corrisponde alla coltre detritica alluvionale/di versante, il cui spessore è molto limitato, generalmente minore di 2m.

L’orizzonte intermedio, correlabile al substrato da mediamente a debolmente fratturato e/o alterato (RQD=50÷70), è caratterizzato da velocità delle onde di compressione V_P comprese nell’intervallo 600÷2200 m/s, in relazione allo stato di fratturazione dell’ammasso e/o alla facies litologica predominante. Lo spessore di questo orizzonte è minimo in prossimità del geofono G1, in direzione nord-est, fino ad un massimo di ca 10m dal p.c. attuale nei pressi del cancello della recinzione del piazzale dell’imbocco sud della Guinza.

Il rifratore profondo è caratterizzato da valori delle velocità V_P compresi mediamente tra 2200 e 3500 m/s, e corrisponde al basamento roccioso da debolmente fratturato a virtualmente intatto.



Figura 5.26 – Sismica a rifrazione R3 VALLE: ubicazione.

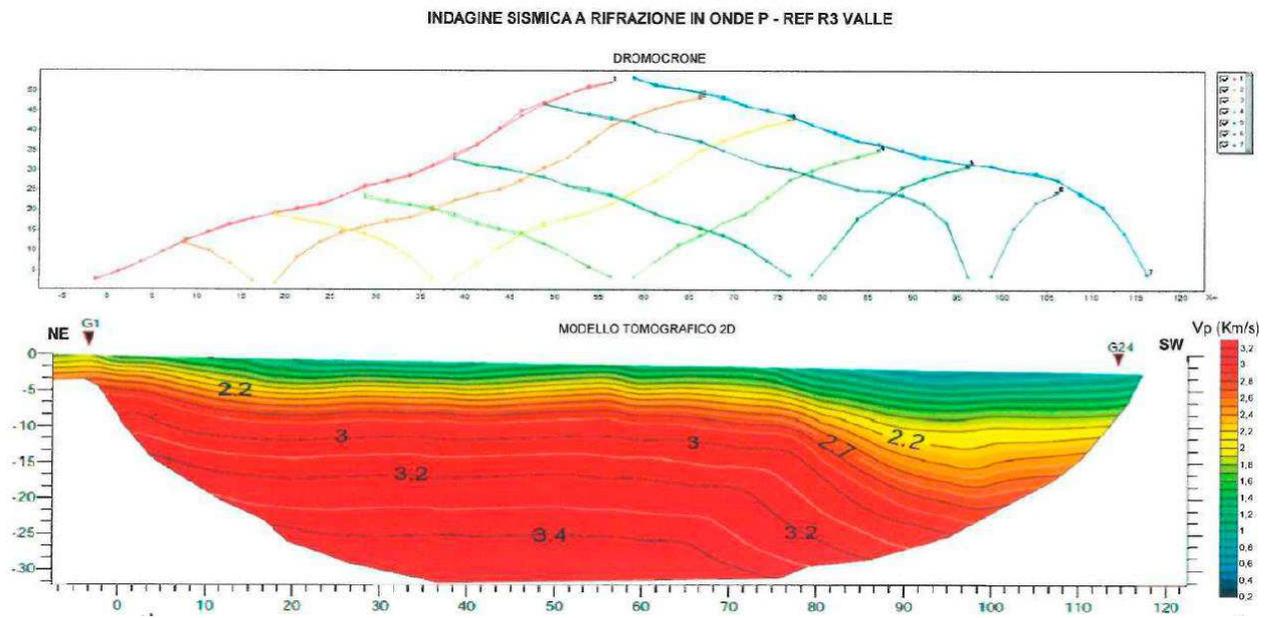


Figura 5.27 - Sismica a rifrazione R3 VALLE: dromocrone e tomografia in onde P.

La sismica R3 "monte", realizzata sul ciglio di monte della S.P. 200, mostra una buona corrispondenza con lo stendimento di valle, attenuando lo spessore delle coperture e dell'orizzonte intermedio.

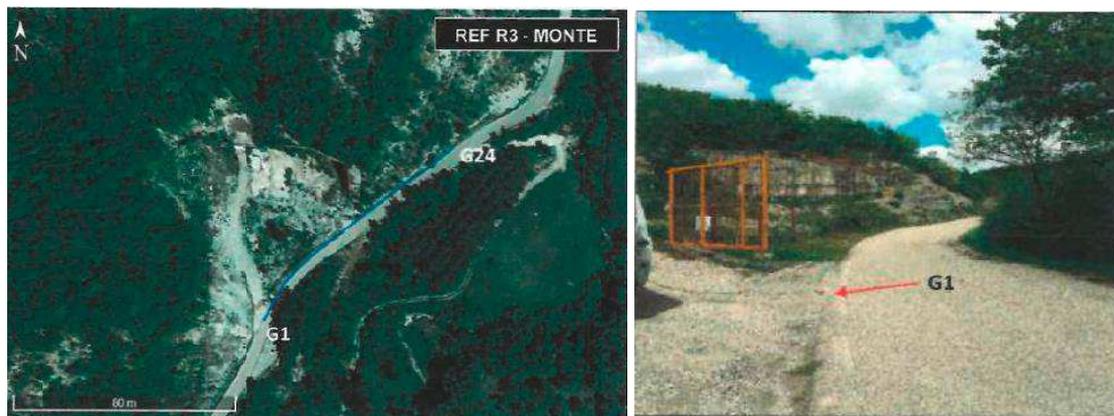


Figura 5.28 – Sismica a rifrazione R3 MONTE: ubicazione.

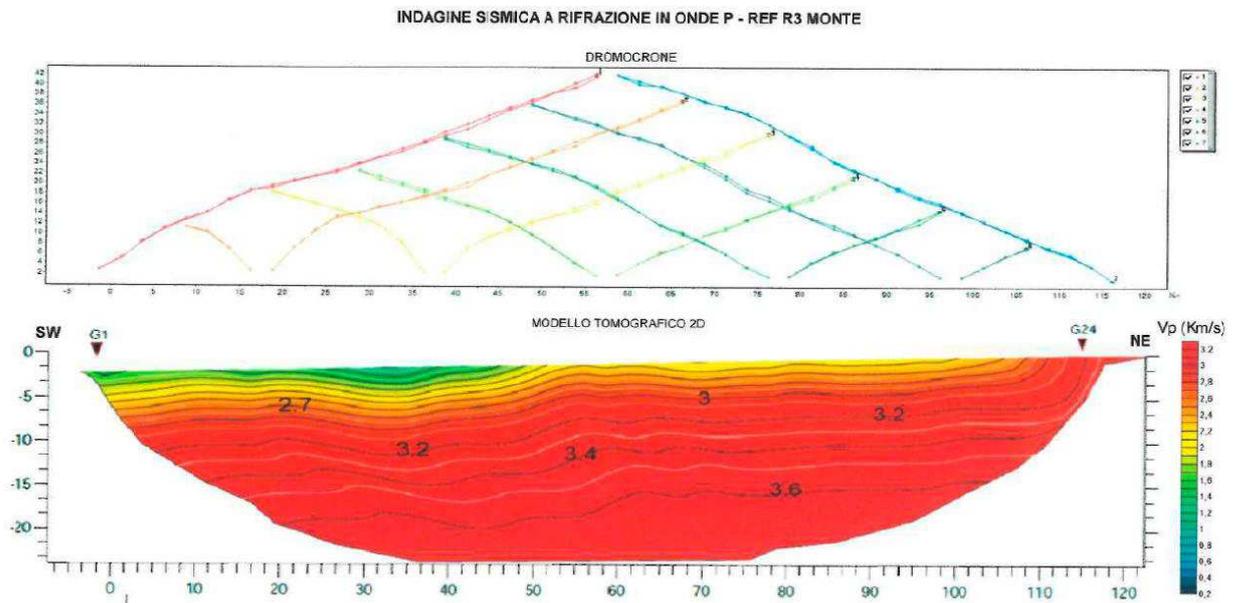


Figura 5.29 - Sismica a rifrazione R3 MONTE: dromocrone e tomografia in onde P.

5.4.7 __ Prove di carico su piastra

Le n.4 prove di carico su piastra statica sono servite a determinare le caratteristiche di portanza dei terreni di sottofondo nei tratti in cui il tracciato si sviluppa in rilevato.

La presenza di rilevati di nuova progettazione è limitata alla porzione finale del tracciato, ove sorgerà il collegamento lato Marche.

In base agli esiti delle indagini, superficialmente affiorano i detriti di versante CL, che costituiscono, dunque, il terreno di imposta dei nuovi rilevati.

Le prove di carico su piastra PLT hanno consentito una stima del modulo elastico E' del TERRENO CL dalla seguente relazione, basata sull'ipotesi di mezzo elastico isotropo ed omogeneo:

$$E' = 0.785 \cdot (1 - \nu^2) \cdot M_d$$

dove:

$$M_E = \frac{\Delta p}{\Delta s} D \quad \text{modulo di deformazione}$$

Δp = gradino di carico entro cui valutare i cedimenti

Δs = cedimento differenziale della piastra corrispondente a Δp

D = diametro della piastra (298.5mm)

ν = coefficiente di Poisson del terreno, esprimibile in funzione dell'angolo di attrito come:

$$\nu = \frac{1 - \sin \phi'}{2 - \sin \phi'}$$

Inoltre dalle risultanze delle prove su piastra viene verificato che il modulo di deformazione $M_{d,1}$, misurato al primo ciclo di carico nell'intervallo 0.05 MPa – 0.15 MPa, non sia inferiore a 15 MPa, come da specifiche di capitolato (piano di posa del rilevato posto a 2.0 m o più da quello della fondazione della pavimentazione stradale).

Dall'interpretazione delle prove (cfr. Tabella 5.12 e Figura 5.30), si ottengono valori del modulo elastico compresi nell'intervallo $E' = 6 \div 8 \text{MPa}$.

Il modulo di deformabilità al primo ciclo di carico nell'intervallo 0.05 MPa – 0.15 MPa $M_{d,1}$ risulta sempre maggiore di 15 MPa, in ottemperanza alle prescrizioni di capitolato. I risultati sono tanto più accettabili in considerazione del fatto che le caratteristiche di deformabilità sono state conseguite senza compattazione del fondo scavo tramite rullatura.

Sulla base delle informazioni stratigrafiche desumibili dai pozzetti e dei risultati delle prove su piastra, si ritiene in definitiva che una bonifica di spessore 1.0m renda idoneo il TERRENO CL come piano di posa dei rilevati della rampa dello svincolo.

Relazione Geotecnica Generale

D 300 mm											
Δp 0,1 N/mmq											
Piastra	-	CP1	Piastra	-	CP2	Piastra	-	CP3	Piastra	-	CP4
Profondità	m da p.c.	-0,5	Profondità	m da p.c.	-1,0	Profondità	m da p.c.	-1,0	Profondità	m da p.c.	-1,0
Terreno di prova	-	CL									
$s_{0.05N/mmq}$	mm	0,52	$s_{0.05N/mmq}$	mm	0,33	$s_{0.05N/mmq}$	mm	0,17	$s_{0.05N/mmq}$	mm	0,53
$s_{0.15N/mmq}$	mm	2,46	$s_{0.15N/mmq}$	mm	2,28	$s_{0.15N/mmq}$	mm	1,66	$s_{0.15N/mmq}$	mm	1,92
Δs	mm	1,94	Δs	mm	1,95	Δs	mm	1,49	Δs	mm	1,39
M_d	MPa	15,5	M_d	MPa	15,4	M_d	MPa	20,1	M_d	MPa	21,6
$s'_{0.05N/mmq}$	mm	2,4	$s'_{0.05N/mmq}$	mm	1,9	$s'_{0.05N/mmq}$	mm	1,6	$s'_{0.05N/mmq}$	mm	1,8
$s'_{0.15N/mmq}$	mm	2,8	$s'_{0.15N/mmq}$	mm	2,55	$s'_{0.15N/mmq}$	mm	2,1	$s'_{0.15N/mmq}$	mm	2,25
$\Delta s'$	mm	0,4	$\Delta s'$	mm	0,65	$\Delta s'$	mm	0,5	$\Delta s'$	mm	0,45
M_d'	MPa	75,0	M_d'	MPa	46,2	M_d'	MPa	60,0	M_d'	MPa	66,7
M_d/M_d'	-	0,21	M_d/M_d'	-	0,33	M_d/M_d'	-	0,34	M_d/M_d'	-	0,32
ν	-	0,3									
E'	MPa	6	E'	MPa	6	E'	MPa	8	E'	MPa	8

Tabella 5.12 – Dati sperimentali e interpretazione delle prove di carico su piastra statiche PLT.

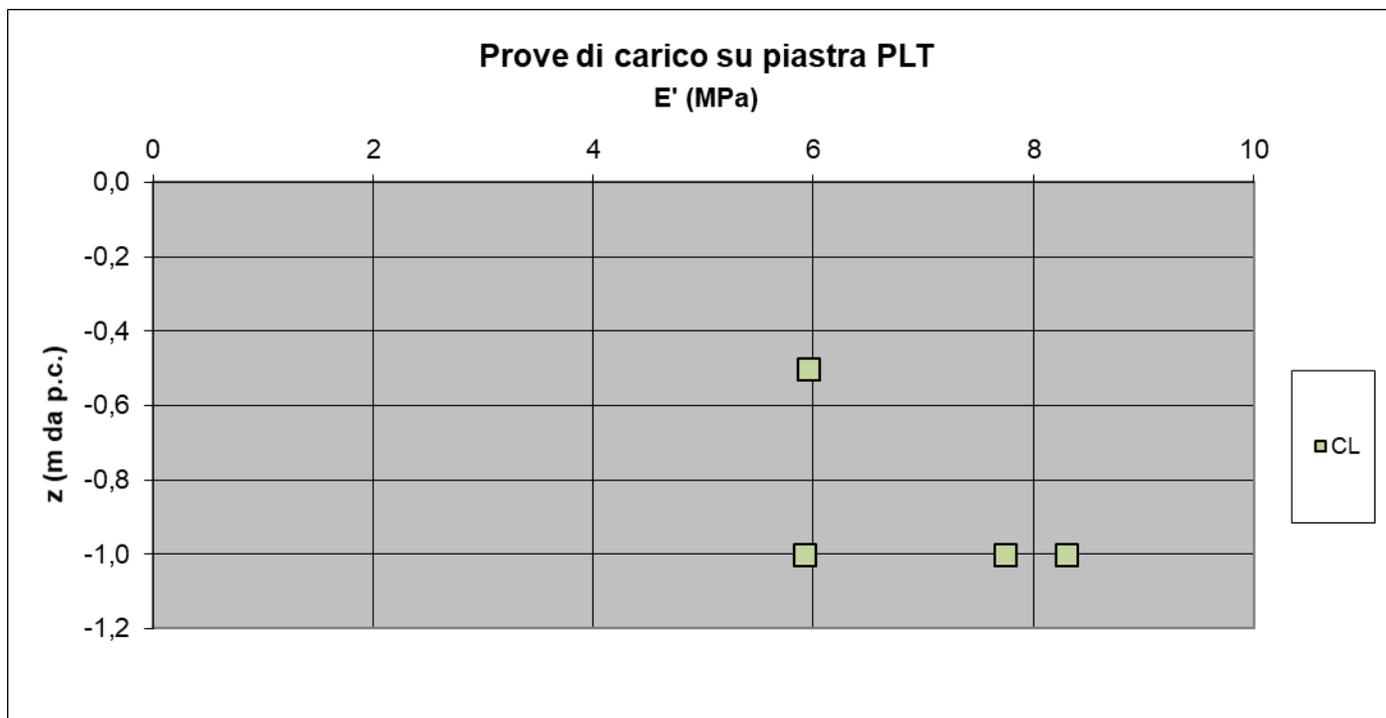


Figura 5.30 – Andamento con la profondità dei valori di E' restituiti dall'interpretazione delle prove di carico su piastra statiche PLT.

5.5 CARATTERISTICHE MECCANICHE DELL'AMMASSO ROCCIOSO

Le proprietà meccaniche dell'ammasso roccioso dipendono sia dalle caratteristiche del materiale roccioso intatto sia dalle discontinuità presenti.

I parametri di resistenza dell'ammasso sono stati valutati in accordo con la metodologia di Hoek e Brown (1994).

Essa adotta il seguente criterio di resistenza:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{c_i} \left[m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{c_i}} + s \right]^a$$

in cui:

σ_1 è la massima tensione principale efficace;

σ_3 è la minima tensione principale efficace;

σ_{c_i} è la resistenza a compressione semplice per un provino standard intatto;

m_b , s , a sono costanti caratteristiche di ciascun tipo di ammasso, determinate in funzione della qualità dell'ammasso roccioso, espressa sinteticamente dall'indice *GSI* (si veda, ad esempio, "Practical guide of rock engineering", Hoek, 2006).

Nelle analisi progettuali si è fatto riferimento al criterio di resistenza di Mohr-Coulomb. Il passaggio ai valori di coesione c' ed angolo di resistenza al taglio ϕ' è possibile a mezzo di un processo di inversione dell'interpolazione lineare della curva generata dalla soluzione dell'equazione risolvente per il criterio di resistenza, con la procedura proposta dallo stesso Hoek (2002) ed implementata nel programma RocLab.

Lo stesso approccio restituisce una stima del comportamento deformativo d'ammasso (E_d), dipendente dal parametro *GSI* e dalla resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta σ_{c_i} .

Poiché il criterio di Hoek e Brown esprime una correlazione fra resistenza al taglio del materiale e pressione di confinamento di tipo marcatamente non lineare, i valori di c' e ϕ' variano in funzione dello sforzo normale efficace agente.

Si è dunque adottato un approccio interpretativo che fornisce i parametri di resistenza $(c'-\phi')$ mediati all'interno di un appropriato campo di tensione principale minore σ_3 , piuttosto che restituire i parametri di resistenza a taglio "istantanei" di Mohr-Coulomb, legati allo specifico livello tensionale individuato sulla curva di rottura dal valore di tensione σ_1 .

Per la definizione del limite superiore della tensione di confinamento σ_{3MAX} ci si è riferiti allo specifico problema dei fronti di scavo:

$$\sigma_{3MAX} = 0.72 \cdot \sigma'_{cm} \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma \cdot H} \right)^{-0.91}$$

dove σ'_{cm} è la resistenza dell'ammasso, γ è il peso unitario dell'ammasso, H è l'altezza dello scavo. Per l'equazione risolvente per la determinazione di σ'_{cm} , si rimanda al riferimento bibliografico *Hoek, E. and Brown, E.T. 1988. The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update. Proc. 15th Canadian Rock Mech. Symp. (ed. J.C. Curran), 31-38. Toronto, Dept. Civil Engineering, University of Toronto.*

Sempre a mezzo del programma RocLab, sono stati ottenuti i valori del modulo di deformazione d'ammasso E_d determinati dall'approccio di Hoek & Brown, calcolati come (Hoek e Diederichs, 2006):

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

Il modulo elastico della roccia intatta E_i è stato stimato sulla base dei dati ricavati dalle prove di resistenza a compressione uniassiale.

Per confronto, il modulo di deformabilità in campo statico dell'ammasso roccioso è stato ricavato anche da altre relazioni che lo legano al **BRMR**. Nella fattispecie si sono utilizzate le seguenti relazioni:

$$E_d = 0.05 \cdot BRMR \quad [GPa] \quad \text{Stille (1986)}$$

$$E_d = 10^{((BRMR-10)/40)} \quad [GPa] \quad \text{Serafim e Pereira (1983)}$$

$E_d = 10^{((BRMR-30)/50)}$ [GPa]	Mehrotra et al. (1991)
$E_d = e^{(4.407+0.08BRMR)}$ [MPa]	Jasarevic e Kovacevic (1996)
$E_d = a \cdot e^{b \cdot BRMR}$ [GPa]	Berardi e Bellingeri (1998)

Per i **tratti esterni di interesse** (imbocchi, fronti di scavo in roccia, pareti chiodate, ecc.), sono state condotte varie analisi con il programma RocLab in corrispondenza dei valori desunti dalla caratterizzazione geomeccanica per i parametri d'ammasso, facendo variare l'altezza di scavo H fra 5÷15m (rappresentative delle varie situazioni progettuali) per intervalli di 5m.

Per i parametri di ammasso sono stati ipotizzati due diversi scenari:

- **Scenario "Parametri minimi"**, riferito a valori prudenziali delle caratteristiche geomeccaniche;
- **Scenario "Parametri medi"**, riferito a valori medi delle caratteristiche geomeccaniche.

Per ogni prefissata H e per ogni set dei parametri d'ammasso, coerentemente con il diverso range tensionale proprio del problema, si ricava una diversa coppia dei parametri di resistenza a taglio ($c'-\phi'$).

I parametri d'ammasso di input per le analisi con il programma RocLab sono riassunti in Tabella 5.13.

		Scenario	
		Parametri minimi	Parametri medi
Peso di Volume γ (kN/m ³)		21	23
Classificazione Hoek-Brown	GSI	39	42
	m_i	7	
	σ_{ci} (MPa)	35	55
	E_i (GPa)	10	28
	D	0.3	

Tabella 5.13 – Parametri d'ammasso Hoek-Brown.

Il valore del fattore di disturbo D abbastanza ridotto riflette la circostanza che gli sbancamenti determineranno un decadimento delle caratteristiche meccaniche dell'ammasso solo nella porzione di terreno immediatamente a contatto con la superficie di scavo, ma produrrà un disturbo complessivamente limitato più in profondità.

I parametri meccanici forniti dal programma RocLab per i diversi scenari adottati sono riportate nella tabella seguente.

Tratti esterni					
Unità geotecnica	Scenario	Hscavo (m)	Coesione (kPa)	Angolo di attrito (°)	Modulo d'ammasso (MPa)
FMA	"Parametri minimi"	5	110	54	950
		10	130	51	
		15	150	48	
	"Parametri medi"	5	200	57	3300
		10	220	53	
		15	240	51	

Tabella 5.14 – Tratti esterni: valori caratteristici X_k dei parametri desunti con il programma RocLab.

Nel seguito sono riprodotti gli involuipi di rottura ottenuti con il programma RocLab sia nel piano delle tensioni principali ($\sigma_1 - \sigma_3$) che nel piano di Mohr ($\tau - \sigma_n$).

La curva che definisce l'involuppo di rottura esaminato è affiancata dal limite di rottura a bilatera (in blu), che definisce nel campo tensionale di riferimento $\sigma_3 = [0 \div \sigma_{3,MAX}]$, in maniera univoca, la coppia dei parametri di resistenza a taglio.

Le analisi svolte individuano, dunque, i seguenti range di variazione dei parametri di resistenza a taglio:

- $c' = 110 \div 240$ kPa;
- $\phi' = 48^\circ \div 57^\circ$.

Relazione Geotecnica Generale

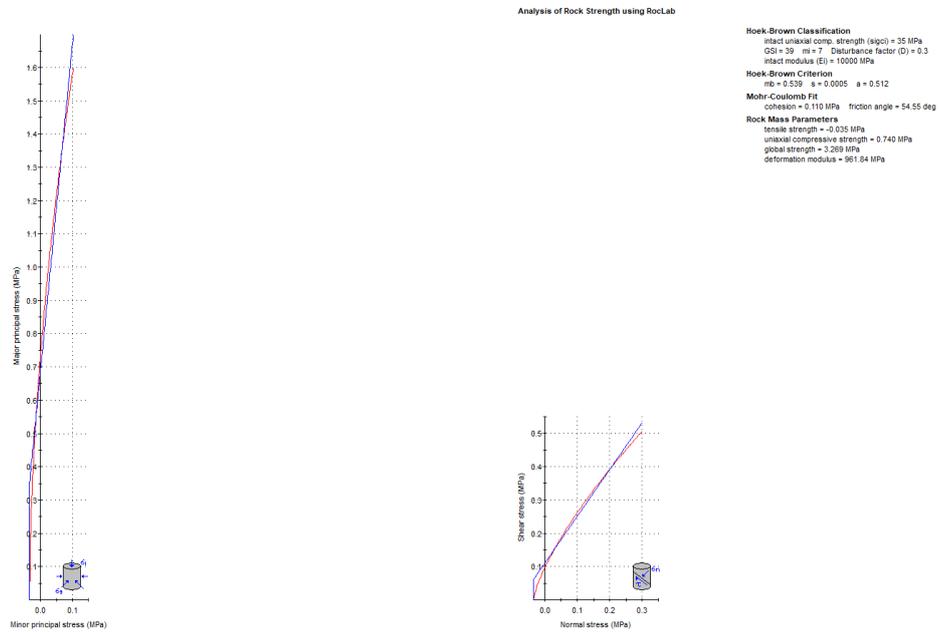


Figura 5.31 – Scenario “Parametri minimi”, Hscavo = 5m: involucro di rottura nel piano delle tensioni principali (Hoek & Brown) e nel piano di Mohr.

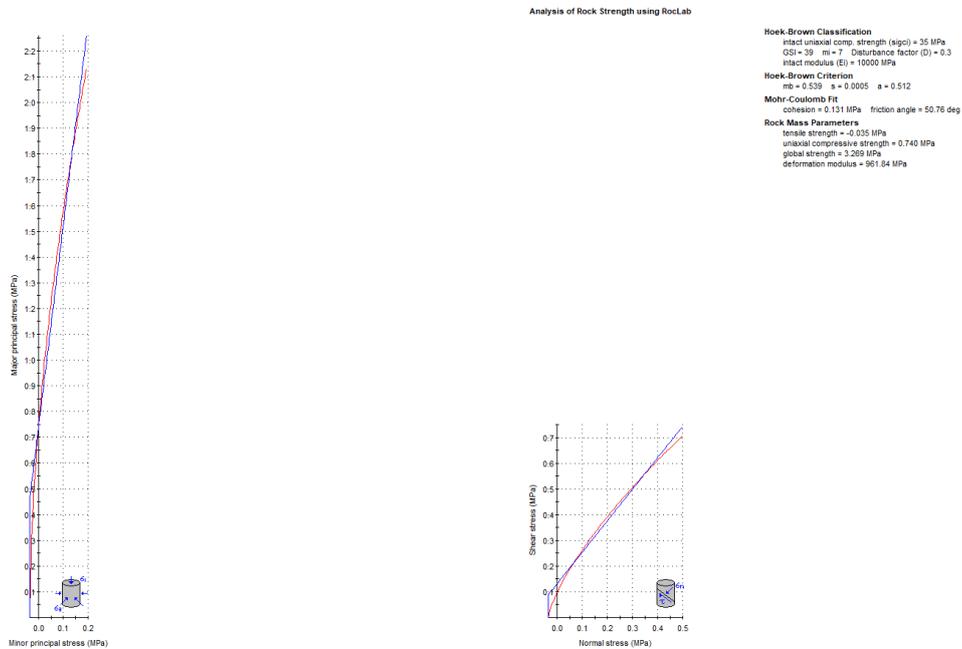


Figura 5.32 – Scenario “Parametri minimi”, Hscavo = 10m: involucro di rottura nel piano delle tensioni principali (Hoek & Brown) e nel piano di Mohr.

Relazione Geotecnica Generale

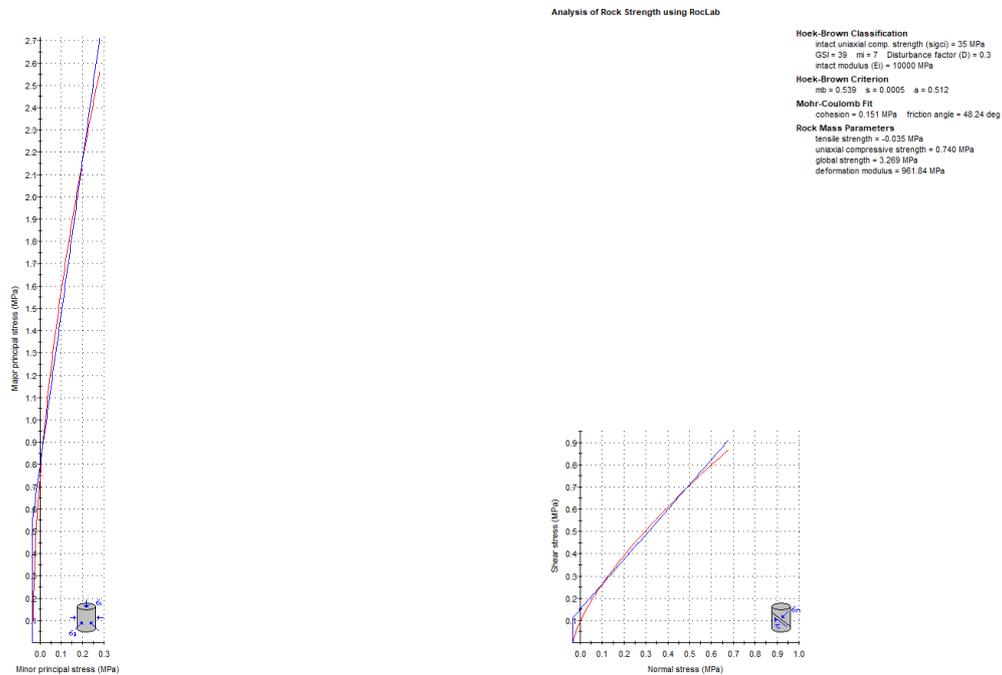


Figura 5.33 – Scenario “Parametri minimi”, Hscavo = 15m: involucro di rottura nel piano delle tensioni principali (Hoek & Brown) e nel piano di Mohr.

Relazione Geotecnica Generale

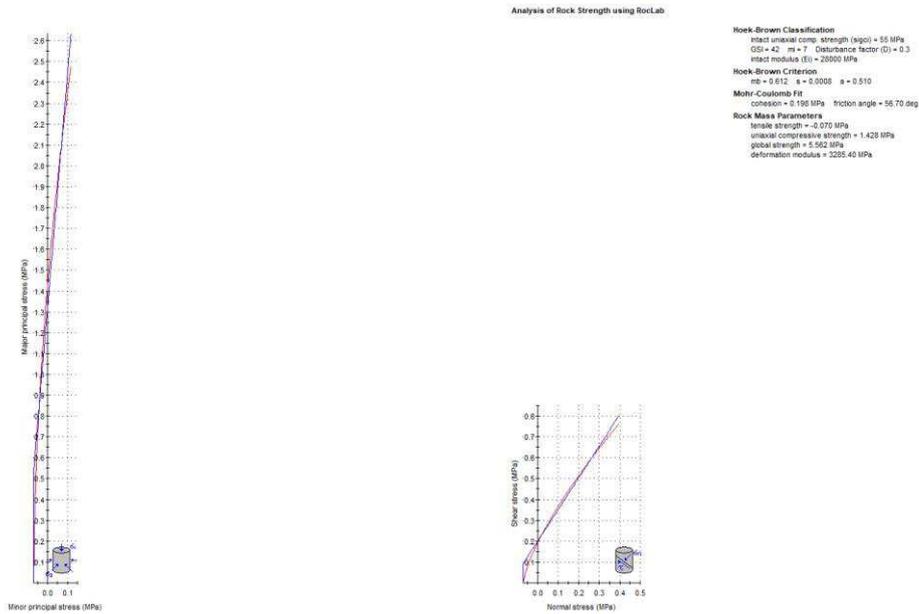


Figura 5.34 – Scenario “Parametri medi”, Hscavo = 5m: involucro di rottura nel piano delle tensioni principali (Hoek & Brown) e nel piano di Mohr.

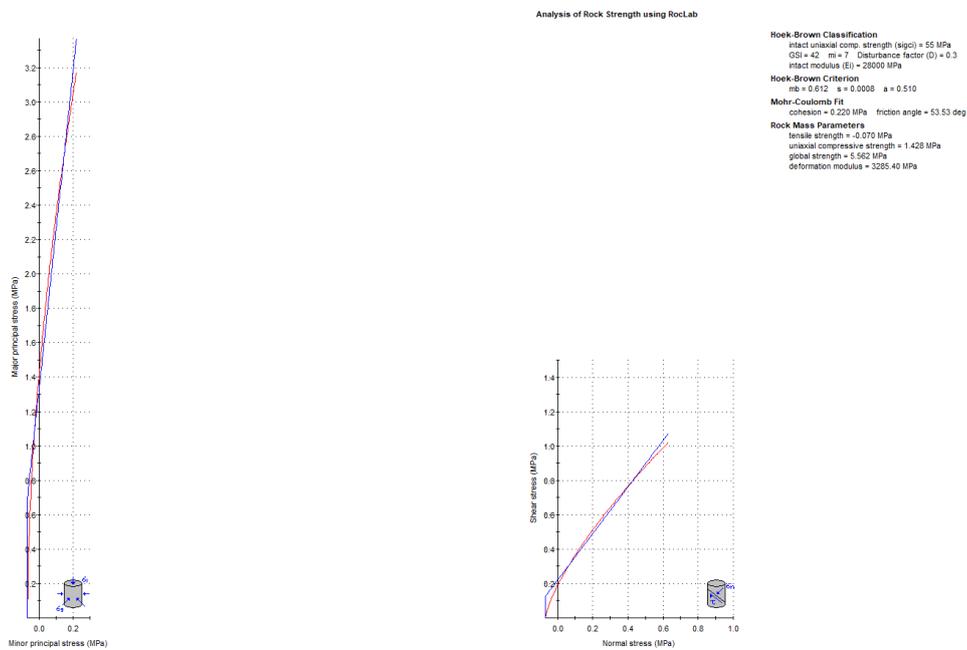


Figura 5.35 – Scenario “Parametri medi”, Hscavo = 10m: involucro di rottura nel piano delle tensioni principali (Hoek & Brown) e nel piano di Mohr.

Relazione Geotecnica Generale

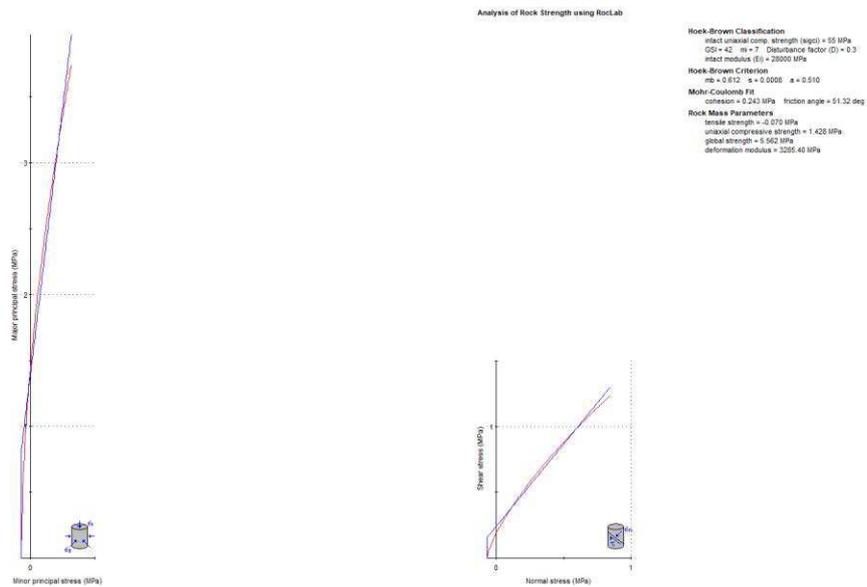


Figura 5.36 – Scenario “Parametri medi”, Hscavo = 15m: involucro di rottura nel piano delle tensioni principali (Hoek & Brown) e nel piano di Mohr.

Il valore del modulo di deformazione d’ammasso determinato dall’approccio di Hoek & Brown è risultato pari a $E_d = 0.95$ GPa nello scenario “Parametri minimi”, $E_d = 3.3$ GPa nello scenario “Parametri medi”.

In base alle altre espressioni introdotte per il modulo di deformabilità, per E_d si ottengono anche i valori tabulati in Tabella 5.15.

Scenario	E [GPa]						Media
	BRMR	Stille (1986)	Serafim e Pereira (1983)	Mehrotra et alii (1991)	Jasarevic e Kovacevic (1996)	Berardi e Bellingeri (1998)	
Parametri minimi	44	2,2	7,1	1,9	2,8	6,4	4,1
Parametri medi	47	2,4	8,4	2,2	3,5	7,4	4,8

Tabella 5.15 – Moduli d’ammasso E_d .

Tenuto conto anche dei valori di E_d interpretati dalle prove dilatometriche in sito riportate al precedente paragrafo, in definitiva si suggerisce il seguente intervallo di variazione del modulo:

- $E_d = 0.5 \div 2.0$ GPa.

6. SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

In Tabella 6.1 viene riepilogato il quadro di sintesi degli intervalli di variazione dei principali parametri geotecnici rappresentativi dei litotipi di interesse, desunti dall'interpretazione delle prove geotecniche in sito ed in laboratorio analizzate al §5.

Legenda:

- γ : peso di volume;
- c' : coesione efficace;
- ϕ' , angolo di resistenza al taglio;
- S_u : resistenza non drenata;
- **OCR**: grado di sovraconsolidazione;
- E'_{25} : modulo elastico secante corrispondente ad un grado di mobilitazione della resistenza al taglio a rottura pari al 25%;
- E_d : modulo d'ammasso;
- G_0 : modulo di taglio a piccole deformazioni o "iniziale";
- ν' : coefficiente di Poisson.

I valori riportati in Tabella 6.1, sono da intendersi come valori caratteristici X_k delle proprietà del terreno, ovvero quantificati senza applicazione di coefficienti di sicurezza ed in modo da rappresentare una cauta stima del valore che influisce sul verificarsi dello stato limite preso in esame.

Tali valori, coerentemente con la normativa tecnica di riferimento D.M. 17/01/2018 ("NTC 2018"), vanno opportunamente ridotti nelle verifiche geotecniche a mezzo dell'applicazione di coefficienti parziali di sicurezza γ_M , in modo tale da ottenere i parametri geotecnici di progetto X_d .

È da notare in particolare:

- Per la formazione marnoso-arenacea FMA, rispetto ai range di variazione individuati al §5, in Tabella 6.1 si è operata un'ulteriore riduzione dei valori suggeriti per le verifiche.
- Per le unità terrigene AL e CL, come segnalato, la natura dei depositi superficiali non ha consentito il previsto piano di campionamento indisturbato dei materiali, permettendo il prelievo solo di campioni rimaneggiati. Alcuni valori dei parametri meccanici sono stati attribuiti sia indirettamente, sia sulla base delle informazioni disponibili (descrizione nei moduli stratigrafici, SPT su depositi coesivi, ecc.), sia facendo riferimento a precedenti esperienze su materiali affini dal punto di vista geotecnico. Tali

condizioni, dunque, obbligano a scelte ragionevolmente cautelative nella definizione degli intervalli di variazione di riferimento.

- Per l'unità CL le proprietà geotecniche sono state differenziate in relazione alla diversa natura litologica riscontrata dalle indagini, più granulare in corrispondenza del collegamento lato Umbria (limi sabbiosi), più coesiva nei pressi del collegamento lato Marche (limi argillosi).

Viene demandata, in ogni caso, alle singole relazioni di calcolo la definizione dei parametri geotecnici operativi più appropriati, selezionati nell'ambito degli intervalli di variazione stabiliti in funzione dei dati geotecnici del sito specifico, della tipologia di opera analizzata, dello stato limite considerato, del volume di terreno interessato dallo specifico stato limite, sulla scorta, infine, di considerazioni particolari sviluppabili per la singola problematica progettuale.

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione Geotecnica Generale

Unità	Descrizione	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	S_u (kPa)	OCR (-)	E'_{25} (MPa)	E_d (MPa)	G_0 (MPa)	ν' (-)
FMA	Flysch Marnoso-Arenaceo	21.0÷23.0	100÷200	35÷45	-	-	-	500÷2000	2000÷3000	0.25
AL	Depositi alluvionali	18.0÷20.0	0	30÷35	-	-	20÷30	-	75÷100	0.25
CL	Depositi di versante (Collegamento lato Umbria)	18.0÷20.0	0	30÷32	-	-	20÷30	-	75÷100	0.25
	Depositi di versante (Collegamento lato Marche)	19.0÷20.0	0÷10	22÷25	50÷75	2.0÷3.0	7.5÷10	-	50÷70	0.30

Tabella 6.1 – Parametri geotecnici: intervalli di variazione dei valori caratteristici X_k .

7. STRATIGRAFIE DI PROGETTO

Sulla base dei dati presentati nei precedenti capitoli, di seguito vengono illustrati i profili geotecnici di riferimento per ciascuna area interessata dalle opere di nuova progettazione.

Essi sono da intendersi come rappresentativi di condizioni stratigrafiche mediamente cautelative rinvenibili in ciascuna area e utili come strumento di immediato riferimento stratigrafico.

Per una più accurata definizione delle effettive potenze e degli assetti giacaturali, si rimanda alle sezioni stratigrafiche già presentate al §0.

7.1 COLLEGAMENTO LATO UMBRIA

Prudenzialmente rispetto ai dati restituiti dalle indagini, per i terreni originari in posto si è ipotizzata la seguente sequenza stratigrafica:

- $z = 0.0 \div 3.0\text{m}$: detriti di versante CL;
- $z \geq 3.0\text{m}$: flysch marnoso-arenaceo FMA.

Come specificato al §5.3, non è presente una falda lateralmente continua e, dunque, nelle verifiche non viene modellata una superficie piezometrica.

7.2 IMBOCCO LATO MARCHE GALLERIA GUINZA

La stratigrafia di progetto è integralmente costituita dalla formazione marnoso-arenacea:

- $\forall z$: flysch marnoso-arenaceo FMA.

Come specificato al §5.3, non è presente una falda lateralmente continua e, dunque, nelle verifiche non viene modellata una superficie piezometrica.

7.3 COLLEGAMENTO LATO MARCHE

Sulla base dei dati restituiti dalle indagini, per i terreni originari in posto si è ipotizzata la seguente sequenza stratigrafica:

- $z = 0.0 \div 7.0\text{m}$: detriti di versante CL;
- $z = 7.0 \div 10.0\text{m}$: alluvioni AL;
- $z \geq 10.0\text{m}$: flysch marnoso-arenaceo FMA.

Come specificato al §5.3, il livello piezometrico di progetto viene assunto cautelativamente a -2.0m da p.c..

8. BONIFICA DEL PIANO DI POSA

La realizzazione delle fondazioni dei **rilevati in corrispondenza dello svincolo lato Marche** è subordinata ad un intervento di bonifica consistente nel completo asporto degli spessori di terreno vegetale (scotico)/terreni a scadente comportamento geotecnico rinvenuti in corrispondenza del sedime dei futuri rilevati.

La bonifica viene realizzata mediante approfondimento dello sbancamento su trincee di scavo a sezione obbligata e sostituzione con materiale selezionato appartenente ai gruppi (UNI 13242, UNI 14688, UNI 13285):

- A_1, A_3 se proveniente da cave di prestito; nel caso in cui il materiale appartenga al gruppo A_3 , deve presentare un coefficiente di uniformità $D_{60}/D_{10} \geq 7$;
- $A_1, A_{2-4}, A_{2-5}, A_3$, se proveniente dagli scavi; il materiale appartenente al gruppo A_3 deve presentare un coefficiente di uniformità $D_{60}/D_{10} \geq 7$.

Nel caso in cui la bonifica debba essere eseguita in presenza d'acqua, l'Impresa dovrà provvedere ai necessari emungimenti per mantenere costantemente asciutta la zona di scavo da bonificare fino ad ultimazione dell'attività stessa.

Il materiale dovrà essere messo in opera a strati di spessore non superiore a 50 cm (materiale sciolto); per il materiale dei gruppi A_{2-4} ed A_{2-5} gli strati dovranno avere spessore non superiore a 30 cm (materiale sciolto).

Per la formazione del corpo del rinterro potranno essere impiegati frammenti rocciosi delle dimensioni non maggiori di 20 cm così da poter formare strati dello spessore massimo di 50 cm. Nel caso di stesa per strati di 30 cm, la massima dimensione ammissibile dei frammenti rocciosi è di 10 cm. Da un punto di vista litologico è da escludere l'impiego di materiali provenienti da rocce soggette a fenomeni di alterazione o molto fragili, che non conservino nel tempo la granulometria originaria.

Il materiale a pezzatura grossa, la cui dimensione sia compresa fra 7 e 20 cm, deve essere di pezzatura disuniforme e non deve costituire più del 30% del volume del rinterro; in particolare, dovrà essere realizzato un accurato intasamento dei vuoti, in modo da ottenere, per ogni strato, una massa ben assestata e compattata.

Il materiale dovrà essere compattato fino a raggiungere il 90% della massa volumica del secco massima ottenuta attraverso la prova di compattazione AASHO modificata (CNR 69 - 1978), (CNR 22 - 1972).

Nel caso di presenza diffusa di frammenti rocciosi, in luogo della prova di densità, si dovranno eseguire, durante la formazione degli strati, solo prove per la determinazione del modulo di deformazione, eventualmente con piastra di diametro $D = 600$ mm.

Il modulo di deformazione M_d , misurato mediante prova di carico su piastra al primo ciclo di carico nell'intervallo 0.05 MPa – 0.15 MPa, non dovrà essere inferiore a 15 MPa.

Lo spessore di progetto della bonifica è stato assegnato in base alla potenza dei terreni non affidabili dal punto di vista geotecnico indicata dalle indagini svolte in sito, in particolare pozzetti geognostici e prove di carico su piastra eseguiti nell'area.

Sulla scorta di tali indagini (cfr. §5.4.7), in corrispondenza dei nuovi rilevati da realizzare in corrispondenza dello svincolo lato Marche si è in definitiva adottato:

- **scotico sp. 40cm + bonifica sp. 60cm,**

come riscontrabile negli elaborati grafici relativi alle sezioni trasversali della viabilità.

La bonifica del terreno dovrà essere eseguita quando prevista dal progetto, e ogni qualvolta nel corso dei lavori si dovessero trovare delle zone di terreno non idoneo (per es. un terreno altamente compressibile, non compattabile, dotato di scadenti caratteristiche meccaniche, contenente notevoli quantità di sostanze organiche, ecc.) e/o comunque non conforme alle specifiche di progetto.

BIBLIOGRAFIA

- CESTELLI GUIDI C. (1980) *Geotecnica e tecnica delle fondazioni*, Hoepli.
- LANCELLOTTA R. (1987) *Geotecnica*, Zanichelli.
- LAMBE W. E R.V. WHITMAN (1978) *Soil Mechanics*, Wiley & Sons.
- VIGGIANI C. (1993) *Fondazioni*, CUEN.
- CESTARI F. (1990) *Prove geotecniche in situ*, Geo-graph s.n.c..
- HUNT R.E. (1989) *Geotechnical Engineering Investigation Manual*
- AA.VV. (2004) *Carl 9.0 – Carico limite e cedimenti – Manuale d'uso*, Aztec Informatica®
- MAMMINO A. (1994) *I micropali: tecniche di progetto e di verifica*, Alinea Editrice s.r.l..
- TANZINI M. (2004) *Micropali e pali di piccolo diametro: aspetti progettuali e tecnologici*, Dario Flaccovio Editore.
- DI FRANCESCO R. (2010) *Geotecnica – Guida pratica alla luce delle nuove NTC2008*, Dario Flaccovio Editore.
- A.G.I. (2005) *Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica – Linee Guida*, Pàtron Editore.
- BRUSCHI A. (2010) *Prove geotecniche in situ – Guida alla stima delle proprietà geotecniche e alla loro applicazione alle fondazioni*, Dario Flaccovio Editore.
- BRUSCHI A. (2004) *Meccanica delle rocce nella pratica geologica ed ingegneristica*, Dario Flaccovio Editore.
- BARLA G. e SCARPELLI G. (2006) *Corso di cultura geotecnica*, Associazione Geotecnica Italiana, Pàtron Editore.
- KRAMER (1996), *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.
- BECCI B., NOVA R. (1987) – *Un metodo di calcolo automatico per il progetto di paratie*. Rivista Italiana di Geotecnica, 1, 33-47
- BIENIAWSKI Z. T. (1989) – *Engineering rock mass classifications*. New York, Wiley
- BOWLES, J.E. (1988) – *Foundation Analysis and Design*. McGraw-Hill.
- BUSTAMANTE M., DOIX B. (1985) – *Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés*. Bull. Liaison Lab. Ponts et Chaussées, 140 pp. 75-95
- CAQUOT A. & KERISEL J. (1948) – *Tables for the Calculation of Passive Pressure, Active Pressure and Bearing Capacity of Foundations*. Gautiers-Villars, Paris
- CAQUOT A., KERISEL J., ABSI E. (1973) – *Tables de butée et de poussée*. Gautiers-Villars, Paris
- CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE (1994). *Catalogo delle pavimentazioni stradali – Raccomandazioni*.
- P. FERRARI, F. GIANNINI (1979). *Ingegneria stradale – Corpo stradale e pavimentazioni*. Ed. ISEDI.
- GRECO V.R. – *Alcune considerazioni sulle verifiche di stabilità globale dei muri a mensola*.
- GRECO V.R. (2001) – *Spinta attiva sismica sui muri a mensola*. Rivista Italiana di Geotecnica 3/2001.

- NOVA R., BECCI B. (1987) – *A method for analysis and design for flexible retaining structures*. Proc. Conf. Interactions Sols-Structures, pp. 657-664
- POULOS H.G. & DAVIS E.H. (1980) – *Pile Foundation Analysis and Design*. John Wiley & Sons.
- RACCOMANDAZIONI AICAP (1983) – *Ancoraggi nei terreni e nelle rocce*
- TERZAGHI K. & PECK R.B. (1967) – *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons.
- U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (2001) – *Publication No. FHWA-NHI-00-043, Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes design & construction guidelines*. Victor elias et al..
- LANCELLOTTA R. (2007). *Lower-bound approach for seismic passive earth resistance*. *Géotechnique*, 57(3), 319–321.