

Lavori di razionalizzazione della viabilità di S. Giovanni Rotondo e realizzazione dell'asta di collegamento da San Giovanni Rotondo al capoluogo dauno - 4° Stralcio - S.S. 693 SVV del Gargano - S.S. 89 Garganica - Collegamento Vico del Gargano - Mattinata Tratto Vico del Gargano - Vieste

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

COD. **BA322**

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

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

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

IL PROGETTISTA:

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

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Domenico Belcastro
Ordine dei Geologi della Regione Calabria n°218

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

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

IL RESPONSABILE DI PROGETTO

Dott. Ing. Marianna Grisolia

IL COLLABORATORE DEL R.U.P.

Dott. Ing. Alberto Sanchirico

IL R.U.P.

Dott. Ing. Rocco Lapenta

PROTOCOLLO

DATA

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:



Dott. Ing. N. Granieri
Dott. Ing. V. Truffini
Dott. Ing. T. Berti Nulli
Dott. Arch. A. Bracchini
Dott. Ing. E. Bartolucci
Dott. Ing. L. Spaccini
Dott. Ing. L. Casavecchia
Dott. Geol. G. Cerquiglioni
Dott. Ing. F. Durastanti
Dott. Ing. M. Abram
Dott. Arch. C. Presciutti
Dott. Agr. F. Berti Nulli
Dott. M. De Tursi

MANDANTI:



Dott. Ing. A. Turso
Dott. Ing. J. Turaglio
Dott. Ing. F. Stoppa
Dott. Ing. A. Dipierro



GEOTECHNICAL DESIGN GROUP
Dott. Ing. D. Carlacchini
Dott. Ing. C. Consorti
Dott. Ing. E. Loffredo
Dott. Ing. S. Sacconi



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



ICARIA
società di ingegneria
Dott. Ing. V. Rotisciani
Dott. Ing. F. Macchioni
Dott. Ing. G. Pulli
Dott. Ing. V. Piunno



ambiente
consulenza & ingegneria
esperienze per l'ambiente
Dott. Ing. A. Lucioni
Dott. Arch. M. Paglini
Dott. Arch. F. Marsiali
Dott. M. Pizzato
Agr. M.T. Colacresi



GEOTECNICA

Relazione geotecnica e sismica

| CODICE PROGETTO | | NOME FILE | | REVISIONE | SCALA: |
|-----------------|------------------------------------|-----------------------|-----------|---------------|------------|
| PROGETTO | LIV. PROG. ANNO | T00-GE00-GET-RE01-B | | | |
| BA322 | F 22 | T00GE00GETRE01 | | B | - |
| | | | | | |
| B | Revisione a seguito di nota CSLPPP | 11/2022 | S.Sacconi | D.Carlacchini | N.Granieri |
| A | Emissione | 07/2022 | S.Sacconi | D.Carlacchini | N.Granieri |
| REV. | DESCRIZIONE | DATA | REDATTO | VERIFICATO | APPROVATO |

INDICE

| | | |
|-------|--|----|
| 1 | PREMESSA..... | 3 |
| 2 | DESCRIZIONE DEL TRACCIATO..... | 4 |
| 3 | NORMATIVA DI RIFERIMENTO | 7 |
| 4 | INDAGINE ESEGUITE | 8 |
| 4.1 | CAMPAGNA DI INDAGINE 2022 | 8 |
| 5 | INQUADRAMENTO GEOLOGICO..... | 9 |
| 6 | CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA..... | 11 |
| 6.1 | DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE | 11 |
| 6.2 | UNITÀ GEOTECNICA CSC – CALCARI TIPO SCAGLIA..... | 11 |
| 6.3 | UNITÀ GEOTECNICA CE2 – CALCARI DI MONTE S. ANGELO..... | 21 |
| 6.4 | UNITÀ GEOTECNICA FUC – MARNE A FUCOIDI..... | 26 |
| 6.5 | UNITÀ GEOTECNICA CM – CALCARI TIPO MAIOLICA..... | 31 |
| 6.6 | UNITÀ GEOTECNICA DT | 36 |
| 6.7 | UNITÀ GEOTECNICA A | 38 |
| 6.8 | PROVE DI CARICO SU PIASTRA | 46 |
| 7 | MODELLO GEOTECNICO | 48 |
| 8 | REGIME DELLE PRESSIONI INTERSTIZIALI..... | 49 |
| 9 | PROBLEMATICHE DI CARATTERE GEOTECNICO | 50 |
| 9.1 | MURI DI SOSTEGNO E DI SOTTOSCARPA | 50 |
| 9.2 | PARATIE DI MICROPALI..... | 52 |
| 9.3 | PARETI CHIODATE | 53 |
| 9.4 | VIADOTTI | 53 |
| 9.4.1 | Adeguamento viadotto esistente..... | 57 |
| 9.5 | CAVALCAVIA..... | 59 |

Relazione geotecnica e sismica

| | | |
|-----|--|----|
| 9.6 | SOTTOVIA | 60 |
| 9.7 | TOMBINI IDRAULICI | 61 |
| 9.8 | GALLERIE NATURALI | 62 |
| 9.9 | GALLERIE ARTIFICIALI | 68 |
| 10 | CARATTERISTICHE DI SISMICITÀ DELL’AREA | 70 |

1 PREMESSA

La presente relazione geotecnica e sismica fa parte della documentazione allegata al progetto di Fattibilità Tecnico Economica che riguarda i lavori di realizzazione della viabilità di San Giovanni Rotondo e Realizzazione dell’asta di collegamento da San Giovanni Rotondo al Capoluogo Dauno - 4^ Stralcio – S.S. 693 SVV del Gargano – S.S. 89 Garganica – Collegamento Vico del Gargano – Mattinata – Tratto Vico del Gargano – Vieste, per una estesa complessiva di circa 18.5 km.

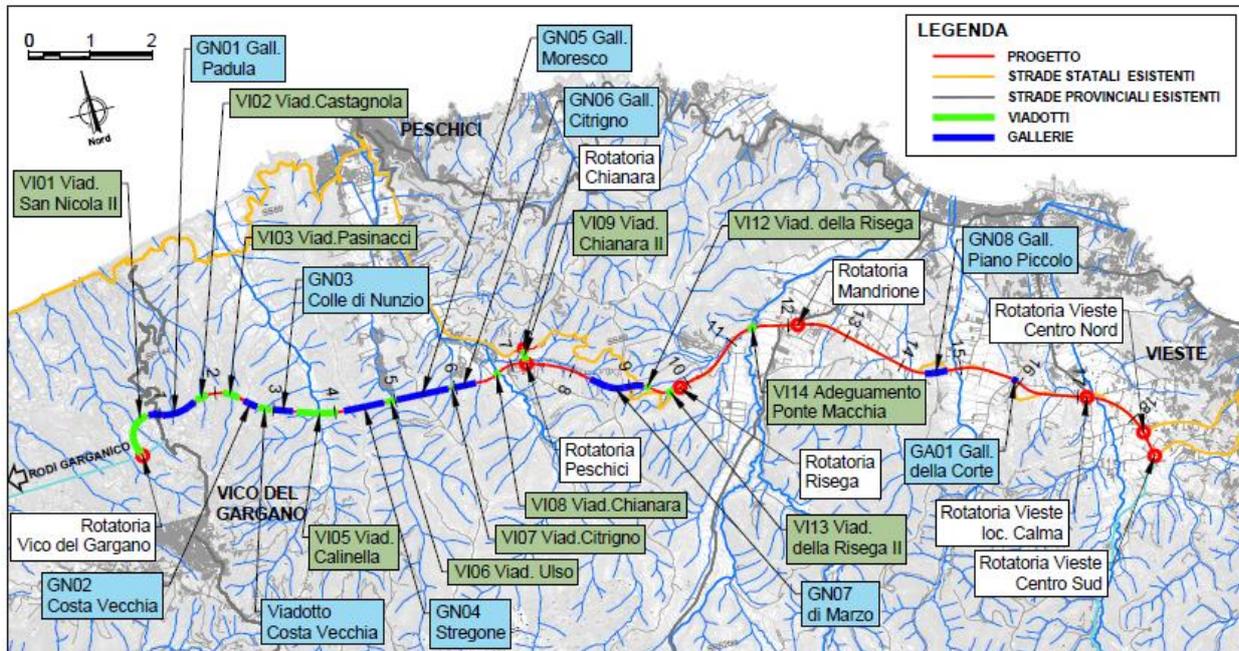
Nel presente studio sono state affrontate le tematiche di carattere geotecnico. Vengono, dunque, inizialmente descritte le campagne di indagini, il contesto geologico e a seguire viene presentata la caratterizzazione geotecnica e le caratteristiche di sismicità dell’area interessata dal progetto.

2 DESCRIZIONE DEL TRACCIATO

Nel presente progetto di fattibilità di seconda fase sono stati sviluppati i primi 18.5 km di tracciato individuati come ottimizzazione delle diverse soluzioni presentate nel Documento di Fattibilità delle alternative progettuali presentate da Anas nell’autunno del 2021 nell’ambito del Dibattito Pubblico (DB) per la nuova viabilità di progetto S.S. Garganica, sviluppata in parte in variante ed in parte come adeguamento in sede della attuale S.S.89.

Durante ed a seguito del DB le diverse soluzioni proposte sono state ottimizzate ed approfondite al fine di recepire, laddove possibile, le proposte e le richieste emerse nell’ambito di tale procedura dagli stakeholder intervenuti.

Da tale confronto è stata sviluppata una soluzione di progetto che, mantenendo i pregi dell’alternativa 1B presentata nel documento delle fattibilità delle alternative, è stata ottimizzata in termini di tracciato, geometria delle opere, accessibilità, impatti paesaggistici e naturalistici e cantierizzazione. Di seguito vengono descritti gli elementi principali di questa nuova strada.



La nuova viabilità di connessione tra Vico del Gargano e Vieste, di seguito denominata S.S. Garganica, ha origine con la rotatoria “Vico del Gargano” da realizzarsi in sede alla SS 693 (ex SSV del Gargano) proveniente da Lesina, circa 400 m prima dello svincolo esistente di Vico del Gargano (connessione della SS 693 con la SP 144 di collegamento con la SS 89 nel suo tratto litoraneo e la SP 528 per Vico del Gargano).

Il tracciato, completamente in nuova sede, presenta nella parte iniziale di circa 7 km diverse opere d’arte per superare una serie di rilievi e vallate in cui si attraversano diversi importanti corsi d’acqua quali il torrente Menaio, il Castagnola, il Calinella, l’Ulso e il Chianara:

- VI01- Viadotto San Nicola L=730 m;
- GN01- Galleria Padula L= 800 m;
- VI02 – Viadotto Castagnola L= 200 m;
- VI03 – Viadotto Pasinacci L=270 m;
- GN02 – Galleria Costa Vecchia L=267 m;

Relazione geotecnica e sismica

- VI04 - Viadotto Costa Vecchia L=210 m;
- GN03 - Galleria Colle di Nunzio L=315 m;
- VI05 - Viadotto Calinella L=660 m;
- GN04 - Galleria Stregone L=654 m;
- VI06 - Viadotto Ulso L=150 m;
- GN05 - Galleria Moresco L=848 m;
- VI07 - Viadotto Citrigno L=40 m;
- GN06 - Galleria Citrigno L=350 m;
- VI08 Viadotto Chianara L=600 m.

Al km 7+250 è ubicata la seconda **intersezione “Peschici”**, che costituisce il punto di accesso al nucleo abitato principale di Peschici ed alle sue frazioni.

Il tracciato, quindi, prosegue nuovamente in nuova sede a mezzacosta bypassando un tratto particolarmente tortuoso e acclive della SS 89 con questa sequenza di opere d'arte:

- VI10 - Viadotto Cerreglia L=60 m;
- VI11 - Viadotto Cerreglia II L=80 m;
- GN07 - Galleria di Marzo L=886 m;
- VI12 - Viadotto della Risega L= 70 m;
- VI13 - Viadotto della Risega II L=110 m.

Al km 9+850 è ubicata la **terza intersezione “Risega”** a rotatoria, che da questo punto in poi consente di essere adeguata in sede per un'estesa di quasi 9 km se si escludono dei punti singolari.

Il tracciato in progetto prevede il mantenimento del viadotto esistente VI14 -Viadotto Ponte Macchio al km 11+400 opportunamente adeguato e poi prosegue esattamente sulla sede esistente.

Al km 12+150 si prevede una **quarta intersezione “Mandrione”** a rotatoria, di connessione con la SP 52 bis “del Mandrione”, che rappresenta nel suo ramo verso la costa l'accesso a tutti i villaggi turistici e spiagge. Nella direzione contraria verso l'entroterra la SP 52 bis “del Mandrione” attraversa la Foresta Umbra fino a connettersi con la SP 52b nel territorio del Comune di Monte Sant'Angelo.

Tra il km 14+100 e il km 14+850, si ha una prima variante di tracciato che comporta la realizzazione di una galleria naturale di 362 m GN08 – Galleria Piano Piccolo; successivamente il tracciato torna in sede fino al km 15+100.

Tra il km 15+100 e il km 15+400, a seguito di una piccola rettifica della curva esistente, nasce la seconda variante locale, l'asse di tracciato si allontana in destra rispetto al tracciato attuale, altimetricamente trattasi prevalentemente di un tratto in rilevato.

La terza variante piano altimetrica si trova tra il km 15+900 e km 16+600 dove la rettifica del tracciato elimina una grande curva, ma determina la nascita di una galleria artificiale di 77 m di lunghezza GA01 – Galleria della Corte.

Al km 17+150 è presente la **quinta intersezione “Vieste – loc. Calma”** a rotatoria all'incrocio con SP 52 ter - in questo caso proprio raccogliendo una delle proposte emerse nel Dibattito Pubblico.

Le ultime due intersezioni rispettivamente ai km 18+250 e km 18+700 rappresentano i due accessi al centro storico di Vieste in particolare la **sesta intersezione definita “Vieste – Centro Nord”** e la **settima**

intersezione definita “Vieste – Centro Sud” entrambe a rotatoria in località Fugeredda/Focareta alle porte del centro abitato di Vieste dove terminare l’intervento che si sviluppa all’eterno del perimetro della Zona 1 del Parco Nazionale del Gargano.

Dall’ultimo caposaldo si potrà proseguire per la tratta terminale fino a Mattinata.

In tutto l’itinerario che si appoggia su l’esistente SS 89 la maggior parte degli accessi alle proprietà confinanti con la strada oggi esistenti vengono ripristinati tramite la realizzazione di viabilità locali di servizio a quella principale.

3 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

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

- Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” (GU Serie Generale n. 42 del 20-02-2018 – Suppl. Ordinario n. 8);
- Circolare 02/02/2009 “Istruzione C.S.LL.PP. per l’applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

4 INDAGINE ESEGUITE

Per la redazione della presente relazione si è fatto riferimento ai risultati della campagna di indagine svoltasi a luglio del 2022 e la successiva iniziata a settembre 2022.

Le indagini hanno previsto quasi sempre sondaggi geognostici in asse al tracciato; laddove i sondaggi sono posizionati in corrispondenza delle future gallerie, questi ultimi sono ubicati sia presso gli imbocchi, sia nelle tratte di massima copertura, con termine del carotaggio oltre l'arco rovescio. Al fine di valutare gli spessori delle formazioni e di caratterizzare le stesse da un punto di vista sismico sono state eseguite prospezioni MASW unitamente a prove *DownHole*. Il condizionamento di alcuni fori a piezometro ha consentito la misura della falda.

Inoltre, è stata effettuata una accurata campagna di rilievo geomeccanico di superficie, con l'individuazione di 35 stazioni geomeccaniche, opportunamente ubicate rispetto alle principali opere esistenti, che permettono di fornire un quadro circa le caratteristiche meccaniche delle unità litoidi presenti.

4.1 CAMPAGNA DI INDAGINE 2022

Durante la campagna di indagine svoltasi a luglio sono stati eseguite le seguenti prove:

- n.9 sondaggi a carotaggio continuo;
- n.8 prove *SPT*;
- n.9 prove pressiometriche/dilatometriche;
- n.3 prove *Lugeon*;
- n.2 prove *down-hole*;
- n.8 prove *Masw*;
- n.35 stazioni geomeccaniche;
- n.7 prove di carico su piastra.

Le indagini aggiuntive svoltesi a settembre hanno previsto:

- n.19 sondaggi a carotaggio continuo;
- n.35 *SPT*;
- n.4 prove pressiometriche/dilatometriche.

Le indagini di Fase 1 sono iniziate in data 21/06/2022 (ditta Apogeo srl di Altamura (BA)) ed i risultati sono riportati negli elaborati *T00-GEO0-GEO-RE01* - Report Indagini Geognostiche e *T00-GEO0-GEO-RE02* - Certificati Indagini Geognostiche.

Durante la campagna di indagine si sono registrati alcuni inconvenienti come il rinvenimento di liste di selce frequenti, che hanno comportato il rallentamento delle operazioni di perforazione, o addirittura il blocco delle stesse per rottura delle corone diamantate.

5 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Da un punto di vista geologico le formazioni interessate dal tracciato di progetto risultano essere:

- **Formazione CSc:** formazione calcari tipo “scaglia”, costituita da strati sottili di calcari micritici, leggermente farinosi, con liste e noduli di selce rossastra;
- **Formazione Ce2:** formazione calcari organogeni di Monte S. Angelo, costituita da lenti di megabreccie con blocchi e clasti plurimetrici derivanti dallo smantellamento del margine del Cretaceo inferiore;
- **Formazione FUC:** formazione marne a fucoidi, ricca in marne e *black shales* sedimentati durante eventi anossici (Cobianchi et al. 1997);
- **Formazione Cm:** formazione calcari tipo maiolica, consiste di calcari micritici bianchi, in strati sottili, con liste e noduli di selce ricchi in Calpionellidi e Nannoconus;
- **unità geologica dt:** detrito di falda, presente in corrispondenza delle testate e lungo i fianchi delle valli oppure entro le vallette secondarie, specialmente nelle zone di affioramento dei Calcari tipo «maiolica» e dei Calcari tipo «scaglia». Si tratta di materiali costituiti da un minuto brecciume calcareo con abbondanti elementi di selce, pur ricoprendo la roccia sottostante per estensioni notevoli;
- **Unità geologica a1:** alluvioni recenti terrazzate; i depositi terrazzati sono costituiti dai sedimenti di deposito più antichi, olocenici, costituiti da ghiaie e ciottoli di natura prevalentemente quarzosa con sabbia ghiaiosa calcarea, talora cementati, in parte erosi dall’azione fluviale conseguente ai processi combinati tettonica/abbassamenti e sollevamenti glacioeustatici;
- **Unità geologica a2:** alluvioni recenti non terrazzate; rappresentano invece il prodotto più recente, del periodo tardo glaciale, fino alle alluvioni attuali dei letti fluviali.

Come riportato nella relazione geologica per quanto riguarda i fenomeni carsici, *questi hanno quasi sempre ampio sviluppo nelle successioni carbonatiche di piattaforma infracretacee, mentre risultano molto meno frequenti o addirittura assenti nelle porzioni calcaree del Cretaceo sup. (COTECCHIA & MAGRI, 1966). Nel settore nord-orientale del Gargano (compresa la fascia interessata dal progetto) il carsismo risulta quasi totalmente assente, favorendo la presenza di sistemi di piccole valli separate da spartiacque a sommità subarrotondate, caratterizzate da litologie riferibili a calcari tipo scaglia e maiolica del Cretaceo (calcari marnosi, marne, con liste e noduli di selce) e calcareniti eoceniche a nummuliti.*

La formazione delle marne a fucoidi (FUC) come anche per le due principali formazioni carbonatiche, la Scaglia (CSc) e la Maiolica (Cm), contrariamente a quanto si osserva generalmente per i calcari, cui si attribuisce un medio-elevato grado di permeabilità, sempre per fratturazione e carsismo, non sono quasi per nulla carsificate vista la componente marnosa e selciosa presente. L’unica formazione potenzialmente interessata dal fenomeno è la formazione dei calcari di Monte S. Angelo (Ce2) presente solo nel tratto iniziale dell’opera dalla pk. 0+000.00 alla pk. 0+784.00.

Per quanto attiene l’aspetto geomorfologico, come anche riportato in relazione geologica, *le frane individuate dal PAI e che intersecano il profilo di progetto riguardano, tutte, l’instabilità di versante prodotta dalle profonde forre scavate dai corsi d’acqua, come detto, che creano un’elevata energia del rilievo con condizioni di pericolosità geologica di basso grado (P1) dovuta all’elevata acclività ed alla possibile azione regressiva dei fenomeni gravitativi per crollo o per scorrimento che, comunque, sarebbero riattivabili solo per una ripresa dell’azione incidente e di erosione spondale del corso d’acqua. Ad ogni modo tali criticità riguardano solo le spalle di alcuni dei viadotti e non richiedono interventi particolari se non una adeguata struttura fondale avendo cura di impedire lo scarico idrico lungo i cigli delle stesse criticità. Gli spessori coinvolti da questi antichi dissesti sono comunque limitati rispetto alla copertura della galleria poiché sono*

Relazione geotecnica e sismica

frane “denudazionali”, con quasi totale asportazione del detrito; inoltre, al di sotto del terreno agrario si ritrovano calcari tipo Scaglia.

Per maggiori dettagli si può fare riferimento all’elaborato “T00-GE00-GEO-RE03”.

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

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

6.1 DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

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

- **Unità geotecnica CSc:** formazione calcari tipo “scaglia”;
- **Unità geotecnica Ce2:** formazione calcari organogeni di monte S. Angelo;
- **Unità geotecnica FUC:** formazione marne a fucoidi;
- **Unità geotecnica Cm:** formazione calcari tipo maiolica;
- **Unità geotecnica dt:** detrito di falda;
- **Unità geotecnica a:** alluvioni recenti terrazzate e non terrazzate.

6.2 UNITÀ GEOTECNICA CSc – CALCARI TIPO SCAGLIA

Per l’unità è stato scelto un valore di peso specifico pari a 25 kN/m³.

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

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

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

La Figura 6.1 riporta lo schema per la valutazione dei cinque indici suddetti a partire dai dati di indagine grezzi.

Relazione geotecnica e sismica

| | | | | | | | |
|----------------------------------|---|---|--|---|---|--------|-------|
| 1. σ_7 (MPa) | > 200 | 200 ÷ 100 | 100 ÷ 50 | 50 ÷ 25 | 25 ÷ 10 | 10 ÷ 3 | 3 ÷ 1 |
| Indice parziale | 15 | 12 | 7 | 4 | 2 | 1 | 0 |
| 2. R_{QD} (%) | 100 ÷ 90 | 90 ÷ 75 | 75 ÷ 50 | 50 ÷ 25 | < 25 | | |
| Indice parziale | 20 | 17 | 13 | 8 | 3 | | |
| 3. J_s (m) | > 3 | 3 ÷ 1 | 1 ÷ 0.3 | 0.3 ÷ 0.06 | < 0.06 | | |
| Indice parziale | 30 | 25 | 20 | 10 | 5 | | |
| 4 Condizione delle discontinuità | Pareti molto scabre, giunti non continui, chiusi, roccia non alterata | Pareti poco scabre, apertura < 1 mm, roccia poco alterata | Pareti poco scabre, apertura < 1 mm, roccia molto alterata | Pareti laminate, riempimento < 5 mm, apertura 1 ÷ 5 mm, giunti continui | Riempimento mat. sciolto > 5 mm, apertura > 5 mm, giunti continui | | |
| Indice parziale | 25 | 20 | 12 | 6 | 0 | | |
| 5. Condizioni idrauliche | | | | | | | |
| Indice parziale | 10 | | | | | | |

Figura 6.1: Schema per la valutazione degli indici parziali A_1 ÷ A_5 .

L’indice parziale A_4 è stato stimato attraverso lo schema di valutazione di *Bieniawski* (1989) riportato in Figura 6.2 e scalato per tener conto che il massimo punteggio assegnabile è pari a 25.

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

Figura 6.2: Schema per la valutazione dell’indice parziale A_4 “Condizione delle discontinuità” della classifica tecnica RMR (Bieniawski 1989, modificata).

Sull’unità geotecnica CSc sono state eseguite le stazioni geomeccaniche Sg24 ÷ Sg35 per un totale di 12, la cui ubicazione è riportata nell’elaborato “T00-SG02-AMB-PL01÷02”. Di seguito, a titolo semplificato, si riportano le foto degli affioramenti di 4 delle stazioni geomeccaniche eseguite dalle quali si può notare come la formazione si presenta a volte più fratturata, a volte più massiva.

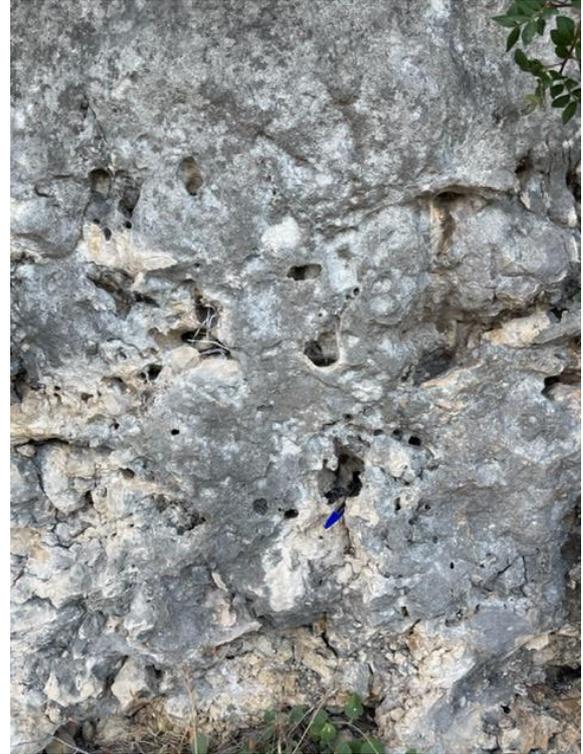


Figura 6.3: Unità geotecnica CSC – Sg27 (sinistra) e Sg30 (destra).



Figura 6.4: Unità geotecnica CSC – Sg32 (sinistra) e Sg35 (destra).

Relazione geotecnica e sismica

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

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

Ai fini della stima dell’indice A_1 si è utilizzato il valore medio delle 10 prove effettuate con il martello di *Schmidt* per ogni stazione geomeccanica. Di seguito in Tabella 1 si riporta il valore di σ_c minimo, medio e massimo ottenuto per ciascuna delle 12 stazioni geomeccaniche eseguite in questa unità geotecnica:

Tabella 1: Unità geotecnica CSc, riepilogo prove effettuate con il martello di *Schmidt*.

| Stazione geomeccanica | Indice di rimbalzo medio (<i>R</i>) | σ_c medio [MPa] | σ_c min [MPa] | σ_c max [MPa] |
|-----------------------|---------------------------------------|------------------------|----------------------|----------------------|
| Sg24 | 63,1 | 70,2 | 61,6 | 84,1 |
| Sg25 | 60,1 | 67,9 | 60,1 | 78,7 |
| Sg26 | 68,5 | 74,4 | 60,1 | 84,9 |
| Sg27 | 60,5 | 68,2 | 59,3 | 84,9 |
| Sg28 | 59 | 67,0 | 49,2 | 81,0 |
| Sg29 | 57,1 | 65,6 | 52,3 | 84,1 |
| Sg30 | 60,9 | 68,5 | 57,0 | 77,9 |
| Sg31 | 58,4 | 66,6 | 57,0 | 76,3 |
| Sg32 | 54,1 | 63,2 | 53,9 | 72,5 |
| Sg33 | 61,9 | 69,3 | 53,9 | 79,4 |
| Sg34 | 63,1 | 70,2 | 59,3 | 81,0 |
| Sg35 | 58,7 | 66,8 | 53,1 | 77,9 |

Per quanto riguarda il parametro *RQD*, dalle stazioni geomeccaniche sono stati stimati valori compresi tra 75 e 100 (cfr. elaborato “*T00-GE00-GEO-RE04*” - Relazione geomeccanica). Dall’esecuzione dei sondaggi, invece, tale valore è risultato decisamente più basso, spesso non determinabile (cfr. Figura 6.6). Ciò è legato alla natura del materiale (scaglia) che, pur essendo di buone caratteristiche meccaniche, quando sottoposto all’azione del carotaggio si frantuma e si disgrega, soprattutto se la perforazione avviene con carotiere semplice; il materiale, infatti, è abbastanza fratturato e a seguito del carotaggio si mostra come un insieme di ciottoli e piccoli spezzoni di carota litoide. Carote leggermente più integre, ma con minore recupero di materiale, si hanno quando viene impiegato il carotiere doppio. La bontà del materiale è comunque indicata dai numerosi affioramenti nelle scarpate naturali, anche di altezze notevoli; uno dei punti di affioramento più “suggestivi” è il faraglione di Pizzomunno e la falesia circostante (cfr. Figura 6.5), che simboleggiano la tenacità della formazione.



Figura 6.5: unità geotecnica Csc, Faraglione di Pizzomunno (Vieste).

La stima del parametro A_2 , pertanto a vantaggio di sicurezza è stata eseguita considerando l’RQD ottenuto dai sondaggi (cfr. A_2 sondaggi nella Tabella 2).



Figura 6.6: Unità geotecnica CSc – S25-PZ (sinistra) e S32-PZ (destra).

Di seguito in Tabella 2 è riportato il riepilogo degli indici parziali $A_1 \div A_5$ valutati sulla base dei risultati delle stazioni geomeccaniche ed il valore di GSI ottenuto.

Relazione geotecnica e sismica

Tabella 2: Unità geotecnica CSc - riepilogo indici parziali $A_1 \div A_5$.

| Stazione geomeccanica | Unità geotecnica | A_1 | A_2 stazioni | A_2 sondaggi | A_2 | A_3 | A_4 | A_5 | GSI |
|--------------------------|---------------------|-------|-------------------|-------------------|-------|-------|-------|-------|-----|
| Sg24 | CSc | 7 | 17 | 3 | 3 | 16 | 15 | 10 | 51 |
| Sg25 | CSc | 7 | 20 | 3 | 3 | 18 | 18 | 10 | 55 |
| Sg26 | CSc | 7 | 20 | 3 | 3 | 21 | 18 | 10 | 60 |
| Sg27 | CSc | 6 | 17 | 3 | 3 | 23 | 16 | 10 | 57 |
| Sg28 | CSc | 6 | 17 | 3 | 3 | 24 | 18 | 10 | 61 |
| Sg29 | CSc | 7 | 19 | 3 | 3 | 25 | 19 | 10 | 64 |
| Sg30 | CSc | 8 | 16 | 3 | 3 | 23 | 16 | 10 | 59 |
| Sg31 | CSc | 7 | 20 | 3 | 3 | 23 | 18 | 10 | 60 |
| Sg32 | CSc | 7 | 20 | 3 | 3 | 21 | 14 | 10 | 55 |
| Sg33 | CSc | 8 | 20 | 3 | 3 | 21 | 13 | 10 | 56 |
| Sg34 | CSc | 7 | 20 | 3 | 3 | 19 | 12 | 10 | 51 |
| Sg35 | CSc | 7 | 20 | 3 | 3 | 20 | 15 | 10 | 55 |

In Figura 6.7 sono riportati in forma grafica i valori di GSI ottenuti attraverso le stazioni geomeccaniche. In particolare, il valore medio che si ottiene è pari a 57 variando da un minimo di 51 a un massimo di 64.

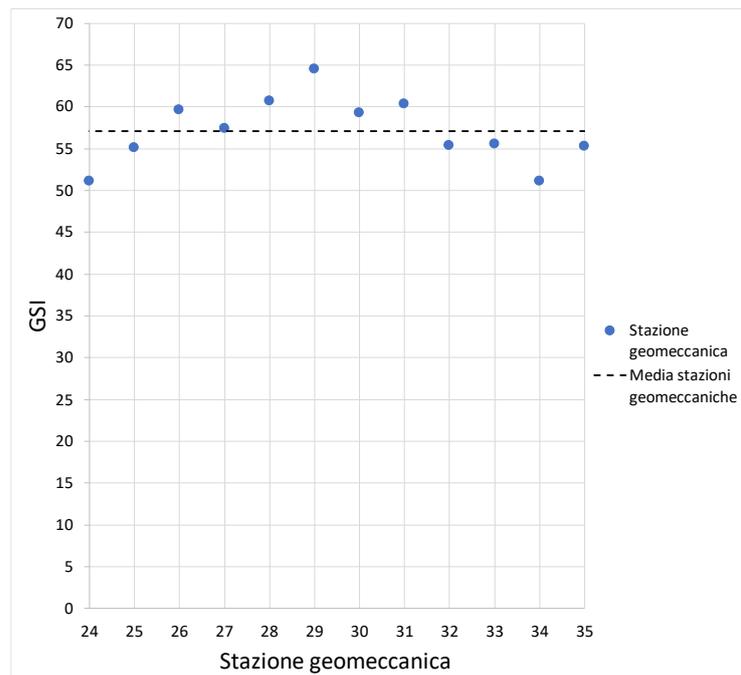


Figura 6.7: Unità geotecnica CSc, valori di GSI da stazioni geomeccaniche.

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

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

Relazione geotecnica e sismica

dove D , il fattore di disturbo, assume valori differenti in funzione del tipo di opera in progetto e delle caratteristiche di resistenza della roccia.

In particolare, solo a scopo esemplificativo si è proceduto al calcolo di E_m ponendo il valore di D pari a 0 e in tre diverse condizioni (σ_c (media dei minimi) - GSI minimi, σ_c - GSI medi e σ_c (media dei massimi) - GSI massimi). Sulla base di ciò, sono stati stimati i valori di moduli di Young riportati nella Tabella 3.

Tabella 3: Unità geotecnica CSc - riepilogo valori del modulo di Young.

| unità geotecnica | σ_c [MPa] | GSI | D | E_m [MPa] |
|------------------|------------------|------------|-----|-------------|
| CSc | 56,4 (min) | 51 (min) | 0 | 7972 |
| CSc | 68,1 (medio) | 57 (medio) | 0 | 12405 |
| CSc | 80,2 (max) | 64 (max) | 0 | 20568 |

Per l’unità in esame è stato anche valutato il modulo di Young in condizioni dinamiche partendo dall’elaborazione delle prospezioni Masw ricadenti nell’unità geotecnica di riferimento effettuate durante la campagna di indagini riportate nel §4 (Masw8, Masw9 e Masw12); per l’ubicazione in pianta vedere l’elaborato “T00-SG02-AMB-PL01÷02”.

In particolare, noti gli andamenti della velocità delle onde di taglio, V_s , da questi valori sono stati poi ricavati il modulo di Young a piccoli livelli di deformazione, E_0 , il modulo di taglio a piccoli livelli di deformazione G_0 , con le formule riportate a seguire:

$$E_0 = 2 \cdot \rho \cdot V_s^2 \cdot (1 + \nu)$$

$$G_0 = V_s^2 \cdot \rho$$

Nelle tabelle a seguire si riportano i risultati delle Masw ricadenti nell’unità geotecnica esaminata per i parametri sopra descritti:

Tabella 4: Unità geotecnica CSc – Masw8 - andamento di E_0 e G_0 con la profondità.

| MASW8 - scoppio 1 | | | | | |
|------------------------|-----------------|-------------------------------|-------|-------------|-------------|
| Profondità da p.c. (m) | $V_{s,i}$ [m/s] | γ [kN/m ³] | ν | G_0 [MPa] | E_0 [MPa] |
| 8,55 | 543 | 25 | 0,3 | 737 | 1917 |
| 13,00 | 543 | 25 | 0,3 | 737 | 1917 |
| 13,00 | 657 | 25 | 0,3 | 1079 | 2806 |
| 20,90 | 657 | 25 | 0,3 | 1079 | 2806 |
| 20,90 | 718 | 25 | 0,3 | 1289 | 3351 |
| 30,00 | 718 | 25 | 0,3 | 1289 | 3351 |
| MASW8 - scoppio 2 | | | | | |
| Profondità da p.c. (m) | $V_{s,i}$ [m/s] | γ [kN/m ³] | ν | G_0 [MPa] | E_0 [MPa] |
| 8,00 | 311 | 25 | 0,3 | 629 | 629 |
| 10,00 | 311 | 25 | 0,3 | 629 | 629 |
| 10,00 | 395 | 25 | 0,3 | 1014 | 1014 |

Relazione geotecnica e sismica

| | | | | | |
|-------|-----|----|-----|------|------|
| 14,79 | 395 | 25 | 0,3 | 1014 | 1014 |
| 14,79 | 551 | 25 | 0,3 | 759 | 1973 |
| 22,89 | 551 | 25 | 0,3 | 759 | 1973 |
| 22,89 | 630 | 25 | 0,3 | 992 | 2580 |
| 30,00 | 630 | 25 | 0,3 | 992 | 2580 |

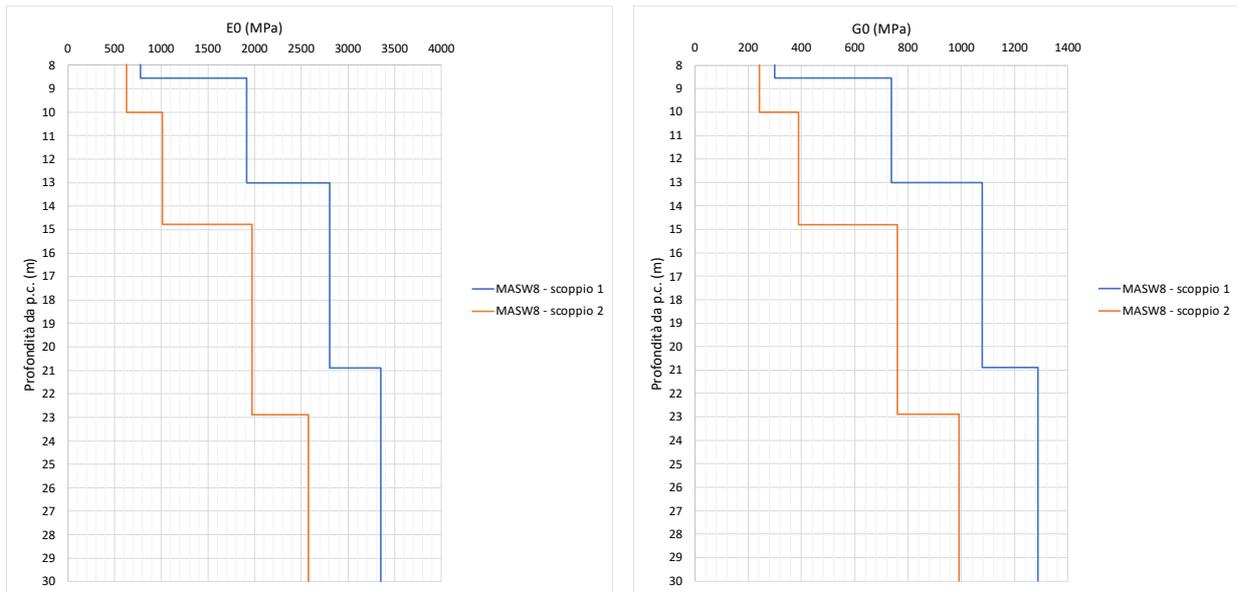


Figura 6.8: Unità geotecnica CSc – Masw8 - andamento di E_0 e G_0 con la profondità.

Tabella 5: Unità geotecnica CSc – Masw9 - andamento di E_0 e G_0 con la profondità.

| MASW9 - scoppio 1 | | | | | |
|------------------------|-----------------|-------------------------------|-------|-------------|-------------|
| Profondità da p.c. (m) | $V_{s,j}$ [m/s] | γ [kN/m ³] | ν | G_0 [MPa] | E_0 [MPa] |
| 0,00 | 708 | 25 | 0,3 | 1253 | 3258 |
| 3,50 | 708 | 25 | 0,3 | 1253 | 3258 |
| 3,50 | 1042 | 25 | 0,3 | 2714 | 7057 |
| 7,30 | 1042 | 25 | 0,3 | 2714 | 7057 |
| 7,30 | 1226 | 25 | 0,3 | 3758 | 9770 |
| 11,40 | 1226 | 25 | 0,3 | 3758 | 9770 |
| 11,40 | 1257 | 25 | 0,3 | 3950 | 10270 |
| 15,80 | 1257 | 25 | 0,3 | 3950 | 10270 |
| 15,80 | 1259 | 25 | 0,3 | 3963 | 10303 |
| 30,00 | 1259 | 25 | 0,3 | 3963 | 10303 |
| MASW9 - scoppio 2 | | | | | |
| Profondità da p.c. (m) | $V_{s,j}$ [m/s] | γ [kN/m ³] | ν | G_0 [MPa] | E_0 [MPa] |
| 0,00 | 468 | 25 | 0,3 | 548 | 1424 |

Relazione geotecnica e sismica

| | | | | | |
|-------|-----|----|-----|------|------|
| 4,50 | 468 | 25 | 0,3 | 548 | 1424 |
| 4,50 | 626 | 25 | 0,3 | 980 | 2547 |
| 9,62 | 626 | 25 | 0,3 | 980 | 2547 |
| 9,62 | 824 | 25 | 0,3 | 1697 | 4413 |
| 15,13 | 824 | 25 | 0,3 | 1697 | 4413 |
| 15,13 | 889 | 25 | 0,3 | 1976 | 5137 |
| 23,00 | 889 | 25 | 0,3 | 1976 | 5137 |
| 23,00 | 994 | 25 | 0,3 | 2470 | 6422 |
| 30,00 | 994 | 25 | 0,3 | 2470 | 6422 |

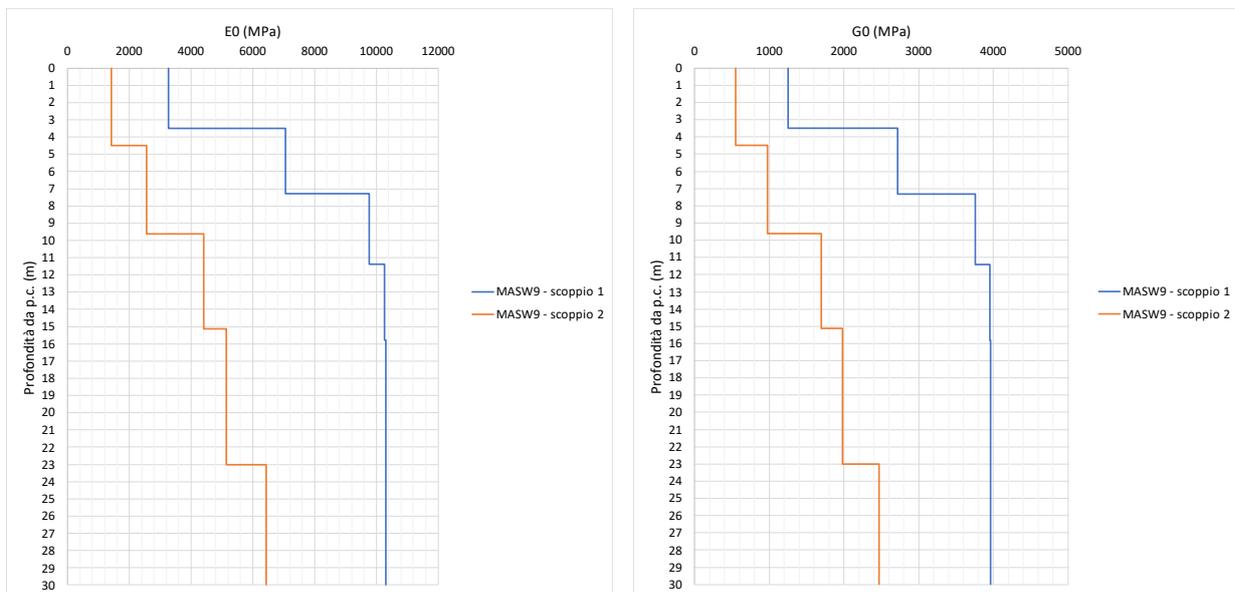


Figura 6.9: Unità geotecnica CSc – Masw9 - andamento di E_0 e G_0 con la profondità.

Tabella 6: Unità geotecnica CSc – Masw12 - andamento di E_0 e G_0 con la profondità.

| MASW12 - scoppio 1 | | | | | |
|------------------------|-----------------|-------------------------------|-------|-------------|-------------|
| Profondità da p.c. (m) | $V_{s,i}$ [m/s] | γ [kN/m ³] | ν | G_0 [MPa] | E_0 [MPa] |
| 0,00 | 353 | 25 | 0,3 | 312 | 810 |
| 3,00 | 353 | 25 | 0,3 | 312 | 810 |
| 3,00 | 556 | 25 | 0,3 | 773 | 2009 |
| 7,40 | 556 | 25 | 0,3 | 773 | 2009 |
| 7,40 | 997 | 25 | 0,3 | 2485 | 6461 |
| 11,30 | 997 | 25 | 0,3 | 2485 | 6461 |
| 11,30 | 1063 | 25 | 0,3 | 2825 | 7345 |
| 15,70 | 1063 | 25 | 0,3 | 2825 | 7345 |
| 15,70 | 1089 | 25 | 0,3 | 2965 | 7708 |
| 30,00 | 1089 | 25 | 0,3 | 2965 | 7708 |

MASW12 - scoppio 2

Relazione geotecnica e sismica

| Profondità da p.c. (m) | $V_{s,i}$ [m/s] | γ [kN/m ³] | ν | G_0 [MPa] | E_0 [MPa] |
|------------------------|-----------------|-------------------------------|-------|-------------|-------------|
| 0,00 | 390 | 25 | 0,3 | 380 | 989 |
| 3,60 | 390 | 25 | 0,3 | 380 | 989 |
| 3,60 | 635 | 25 | 0,3 | 1008 | 2621 |
| 8,85 | 635 | 25 | 0,3 | 1008 | 2621 |
| 8,85 | 866 | 25 | 0,3 | 1875 | 4875 |
| 15,75 | 866 | 25 | 0,3 | 1875 | 4875 |
| 15,75 | 938 | 25 | 0,3 | 2200 | 5719 |
| 23,45 | 938 | 25 | 0,3 | 2200 | 5719 |
| 23,45 | 969 | 25 | 0,3 | 2347 | 6103 |
| 30,00 | 969 | 25 | 0,3 | 2347 | 6103 |

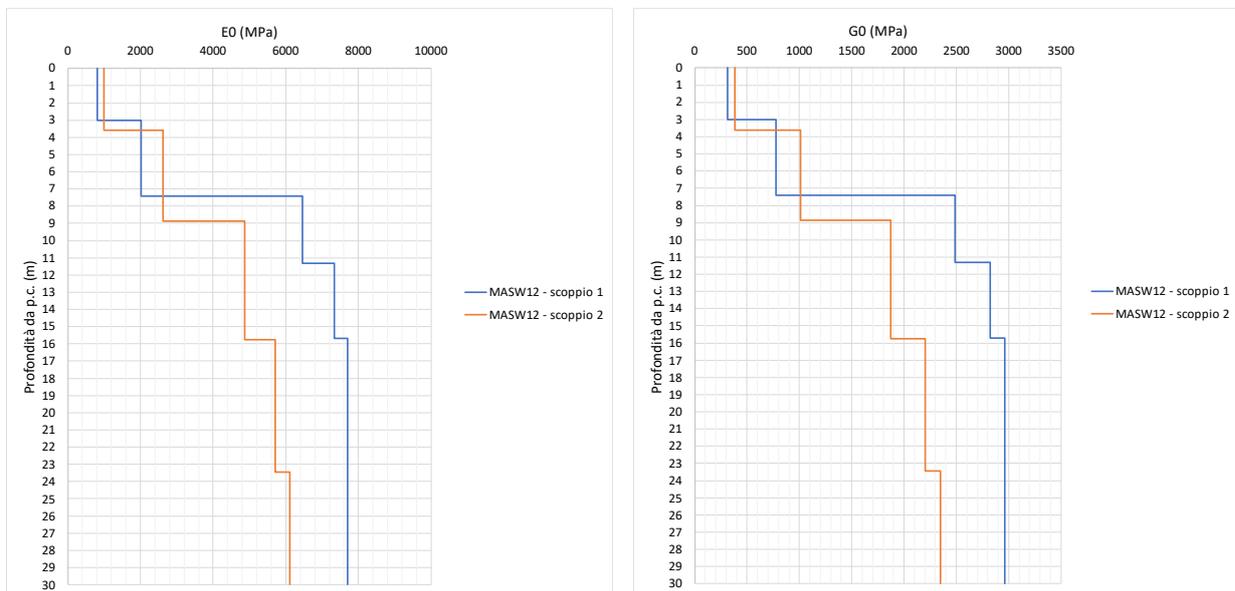


Figura 6.10: Unità geotecnica CSc – Masw12 - andamento di E_0 e G_0 con la profondità.

Per l'unità in esame sono state anche effettuate prove pressiometriche/dilatometriche che hanno restituito i valori riportati nella tabella a seguire:

Tabella 7: Unità geotecnica CSc - riepilogo prove pressiometriche/dilatometriche.

| Sondaggio | Profondità (m. da p.c.) | E' [MPa] |
|-----------|-------------------------|------------|
| S25 | 25 | 513,7 |
| S25 | 40 | 1291,1 |
| S32 | 5 | 522,0 |
| S32 | 10 | 1023,3 |
| S32 | 20 | 1891,1 |

Inoltre, operativamente, è possibile correlare il valore del modulo di Young (E') al modulo di Young a piccoli livelli di deformazione essendo un’aliquota di quest’ultimo variabile nel caso di rocce da 1/3 a 1/5 (nel grafico a seguire è stato scelto un valore di 1/4).

Nel grafico a seguire si riportano i valori di E' ottenuti con le diverse prove a disposizione:

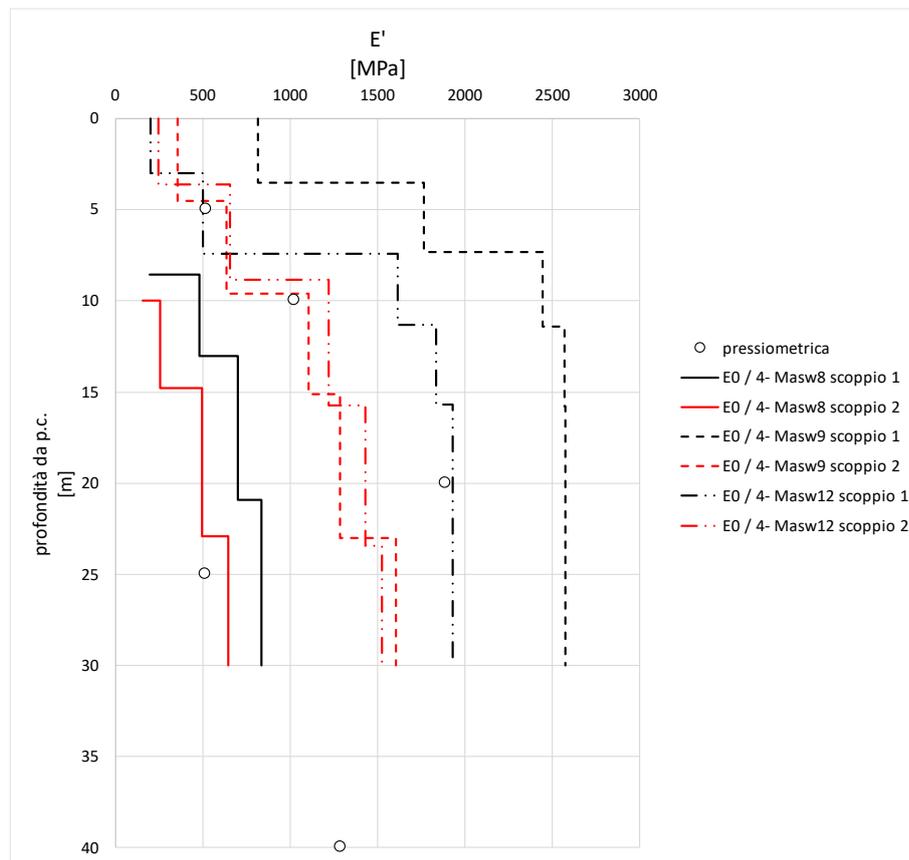


Figura 6.11: Unità geotecnica CSc – Valori di E' ottenuti con le diverse prove a disposizione.

È stata inoltre eseguita una prova *Lugeon* che ha restituito i seguenti valori di permeabilità:

| Sondaggio | Profondità prova (m) | k [m/s] |
|-----------|----------------------|----------|
| S25-PZ | 29,00 - 34,00 | 2,58E-06 |

L’impiego dei parametri ottenuti in precedenza rimane a discrezione del progettista della specifica opera, sulla base della perturbazione che provoca la realizzazione dell’opera (aumento dello stato tensionale, riduzione dello stato tensionale) e della tipologia della stessa (scavo a cielo aperto, fondazione, opera di sostegno).

6.3 UNITÀ GEOTECNICA Ce2 – CALCARI DI MONTE S. ANGELO

Per l’unità è stato scelto un valore di peso specifico pari a 25 kN/m³.

Sull’unità geotecnica Ce2 sono state eseguite le stazioni geomeccaniche Sg1 ÷ Sg3 per un totale di 3, la cui ubicazione è riportata nell’elaborato “T00-SG02-AMB-PL01÷02”. Di seguito, a titolo semplificato, si riportano le foto degli affioramenti delle stazioni geomeccaniche eseguite.



Figura 6.12: Unità geotecnica Ce2 – Sg1 (sinistra), Sg2 (destra).



Figura 6.13: Unità geotecnica Ce2 – Sg3.

Il valore di GSI è stato ottenuto come illustrato precedentemente per l'unità CSc. Ai fini della stima dell'indice A_1 si è utilizzato il valore medio delle 10 prove effettuate attraverso il martello di *Schmidt* per

Relazione geotecnica e sismica

ogni stazione geomeccanica. Di seguito in Tabella 8 si riporta σ_c minimo, medio e massimo ottenuto per ciascuna delle 3 stazioni geomeccaniche eseguite in questa unità geotecnica:

Tabella 8: Unità geotecnica Ce2 - riepilogo prove effettuate con il martello di Schmidt.

| Stazione geomeccanica | Indice di rimbalzo medio (R) | σ_c medio [MPa] | σ_c min [MPa] | σ_c max [MPa] |
|-----------------------|------------------------------|------------------------|----------------------|----------------------|
| Sg1 | 47,7 | 58,3 | 49,2 | 71,7 |
| Sg2 | 49,4 | 59,6 | 52,3 | 70,1 |
| Sg3 | 42,3 | 54,1 | 46,1 | 64,7 |

Per quanto riguarda il parametro RQD , dalle stazioni geomeccaniche sono stati stimati valori compresi tra 50 e 100 (cfr. elaborato “T00-GE00-GEO-RE04” - Relazione geomeccanica). Anche per questa unità come fatto in precedenza per l’unità CSc, vista la relativa uniformità delle formazioni presenti si è deciso di assegnare al parametro A_2 un valore più basso rispetto a quello ottenibile dagli esiti delle stazioni geomeccaniche.

Di seguito in Tabella 9 è riportato il riepilogo degli indici parziali $A_1 \div A_5$ valutati sulla base dei risultati delle stazioni geomeccaniche ed il valore di GSI ottenuto.

Tabella 9: Unità geotecnica Ce2 - riepilogo indici parziali $A_1 \div A_5$.

| Stazione geomeccanica | Unità geotecnica | A_1 | A_2 stazioni | A_2 | A_3 | A_4 | A_5 | GSI |
|-----------------------|------------------|-------|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Sg1 | Ce2 | 6 | 20 | 3 | 18 | 22 | 10 | 59 |
| Sg2 | Ce2 | 6 | 20 | 3 | 22 | 20 | 10 | 61 |
| Sg3 | Ce2 | 5 | 13 | 3 | 13 | 14 | 10 | 45 |

In Figura 6.14 sono riportati in forma grafica i valori di GSI ottenuti attraverso le stazioni geomeccaniche. In particolare, il valore medio che si ottiene è pari a 55.

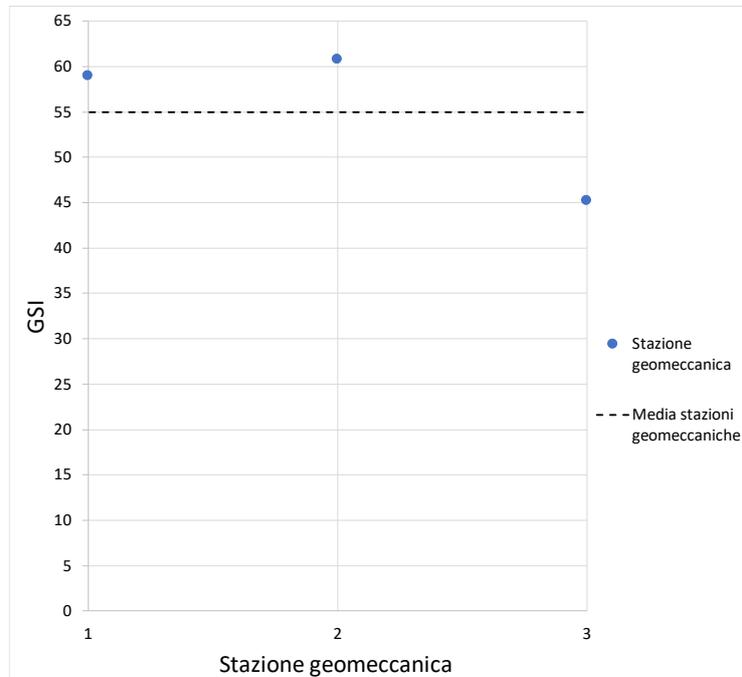


Figura 6.14: Unità geotecnica Ce2 - valori di GSI da stazioni geomeccaniche.

Relazione geotecnica e sismica

Di seguito in Tabella 10, come fatto in precedenza per l'unità geotecnica CSc, si riporta il modulo di rigidezza dell'ammasso roccioso.

Tabella 10: Unità geotecnica Ce2 - riepilogo valori del modulo di Young.

| unità geotecnica | σ_c [MPa] | GSI | D | Em [MPa] |
|------------------|------------------|-----------|---|----------|
| Ce2 | 49,2(min) | 45(min) | 0 | 5586 |
| Ce2 | 57,3(medio) | 55(medio) | 0 | 10103 |
| Ce2 | 68,8(max) | 61(max) | 0 | 15465 |

Per l'unità in esame, come precedentemente fatto per l'unità CSc è stato anche valutato il modulo di Young in condizioni dinamiche partendo dall'elaborazione delle prospezioni Masw ricadenti nell'unità geotecnica di riferimento effettuate durante la campagna di indagini riportate nel §4 (Masw 1).

In Tabella 11 si riportano i risultati della Masw 1 ricadente nell'unità geotecnica esaminata per i parametri sopra descritti:

Tabella 11: Unità geotecnica Ce2 – Masw1 - andamento di E_0 e G_0 con la profondità.

| MASW1 - scoppio 1 | | | | | |
|------------------------|-----------------|-------------------------------|-------|-------------|-------------|
| Profondità da p.c. (m) | $V_{s,i}$ [m/s] | γ [kN/m ³] | ν | G_0 [MPa] | E_0 [MPa] |
| 0,00 | 684 | 25 | 0,3 | 1170 | 3041 |
| 3,30 | 684 | 25 | 0,3 | 1170 | 3041 |
| 3,30 | 717 | 25 | 0,3 | 1285 | 3342 |
| 7,20 | 717 | 25 | 0,3 | 1285 | 3342 |
| 7,20 | 1578 | 25 | 0,3 | 6225 | 16186 |
| 11,90 | 1578 | 25 | 0,3 | 6225 | 16186 |
| 11,90 | 1633 | 25 | 0,3 | 6667 | 17333 |
| 17,60 | 1633 | 25 | 0,3 | 6667 | 17333 |
| 17,60 | 1480 | 25 | 0,3 | 5476 | 14238 |
| 30,00 | 1480 | 25 | 0,3 | 5476 | 14238 |
| MASW1 - scoppio 2 | | | | | |
| Profondità da p.c. (m) | $V_{s,i}$ [m/s] | γ [kN/m ³] | ν | G_0 [MPa] | E_0 [MPa] |
| 0,00 | 506 | 25 | 0,3 | 640 | 1664 |
| 2,00 | 506 | 25 | 0,3 | 640 | 1664 |
| 2,00 | 487 | 25 | 0,3 | 593 | 1542 |
| 4,70 | 487 | 25 | 0,3 | 593 | 1542 |
| 4,70 | 918 | 25 | 0,3 | 2107 | 5478 |
| 8,40 | 918 | 25 | 0,3 | 2107 | 5478 |
| 8,40 | 1116 | 25 | 0,3 | 3114 | 8095 |
| 13,50 | 1116 | 25 | 0,3 | 3114 | 8095 |
| 13,50 | 1140 | 25 | 0,3 | 3249 | 8447 |
| 30,00 | 1140 | 25 | 0,3 | 3249 | 8447 |

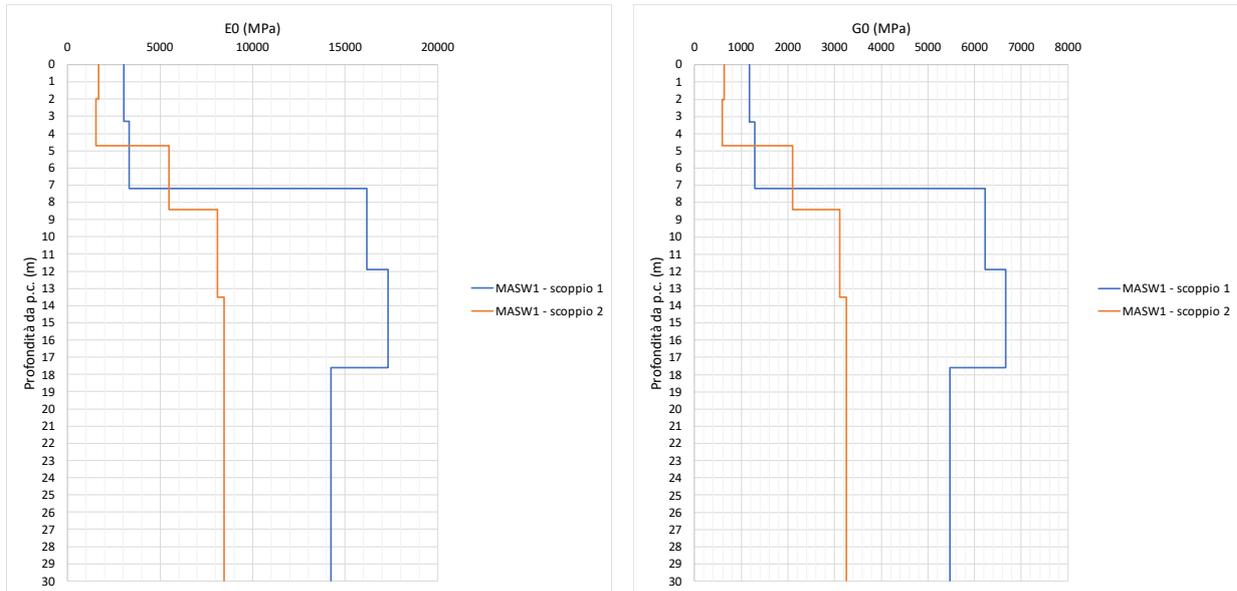


Figura 6.15: Unità geotecnica Ce2 – Masw1 - andamento di E_0 e G_0 con la profondità.

Inoltre, operativamente, è possibile correlare il valore del modulo di Young (E') al modulo di Young a piccoli livelli di deformazione essendo un'aliquota di quest'ultimo variabile nel caso di rocce da 1/3 a 1/5 (nel grafico a seguire è stato scelto un valore di 1/4).

Nel grafico a seguire si riportano i valori di E' ottenuti con le diverse prove a disposizione

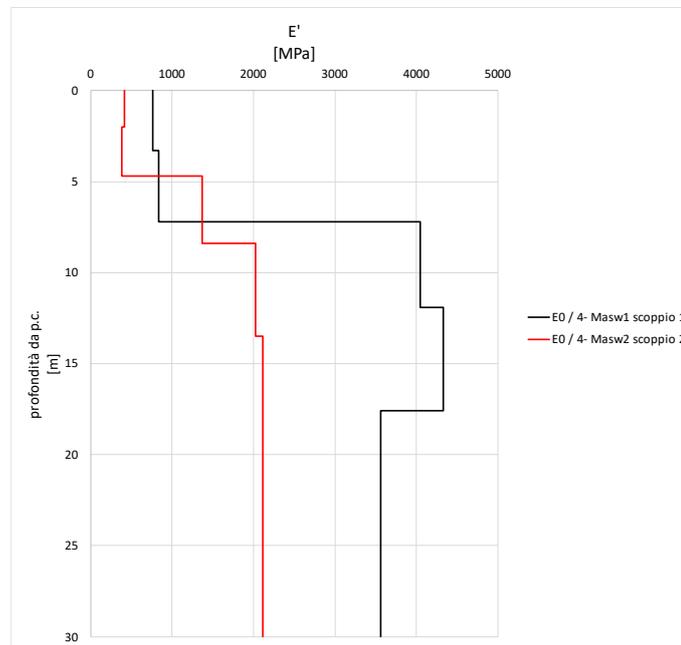


Figura 6.16: Unità geotecnica Ce2 – Valori di E' ottenuti con le diverse prove a disposizione.

L'impiego dei parametri ottenuti in precedenza rimane a discrezione del progettista della specifica opera, sulla base della perturbazione che provoca la realizzazione dell'opera (aumento dello stato tensionale, riduzione dello stato tensionale) e della tipologia della stessa (scavo a cielo aperto, fondazione, opera di sostegno).

6.4 UNITÀ GEOTECNICA FUC – MARNE A FUCOIDI

Per l’unità è stato scelto un valore di peso specifico pari a 25 kN/m³.

Sull’unità geotecnica FUC sono state eseguite le stazioni geomeccaniche Sg4 e Sg5, la cui ubicazione è riportata nell’elaborato “T00-SG02-AMB-PL01÷02”. Di seguito, a titolo semplificativo, si riportano le foto degli affioramenti delle stazioni geomeccaniche eseguite.

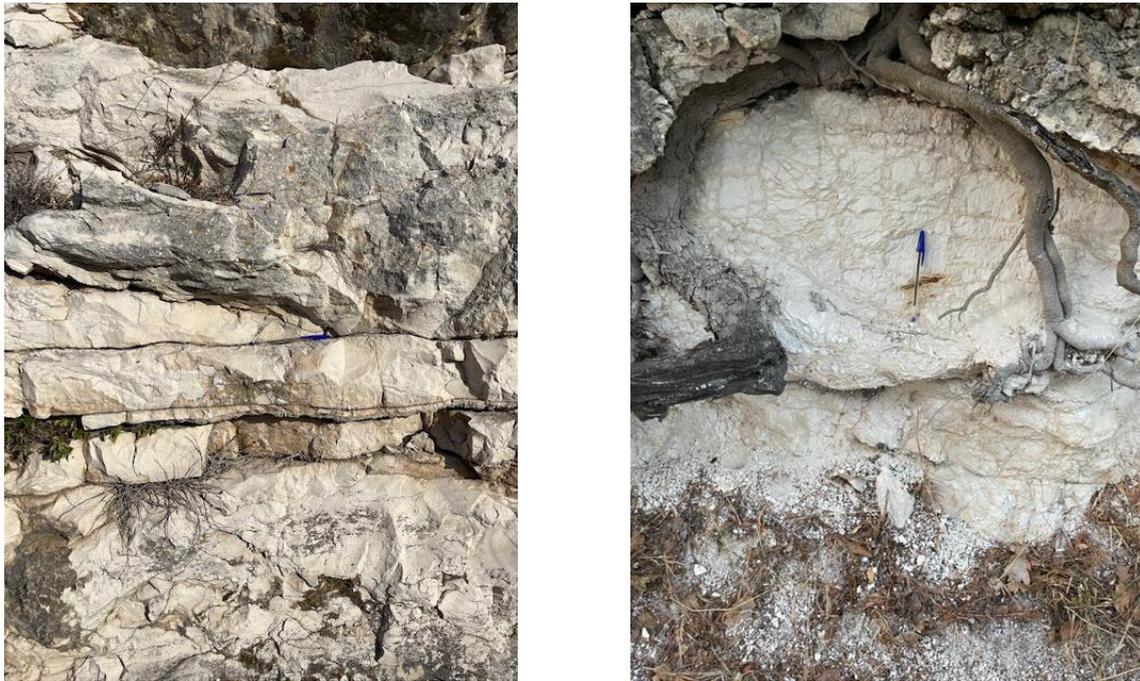


Figura 6.17: Unità geotecnica FUC – Sg4 (sinistra) e Sg5 (destra).

Il valore di GS_I è stato ottenuto come illustrato precedentemente per l’unità CSC.

Ai fini della stima dell’indice A_1 si è utilizzato il valore medio delle 10 prove effettuate attraverso il martello di *Schmidt* per ogni stazione geomeccanica. Di seguito in Tabella 12 si riporta σ_c minimo, medio e massimo ottenuto per ciascuna delle stazioni geomeccaniche eseguite in questa unità geotecnica:

Tabella 12: Unità geotecnica FUC - riepilogo prove effettuate con il martello di *Schmidt*.

| Stazione geomeccanica | Indice di rimbalzo medio (R) | σ_c medio [MPa] | σ_c min [MPa] | σ_c max [MPa] |
|-----------------------|------------------------------|------------------------|----------------------|----------------------|
| Sg4 | 41,8 | 53,70 | 42,2 | 69,4 |
| Sg5 | 46,7 | 57,5 | 46,1 | 72,5 |

Per quanto riguarda il parametro RQD , dalle stazioni geomeccaniche sono stati stimati valori compresi tra 75 e 90 (cfr. elaborato “T00-GE00-GEO-RE04” - Relazione geomeccanica). Dall’esecuzione dei sondaggi, invece, tale valore è risultato decisamente più basso, spesso non determinabile (cfr. Figura 6.18). Ciò è legato alla natura del materiale, che, pur essendo di buone caratteristiche meccaniche, quando sottoposto all’azione del carotaggio si frantuma e si disgrega, soprattutto se la perforazione avviene con carotiere semplice; il materiale, infatti, è molto fratturato con intercalazioni argillose limose plastiche e argillitiche, di colore beige e a seguito del carotaggio si mostra come un insieme di ciottoli e piccoli spezzoni di carota litoide.

Di seguito in Tabella 13 è riportato il riepilogo degli indici parziali $A_1 \div A_5$ valutati sulla base dei risultati delle stazioni geomeccaniche ed il valore di GSI ottenuto (cfr. Figura 6.18).

La stima del parametro A_2 , pertanto a vantaggio di sicurezza è stata eseguita considerando l’RQD ottenuto dai sondaggi (cfr. $A_{2\text{ sondaggi}}$ nella Tabella 13).



Figura 6.18: Unità geotecnica FUC – S21-PZ.

Tabella 13: Unità geotecnica FUC - riepilogo indici parziali $A_1 \div A_5$.

| Stazione geomeccanica | Unità geotecnica | A_1 | A_2 | | A_2 | A_3 | A_4 | A_5 | GSI |
|--------------------------|---------------------|-------|----------|----------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | | stazioni | sondaggi | | | | | |
| Sg4 | FUC | 5 | 17 | 3 | 3 | 22 | 10 | 10 | 50 |
| Sg5 | FUC | 6 | 17 | 3 | 3 | 23 | 8 | 10 | 51 |

In Figura 6.19 sono riportati in forma grafica i valori di GSI ottenuti attraverso le stazioni geomeccaniche. In particolare, il valore medio che si ottiene è pari a 50.

Relazione geotecnica e sismica

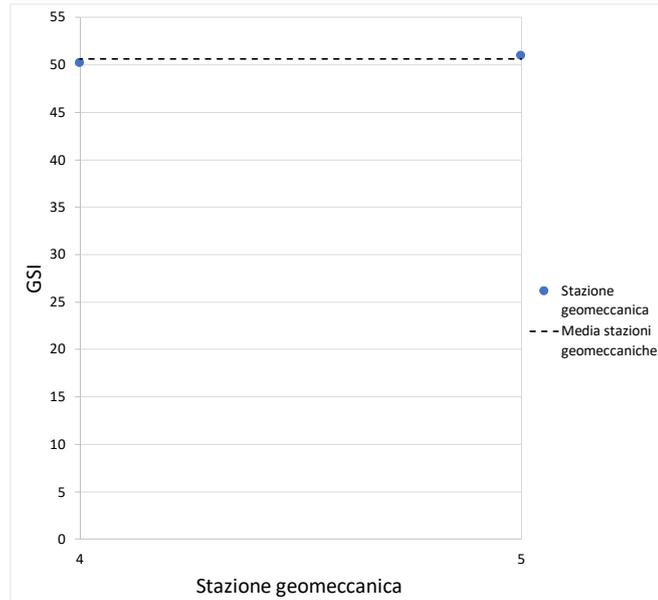


Figura 6.19: Unità geotecnica FUC - valori di GSI da stazioni geomeccaniche.

Di seguito in Tabella 14, come fatto in precedenza per l’unità geotecnica CSc, si riporta il modulo di rigidità dell’ammasso roccioso ottenuto con la formula di Hoek, Carranza-Torres, avendo assunto $D=0$.

Tabella 14: Unità geotecnica FUC - riepilogo valori del modulo di Young.

| unità geotecnica | σ_c [MPa] | GSI | D | Em [MPa] |
|------------------|------------------|-----|---|----------|
| FUC | 44,2(min) | 50 | 0 | 6723 |
| FUC | 55,6(medio) | 50 | 0 | 7723 |
| FUC | 70,9(max) | 51 | 0 | 8929 |

Per l’unità in esame, come precedentemente fatto per l’unità CSc è stato anche valutato il modulo di Young in condizioni dinamiche partendo dall’elaborazione delle prospezioni Masw ricadenti nell’unità geotecnica di riferimento effettuate durante la campagna di indagini riportate nel §4 (Masw6 – Masw7).

Nelle tabelle a seguire si riportano i risultati delle Masw ricadente nell’unità geotecnica esaminata per i parametri sopra descritti:

Tabella 15: Unità geotecnica FUC – Masw6 - andamento di E_0 e G_0 con la profondità.

| MASW6 - scoppio 1 | | | | | |
|------------------------|-----------------|-------------------------------|-------|-------------|-------------|
| Profondità da p.c. (m) | $V_{s,i}$ [m/s] | γ [kN/m ³] | ν | G_0 [MPa] | E_0 [MPa] |
| 0,00 | 430 | 25 | 0,3 | 462 | 1202 |
| 5,20 | 430 | 25 | 0,3 | 462 | 1202 |
| 5,20 | 540 | 25 | 0,3 | 729 | 1895 |
| 11,20 | 540 | 25 | 0,3 | 729 | 1895 |
| 11,20 | 712 | 25 | 0,3 | 1267 | 3295 |
| 18,20 | 712 | 25 | 0,3 | 1267 | 3295 |
| 18,20 | 1031 | 25 | 0,3 | 2657 | 6909 |

Relazione geotecnica e sismica

| 26,40 | 1031 | 25 | 0,3 | 2657 | 6909 |
|------------------------|-----------------|-------------------------------|-------|-------------|-------------|
| 26,40 | 1145 | 25 | 0,3 | 3278 | 8522 |
| 30,00 | 1145 | 25 | 0,3 | 3278 | 8522 |
| MASW6 - scoppio 2 | | | | | |
| Profondità da p.c. (m) | $V_{s,i}$ [m/s] | γ [kN/m ³] | ν | G_0 [MPa] | E_0 [MPa] |
| 0,00 | 255 | 25 | 0,3 | 163 | 423 |
| 2,40 | 255 | 25 | 0,3 | 163 | 423 |
| 2,40 | 402 | 25 | 0,3 | 404 | 1050 |
| 5,80 | 402 | 25 | 0,3 | 404 | 1050 |
| 5,80 | 673 | 25 | 0,3 | 1132 | 2944 |
| 19,03 | 673 | 25 | 0,3 | 1132 | 2944 |
| 19,03 | 863 | 25 | 0,3 | 1862 | 4841 |
| 25,83 | 863 | 25 | 0,3 | 1862 | 4841 |
| 25,83 | 961 | 25 | 0,3 | 2309 | 6003 |
| 30,00 | 961 | 25 | 0,3 | 2309 | 6003 |

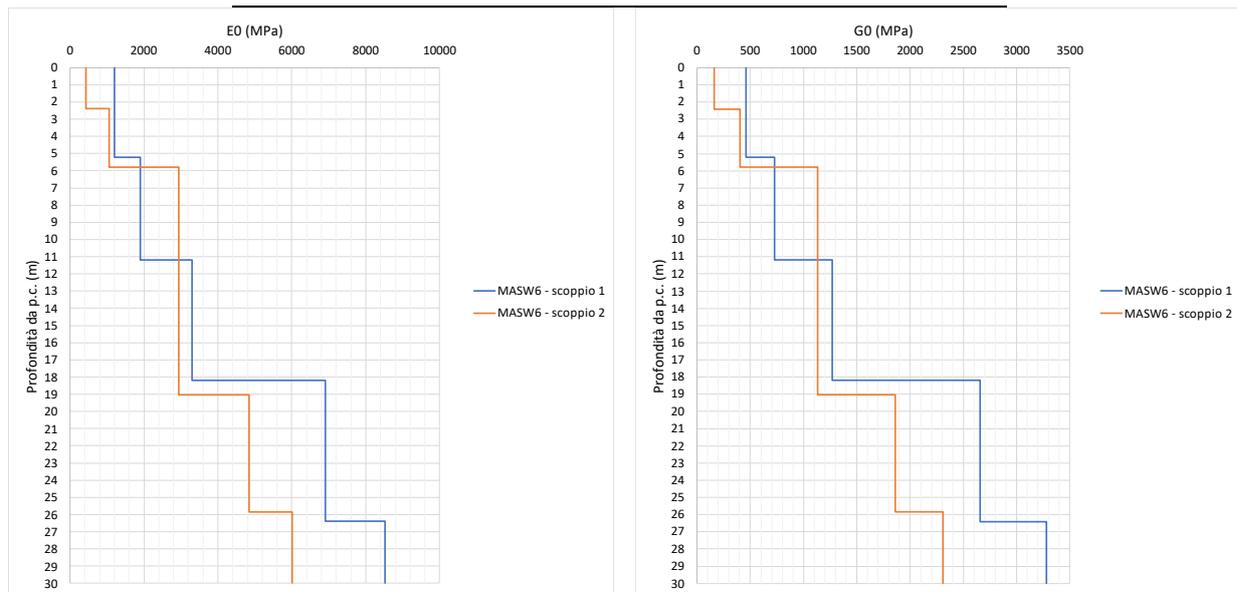


Figura 6.20: Unità geotecnica FUC – Masw6 - andamento di E_0 e G_0 con la profondità.

Tabella 16: Unità geotecnica FUC – Masw7 - andamento di E_0 e G_0 con la profondità.

| MASW7 - scoppio 1 | | | | | |
|------------------------|-----------------|-------------------------------|-------|-------------|-------------|
| Profondità da p.c. (m) | $V_{s,i}$ [m/s] | γ [kN/m ³] | ν | G_0 [MPa] | E_0 [MPa] |
| 11,00 | 608 | 25 | 0,3 | 924 | 2403 |
| 14,40 | 608 | 25 | 0,3 | 924 | 2403 |
| 14,40 | 710 | 25 | 0,3 | 1260 | 3277 |
| 22,20 | 710 | 25 | 0,3 | 1260 | 3277 |
| 22,20 | 790 | 25 | 0,3 | 1560 | 4057 |

Relazione geotecnica e sismica

| 30,00 | 790 | 25 | 0,3 | 1560 | 4057 |
|------------------------|-----------------|-------------------------------|-------|-------------|-------------|
| MASW7 - scoppio 2 | | | | | |
| Profondità da p.c. (m) | $V_{s,i}$ [m/s] | γ [kN/m ³] | ν | G_0 [MPa] | E_0 [MPa] |
| 11,00 | 512 | 25 | 0,3 | 655 | 1704 |
| 19,65 | 512 | 25 | 0,3 | 655 | 1704 |
| 19,65 | 575 | 25 | 0,3 | 827 | 2149 |
| 30,00 | 575 | 25 | 0,3 | 827 | 2149 |
| 30,00 | 670 | 25 | 0,3 | 1122 | 2918 |
| 30,00 | 670 | 25 | 0,3 | 1122 | 2918 |

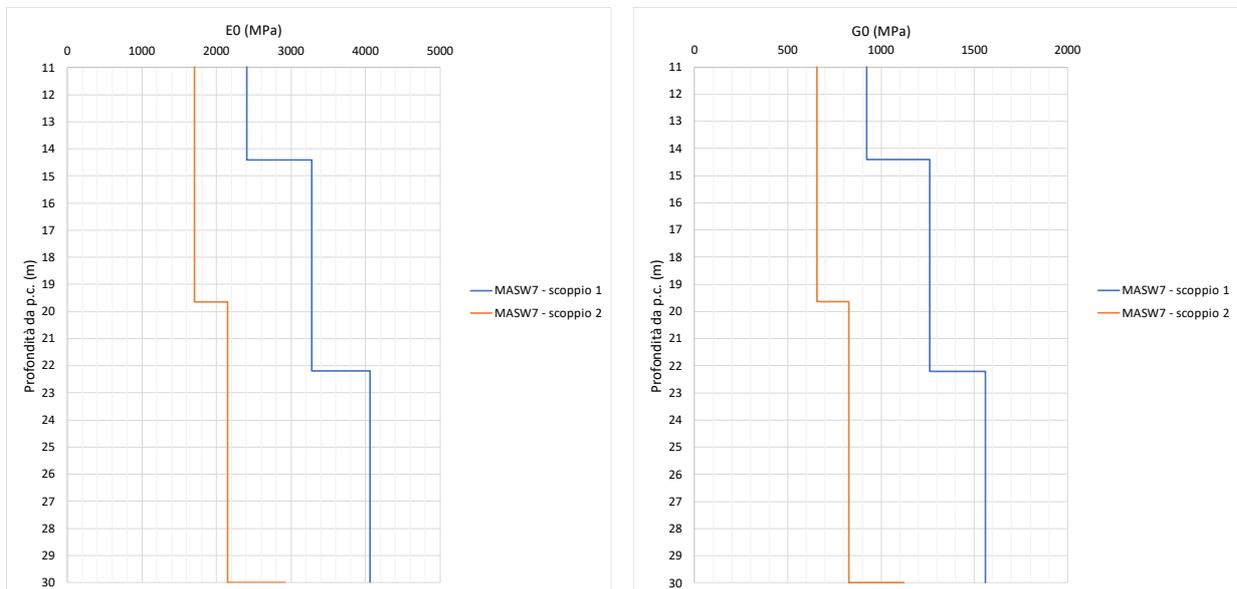


Figura 6.21: Unità geotecnica FUC – Masw7 - andamento di E_0 e G_0 con la profondità.

Per l'unità in esame sono state anche effettuate prove pressiometriche/dilatometriche che hanno restituito i valori riportati nella tabella a seguire:

Tabella 17: Unità geotecnica FUC - riepilogo prove pressiometriche/dilatometriche.

| Sondaggio | Profondità (m. da p.c.) | E' [MPa] |
|-----------|-------------------------|------------|
| S05 | 35 | 1313,3 |
| S05 | 40 | 519,4 |
| S06 | 28,7 | 1288,6 |
| S06 | 39,5 | 436,2 |

Inoltre, operativamente, è possibile correlare il valore del modulo di Young (E') al modulo di Young a piccoli livelli di deformazione essendo un'aliquota di quest'ultimo variabile nel caso di rocce da 1/3 a 1/5 (nel grafico a seguire è stato scelto un valore di 1/4).

Nel grafico a seguire si riportano i valori di E' ottenuti con le diverse prove a disposizione:

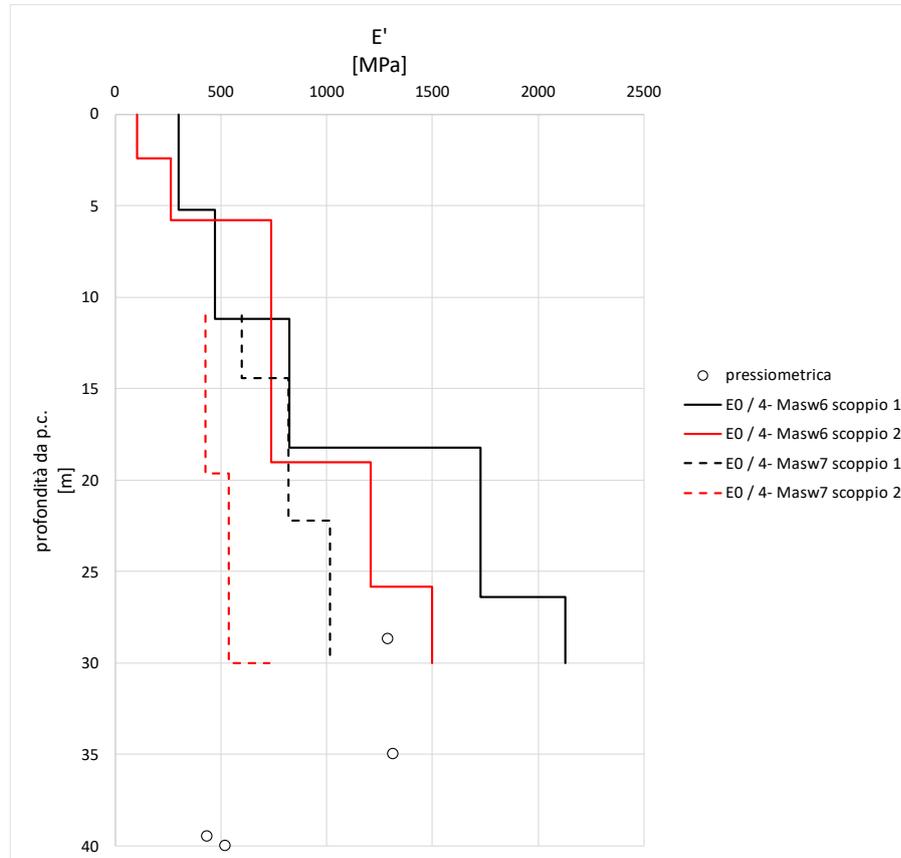


Figura 6.22: Unità geotecnica FUC – Valori di E' ottenuti con le diverse prove a disposizione.

È stata inoltre eseguita una prova *Lugeon* che ha restituito i seguenti valori di permeabilità:

| Sondaggio | Profondità prova (m) | k [m/s] |
|-----------|----------------------|-----------|
| S05-PZ | 29,00 - 33,50 | 8,56E-07 |

L’impiego dei parametri ottenuti in precedenza rimane a discrezione del progettista della specifica opera, sulla base della perturbazione che provoca la realizzazione dell’opera (aumento dello stato tensionale, riduzione dello stato tensionale) e della tipologia della stessa (scavo a cielo aperto, fondazione, opera di sostegno).

6.5 UNITÀ GEOTECNICA Cm – CALCARI TIPO MAIOLICA

Per l’unità è stato scelto un valore di peso specifico pari a 25 kN/m^3 .

Sull’unità geotecnica Cm sono state eseguite le stazioni geomeccaniche Sg6 ÷ Sg23 per un totale di 18, la cui ubicazione è riportata nell’elaborato “T00-SG02-AMB-PL01÷02”. Di seguito, a titolo semplificato, si riportano le foto degli affioramenti di 4 delle stazioni geomeccaniche eseguite.

Relazione geotecnica e sismica

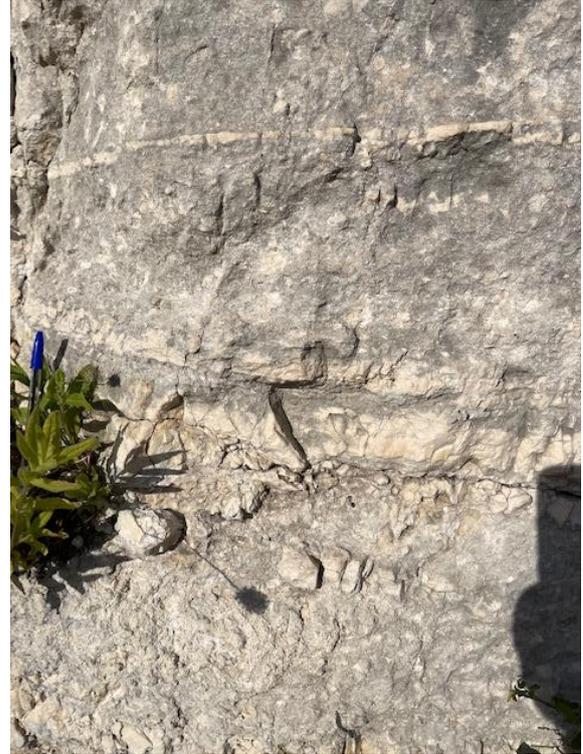


Figura 6.23: Unità geotecnica Cm – Sg7 (sinistra) e Sg12 (destra).



Figura 6.24: Unità geotecnica Cm – Sg14 (sinistra) e Sg23 (destra).

Relazione geotecnica e sismica

Il valore di GS_I è stato ottenuto come illustrato precedentemente per l’unità CSc.

Ai fini della stima dell’indice A_1 si è utilizzato il valore medio delle 10 prove effettuate attraverso il martello di *Schmidt* per ogni stazione geomeccanica. Di seguito in Tabella 12 si riporta σ_c minimo, medio e massimo ottenuto per ciascuna delle 18 stazioni geomeccaniche eseguite in questa unità geotecnica:

Tabella 18: Unità geotecnica Cm, riepilogo prove effettuate con il martello di *Schmidt*.

| Stazione geomeccanica | Indice di rimbalzo medio (R) | σ_c medio [MPa] | σ_c min [MPa] | σ_c max [MPa] |
|-----------------------|------------------------------|------------------------|----------------------|----------------------|
| Sg6 | 62,9 | 70,0 | 63,2 | 76,3 |
| Sg7 | 59,8 | 67,6 | 51,5 | 78,7 |
| Sg8 | 76,6 | 80,7 | 64,7 | 89,5 |
| Sg9 | 70,1 | 75,6 | 59,3 | 93,4 |
| Sg10 | 66,8 | 73,1 | 59,3 | 89,5 |
| Sg11 | 68,9 | 74,7 | 66,3 | 81,8 |
| Sg12 | 67,6 | 73,7 | 63,9 | 85,6 |
| Sg13 | 56,8 | 65,3 | 55,4 | 74,0 |
| Sg14 | 70,4 | 75,9 | 71,7 | 82,5 |
| Sg15 | 78,3 | 82,0 | 69,4 | 91,8 |
| Sg16 | 65,8 | 72,3 | 59,3 | 81,8 |
| Sg17 | 66,9 | 73,1 | 56,2 | 86,4 |
| Sg18 | 66,7 | 73,0 | 60,8 | 86,4 |
| Sg19 | 59 | 67,0 | 51,5 | 82,5 |
| Sg20 | 61,1 | 68,7 | 55,4 | 81,8 |
| Sg21 | 74,9 | 79,3 | 69,4 | 86,4 |
| Sg22 | 66,2 | 72,6 | 52,3 | 84,9 |
| Sg23 | 61,6 | 69,0 | 60,8 | 78,7 |

Per quanto riguarda il parametro RQD , dalle stazioni geomeccaniche sono stati stimati valori compresi tra 75 e 100 (cfr. elaborato “*T00-GE00-GEO-RE04*” - Relazione geomeccanica). Dall’esecuzione dei sondaggi, invece, tale valore è risultato non determinabile. Vista la relativa uniformità delle formazioni presenti, come fatto in precedenza per l’unità CSc, si è deciso di assegnare al parametro A_2 un valore più basso.

Di seguito in Tabella 19 è riportato il riepilogo degli indici parziali $A_1 \div A_5$ valutati sulla base dei risultati delle stazioni geomeccaniche ed il valore di GS_I ottenuto.

Tabella 19: Unità geotecnica Cm - riepilogo indici parziali $A_1 \div A_5$.

| Stazione geomeccanica | Unità geotecnica | A_1 | A_2 stazioni | A_2 | A_3 | A_4 | A_5 | GS_I |
|-----------------------|------------------|-------|----------------|-------|-------|-------|-------|--------|
| Sg6 | Cm | 7 | 17 | 3 | 25 | 13 | 10 | 58 |
| Sg7 | Cm | 7 | 20 | 3 | 25 | 16 | 10 | 61 |
| Sg8 | Cm | 8 | 17 | 3 | 21 | 16 | 10 | 58 |
| Sg9 | Cm | 7 | 17 | 3 | 23 | 15 | 10 | 58 |
| Sg10 | Cm | 7 | 17 | 3 | 24 | 16 | 10 | 59 |

Relazione geotecnica e sismica

| | | | | | | | | |
|------|----|---|----|---|----|----|----|----|
| Sg11 | Cm | 8 | 20 | 3 | 21 | 16 | 10 | 58 |
| Sg12 | Cm | 8 | 16 | 3 | 16 | 16 | 10 | 53 |
| Sg13 | Cm | 8 | 20 | 3 | 16 | 17 | 10 | 54 |
| Sg14 | Cm | 7 | 17 | 3 | 13 | 15 | 10 | 48 |
| Sg15 | Cm | 8 | 19 | 3 | 16 | 13 | 10 | 51 |
| Sg16 | Cm | 7 | 20 | 3 | 19 | 16 | 10 | 55 |
| Sg17 | Cm | 7 | 20 | 3 | 20 | 19 | 10 | 59 |
| Sg18 | Cm | 7 | 17 | 3 | 20 | 19 | 10 | 59 |
| Sg19 | Cm | 7 | 17 | 3 | 18 | 16 | 10 | 53 |
| Sg20 | Cm | 6 | 19 | 3 | 18 | 15 | 10 | 52 |
| Sg21 | Cm | 8 | 20 | 3 | 23 | 16 | 10 | 59 |
| Sg22 | Cm | 7 | 17 | 3 | 23 | 17 | 10 | 59 |
| Sg23 | Cm | 7 | 17 | 3 | 19 | 16 | 10 | 55 |

In Figura 6.25 sono riportati in forma grafica i valori di *GSI* ottenuti attraverso le stazioni geomeccaniche. In particolare, il valore medio che si ottiene è pari a 56 variando da un minimo di 48 a un massimo di 61.

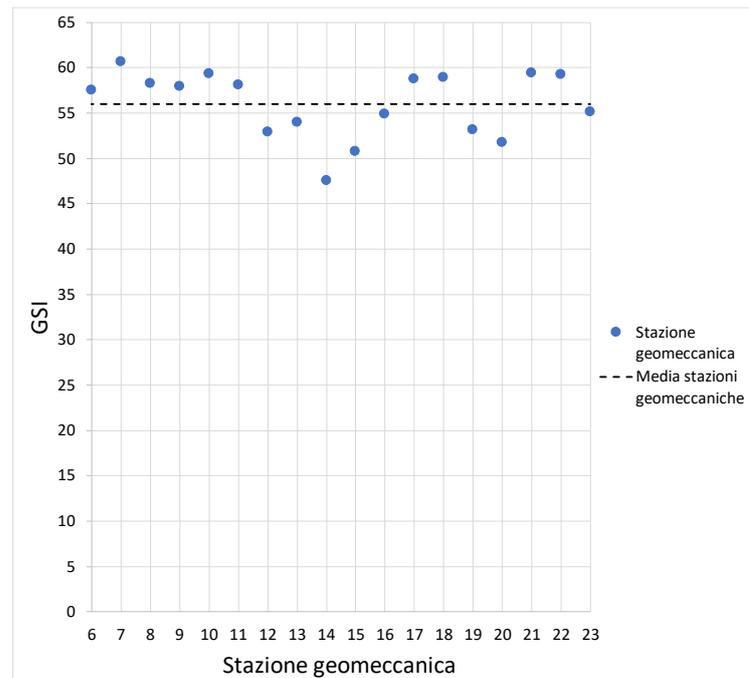


Figura 6.25: Unità geotecnica Cm, valori di *GSI* da stazioni geomeccaniche.

Di seguito in Tabella 20, come fatto in precedenza per l’unità geotecnica CSc, si riporta il modulo di rigidezza dell’ammasso roccioso valutato con la formula di Hoek, Carranza-Torres, avendo assunto $D=0$

Tabella 20: Unità geotecnica Cm - riepilogo valori del modulo di Young.

| unità geotecnica | σ_c [MPa] | <i>GSI</i> | <i>D</i> | <i>E_m</i> [MPa] |
|------------------|------------------|------------|----------|----------------------------|
| Cm | 60,6(min) | 48 | 0 | 6739 |
| Cm | 73,0(medio) | 56 | 0 | 12039 |

Relazione geotecnica e sismica

| | | | | |
|----|-----------|----|---|-------|
| Cm | 84,0(max) | 61 | 0 | 16894 |
|----|-----------|----|---|-------|

Per l’unità in esame sono state anche effettuate prove pressiometriche/dilatometriche che hanno restituito i valori riportati nella tabella a seguire:

Tabella 21: Unità geotecnica Cm - riepilogo prove pressiometriche/dilatometriche.

| Sondaggio | Profondità (m. da p.c.) | E' [MPa] |
|-----------|-------------------------|------------|
| S10 | 20 | 444,0 |
| S10 | 40 | 1964,5 |
| S12 | 18,5 | 597,7 |
| S12 | 27,5 | 970,7 |

Nel grafico a seguire si riportano i valori di E' con la profondità ottenuti dalle prove pressiometriche/dilatometriche:

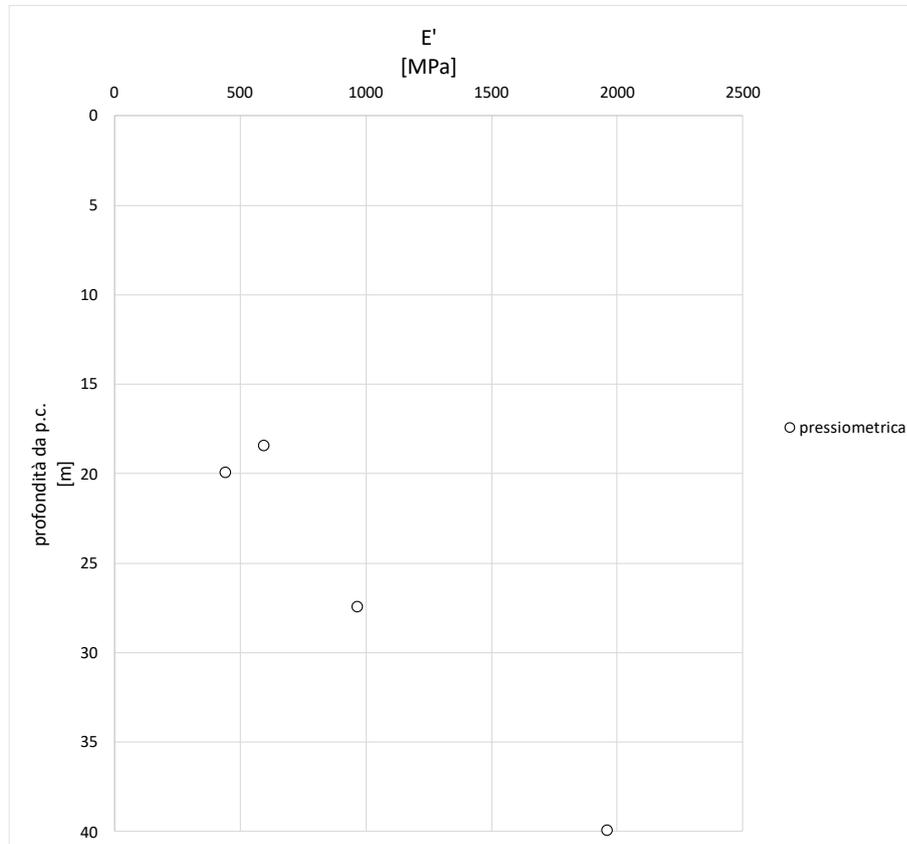


Figura 6.26: Unità geotecnica Cm – Valori di E' ottenuti con le diverse prove a disposizione.

È stata inoltre eseguita una prova *Lugeon* che ha restituito i seguenti valori di permeabilità:

| Sondaggio | Profondità prova (m) | k [m/s] |
|-----------|----------------------|-----------|
| S10-PZ | 29,00 - 34,00 | 1,92E-06 |

L’impiego dei parametri ottenuti in precedenza rimane a discrezione del progettista della specifica opera, sulla base della perturbazione che provoca la realizzazione dell’opera (aumento dello stato tensionale,

riduzione dello stato tensionale) e della tipologia della stessa (scavo a cielo aperto, fondazione, opera di sostegno).

6.6 UNITÀ GEOTECNICA dt

Per l’unità è stato scelto un valore di peso specifico pari a 19 kN/m³.

Sulle carote estratte dai sondaggi ricadenti nell’unità geotecnica in esame (S21-PZ) sono state effettuate delle prove *Pocket penetrometer*. In Figura 6.27 si riportano i valori della coesione non drenata ottenuti dalle sopra citate prove; nella stessa figura è graficato anche l’andamento della coesione non drenata con la profondità tipico di un materiale normal consolidato, calcolata secondo la relazione $c_u = 0.23 \cdot 4 \sigma'_v$. È possibile anche stimare il grado OCR di sovraconsolidazione attraverso la seguente formula:

$$c_u(OC) = c_u(NC) \cdot OCR^{0.8}$$

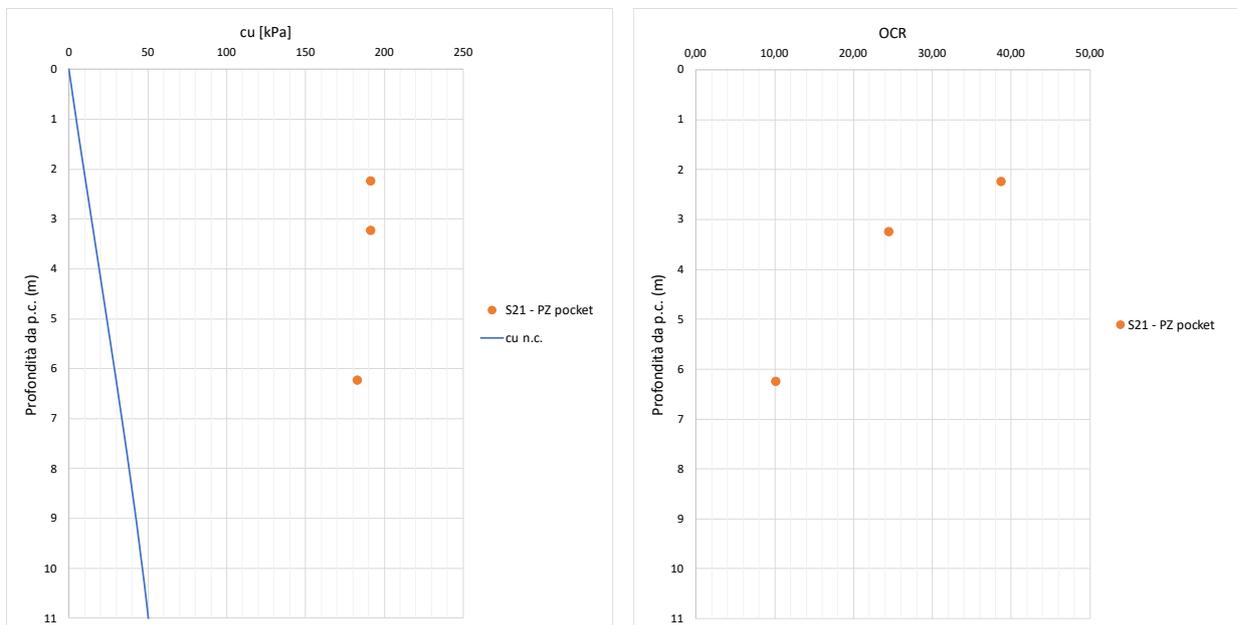


Figura 6.27: Riepilogo coesione non drenata, sondaggi S21-PZ.

Come si può notare, i valori della coesione non drenata risultano molto più alti dei valori tipici della normal consolidazione; si tratta, pertanto, di un materiale consistente (come evidenziano anche i valori di OCR).

Per l’unità in esame, come precedentemente fatto, è stato anche valutato il modulo di Young in condizioni dinamiche partendo dall’elaborazione delle prospezioni Masw ricadenti nell’unità geotecnica di riferimento effettuate durante la campagna di indagini riportate nel §4 (Masw7 e Masw8). Inoltre, operativamente, è possibile correlare il valore del modulo di Young (E') al modulo di Young a piccoli livelli di deformazione essendo un’aliquota di quest’ultimo variabile nel caso delle terre da 1/10 a 1/8.

In tabella si riportano i risultati della Masw ricadente nell’unità geotecnica esaminata per i parametri sopra descritti:

Tabella 22: Unità geotecnica dt – Masw7 - andamento di E_0 , G_0 e E' con la profondità.

| MASW7 - scoppio 1 | | | | | | |
|-------------------|----------|-------|-------|-------|---------------|--|
| $V_{s,i}$ | γ | ν | G_0 | E_0 | $E' (E_0/10)$ | |

Relazione geotecnica e sismica

| Profondità da p.c. (m) | $[m/s]$ | $[kN/m^3]$ | | $[MPa]$ | $[MPa]$ | $[MPa]$ |
|------------------------|---------|------------|-----|---------|---------|---------|
| 0,00 | 326 | 19 | 0,3 | 202 | 525 | 53 |
| 3,60 | 326 | 19 | 0,3 | 202 | 525 | 53 |
| 3,60 | 509 | 19 | 0,3 | 492 | 1280 | 128 |
| 8,30 | 509 | 19 | 0,3 | 492 | 1280 | 128 |
| 8,30 | 608 | 19 | 0,3 | 702 | 1826 | 183 |
| 11,00 | 608 | 19 | 0,3 | 702 | 1826 | 183 |

MASW7 - scoppio 2

| Profondità da p.c. (m) | $V_{s,i}$ [m/s] | γ [kN/m ³] | ν | G_0 [MPa] | E_0 [MPa] | $E' (E_0/10)$ [MPa] |
|------------------------|-----------------|-------------------------------|-------|-------------|-------------|---------------------|
| 0,00 | 288 | 19 | 0,3 | 158 | 410 | 41 |
| 2,00 | 288 | 19 | 0,3 | 158 | 410 | 41 |
| 2,00 | 360 | 19 | 0,3 | 246 | 640 | 64 |
| 7,50 | 360 | 19 | 0,3 | 246 | 640 | 64 |
| 7,50 | 512 | 19 | 0,3 | 498 | 1295 | 129 |
| 11,00 | 512 | 19 | 0,3 | 498 | 1295 | 129 |

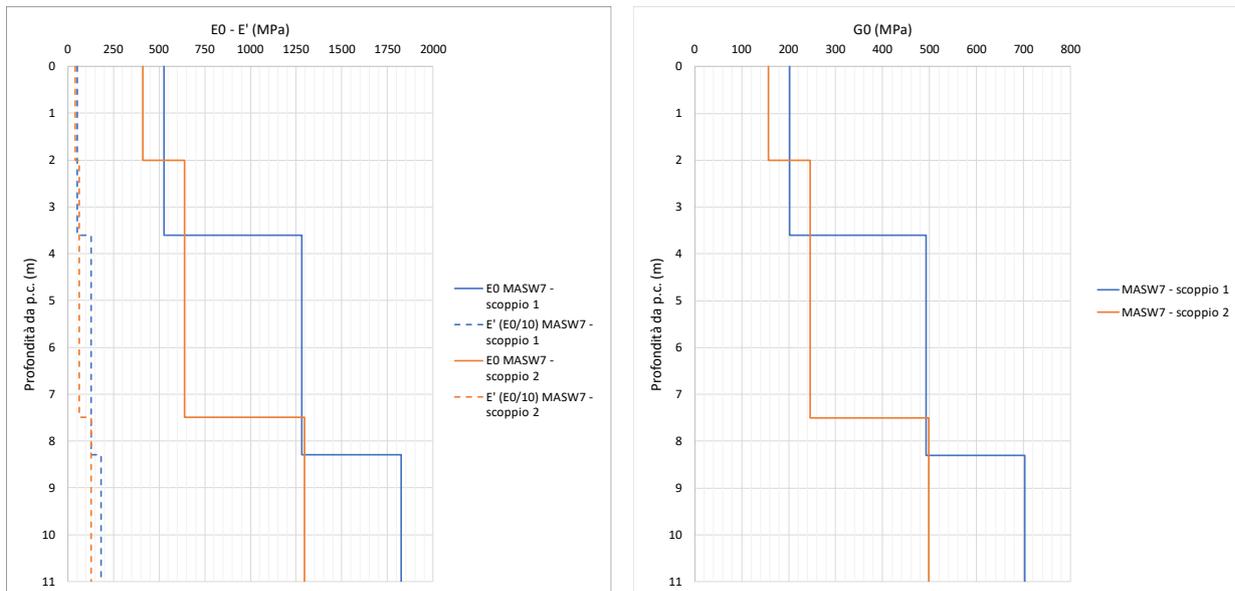


Figura 6.28: Unità geotecnica dt – Masw 7 - andamento di E_0 , G_0 e E' con la profondità.

Tabella 23: Unità geotecnica dt – Masw8 - andamento di E_0 , G_0 e E' con la profondità.

| MASW8 - scoppio 1 | | | | | | |
|------------------------|-----------------|-------------------------------|-------|-------------|-------------|---------------------|
| Profondità da p.c. (m) | $V_{s,i}$ [m/s] | γ [kN/m ³] | ν | G_0 [MPa] | E_0 [MPa] | $E' (E_0/10)$ [MPa] |
| 0,00 | 326 | 19 | 0,3 | 202 | 525 | 53 |
| 3,60 | 326 | 19 | 0,3 | 202 | 525 | 53 |

Relazione geotecnica e sismica

| | | | | | | |
|-------|-----|----|-----|-----|------|-----|
| 3,60 | 509 | 19 | 0,3 | 492 | 1280 | 128 |
| 8,30 | 509 | 19 | 0,3 | 492 | 1280 | 128 |
| 8,30 | 608 | 19 | 0,3 | 702 | 1826 | 183 |
| 11,00 | 608 | 19 | 0,3 | 702 | 1826 | 183 |

MASW8 - scoppio 2

| Profondità da p.c. (m) | $V_{s,i}$ [m/s] | γ [kN/m ³] | ν | G_0 [MPa] | E_0 [MPa] | $E' (E_0/10)$ [MPa] |
|------------------------|-----------------|-------------------------------|-------|-------------|-------------|---------------------|
| 0,00 | 288 | 19 | 0,3 | 158 | 410 | 41 |
| 2,00 | 288 | 19 | 0,3 | 158 | 410 | 41 |
| 2,00 | 360 | 19 | 0,3 | 246 | 640 | 64 |
| 7,50 | 360 | 19 | 0,3 | 246 | 640 | 64 |
| 7,50 | 512 | 19 | 0,3 | 498 | 1295 | 129 |
| 11,00 | 512 | 19 | 0,3 | 498 | 1295 | 129 |

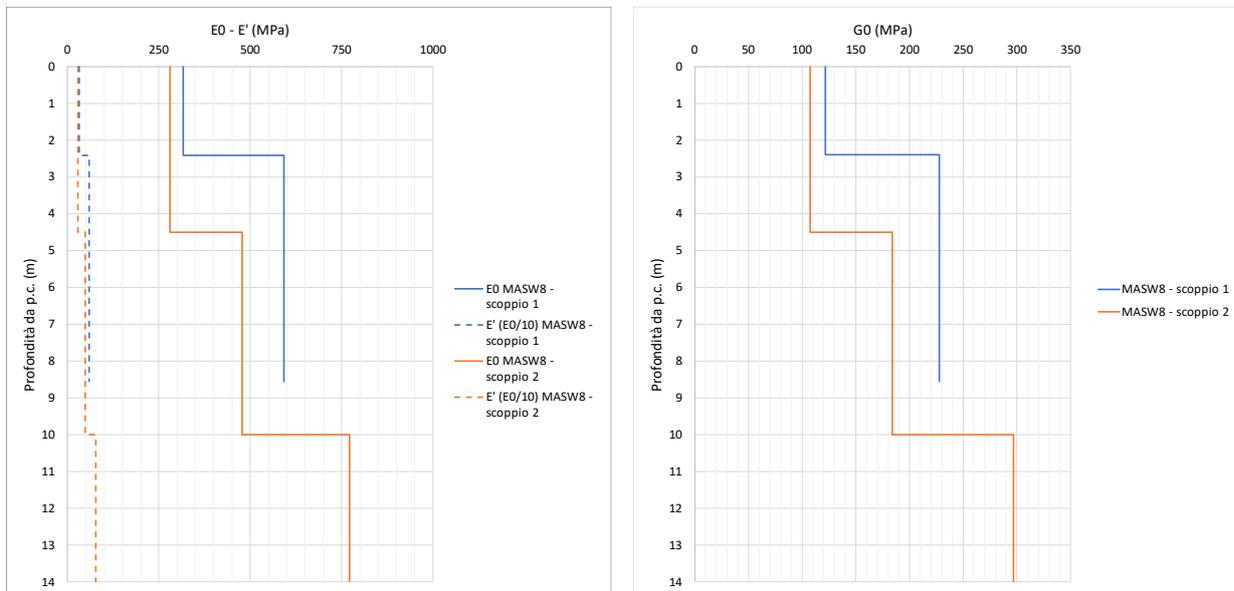


Figura 6.29: Unità geotecnica dt – Masw 8 - andamento di E_0 , G_0 e E' con la profondità.

È utile osservare che la presente unità geotecnica non interferisce significativamente con le opere da realizzare; infatti, l’unità è presente su un tratto di lunghezza 850 m circa, tra le progressive 9+750 e 10+600, in cui il progetto stradale prevede l’adeguamento in sede della strada SS89 e la livelletta è sostanzialmente a raso. L’unità si presenta poi in corrispondenza dei viadotti VI06 – viadotto Ulso, VI08 – viadotto Chianara e VI12 – viadotto della Risega, con spessore massimo variabile da 10 a 20 m, per i quali le fondazioni sono state previste profonde.

6.7 UNITÀ GEOTECNICA a

Per l’unità è stato scelto un valore di peso specifico pari a 19 kN/m³.

Tra i sondaggi eseguiti quelli ricadenti nell’unità geotecnica in esame risultano essere i sondaggi S13-DH, S-20, S29-PZ, S30-PZ, S31-PZ, S33-PZ, S34-PZ.

I sondaggi S29-PZ, S33-PZ e S34-PZ, nei primi metri (variabili tra 2.5 e 6.5 m), hanno restituito la presenza di materiale a prevalente componente fine, come ad esempio:

Relazione geotecnica e sismica

- Limo debolmente argilloso da poco a mediamente consistente (cfr. Figura 6.30), poco umido, di colore marrone nocciola con all'interno sparsi inclusi di calcare marnoso molto alterato di colore bianco candido e selci rossastre e nerastre sub angolari (S29-PZ - 3m).
- argilla sabbiosa da molto consistente ad estremamente consistente di colore marrone bruno con presenza abbondante di clasti all'interno delle carote. I clasti, eterometrici e poligenici (\varnothing max 2.0 cm), si presentano da sub-angolari ad angolari (S33-PZ - 2.5m),
- argilla limosa (cfr. Figura 6.31), di colore dal nocciola al rosso mattone al marrone con inclusioni di clasti calcarenitici e calcarei. Il materiale si presenta come un materiale consistente come evidenziato dalle prove *Pocket penetrometer* effettuate che hanno restituito rifiuto strumentale (S34-PZ - 6.5m);

Dopo i primi metri per i sondaggi il materiale si presenta in forma prevalentemente incoerente. Il sondaggio S13-DH, S30-PZ, come anche il sondaggio S20, ha invece restituito già dai primi metri materiale incoerente. I sondaggi S31-PZ e S33-PZ si sono presentati più eterogenei.



Figura 6.30: Unità geotecnica a – S29-PZ 0-5 m(sinistra) e S29-PZ 10-15 m (destra).



Figura 6.31: Unità geotecnica a – S34-PZ 0-5 m(sinistra) e S34-PZ 10-15 m (destra).

Per la valutazione dell’angolo di resistenza al taglio, in riferimento alla *facies* prevalente a grana grossa si è fatto riferimento alla correlazione proposta da Schmertmann (1978) che lega l’angolo di attrito alla densità relativa D_R , secondo le relazioni riportate in Figura 6.32.

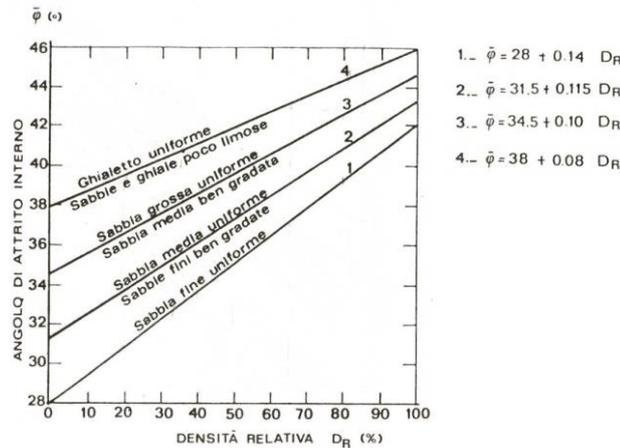


Figura 6.32: Correlazione di Schmertmann (1978).

La determinazione della densità relativa D_R è stata a sua volta effettuata a partire dalla correlazione empirica proposta da Skempton (1986) in funzione del numero di colpi N_{SPT} :

$D_R = \left(\frac{N_1}{60}\right)^{0.5}$ dove $N_1 = N_{SPT} \cdot C_N$ ed il fattore di correzione C_N risulta funzione della tipologia di terreno e risulta pari a:

1) sabbie fini
$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{v0}}{100}}$$

Relazione geotecnica e sismica

2) sabbie grosse $C_N = \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_{v0}}{100}}$

Il numero di colpi N_{SPT} è stato altresì utilizzato per la stima delle caratteristiche di rigidezza, facendo riferimento alla correlazione di natura empirica $E' = s_1 N_{SPT} + s_2$ proposta da Denver (1982) funzione del tipo di materiale intercettato per la valutazione dei coefficienti empirici s_1 e s_2 che definiscono le curve riportate di seguito e rappresentate in fig Figura 6.33:

- 1) Sabbia e ghiaia NC $s_1 = 0.756$ MPa e $s_2 = 18.75$ MPa;
- 2) Sabbia SC $s_1 = 1.043$ MPa e $s_2 = 36.79$ MPa;
- 3) - $s_1 = 0.517$ MPa e $s_2 = 7.46$ MPa;
- 4) Sabbia satura $s_1 = 0.478$ MPa e $s_2 = 7.17$ MPa;
- 5) Sabbia argillosa $s_1 = 0.316$ MPa e $s_2 = 1.58$ MPa.

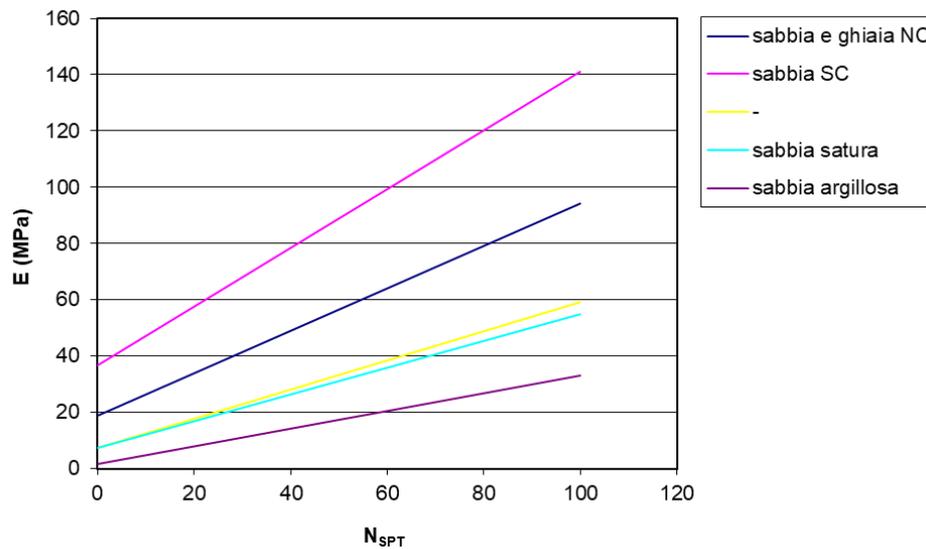


Figura 6.33: Correlazione di Denver (1982).

Nei grafici delle figure a seguire si riportano per i sondaggi analizzati l'andamento del numero di colpi N_{SPT} (il valore 100 sta ad indicare il rifiuto strumentale), della densità relativa DR , dei valori di angolo di attrito e del modulo E' ottenuti nonché le analisi granulometriche sui campioni prelevati:

Relazione geotecnica e sismica

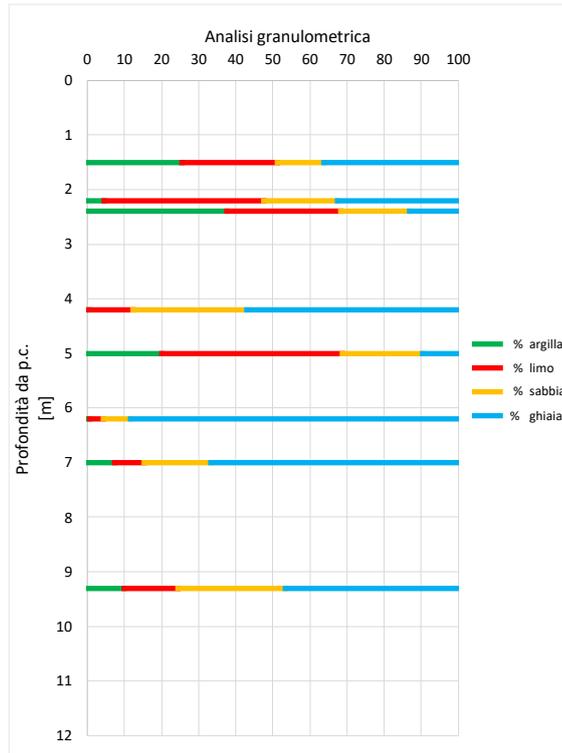


Figura 6.34: Analisi granulometrica.

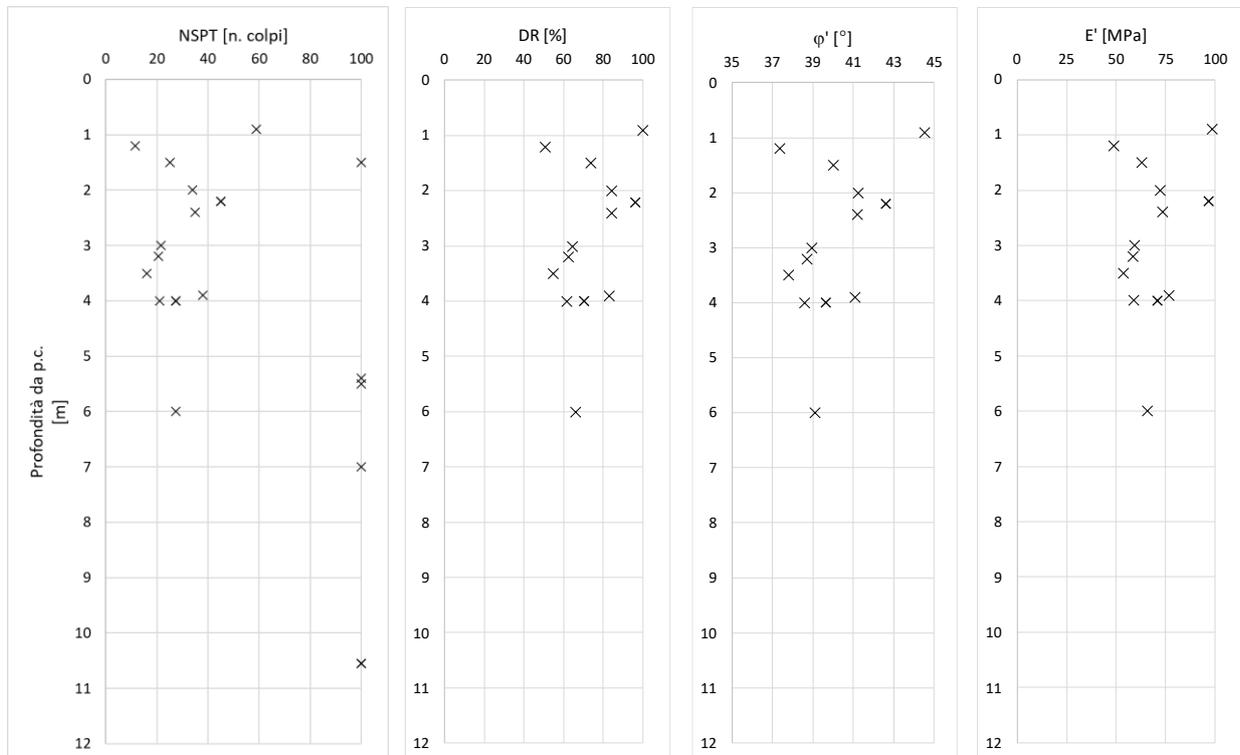


Figura 6.35: Riepilogo valori di N_{SPT} , D_{Rv} , ϕ' , E' .

Come si può notare, l'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche che non hanno dato rifiuto restituisce un valore dell'angolo d'attrito compreso 38 e 43° ottenuto avendo assunto la curva di Schmertmann 2 e modulo di Young compreso tra 50 e 100 MPa avendo considerato la curva di Denver 2

Per l'unità in esame, come precedentemente fatto, è stato anche valutato il modulo di Young in condizioni dinamiche partendo dall'elaborazione delle prospezioni Masw ricadenti nell'unità geotecnica di riferimento effettuate durante le campagne di indagini riportate nel §4 (Masw10 – Masw11). Inoltre, operativamente, è possibile correlare il valore del modulo di Young (E') al modulo di Young a piccoli livelli di deformazione essendo un'aliquota di quest'ultimo variabile nel caso delle terre da 1/10 a 1/8.

In tabella si riportano i risultati della Masw ricadente nell'unità geotecnica esaminata per i parametri sopra descritti:

Tabella 24: Unità geotecnica a – Masw10 - andamento di E_0 , G_0 e E' con la profondità.

| MASW10 - scoppio 1 | | | | | | |
|------------------------------|--------------------|----------------------------------|-------|----------------|----------------|-----------------------|
| Profondità da p.c. (m) | $V_{s,i}$ [m/s] | γ [kN/m ³] | ν | G_0 [MPa] | E_0 [MPa] | E' (E0/10) [MPa] |
| 0,00 | 412 | 19 | 0,3 | 323 | 839 | 84 |
| 2,30 | 412 | 19 | 0,3 | 323 | 839 | 84 |
| 2,30 | 384 | 19 | 0,3 | 280 | 728 | 73 |
| 6,39 | 384 | 19 | 0,3 | 280 | 728 | 73 |
| 6,39 | 518 | 19 | 0,3 | 510 | 1326 | 133 |
| 12,60 | 518 | 19 | 0,3 | 510 | 1326 | 133 |
| 12,60 | 673 | 19 | 0,3 | 861 | 2237 | 224 |
| 22,00 | 673 | 19 | 0,3 | 861 | 2237 | 224 |
| 22,00 | 743 | 19 | 0,3 | 1049 | 2727 | 273 |
| 30,00 | 743 | 19 | 0,3 | 1049 | 2727 | 273 |
| MASW10 - scoppio 2 | | | | | | |
| Profondità da p.c. (m) | $V_{s,i}$ [m/s] | γ [kN/m ³] | ν | G_0 [MPa] | E_0 [MPa] | E' (E0/10) [MPa] |
| 0,00 | 312 | 19 | 0,3 | 185 | 481 | 48 |
| 2,70 | 312 | 19 | 0,3 | 185 | 481 | 48 |
| 2,70 | 444 | 19 | 0,3 | 375 | 974 | 97 |
| 6,40 | 444 | 19 | 0,3 | 375 | 974 | 97 |
| 6,40 | 457 | 19 | 0,3 | 397 | 1032 | 103 |
| 11,70 | 457 | 19 | 0,3 | 397 | 1032 | 103 |
| 11,70 | 629 | 19 | 0,3 | 752 | 1954 | 195 |
| 19,10 | 629 | 19 | 0,3 | 752 | 1954 | 195 |
| 19,10 | 721 | 19 | 0,3 | 988 | 2568 | 257 |
| 30,00 | 721 | 19 | 0,3 | 988 | 2568 | 257 |

Relazione geotecnica e sismica

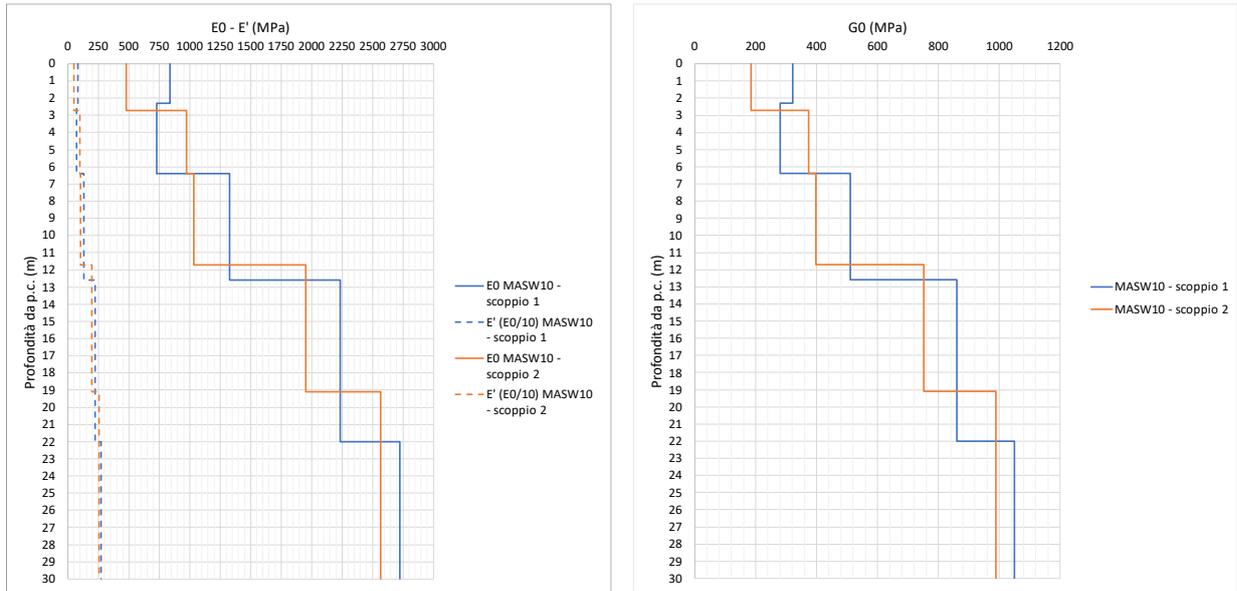


Figura 6.36: Unità geotecnica a– Masw 10 - andamento di E_0 , G_0 e E' con la profondità.

Tabella 25: Unità geotecnica a – Masw11 - andamento di E_0 , G_0 e E' con la profondità.

| MASW11 - scoppio 1 | | | | | | |
|------------------------|-----------------|-------------------------------|-------|-------------|-------------|---------------------|
| Profondità da p.c. (m) | $V_{s,i}$ [m/s] | γ [kN/m ³] | ν | G_0 [MPa] | E_0 [MPa] | $E' (E_0/10)$ [MPa] |
| 0,00 | 263 | 19 | 0,3 | 131 | 342 | 34 |
| 2,20 | 263 | 19 | 0,3 | 131 | 342 | 34 |
| 2,20 | 336 | 19 | 0,3 | 215 | 558 | 56 |
| 5,40 | 336 | 19 | 0,3 | 215 | 558 | 56 |
| 5,40 | 462 | 19 | 0,3 | 406 | 1054 | 105 |
| 9,90 | 462 | 19 | 0,3 | 406 | 1054 | 105 |
| 9,90 | 616 | 19 | 0,3 | 721 | 1875 | 187 |
| 16,40 | 616 | 19 | 0,3 | 721 | 1875 | 187 |
| 16,40 | 716 | 19 | 0,3 | 974 | 2533 | 253 |
| 30,00 | 716 | 19 | 0,3 | 974 | 2533 | 253 |

| MASW11 - scoppio 2 | | | | | | |
|------------------------|-----------------|-------------------------------|-------|-------------|-------------|---------------------|
| Profondità da p.c. (m) | $V_{s,i}$ [m/s] | γ [kN/m ³] | ν | G_0 [MPa] | E_0 [MPa] | $E' (E_0/10)$ [MPa] |
| 0,00 | 289 | 19 | 0,3 | 159 | 413 | 41 |
| 2,30 | 289 | 19 | 0,3 | 159 | 413 | 41 |
| 2,30 | 390 | 19 | 0,3 | 289 | 751 | 75 |
| 7,00 | 390 | 19 | 0,3 | 289 | 751 | 75 |
| 7,00 | 490 | 19 | 0,3 | 456 | 1186 | 119 |
| 10,50 | 490 | 19 | 0,3 | 456 | 1186 | 119 |
| 10,50 | 567 | 19 | 0,3 | 611 | 1588 | 159 |
| 17,50 | 567 | 19 | 0,3 | 611 | 1588 | 159 |

Relazione geotecnica e sismica

| | | | | | | |
|-------|-----|----|-----|-----|------|-----|
| 17,50 | 626 | 19 | 0,3 | 745 | 1936 | 194 |
| 30,00 | 626 | 19 | 0,3 | 745 | 1936 | 194 |

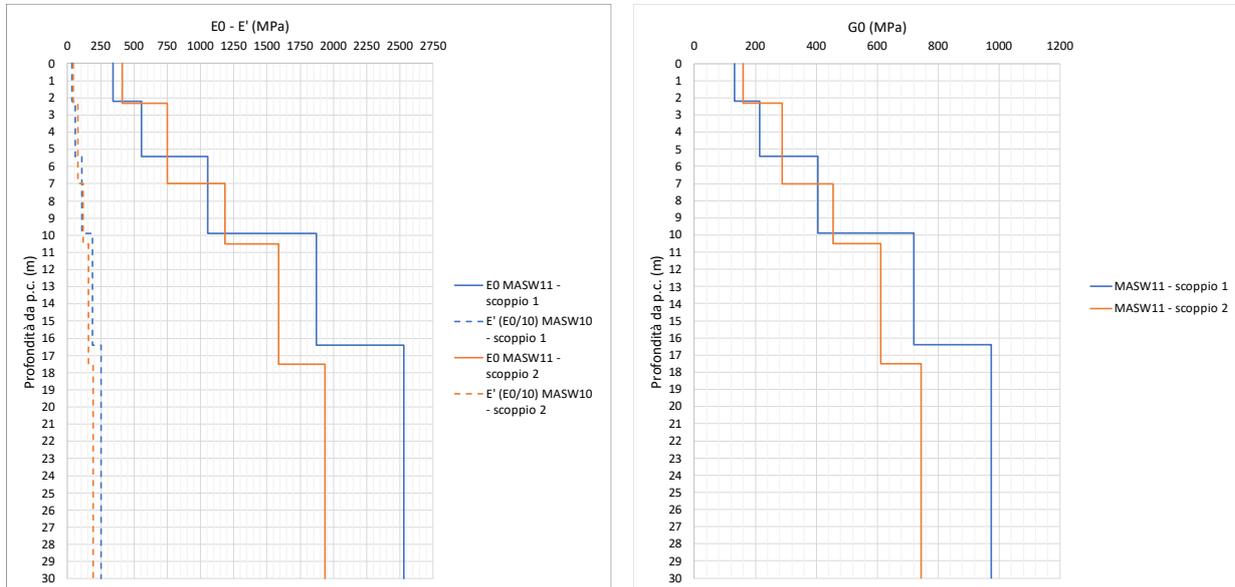


Figura 6.37: Unità geotecnica a – Masw 11 - andamento di E_0 , G_0 e E' con la profondità.

Nel grafico a seguire si riportano i valori di E' ottenuti con le diverse prove a disposizione (*SPT* e *Masw*):

Relazione geotecnica e sismica

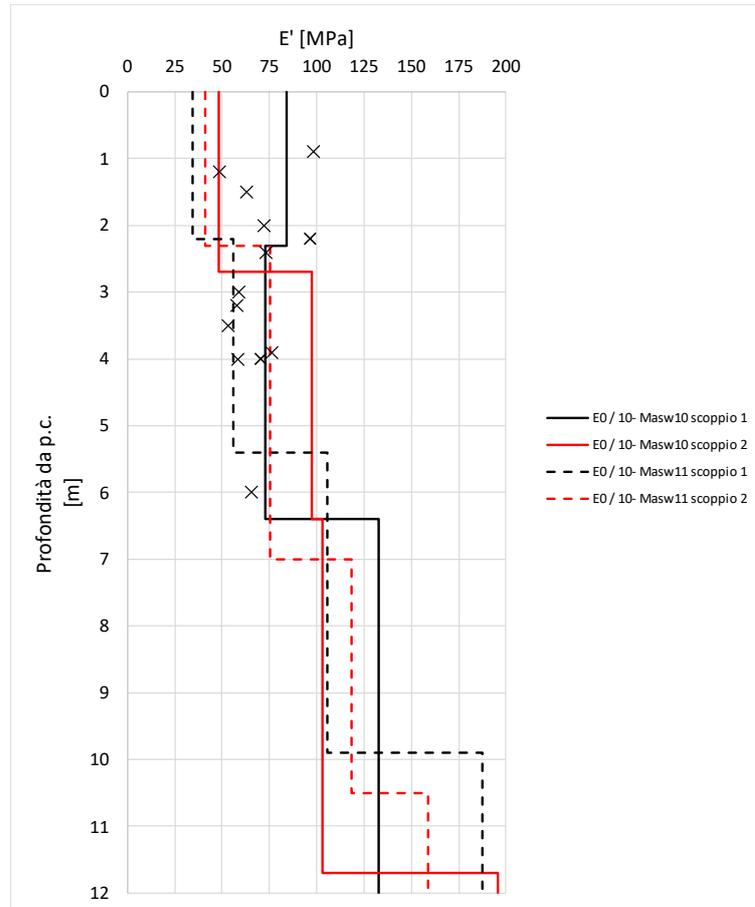


Figura 6.38: Unità geotecnica a – Valori di E' ottenuti con le diverse prove a disposizione.

Vale la pena anche in questo caso osservare che questa unità geotecnica è presente principalmente nella seconda parte del tracciato, dove il progetto comporta solo l’adeguamento in sede della strada esistente che corre a raso.

6.8 PROVE DI CARICO SU PIASTRA

Nel corso della campagna di indagine sono state effettuate 7 prove di carico su piastra, al fine di determinare le caratteristiche di deformabilità dei terreni nei primi metri di profondità.

La resistenza viene valutata caricando il terreno con una piastra rigida circolare di diametro pari a 300 mm, e registrando, in un solo ciclo, sia il carico indotto che il corrispondente cedimento.

La capacità portante del terreno, convenzionalmente, è data dal modulo di deformazione Md , calcolato attraverso la seguente relazione

$$Md = \frac{\Delta p}{\Delta s} D$$

dove:

Δp = incremento di pressione indotto dalla piastra;

Δs = incremento di cedimento della superficie caricata;

D = diametro della piastra.

Nella tabella a seguire sono riportati i risultati ottenuti per le diverse prove di carico effettuate:

Relazione geotecnica e sismica

Tabella 26: Prove di carico su piastra - riepilogo prove effettuate.

| Prova | <i>Md</i> (MPa) |
|-------|--------------------|
| PZ1 | 27,50 |
| PZ2 | 20,16 |
| PZ3 | 18,63 |
| PZ4 | 34,22 |
| PZ5 | 22,30 |
| PZ6 | 20,58 |
| PZ7 | 21,48 |

I moduli di deformazione sopra riportati sono riferiti al primo ciclo di carico e nell'intervallo di carico compreso tra 50-150 kN/m².

In tutti i casi risultano essere maggiori dei 15 MPa richiesti dal Capitolato Speciale ANAS per i piani di posa dei rilevati di altezza superiore a 2 m e per la maggioranza dei casi maggiori di 20 MPa richiesti dal Capitolato Speciale sul piano di posa del rilevato posto a 1,00 m da quello della fondazione della pavimentazione stradale.

7 MODELLO GEOTECNICO

Sulla base di quanto esposto nel capitolo 6, nella Tabella 27 vengono riepilogati i valori ottenuti per ogni unità geotecnica caratterizzata:

Tabella 27: Riepilogo caratteristiche meccaniche delle unità geotecniche.

| Unità geotecnica | γ (kN/m ³) | σ_c [MPa] | GSI | m_i | E' [MPa] |
|------------------|----------------------------------|---------------------|---------|-------|---------------|
| CSc | 24 - 26 | 50 - 85 | 51 - 64 | 7 - 9 | 500 - 10000 |
| Ce2 | 24 - 26 | 45 - 75 | 45 - 61 | 7 - 9 | 500 - 10000 |
| FUC | 24 - 26 | 40 - 75 | 50 - 52 | 7 - 9 | 500 - 8000 |
| Cm | 24 - 26 | 50 - 90 | 48 - 61 | 7 - 9 | 500 - 15000 |

| Unità geotecnica | γ (kN/m ³) | ϕ' [°] | c' [kPa] | E' [MPa] | c_u [kPa] |
|------------------|----------------------------------|----------------|---------------|---------------|----------------|
| dt | 18 - 20 | - | - | 50 - 150 | 150 - 200 |
| a | 18 - 20 | 38 - 43 | 0 | 50 - 150 | - |

8 REGIME DELLE PRESSIONI INTERSTIZIALI

La falda freatica, nei calcari Maiolica, Scaglia e nelle Marne a Fucoidi, tende a formare deboli acquiferi nelle fratture, appena carsificate, della roccia, con quantità comunque limitate, che sono gli acquiferi riscontrati dai sondaggi condizionati a piezometro; abbiamo, infatti, rilievi della piezometrica variabili riportati in Tabella 28:

Tabella 28: Riepilogo misure piezometriche comunicate al momento dall’impresa.

| Sondaggio | Quota falda – prima lettura | Quota falda – seconda lettura |
|-----------|-----------------------------|-------------------------------|
| | [m da boccaforo] | [m da boccaforo] |
| S05-PZ | assente | 25,40 |
| S10-PZ | assente | assente |
| S14-PZ | assente | assente |
| S21-PZ | 11.24 | assente |
| S25-PZ | 29.00 | 32,20 |
| S32-PZ | assente | assente |
| S34-PZ | 17.18 | 17,70 |

9 PROBLEMATICHE DI CARATTERE GEOTECNICO

Le principali problematiche di carattere geotecnico sono riconducibili alla presenza di opere quali: ponti/viadotti, opere di sostegno, rilevati, trincee e gallerie descritti nei rispettivi capitoli.

Considerazioni strutturali relativamente a ponti/viadotti/cavalcavia e gallerie sono trattati nella relazione generale.

Per quanto riguarda i pochi tratti in rilevato presenti, considerando le caratteristiche meccaniche e di permeabilità a grande scala dei terreni di fondazione compresi nel volume significativo, i cedimenti sono modesti e si esauriscono in tempi compatibili con quelli di realizzazione dell'opera. Infatti, per i rilevati di approccio ai viadotti, il terreno di fondazione è costituito dalle formazioni litoidi Fuc, Cm, Csc, di buone caratteristiche meccaniche e di elevata rigidezza. Solo il rilevato di approccio alla spalla est del VI08 e una parte del rilevato di approccio alla est del viadotto 13 sono fondati sull'unità geotecnica (a), materiale a grana grossa che comunque presenta buone caratteristiche di rigidezza. Per i rilevati stradali, caratterizzati tutti da una modesta altezza (mediamente 2.5-3 m di altezza, con altezza massima di 5 m nel tratto 16+550 ÷ 16+730), il terreno di fondazione è costituito dall'unità geotecnica (a); vale quanto detto sopra circa la modesta entità dei cedimenti e l'immediatezza degli stessi.

A tergo delle spalle dei viadotti e per contenere l'ingombro dei tratti in rilevato più consistenti, sono stati impiegati muri di sostegno e muri di sottoscarpa con altezze comprese tra 1.50 m e 10.00 m.

Per i tratti in trincea sono stati adottati i seguenti criteri:

- nel caso in cui i litotipi presenti siano alluvioni o detriti, si prevede di realizzare delle scarpate con pendenza 3H/2V;
- per altezze di scavo superiori ai 6.00 m è previsto l'impiego di paratie di micropali, collocate principalmente in prossimità degli imbocchi delle gallerie ove il terreno ha natura alluvionale/detritica e in alcuni punti dell'asse principale ove la sezione in trincea ha profondità rilevante;
- nel caso in cui ci siano materiali litoidi affioranti si è adottata una soluzione a parete chiodata, sia nella parte antistante gli imbocchi delle gallerie che nei tratti all'aperto interferenti con materiali quali calcari e marne.

Per le opere in sotterraneo, si è proceduto con sezioni costituite da un priverivestimento composto da centine metalliche e *spritz beton* fibrorinforzato, con eventuale consolidamento del fronte e del contorno del cavo, seguito poi dal rivestimento definitivo. Nelle zone di bassissima copertura presenti fuori dalle zone di imbocco è stata adottata una soluzione con protesi.

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

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

9.1 MURI DI SOSTEGNO E DI SOTTOSCARPA

La figura riporta la sezione tipologica dei muri: si tratta di muri in calcestruzzo armato gettati in opera.

Nella tipologia di sostegno saranno ubicati in attacco alle spalle dei viadotti.

Relazione geotecnica e sismica

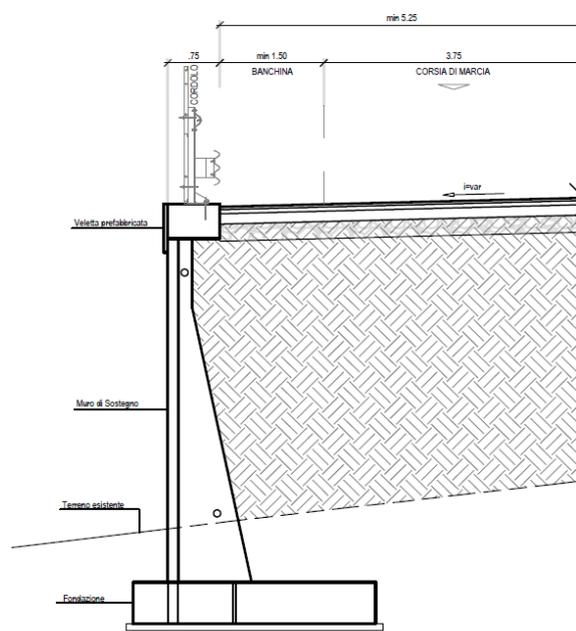


Figura 9.1: Sezione trasversale muri di sostegno.

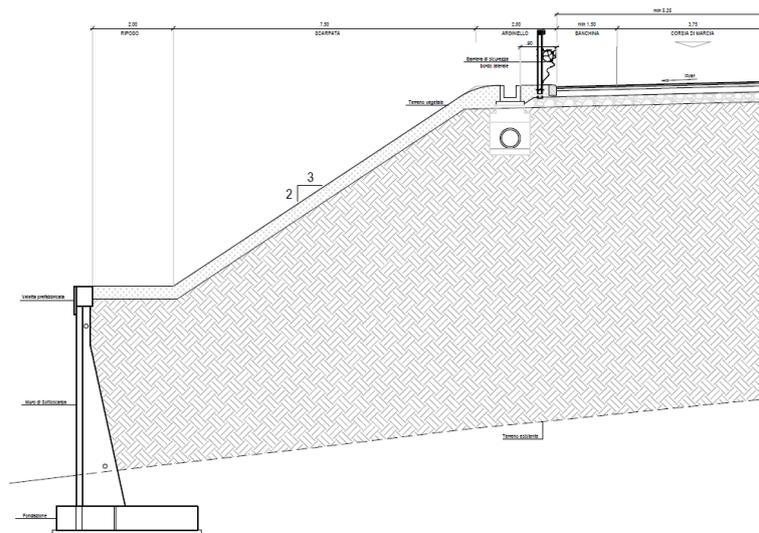


Figura 9.2: Sezione trasversale muri di sottoscarpa.

Sono state definite 3 tipologie di muro in funzione dell’altezza del paramento, come riepilogato nella tabella a seguire.

| Tipologia muro di sostegno | H paramento [m] |
|----------------------------|-----------------|
| TIPO 1 | 1.50 - 3.50 |
| TIPO 2 | 3.51 – 6.00 |
| TIPO 3 | 6.01 – 10.00 |

Per l’ubicazione si vedano gli elaborati T00-OS00-STR-ST01 e T00-OS00-STR-ST02.

9.2 PARATIE DI MICROPALI

Il progetto prevede l’inserimento di paratie di micropali realizzati con un diametro di perforazione $\Phi = 300$ mm e armati con tubolare $\Phi 219.1$ mm sp. 12.5mm, posti ad interasse $i = 0,50$ m, collegati in testa da una trave di coronamento in c.a (sezioni tipo 1, 2 e 3).

Le paratie sono contrastate da 2 o più file di tiranti in ragione dell’altezza di scavo.

Tale tipologia costruttiva verrà impiegata sia nel tratto antecedente all’imbocco delle gallerie naturali ed artificiali, sia in alcuni tratti per contenere la trincea stradale, ove le formazioni geologiche saranno di più scarsa qualità quali detriti e alluvioni.

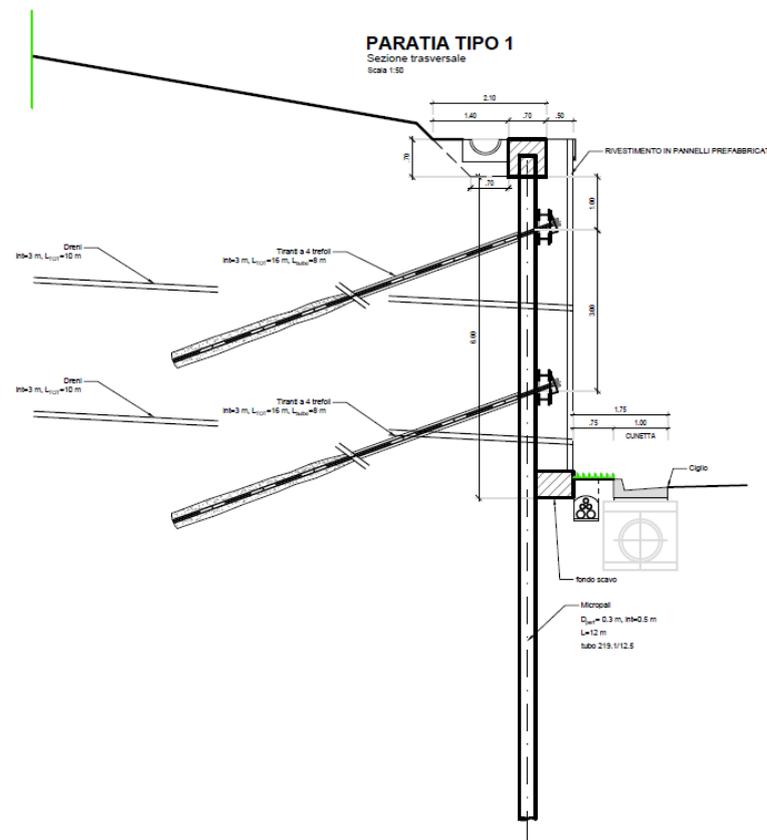


Figura 9.3: Sezione trasversale paratie di micropali.

Per le paratie di micropali sono state definite 3 tipologie.

| Tipologia paratia di micropali | H scavo [m] | N° file di tiranti [m] |
|--------------------------------|-------------|------------------------|
| TIPO 1 | 6.50 | 2 |
| TIPO 2 | 8.50 | 3 |
| TIPO 3 | 10.50 | 4 |

Per l’ubicazione si veda l’elaborato T00-OS00-STR-ST03.

9.3 PARETI CHIODATE

Tale tipologia costruttiva verrà impiegata sia nelle zone antistanti all'imbocco delle gallerie naturali ed artificiali, sia in alcuni tratti per contenere la trincea stradale, ove le formazioni geologiche saranno di natura litoide quali calcari, marne e maioliche.

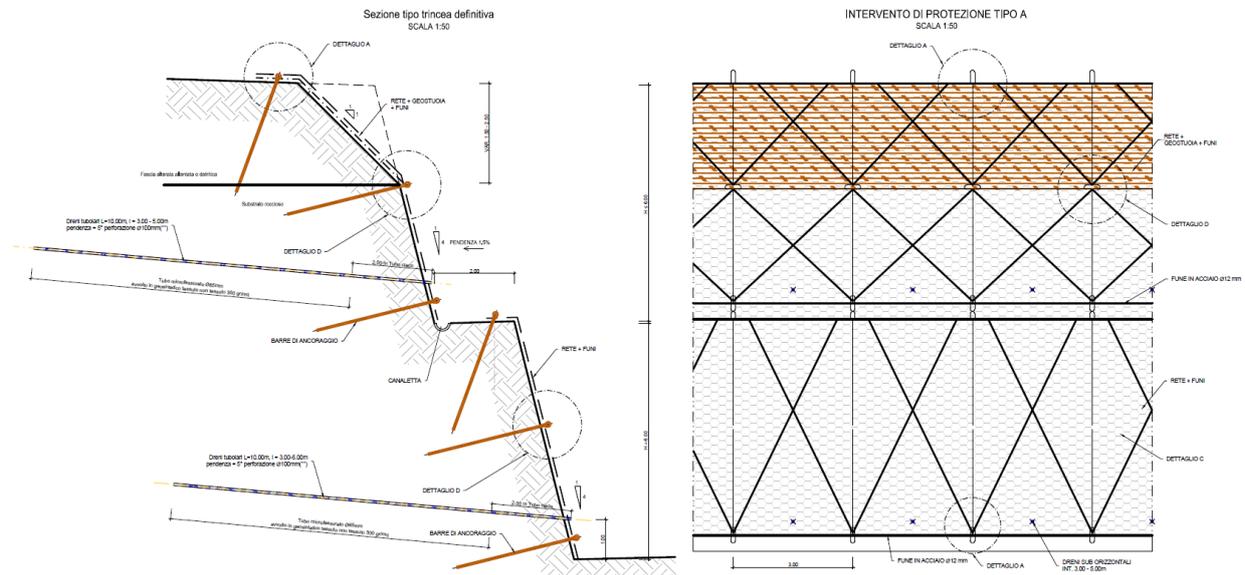


Figura 9.4: Sezione trasversale pareti chiodate.

Le pareti avranno inclinazione 1/4 e saranno costituite da una rete a doppia torsione ancorata con funi e chiodi a maglia romboidale 6x3. La fune in acciaio avrà diametro $\Phi 12$ mm e sarà chiodata con chiodi di ancoraggio di lunghezza 3.00-6.00m.

Inoltre, per assorbire le eventuali risalite di falda saranno inseriti dei dreni tubolati di lunghezza 10.0 m, con interasse 3.00-5.00 m e pendenza pari a 5°, costituiti da un tubo microfessurato $\Phi 65$ mm avvolto in geosintetico tessuto non tessuto con densità pari a 300 gr/mq.

Per l'ubicazione si veda l'elaborato T00-OS00-STR-ST04.

9.4 VIADOTTI

Sull'asse principale sono presenti 7 viadotti a più campate e 5 ponti a singola campata:

- VI01- Viadotto San Nicola L= 730 m, con campate 90+2x110+2x90+2x75+90
- VI02 – Viadotto Castagnola L= 200 m, con campate 50+110+40
- VI03 – Viadotto Pasinacci L=270m, con campate 80+110+80
- VI04 - Viadotto Costa Vecchia L=210m, con campate 2x105
- VI05 - Viadotto Calinella L=660m, con campate 6x110
- VI06 - Viadotto Ulso L=150m, con campate 2x75
- VI07 – Ponte Citrigno L=40m, a singola campata
- VI08 - Viadotto Chianara L=600m, con campate 6x100
- VI10 – Ponte Cerreglia L=60m, a singola campata
- VI11 – Ponte Cerreglia II L=80m, a singola campata

Relazione geotecnica e sismica

- VI12 – Ponte della Risega L= 70m, a singola campata
- VI13 – Ponte della Risega II L=110m, a singola campata

La progettazione ha tenuto conto dell'esigenza di **trovare un giusto equilibrio tra costo dell'opera e risultato estetico/funzionale finale**, inoltre ai fini delle valutazioni di impatto ambientale tali opere assumono un notevole rilievo e pertanto hanno richiesto un attento studio della tipologia e delle forme.

Questa esigenza ha comportato il ricorso a tecnologie all'avanguardia con una configurazione strutturale che, se da un lato può essere considerata tradizionale (impalcato metallico), dall'altro può ritenersi sicuramente innovativa (travi a geometria variabile con elevata luce di calcolo).

Le principali motivazioni progettuali che hanno condotto alla definizione della soluzione proposta possono essere individuate da un lato nella definizione delle proporzioni del viadotto in relazione all'ampiezza delle vallate e delle incisioni da attraversare, dall'altro nella ricerca della maggiore leggerezza dell'impalcato e della maggiore snellezza per le sottostrutture, con l'obiettivo finale di pervenire a soluzioni di minimo ingombro e quindi di minor impatto ambientale.

La geometria delle pile, la cura dei dettagli costruttivi e la finitura delle superfici curve dell'impalcato sono ulteriori elementi che conferiscono all'opera un valore architettonico e quindi ne facilitano l'interazione con l'ambiente circostante.

La soluzione progettuale prevede un impalcato bi-trave ad altezza variabile e a sezione composta acciaio-calcestruzzo, con luci da un minimo di 40m ad un massimo di 110m e le cui principali caratteristiche possono essere così sintetizzate:

- possibilità di realizzare impalcati anche ad asse curvo e con campate di luci differenti, in grado quindi di seguire l'andamento plano-altimetrico dell'asse stradale e superare gli ostacoli sottostanti, senza particolari oneri aggiuntivi. La scelta di un impalcato a sezione composta o variabile consente inoltre una significativa riduzione dei pesi con conseguente abbassamento dell'impegno statico delle sottostrutture;
- le parti metalliche saranno interamente saldate e verniciate in modo da realizzare strutture continue di maggiore pregio formale, anche per la presenza del colore. Tale scelta, eliminando completamente le bullonature, consentirà inoltre di ridurre e facilitare le operazioni di manutenzione;
- la continuità degli impalcati sugli appoggi, per evitare o comunque limitare l'inserimento di giunti intermedi, consentirà di contenere i costi di manutenzione e di ridurre l'impatto ambientale legato al rumore, elevando il comfort di guida per l'utenza e migliorando la durabilità dell'opera.

La sezione trasversale di progetto, ospita la carreggiata stradale di larghezza minima pari a 10.50m su un unico impalcato formato da due travi a doppio T in acciaio ad altezza variabile e dalla soletta collaborante in cemento armato.

Relazione geotecnica e sismica

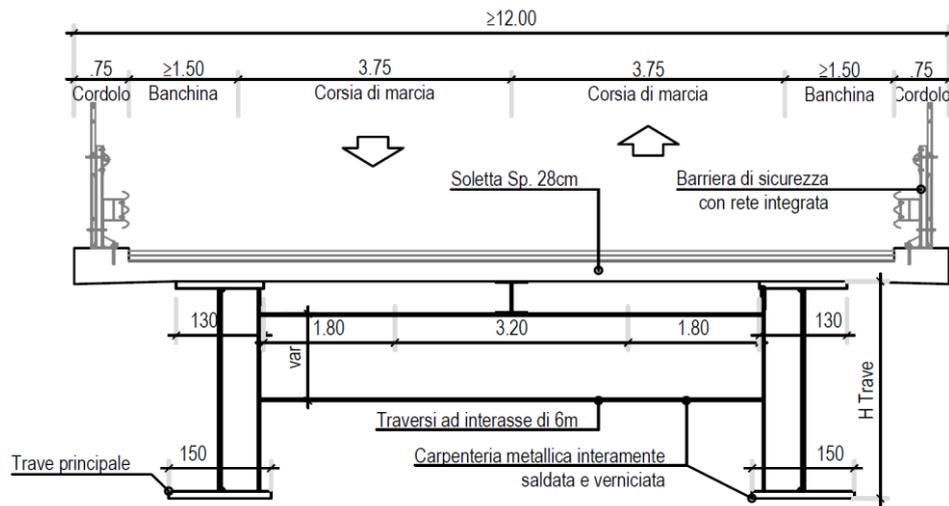


Figura 9.5: Sezione trasversale impalcata asse principale.

L'impalcata avrà larghezza complessiva minima di 12,00, così suddivisa:

- carreggiata minima da 10,50m, composta da due corsie di marcia da 3,75m e da due banchine di larghezza 1,50 m (tale larghezza potrebbe essere incrementata in alcuni tratti per l'inserimento degli opportuni allargamenti in curva o di visibilità)
- due cordoli esterni di larghezza pari a 0,75m, in cui saranno alloggiati le barriere di sicurezza integrate con rete di protezione o le barriere antirumore

Le travi metalliche saranno distanziate di 8,00 m e collegate da traversi ad anima piena ubicati a ridosso della soletta in cls e posti ad interasse di circa 6 m.

La soletta avrà spessore costante pari a 28 cm e le travi avranno altezza variabile da 3,00m fino a 5,00m in corrispondenza delle pile.

Le pile avranno altezza variabile da un minimo di 6m fino ad un massimo di 52m con una sezione di sviluppo lineare dotata, alle due estremità, di risvolti laterali.

Le fondazioni saranno di tipo diretto nei tratti in cui la geologia e la geotecnica prevedono parametri ottimali (calcarei, marne e maioliche) e su pali nei tratti in cui vengono attraversati dei detriti e delle alluvioni.

Relazione geotecnica e sismica

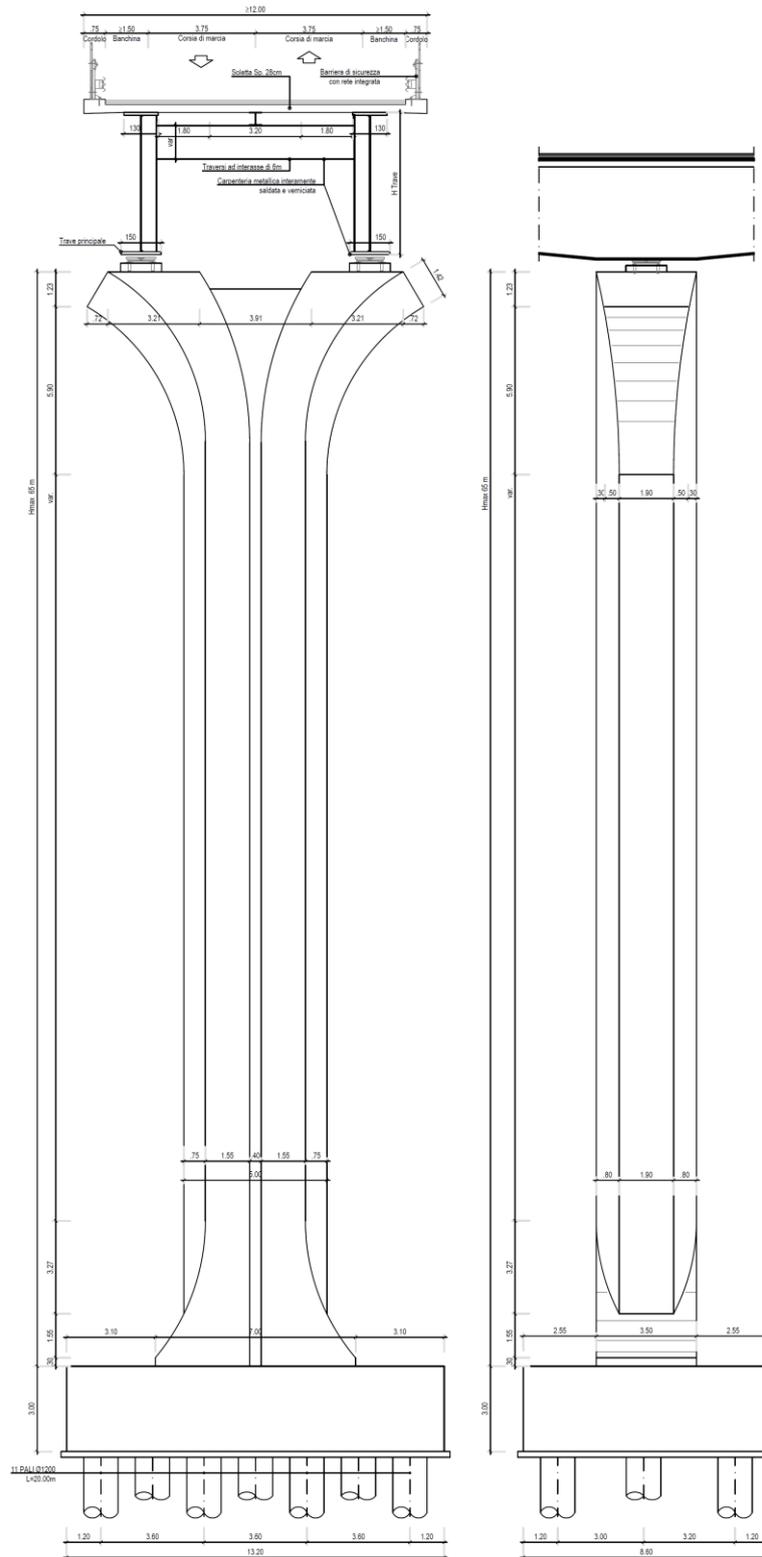


Figura 9.6: Sezione trasversale pila impalcato asse principale.

9.4.1 Adeguamento viadotto esistente

Lungo il tratto di adeguamento è presente un viadotto dal Km 11+352.50 al Km 11+473.10 per la quale verrà previsto un allargamento trasversale, al fine di ospitare la nuova piattaforma stradale in progetto.

Il viadotto (denominato VI14 – Viadotto Macchia) ha luce pari a 120.60m ed è attualmente costituito da 5 campate da 25.20m circa ciascuna.



Figura 9.7: Vista viadotto Macchia esistente.

L’impalcato attuale è costituito da 7 travi a T rovescia in c.a.p. di altezza pari a 1.33m, per una larghezza trasversale pari a circa 12.75m.



Figura 9.8: Particolare travi impalcato.

Le pile hanno altezza variabile da 6.50m a 10.00m circa e hanno sezione rettangolare con pulvino a sezione mista.

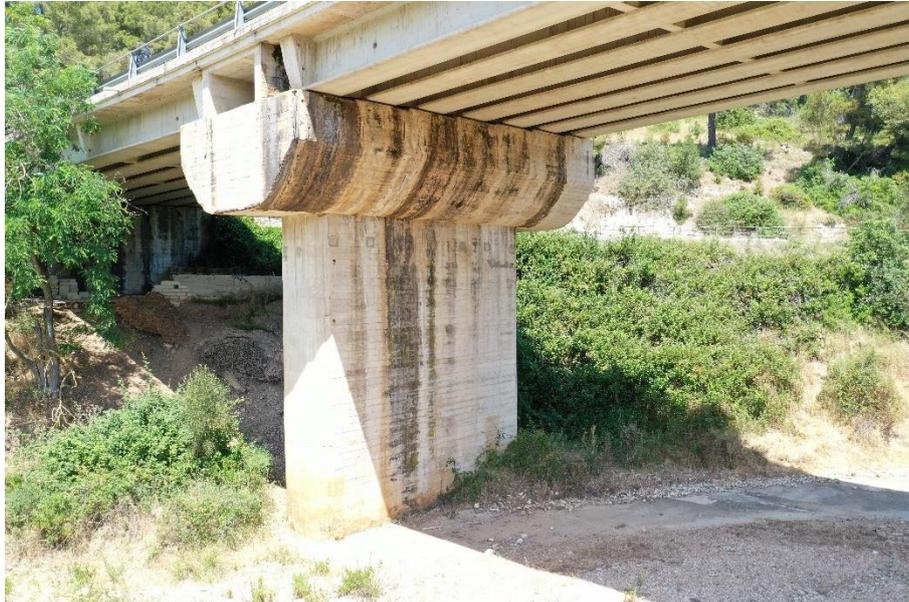


Figura 9.9: Particolare pila e pulvino.

L'intervento di allargamento prevede l'inserimento di una trave aggiuntiva in c.a.p. a T rovescia sul ciglio destro, al fine di contenere l'allargamento dell'impalcato che andrà da un massimo di 0.74m (spalla 1) ad un minimo di 1.58m (spalla 2). Inoltre, in corrispondenza del ciglio sinistro si prevederà la demolizione della soletta esistente per l'inserimento del cordolo da 75cm e della relativa barriera di sicurezza.

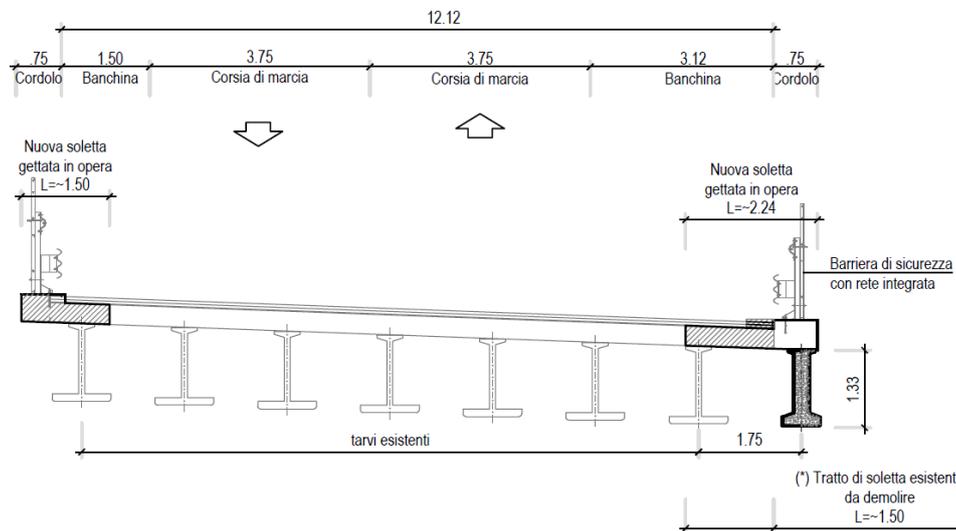


Figura 9.10: Sezione trasversale impalcato in allargamento.

Le spalle e i pulvini verranno allargati di conseguenza con inghisaggi di barre con resina epossidica. I fusti delle pile e le fondazioni si allargheranno mediamente di 3.60m ed i pulvini di 1.80m.

Relazione geotecnica e sismica

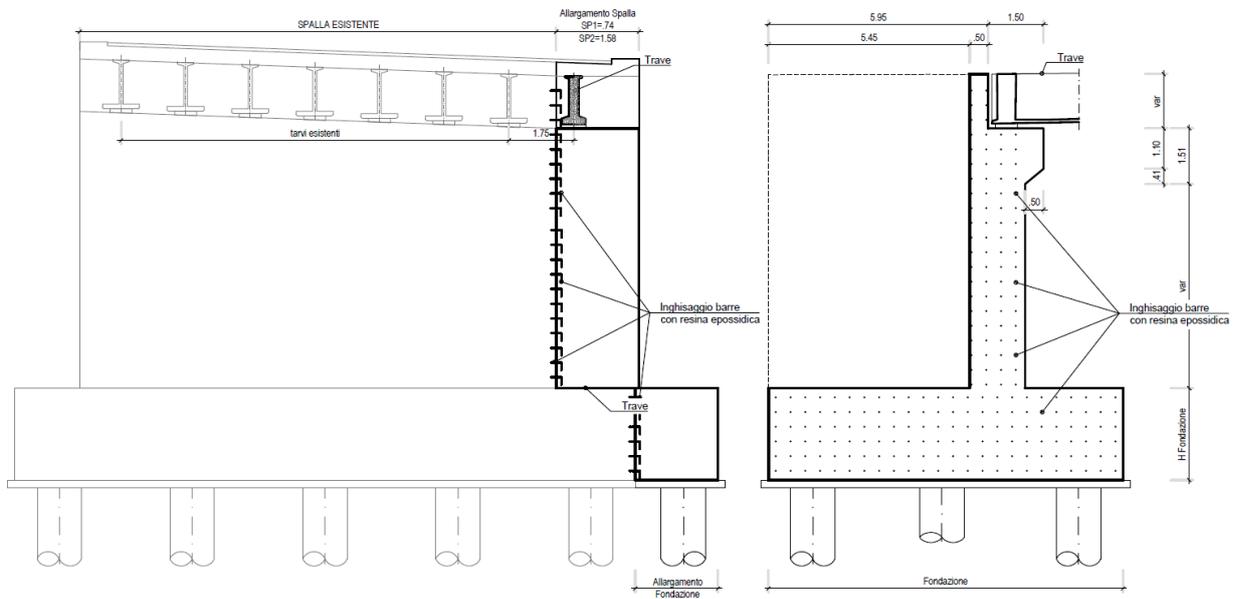


Figura 9.11: Sezione trasversale spalla in allargamento.

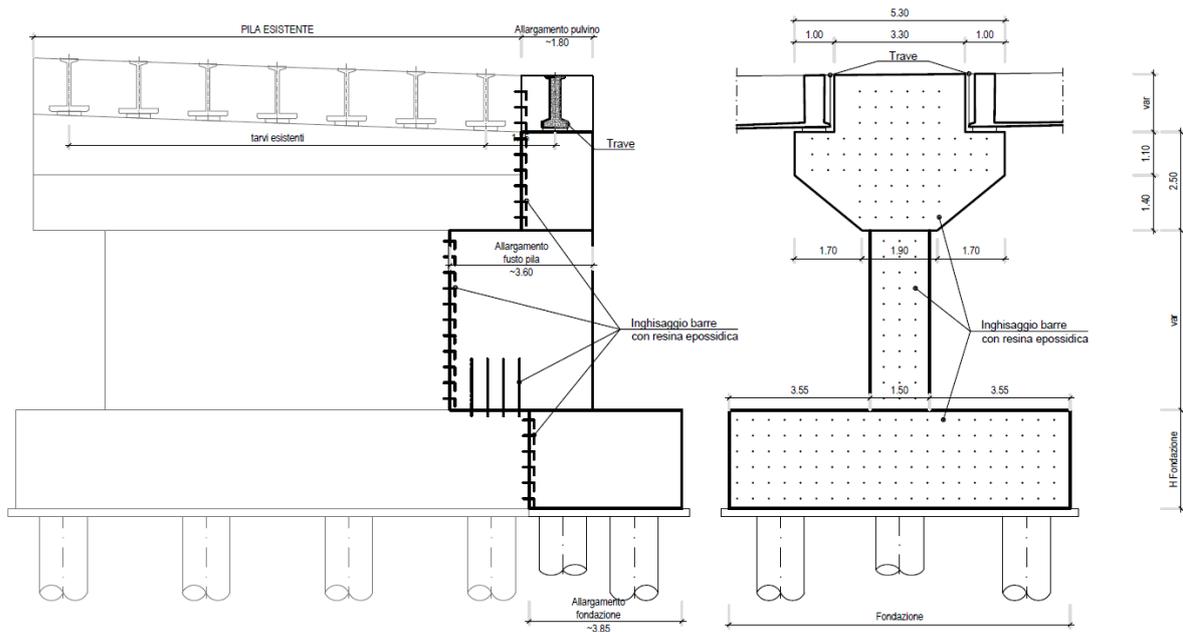


Figura 9.12: Sezione trasversale pila e pulvino in allargamento.

9.5 CAVALCAVIA

Per i cavalcavia della viabilità secondaria interferita dall'asse principale, si prevederà l'utilizzo di **impalcati a sezione mista acciaio calcestruzzo a via di corsa superiore**.

Le travi metalliche saranno a parete piena e risulteranno collegate con trasversi di tipo reticolare; l'interasse tra le travi principali dipenderà dalla larghezza trasversale della viabilità interferita, principalmente di categoria podereale di larghezza complessiva pari a 4.00m e cordoli laterali da 0.75m per alloggiare la barriera di sicurezza integrata.

L’altezza complessiva delle travi risulterà funzione della luce di calcolo di ciascuna opera ed in via preliminare pari a 1.80m; lo schema strutturale sarà a trave continua, su dispositivi di vincolo del tipo a pendolo che fungeranno da elementi di isolamento dell’impalcato rispetto alle sottostrutture.

Lungo tutto lo sviluppo saranno disposti dei diaframmi di irrigidimento trasversali di tipo reticolare realizzati con profili ad L accostati e collegati alle travi principali mediante giunti bullonati.

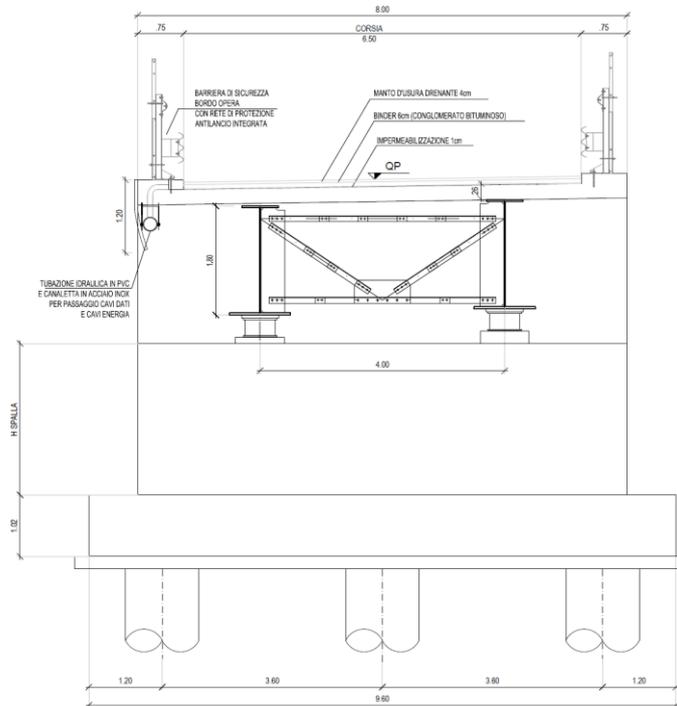


Figura 9.13: Sezione trasversale impalcato viabilità secondaria.

La soletta sarà gettata su tavole prefabbricate autoportanti, poggianti direttamente sulle piattabande superiori delle travi in acciaio.

9.6 SOTTOVIA

Per i sottovia stradali delle viabilità poderali si prevedranno **opere a sezione scatolare** aventi dimensioni 7.50x5.50.

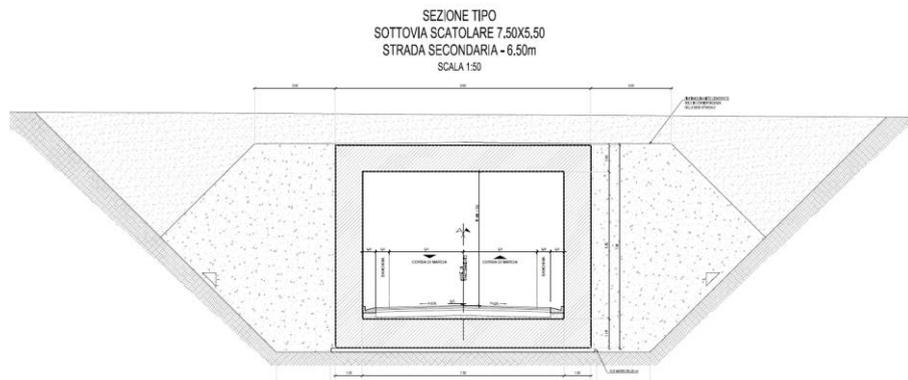


Figura 9.14: Sezione trasversale sottovia viabilità poderale.

Gli scotolari presenteranno muri di imbocco prefabbricati, per gestire il raccordo con la morfologia esistente.

9.7 TOMBINI IDRAULICI

Gli scotolari di natura idraulica saranno di quattro tipologie:

- per interferenze idrauliche con portate da smaltire più contenute, **opere a sezione scotolare prefabbricate** aventi dimensioni 2.00x2.00, 2.50x2.50 e 4.00x4.00
- per interferenze idrauliche più significative in termini di portata da smaltire, **opere a sezione scotolare interamente gettata in opera** aventi dimensioni 8.00x4.00

I tombini presenti in progetti sono i seguenti:

- TO01 - tombino scotolare 2.50x2.50
- TO02 - tombino scotolare 2.00x2.00
- TO03 - tombino scotolare 2.00x2.00
- TO04 - tombino scotolare 4.00x4.00
- TO05 - tombino scotolare 4.00x4.00
- TO06 - tombino scotolare 4.00x4.00
- TO07 - tombino scotolare 4.00x4.00
- TO08 - tombino scotolare 4.00x4.00
- TO09 - tombino scotolare 8.00x4.00
- TO10 - tombino scotolare 2.50x2.50
- TO11 - tombino scotolare 2.50x2.50
- TO12 - tombino scotolare 8.00x4.00

Entrambe le tipologie saranno dotate di passaggi fauna laterali la fine di permettere le connessioni faunistiche interrotte dall'opera e presenteranno muri di imbocco prefabbricati, per gestire il raccordo con la morfologia esistente.

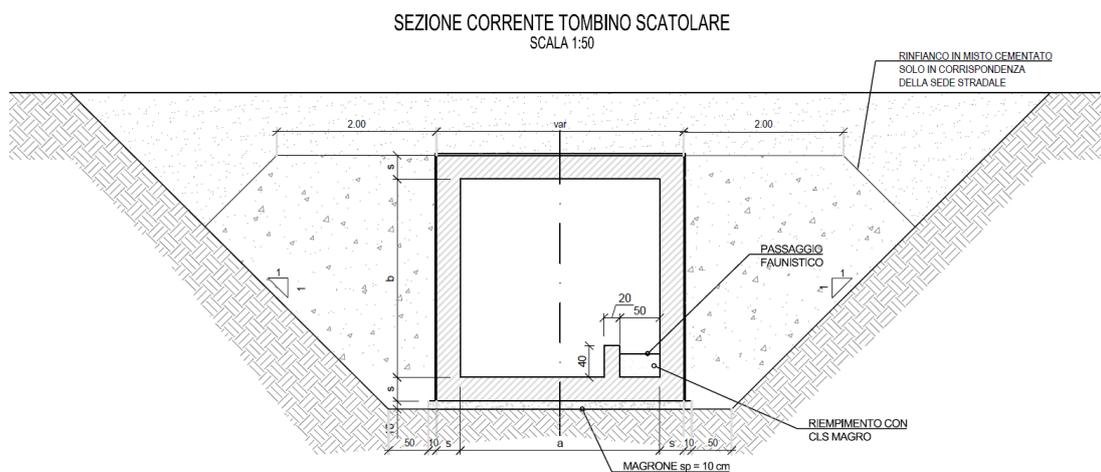


Figura 9.15: Sezione trasversale scotolari idraulici.

9.8 GALLERIE NATURALI

Il progetto prevede la realizzazione di 8 gallerie naturali; la Tabella 29 riepiloga le denominazioni delle stesse, le progressive di inizio e fine, la lunghezza totale, L_{tot} (comprensiva, quindi, dei tratti in artificiale), la copertura massima, H_{max} .

Tabella 29 – Riepilogo gallerie naturali presenti in progetto.

| Id galleria | | inizio GA | inizio GN | fine GN | fine GA | L_{tot} (m) | H_{max} (m) |
|-------------|-----------------|-----------|-----------|---------|---------|---------------|---------------|
| GN01 | Padula | 0+832 | 0+870.5 | 1+580 | 1+632 | 800 | 30 |
| GN02 | Costa Vecchia | 2+458 | 2+500 | 2+700 | 2+725 | 267 | 30 |
| GN03 | Colle di Nunzio | 3+000 | 3+035 | 3+267 | 3+315 | 315 | 22 |
| GN04 | Stregone | 4+156 | 4+194 | 4+782 | 4+810 | 654 | 85 |
| GN05 | Moresco | 5+030 | 5+055 | 5+843 | 5+878 | 848 | 80 |
| GN06 | Citrigno | 5+980 | 6+025 | 6+240 | 6+330 | 350 | 20 |
| GN07 | Marzo | 8+330 | 8+385 | 9+184 | 9+216 | 886 | 90 |
| GN08 | Piano Piccolo | 14+414 | 14+500 | 14+660 | 14+776 | 362 | 22 |

Visto l’andamento planimetrico del tracciato, a volte non rettilineo, sono presenti allargamenti in galleria dovuti alla visibilità. Per tale motivo, sono state definite tre sezioni/sagome tipo: la sezione *standard* (cfr. Figura 9.16), la sezione allargata di 2 m (cfr. Figura 9.17), la sezione allargata di 3.5 m cfr. (Figura 9.18). Quest’ultima, come sagoma, corrisponde anche alla sezione tipo con piazzola di sosta (cfr. Figura 9.19).

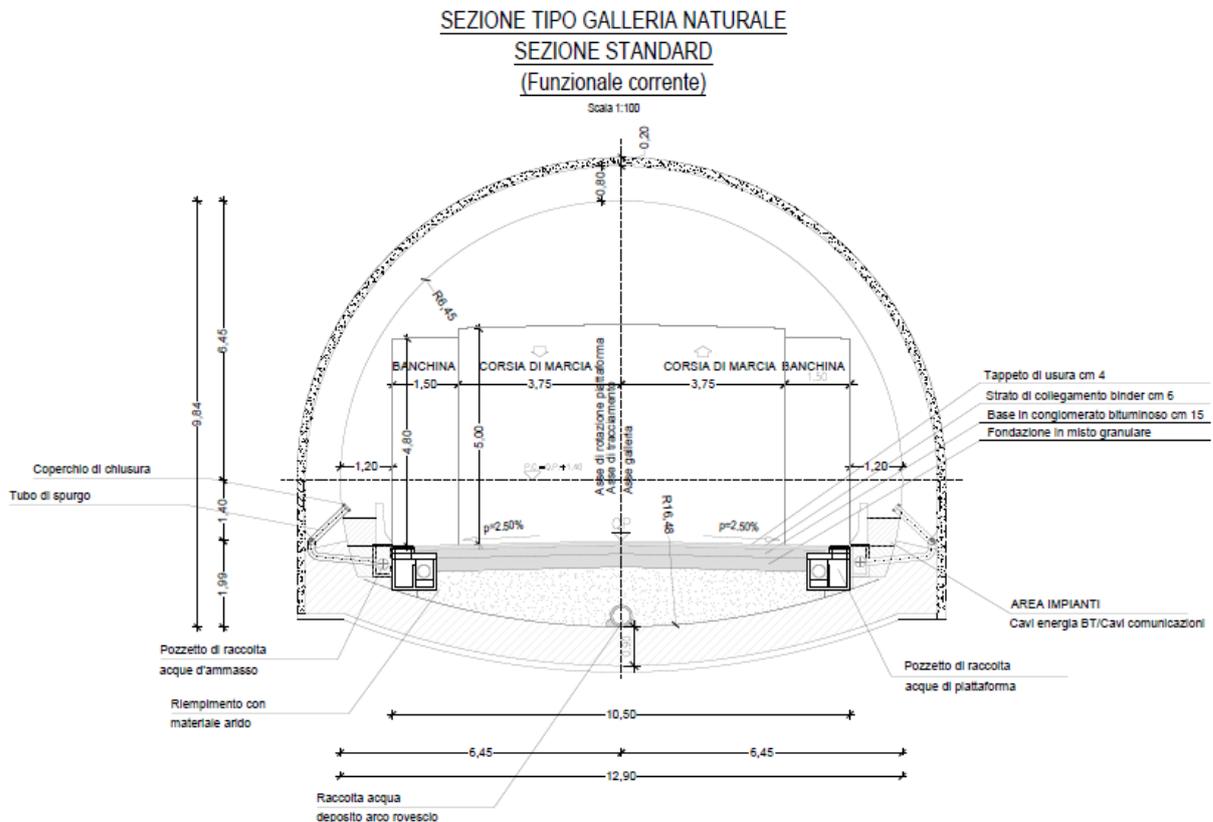


Figura 9.16: Galleria naturale, sezione tipo *standard*.

Relazione geotecnica e sismica

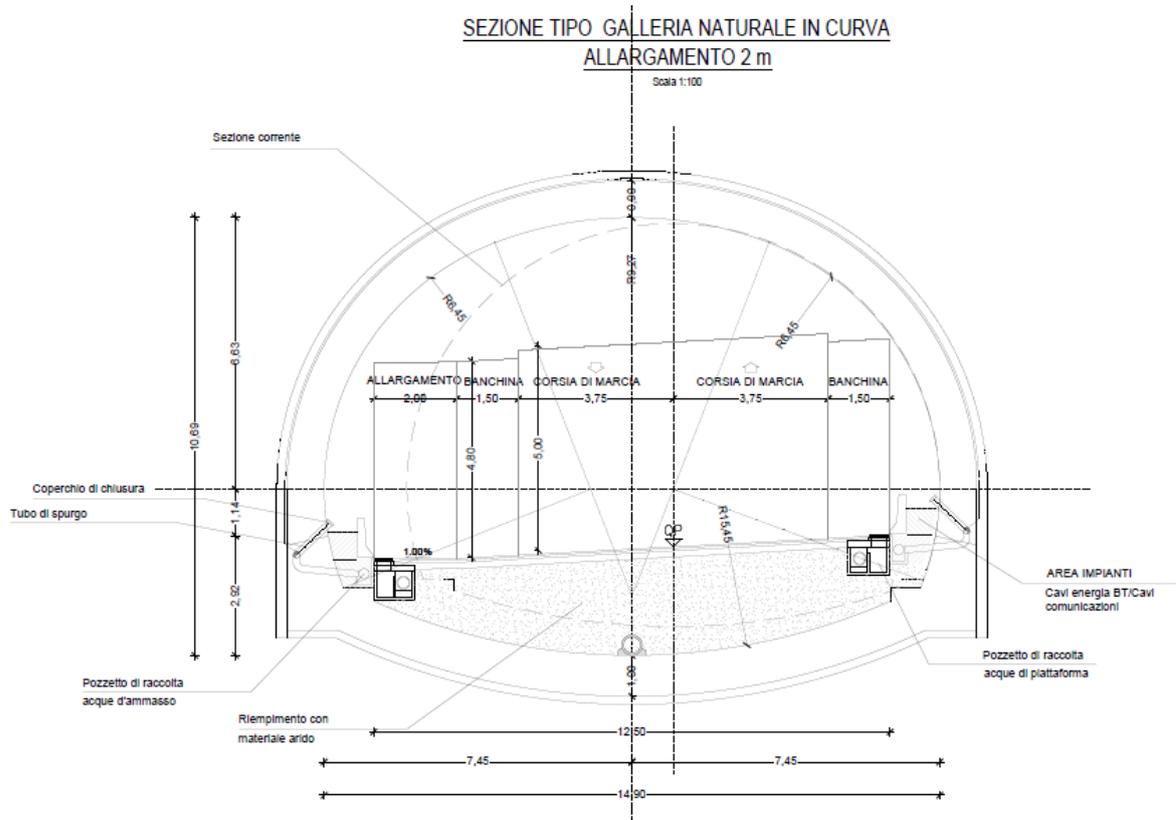


Figura 9.17: Galleria naturale, sezione tipo allargata 2 m.

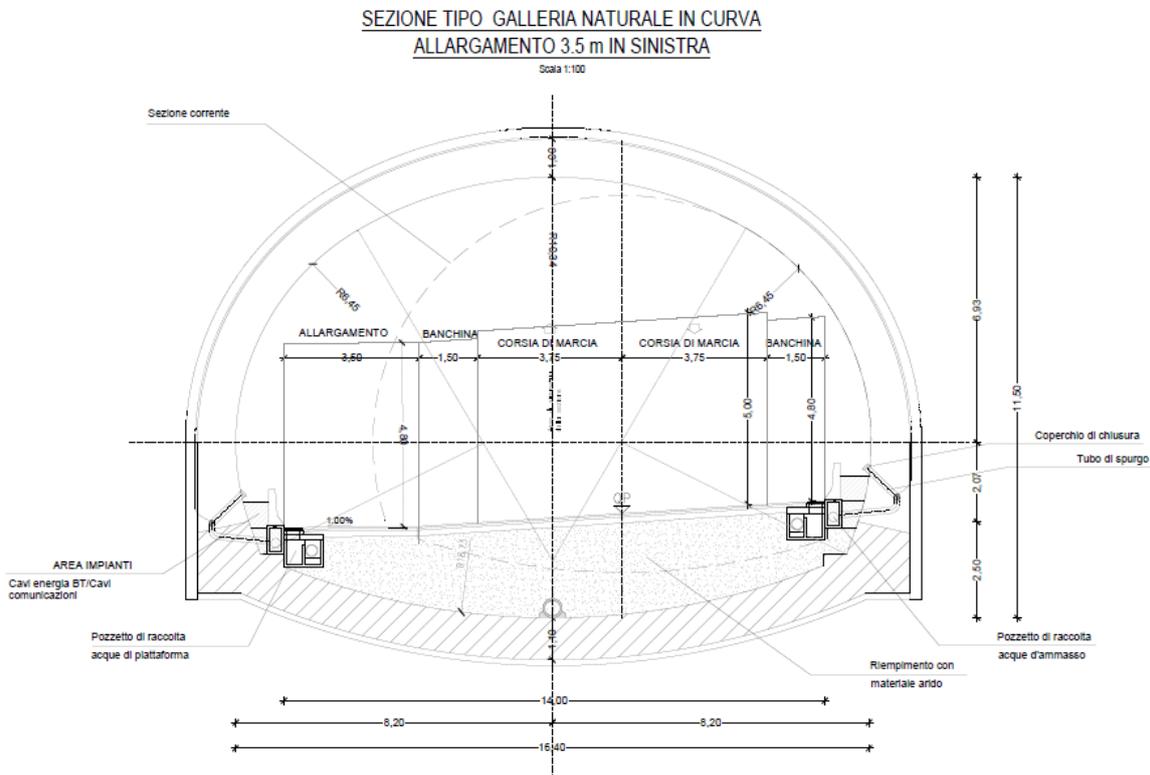


Figura 9.18: Galleria naturale, sezione tipo allargata 3.5 m.

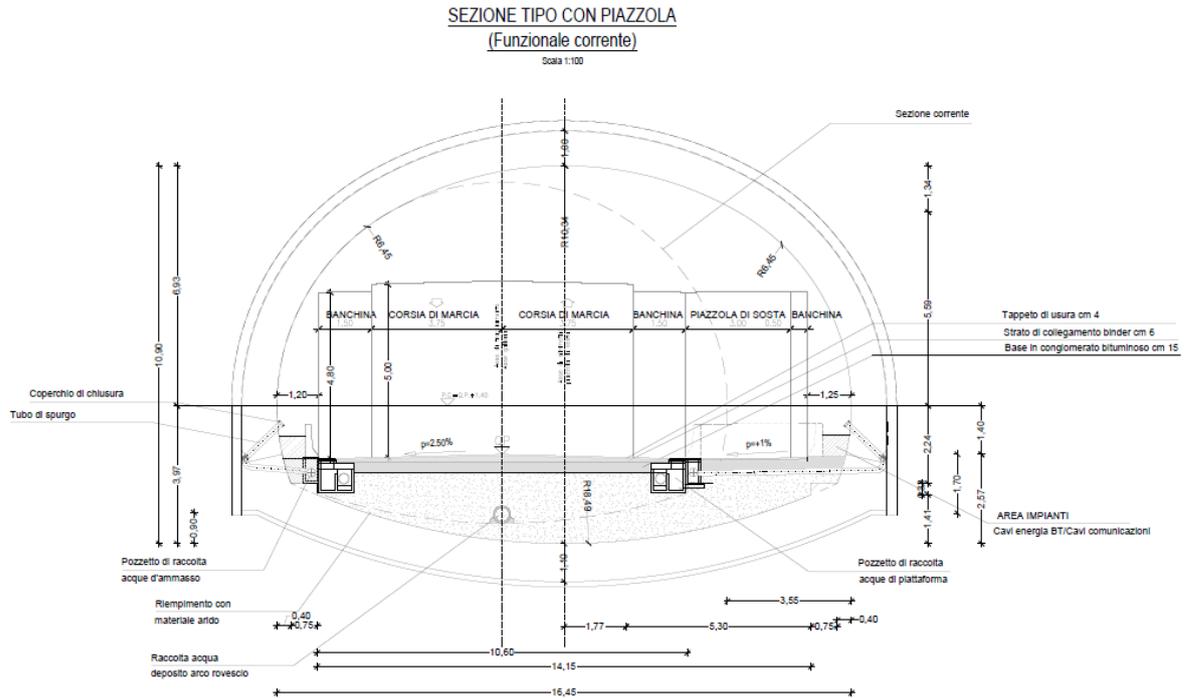


Figura 9.19: Galleria naturale, sezione tipo piazzola di sosta.

La sezione stradale presenta sempre una piattaforma stradale corrente con due corsie da 3,75 m e da banchine larghe 1,50 m. Su entrambe i lati della piattaforma stradale è previsto un profilo redirettivo in c.a. a tergo del quale sono inseriti i cavidotti per l'alloggiamento degli impianti. La sezione *standard* ha calotta monocentrica, le sezioni allargate sono policentriche.

Le gallerie vengono scavate in formazioni geologiche diverse, ma tutte abbastanza simili dal punto di vista del comportamento meccanico. In dettaglio, la GN01 è interessata interamente dalla formazione delle Marne a Fucoidi; le GN02, GN03, GN04, GN05 e GN06 attraversano interamente la formazione dei calcari tipo maiolica; la GN07 e GN08 i calcari tipo Scaglia. Il capitolo 6 riassume la caratterizzazione meccanica di questi materiali; si tratta in ogni caso di materiali calcarei litoidi di buone caratteristiche meccaniche; come riportato nella relazione geologica, nelle formazioni interessate dallo scavo delle gallerie il carsismo risulta quasi totalmente assente vista la componente marnosa e selciosa presente.

Lo scavo non interessa terreni, fatta eccezione per i primi 16 m circa della galleria GN08 imbocco lato ovest, dove è presente la formazione delle alluvioni terrazzate. Inoltre, all'imbocco est della galleria GN06, per un tratto di lunghezza 25 m circa, sopra la calotta è presente uno strato di detrito di falda (detrito proveniente dal disfacimento dei materiali litoidi presenti nelle vicinanze).

Sono state definite 3 tipologie di sezioni di scavo e consolidamento: una da adottare in corrispondenza dell'imbocco delle gallerie (sezioni C1, C2, C3 e C4), una da impiegare fuori dei tratti di imbocco per condizioni dell'ammasso roccioso buone (sezioni B1, B2, B3), una da impiegare fuori dei tratti di imbocco per condizioni dell'ammasso roccioso più alterato/fratturato (B1-c, B2-c, B3-c).

Per quanto riguarda la sezione di imbocco, questa è una sezione troncoconica, con ombrello di infilaggi metallici al contorno, preconsolidamento del fronte con VTR, presostegno del cavo con centine e *spritz beton* e rivestimento definitivo in calcestruzzo armato. Le sezioni C1, C2 e C3 sono adottate nel caso di scavo in roccia per sagoma *standard*, allargata 2 m e allargata 3.5 m rispettivamente. La sezione tipo C4, invece, è la sezione impiegata per i casi di imbocco in terreno (imbocco est GN06 e imbocco ovest GN08); tale sezione presenta un numero maggiore di VTR al fronte, e presostegno del cavo più consistente. Nel

dettaglio, le sezioni tipo C1, C2 e C3 presentano 40, 50 e 60 VTR al fronte rispettivamente; il numero via via crescente è coerente con l'aumento dell'area di scavo. La sezione tipo C4, di dimensioni con sagoma *standard* e applicata laddove sono presenti le alluvioni terrazzate (in totale si hanno circa 65 m di applicazione di questa sezione in tutto il progetto), presenta 70 VTR al fronte. La verifica di stabilità dei fronti di scavo per le sezioni C1, C2 e C3 è stata eseguita considerando sia le soluzioni derivanti dai teoremi dell'analisi limite (e, pertanto, assimilando la roccia ad un continuo), sia la verifica dei cunei potenzialmente instabili (sulla base delle famiglie di giunti rilevate e l'orientamento del fronte di scavo). Le verifiche in assenza di VTR al fronte secondo i teoremi dell'analisi limite applicando i parametri medi di caratterizzazione risultano soddisfatte; le stesse sono soddisfatte anche applicando i parametri minimi ottenuti dalle indagini. Solo ipotizzando un importante abbattimento delle caratteristiche meccaniche (ad esempio dimezzando la σ_c e dimezzando *GSI*) la verifica non risulta soddisfatta. Le verifiche di stabilità dei cunei, grazie anche all'orientamento sub-orizzontale dei giunti di strato, risultano sempre soddisfatte a meno di cunei di dimensioni non significative che saranno automaticamente rimossi sagomando il fronte con forma concava. Sulla base di quanto appena esposto, tenendo anche conto che in generale è sempre buona norma affrontare le sezioni di imbocco con un sostegno del fronte, si è deciso in questa sede di dotare le sezioni tipo di imbocco di VTR. I dettagli delle sezioni tipo di scavo e consolidamento tipo C sono riportati nell'elaborato T00-GN01-OST-SZ03. La sezione di imbocco viene impiegata per almeno 3 campi (27 m) o comunque fintanto che la copertura non supera il diametro e mezzo della galleria.

La sezione di scavo e consolidamento per le condizioni *standard* della roccia è una sezione conica, caratterizzata da un priverivestimento costituito da *spritz beton* e centine, rivestimento definitivo in calcestruzzo armato; i dettagli delle quantità sono esposti nell'elaborato grafico T00-GN01-OST-SZ01. Le sezioni B1, B2 e B3 sono impiegate per sagoma *standard*, allargata 2 m e allargata 3.5 m rispettivamente. Per situazioni in cui la roccia si dovesse presentare più alterata e fratturata, sono state inserite delle sezioni con consolidamento del fronte mediante VTR; si tratta delle sezioni B1-c, B2-C e B3-c, adottate per sagoma *standard*, allargata 2 m e allargata 3.5 m rispettivamente. Anche per queste sezioni le verifiche di stabilità del fronte sono state eseguite applicando i teoremi dell'analisi limite e verificando la stabilità dei cunei. Come per le sezioni tipo C, solo ipotizzando un importante abbattimento delle caratteristiche meccaniche le verifiche con i teoremi dell'analisi limite non risultano soddisfatte; le verifiche di stabilità dei cunei hanno restituito gli stessi risultati del caso della sezione di imbocco. In questa sede si è deciso per le tratte al di fuori degli imbocchi di inserire una sezione tipo con consolidamento del fronte applicandola in condizioni di sagoma *standard* per una percentuale pari 30% laddove le coperture sono medie (GN01, GN02, GN03, GN06, GN08) e per un 10% laddove le coperture sono alte (GN04, GN05, GN07); per sagoma allargata di 2 m o 3.5 m, si applica sempre un 30% di sezione con consolidamento del fronte. I dettagli delle quantità previste sono riportati nell'elaborato grafico T00-GN01-OST-SZ02.

Le carpenterie di tutte le sezioni sono riportate nell'elaborato T00-GN01-OST-SZ04.

La galleria GN01 nel tratto compreso tra 1+200 e 1+400 e la galleria GN05 nel tratto compreso tra 5+680 e 5+715 presentano copertura bassissima; in questi tratti, pertanto, lo scavo è previsto in naturale avendo preventivamente realizzato una protesi, costituita da un "solaio" di copertura in calcestruzzo armato di sagoma curva che si adatta all'estradosso del priverivestimento della galleria, poggiato su una fila di pali (cfr. Figura 9.20). Alle progressiva di inizio e di fine del tratto della protesi sono previste delle paratie tirantate che permetteranno di realizzare lo scavo necessario per arrivare alla quota di esecuzione di pali della protesi e di realizzazione del solaio della stessa. Le fasi realizzative si compongono di: realizzazione delle paratie di inizio e fine protesi, scavi successivi fino alla quota di fondo scavo con inserimenti dei livelli di tiranti previsti, realizzazione dei pali della protesi, realizzazione della protesi, ritombamento dell'area. Per maggiori dettagli geometrici si veda l'elaborato T00-GA01-OST-DI01.

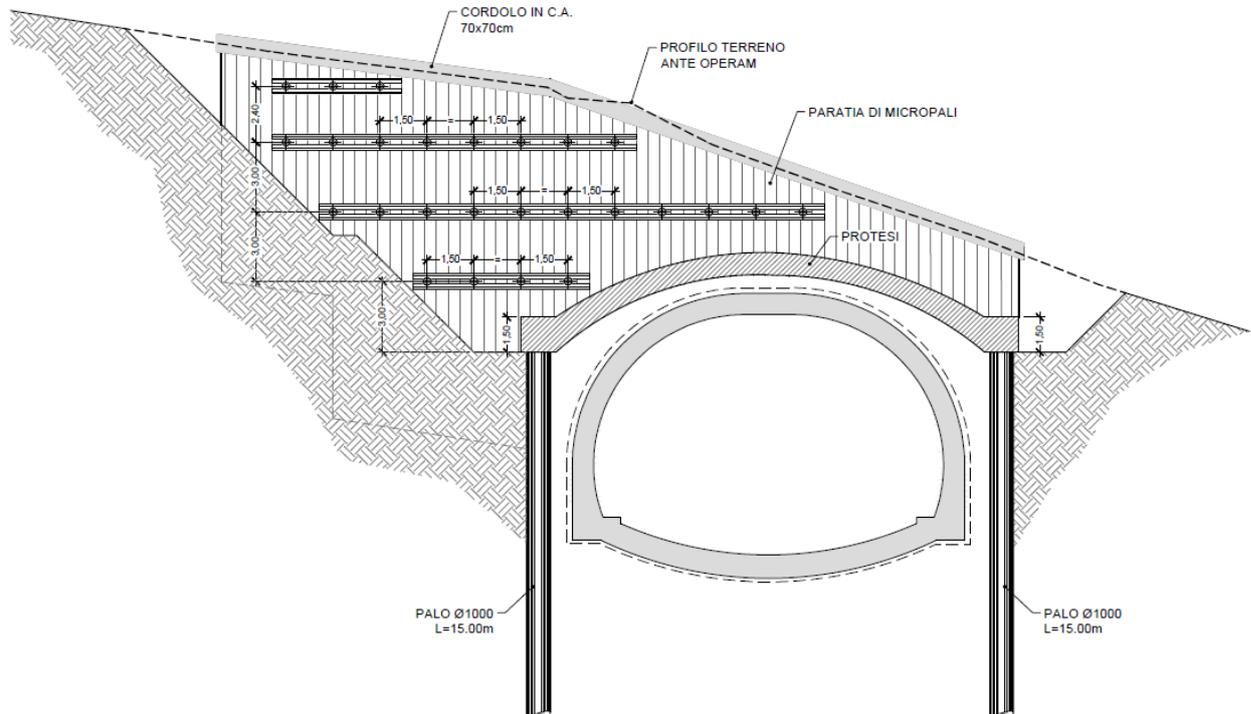


Figura 9.20: Galleria naturale con bassissima copertura, protesi.

Il tratto in artificiale viene realizzato con una galleria monocentrica/policentrica (a seconda sempre della sagoma presente, tra *standard* o allargata), con becco di flauto finale e ricoprimento fino a riottenere il profilo del piano campagna originario. La carpenteria dei tratti in artificiale è riportata nell'elaborato T00-GN01-OST-SZ04.

Le paratie di imbocco, viste le caratteristiche dei materiali presenti e considerata anche la morfologia e l'accessibilità delle zone, sono costituite da berlinesi di micropali con più livelli di tiranti, con un prescavo in superficie sostenuto da una parete chiodata di altezza massima pari a 6 m (cfr. Figura 9.21). Laddove lo scavo interessa terreni (imbocco est GN06 e imbocco ovest GN08), l'opera di sostegno parte direttamente da piano campagna (senza prescavo con parete chiodata) ed è dotata di più livelli di tiranti e disposti ad interasse longitudinale minore rispetto al caso della paratia in roccia (cfr. Figura 9.22). Gli elaborati grafici relativi agli imbocchi sono T00-GN01-OST-DT01 ÷ T00-GN01-OST-DT08.

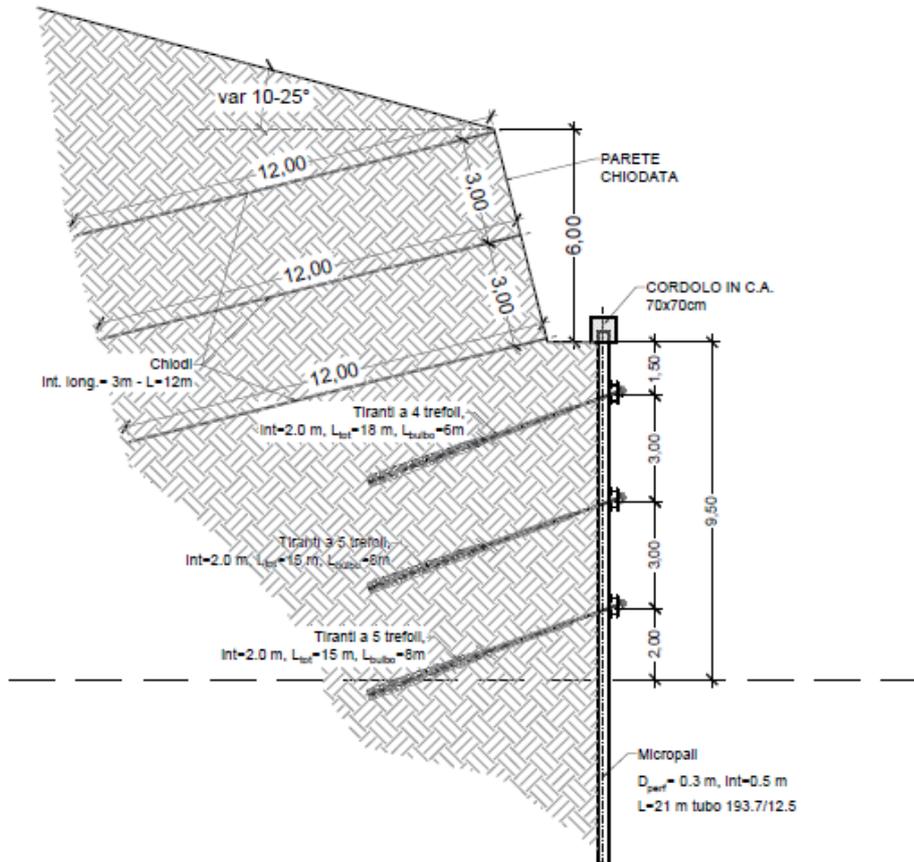


Figura 9.21: Imbocchi gallerie naturali, opera di sostegno in presenza di roccia.

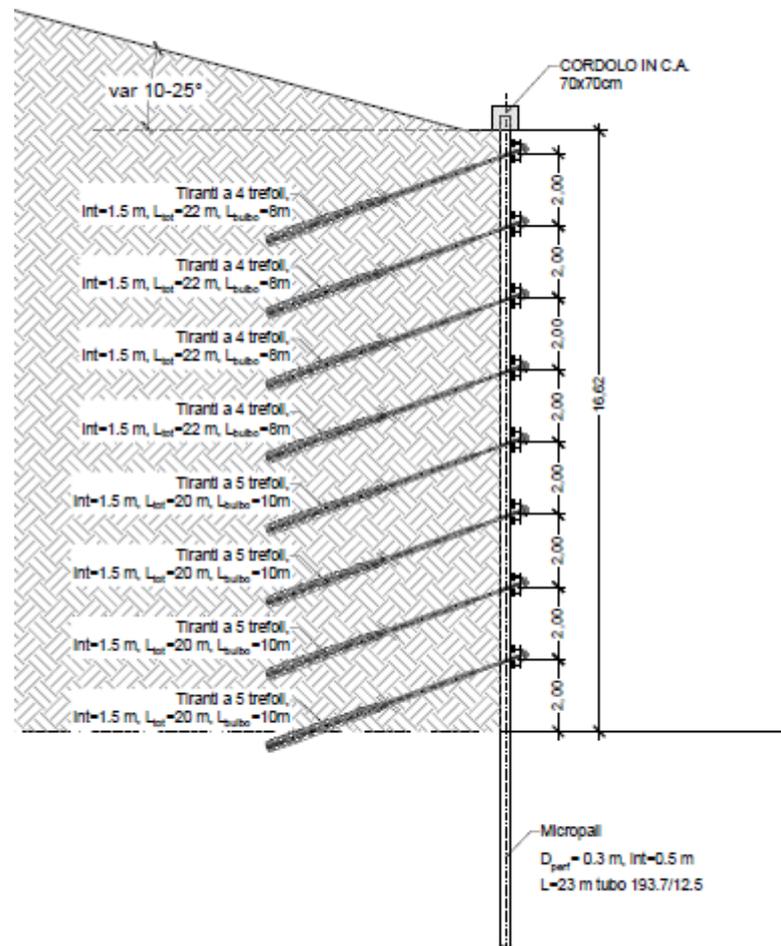


Figura 9.22: Imbrocchi gallerie naturali, opera di sostegno in presenza di terra.

9.9 GALLERIE ARTIFICIALI

Lungo il tracciato è presente una galleria artificiale, GA-01, galleria della Corte, tra le progressive 15+873 e 15+950, per una lunghezza di 77 m. Lo scavo della galleria artificiale si sviluppa interamente all'interno della formazione del calcare tipo scaglia. Il ricoprimento è modesto, dell'ordine di 2.5-3 m.

La Figura 9.23 riporta la sezione tipo.

Le fasi di realizzazione della galleria comprendono dapprima un prescavo di pochi metri di profondità per arrivare alla quota di realizzazione dei pali delle paratie laterali. Successivamente alla realizzazione delle due paratie di pali, si getta il solettone di copertura di spessore 1.70 m, ancorato alle paratie. Si lavora, poi, in sotterraneo scavando la galleria, ovvero la sezione compresa tra le paratie e la soletta superiore. Si completa l'opera gettando, su calcestruzzo magro di 15 cm circa, la soletta di fondo di spessore 1.00 m e il rivestimento laterale delle paratie in cls Rck 250. La soletta di copertura viene protetta superiormente mediante manto impermeabilizzante.

SEZIONE TIPO GALLERIA ARTIFICIALE

Scala 1:100

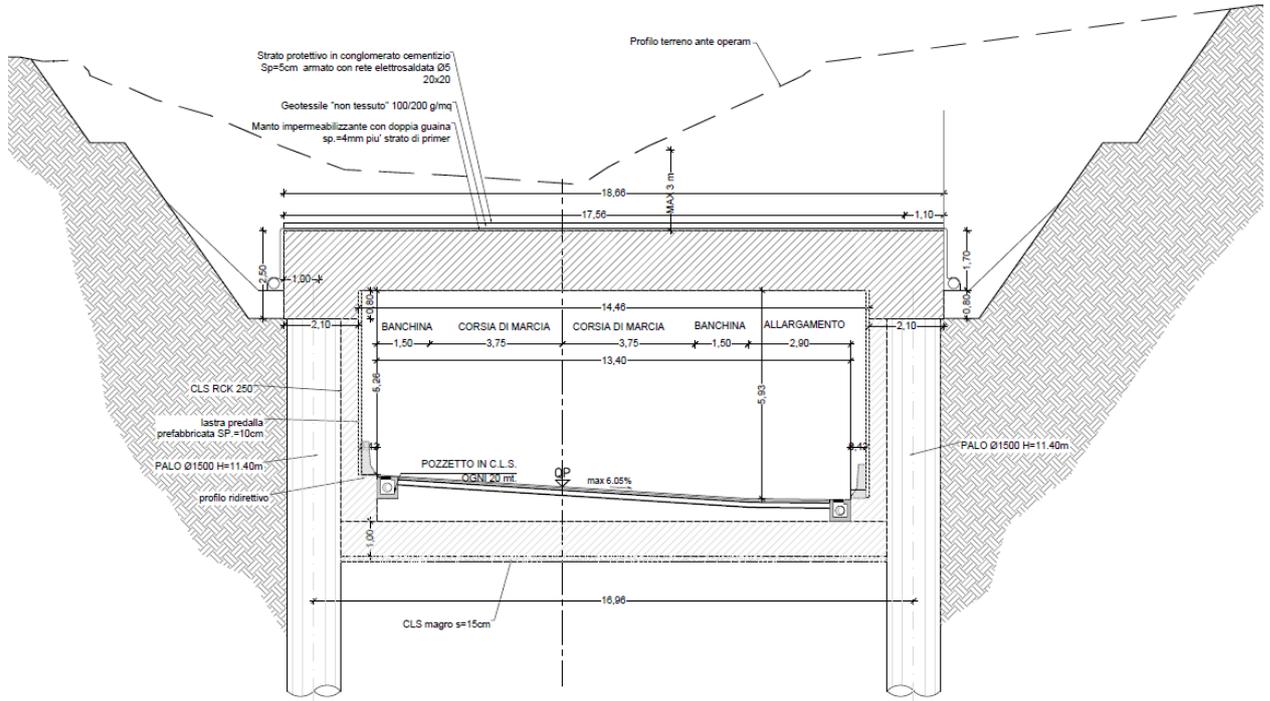


Figura 9.23: Galleria artificiale, sezione tipo.

10 CARATTERISTICHE DI SISMICITÀ DELL'AREA

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

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

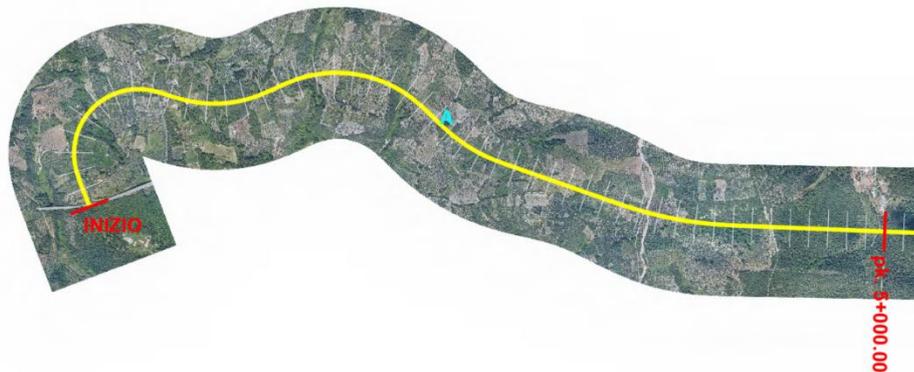
La definizione della “pericolosità sismica di base” è avvenuta utilizzando il foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 rilasciato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

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

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

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

Si è proceduto quindi con l'individuazione delle coordinate del sito in gradi sessadecimali e nel sistema di riferimento ED50. Per la valutazione delle azioni sismiche sono state investigate 4 differenti coordinate appartenenti a parti del tracciato di progetto come riportato in Figura 10.1.



Relazione geotecnica e sismica

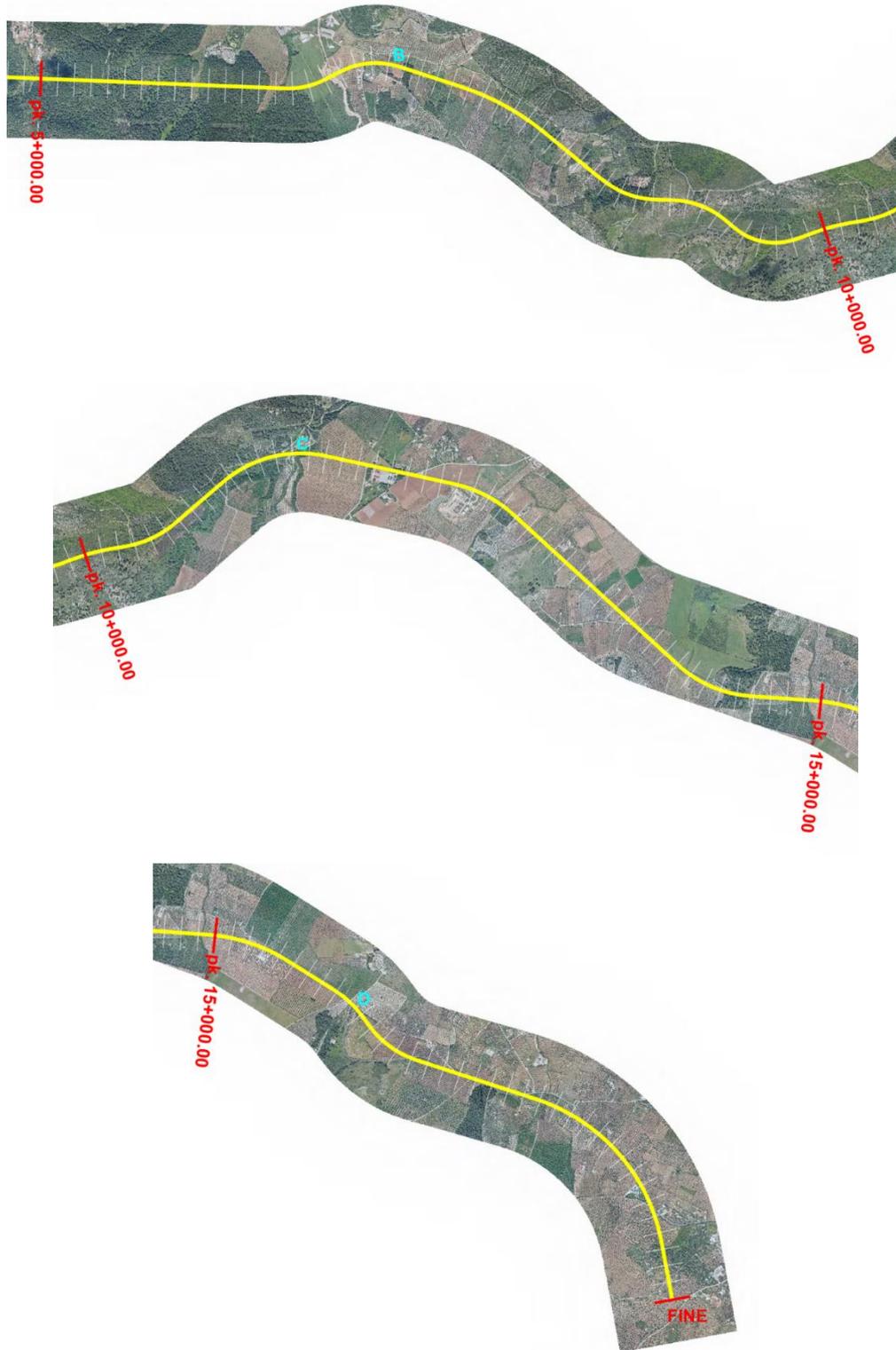


Figura 10.1: Punti investigati.

Relazione geotecnica e sismica

In per i 4 stati limite sismici definiti dalla normativa, SLO, SLD, SLV, SLC, vengono forniti i parametri fondamentali a_g , F_0 , T_C^* .

| | SLATO LIMITE | T_R [anni] | a_g [g] | F_0 [-] | T_C^* [s] |
|---------|--------------|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| Punto A | SLO | 60 | 0,069 | 2,513 | 0,286 |
| | SLD | 101 | 0,089 | 2,526 | 0,291 |
| | SLV | 949 | 0,239 | 2,435 | 0,331 |
| | SLC | 1950 | 0,312 | 2,427 | 0,343 |
| | SLATO LIMITE | T_R [anni] | a_g [g] | F_0 [-] | T_C^* [s] |
| Punto B | SLO | 60 | 0,069 | 2,511 | 0,285 |
| | SLD | 101 | 0,090 | 2,523 | 0,290 |
| | SLV | 949 | 0,242 | 2,429 | 0,329 |
| | SLC | 1950 | 0,316 | 2,422 | 0,342 |
| | SLATO LIMITE | T_R [anni] | a_g [g] | F_0 [-] | T_C^* [s] |
| Punto C | SLO | 60 | 0,069 | 2,508 | 0,284 |
| | SLD | 101 | 0,090 | 2,518 | 0,289 |
| | SLV | 949 | 0,244 | 2,424 | 0,327 |
| | SLC | 1950 | 0,319 | 2,418 | 0,341 |
| | SLATO LIMITE | T_R [anni] | a_g [g] | F_0 [-] | T_C^* [s] |
| Punto D | SLO | 60 | 0,070 | 2,500 | 0,283 |
| | SLD | 101 | 0,092 | 2,511 | 0,288 |
| | SLV | 949 | 0,250 | 2,419 | 0,326 |
| | SLC | 1950 | 0,326 | 2,414 | 0,340 |

Figura 10.2: parametri fondamentali per i punti A, B, C E D.

Dalla figura precedente si evince che il punto con i valori di a_g maggiori è il punto D.

Per la definizione della categoria di suolo si è fatto riferimento alle prospezioni *Masw* e alle *Down-Hole* eseguite durante la campagna di indagini riportata nel §3.

Il calcolo della $V_{s,eq}$ è stato eseguito secondo Normativa con la seguente relazione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\int_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con:

h_i = spessore dell’i-esimo strato;

$V_{s,i}$ = velocità delle onde di taglio nell’i-esimo strato;

N = numero strati;

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

La definizione delle categorie di sottosuolo è riportata nella figura seguente:

Relazione geotecnica e sismica

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l’utilizzo dell’approccio semplificato.

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica |
|-----------|--|
| A | Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m. |
| B | Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s. |
| C | Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s. |
| D | Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s. |
| E | Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m. |

Figura 10.3: Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo.

Nelle tabelle a seguire, per ogni Masw viene riportato l’andamento delle V_s con la profondità e la relativa categoria di sottosuolo ad esso associata (per ogni Masw sono indicati i valori ottenuti con scoppio in andata e ritorno):

Tabella 30: Masw 1 - Riepilogo valori delle V_s e della categoria di sottosuolo.

| MASW1 - scoppio 1 | | | | | | |
|-------------------|------------------------|--------------------|--------------|----------|---------------------|-------------------------|
| strato | Profondità da p.c. (m) | $V_{s,i}$ [m/s] | h_i [m] | H [m] | $V_{s,eq}$ [m/s] | Categoria di sottosuolo |
| 1 | 0,00 | 684 | 3,3 | 7,20 | 701 | B |
| | 3,30 | 684 | | | | |
| 2 | 3,30 | 717 | 3,9 | | | |
| | 7,20 | 717 | | | | |
| 3 | 7,20 | 1578 | 4,7 | | | |
| | 11,90 | 1578 | | | | |
| 4 | 11,90 | 1633 | 5,7 | | | |
| | 17,60 | 1633 | | | | |
| 5 | 17,60 | 1480 | 12,4 | | | |
| | 30,00 | 1480 | | | | |

| MASW1 - scoppio 2 | | | | | | |
|-------------------|------------------------|--------------------|--------------|----------|---------------------|-------------------------|
| strato | Profondità da p.c. (m) | $V_{s,i}$ [m/s] | h_i [m] | H [m] | $V_{s,eq}$ [m/s] | Categoria di sottosuolo |
| 1 | 0,00 | 506 | 2,0 | 4,70 | 495 | B |
| | 2,00 | 506 | | | | |
| 2 | 2,00 | 487 | 2,7 | | | |
| | 4,70 | 487 | | | | |
| 3 | 4,70 | 918 | 3,7 | | | |
| | 8,40 | 918 | | | | |
| 4 | 8,40 | 1116 | 5,1 | | | |
| | 13,50 | 1116 | | | | |
| 5 | 13,50 | 1140 | 16,5 | | | |
| | 30,00 | 1140 | | | | |

Relazione geotecnica e sismica

| MASW1 - RE.MI | | | | | | |
|---------------|------------------------|--------------------|--------------|------------|---------------------|-------------------------|
| <i>strato</i> | Profondità da p.c. (m) | $V_{s,i}$ [m/s] | h_i [m] | H [m] | $V_{s,eq}$ [m/s] | Categoria di sottosuolo |
| 1 | 0,00 | 690 | 5,4 | 5,40 | 690 | B |
| | 5,40 | 690 | | | | |
| 2 | 5,40 | 959 | 6,0 | | | |
| | 11,37 | 959 | | | | |
| 3 | 11,37 | 1183 | 6,8 | | | |
| | 18,15 | 1183 | | | | |
| 4 | 18,15 | 1244 | 7,7 | | | |
| | 25,84 | 1244 | | | | |
| 5 | 25,84 | 1293 | 4,2 | | | |
| | 30,00 | 1293 | | | | |

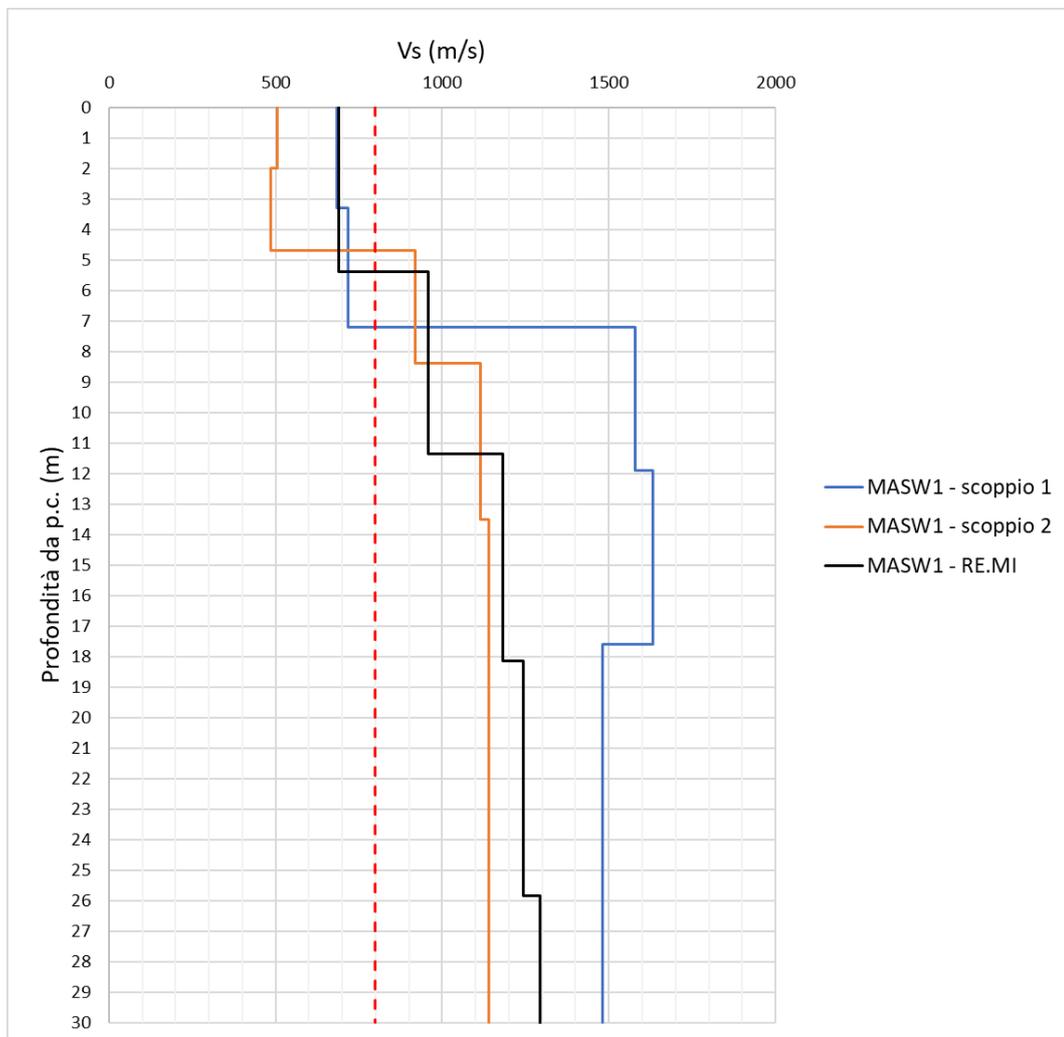


Figura 10.4: Masw 1 – andamento delle Vs con la profondità.

Relazione geotecnica e sismica

Tabella 31: Masw 6 - Riepilogo valori delle Vs e della categoria di sottosuolo.

| MASW6 - scoppio 1 | | | | | | |
|-------------------|-------------------------------|-------------------|---------------|--------------|--------------------|--------------------------------|
| <i>strato</i> | <i>Profondità da p.c. (m)</i> | <i>Vs,i [m/s]</i> | <i>hi [m]</i> | <i>H [m]</i> | <i>Vs,eq [m/s]</i> | <i>Categoria di sottosuolo</i> |
| 1 | 0,00 | 430 | 5,2 | 18,20 | 551 | B |
| | 5,20 | 430 | | | | |
| 2 | 5,20 | 540 | 6,0 | | | |
| | 11,20 | 540 | | | | |
| 3 | 11,20 | 712 | 7,0 | | | |
| | 18,20 | 712 | | | | |
| 4 | 18,20 | 1031 | 8,2 | | | |
| | 26,40 | 1031 | | | | |
| 5 | 26,40 | 1145 | 3,6 | | | |
| | 30,00 | 1145 | | | | |
| MASW6 - scoppio 2 | | | | | | |
| <i>strato</i> | <i>Profondità da p.c. (m)</i> | <i>Vs,i [m/s]</i> | <i>hi [m]</i> | <i>H [m]</i> | <i>Vs,eq [m/s]</i> | <i>Categoria di sottosuolo</i> |
| 1 | 0,00 | 255 | 2,4 | 19,03 | 507 | B |
| | 2,40 | 255 | | | | |
| 2 | 2,40 | 402 | 3,4 | | | |
| | 5,80 | 402 | | | | |
| 3 | 5,80 | 673 | 13,2 | | | |
| | 19,03 | 673 | | | | |
| 4 | 19,03 | 863 | 6,8 | | | |
| | 25,83 | 863 | | | | |
| 5 | 25,83 | 961 | 4,2 | | | |
| | 30,00 | 961 | | | | |
| MASW6 – RE.MI | | | | | | |
| <i>strato</i> | <i>Profondità da p.c. (m)</i> | <i>Vs,i [m/s]</i> | <i>hi [m]</i> | <i>H [m]</i> | <i>Vs,eq [m/s]</i> | <i>Categoria di sottosuolo</i> |
| 1 | 0,00 | 466 | 7,9 | 7,90 | 581 | B |
| | 7,90 | 466 | | | | |
| 2 | 7,90 | 692 | 12,1 | | | |
| | 20,00 | 692 | | | | |
| 3 | 20,00 | 1096 | 10,0 | | | |
| | 30,00 | 1096 | | | | |

Relazione geotecnica e sismica

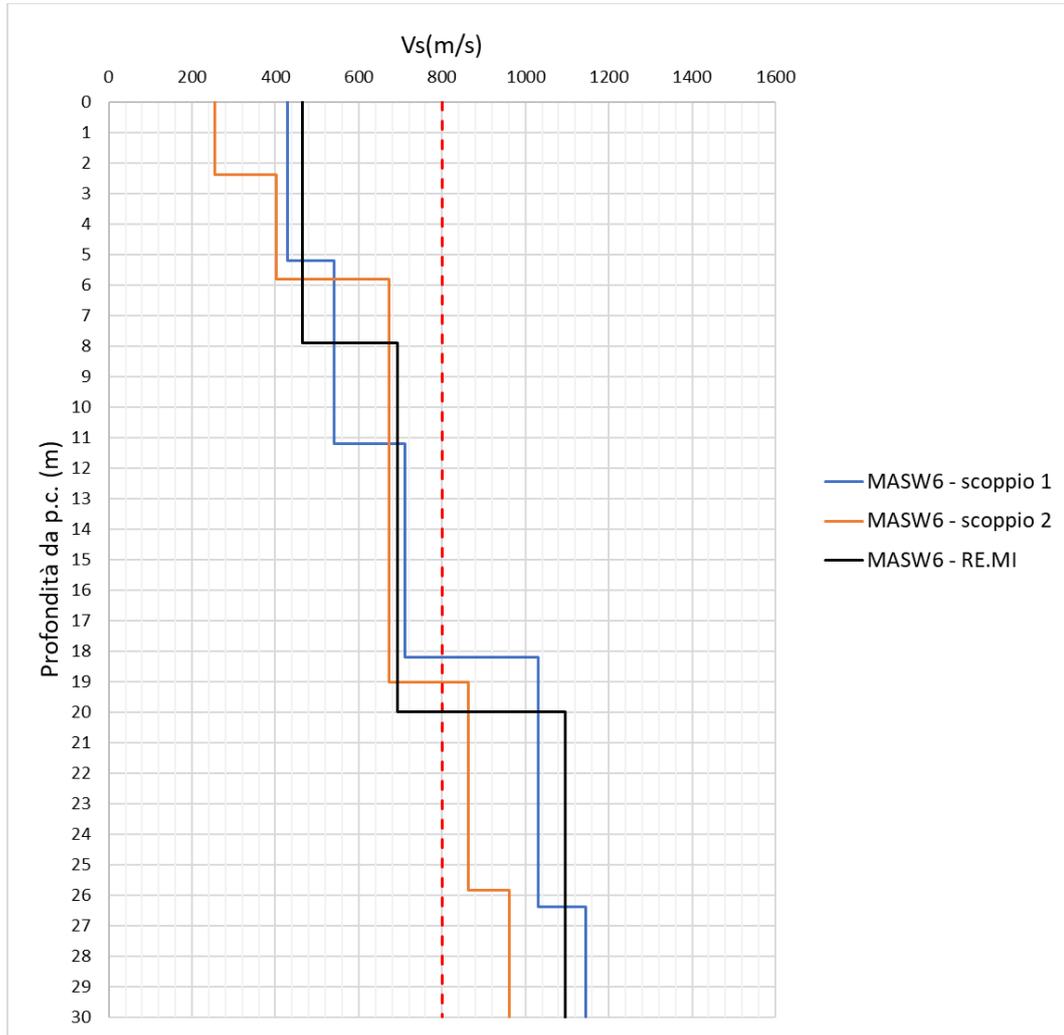


Figura 10.5: Masw 6 – andamento delle Vs con la profondità.

Tabella 32: Masw 7 - Riepilogo valori delle Vs e della categoria di sottosuolo.

| MASW7 - scoppio 1 | | | | | | |
|-------------------|------------------------|------------|--------|-------|-------------|-------------------------|
| strato | Profondità da p.c. (m) | Vs,i [m/s] | hi [m] | H [m] | Vs,eq [m/s] | Categoria di sottosuolo |
| 1 | 0,00 | 326 | 3,6 | 30,00 | 586 | B |
| | 3,60 | 326 | | | | |
| 2 | 3,60 | 509 | 4,7 | | | |
| | 8,30 | 509 | | | | |
| 3 | 8,30 | 608 | 6,1 | | | |
| | 14,40 | 608 | | | | |
| 4 | 14,40 | 710 | 7,8 | | | |
| | 22,20 | 710 | | | | |
| 5 | 22,20 | 790 | 7,8 | | | |

Relazione geotecnica e sismica

| | | 30,00 | 790 | | | |
|-------------------|-------------------------------|-------------------|---------------|--------------|--------------------|--------------------------------|
| MASW7 - scoppio 2 | | | | | | |
| <i>strato</i> | <i>Profondità da p.c. (m)</i> | <i>Vs,i [m/s]</i> | <i>hi [m]</i> | <i>H [m]</i> | <i>Vs,eq [m/s]</i> | <i>Categoria di sottosuolo</i> |
| 1 | 0,00 2,00 | 288 288 | 2,0 | | | |
| 2 | 2,00 7,50 | 360 360 | 5,5 | | | |
| 3 | 7,50 19,65 | 512 512 | 12,2 | 30,00 | 469 | B |
| 4 | 19,65 30,00 | 575 575 | 10,4 | | | |
| MASW7 – RE.MI | | | | | | |
| <i>strato</i> | <i>Profondità da p.c. (m)</i> | <i>Vs,i [m/s]</i> | <i>hi [m]</i> | <i>H [m]</i> | <i>Vs,eq [m/s]</i> | <i>Categoria di sottosuolo</i> |
| 1 | 0,00 3,70 | 231 231 | 3,7 | | | |
| 2 | 3,70 8,90 | 391 391 | 5,2 | | | |
| 3 | 8,90 16,10 | 626 626 | 7,2 | 30,00 | 497 | B |
| 4 | 16,10 26,20 | 709 709 | 10,1 | | | |
| 5 | 26,20 30,00 | 719 719 | 3,8 | | | |

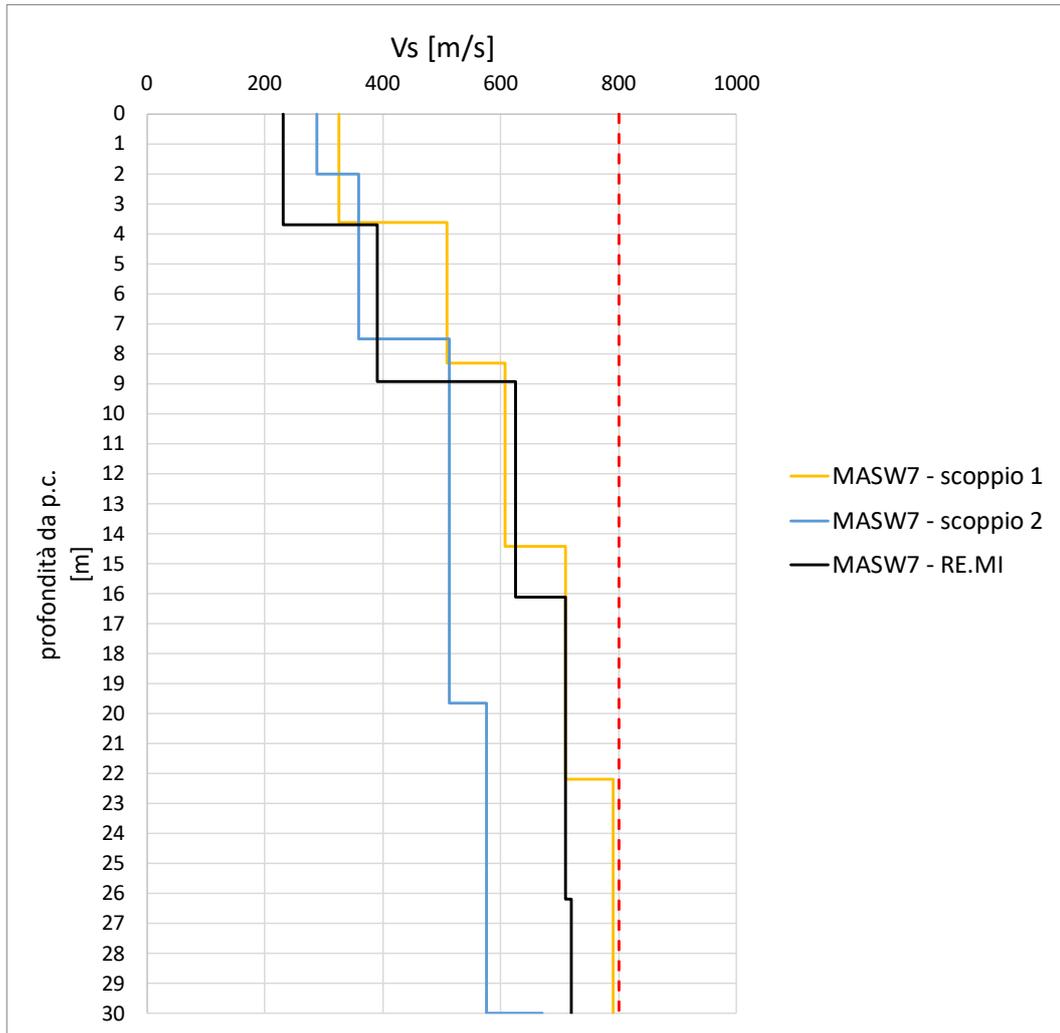


Figura 10.6: Masw 7 – andamento delle Vs con la profondità.

Tabella 33: Masw 8 - Riepilogo valori delle Vs e della categoria di sottosuolo.

| MASW8 - scoppio 1 | | | | | | |
|-------------------|------------------------|------------|--------|-------|-------------|-------------------------|
| strato | Profondità da p.c. (m) | Vs,i [m/s] | hi [m] | H [m] | Vs,eq [m/s] | Categoria di sottosuolo |
| 1 | 0,00 | 253 | 2,4 | 30,00 | 499 | B |
| | 2,40 | 253 | | | | |
| 2 | 2,40 | 346 | 6,2 | | | |
| | 8,55 | 346 | | | | |
| 3 | 8,55 | 543 | 4,5 | | | |
| | 13,00 | 543 | | | | |
| 4 | 13,00 | 657 | 7,9 | | | |
| | 20,90 | 657 | | | | |
| 5 | 20,90 | 718 | 9,1 | | | |
| | 30,00 | 718 | | | | |

Relazione geotecnica e sismica

| MASW8 - scoppio 2 | | | | | | |
|-------------------|-------------------------------|------------------------------|--------------------------|--------------|-------------------------------|--------------------------------|
| <i>strato</i> | <i>Profondità da p.c. (m)</i> | <i>V_{s,i} [m/s]</i> | <i>h_i [m]</i> | <i>H [m]</i> | <i>V_{s,eq} [m/s]</i> | <i>Categoria di sottosuolo</i> |
| 1 | 0,00 | 238 | 4,5 | 30,00 | 402 | B |
| | 4,50 | 238 | | | | |
| 2 | 4,50 | 311 | 5,5 | | | |
| | 10,00 | 311 | | | | |
| 3 | 10,00 | 395 | 4,8 | | | |
| | 14,79 | 395 | | | | |
| 4 | 14,79 | 551 | 8,1 | | | |
| | 22,89 | 551 | | | | |
| 5 | 22,89 | 630 | 7,1 | | | |
| | 30,00 | 630 | | | | |

| MASW8 – RE.MI | | | | | | |
|---------------|-------------------------------|------------------------------|--------------------------|--------------|-------------------------------|--------------------------------|
| <i>strato</i> | <i>Profondità da p.c. (m)</i> | <i>V_{s,i} [m/s]</i> | <i>h_i [m]</i> | <i>H [m]</i> | <i>V_{s,eq} [m/s]</i> | <i>Categoria di sottosuolo</i> |
| 1 | 0,00 | 353 | 6,0 | 30,00 | 488 | B |
| | 6,00 | 353 | | | | |
| 2 | 6,00 | 438 | 9,0 | | | |
| | 15,00 | 438 | | | | |
| 3 | 15,00 | 613 | 13,6 | | | |
| | 28,60 | 613 | | | | |
| 4 | 28,60 | 780 | 1,4 | | | |
| | 30,00 | 780 | | | | |

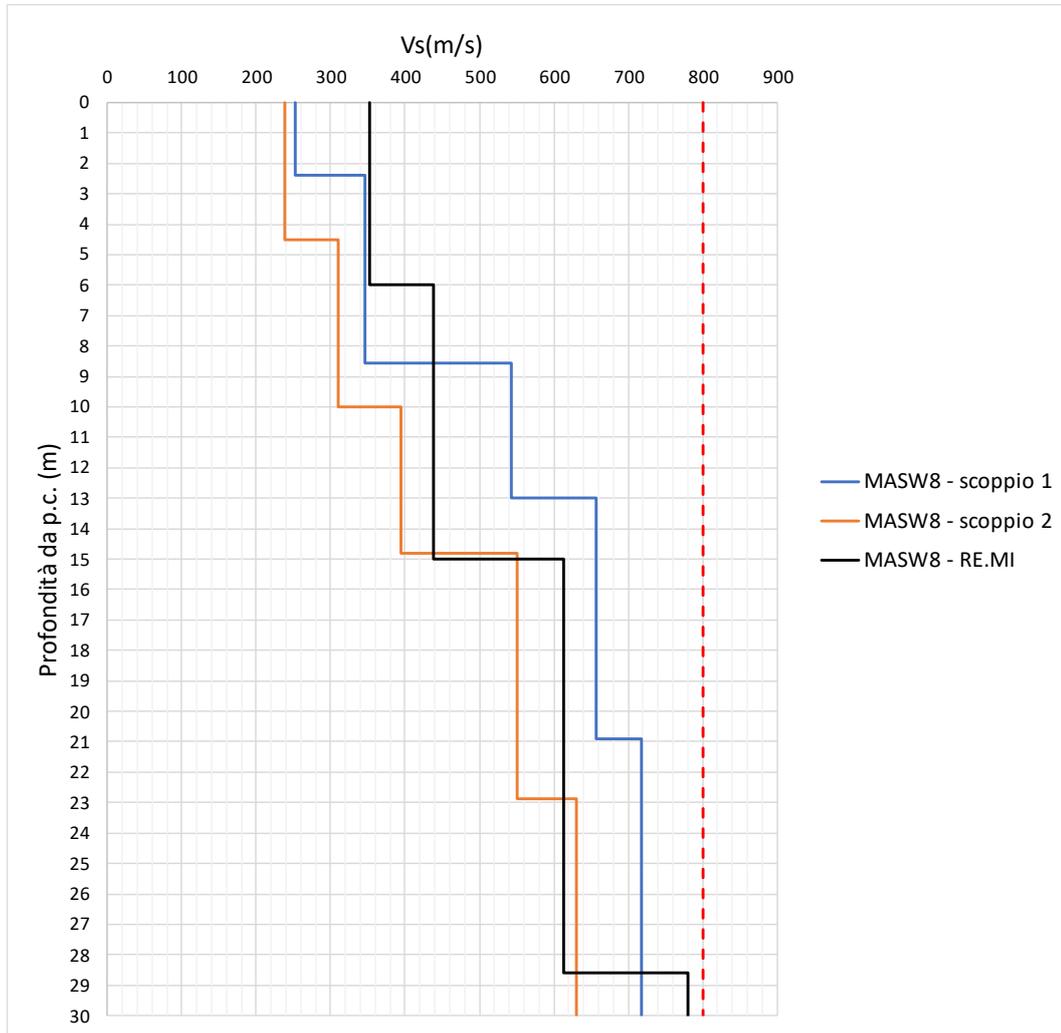


Figura 10.7: Masw 8 – andamento delle Vs con la profondità.

Tabella 34: Masw 9 - Riepilogo valori delle Vs e della categoria di sottosuolo.

| MASW9 - scoppio 1 | | | | | | |
|-------------------|------------------------|------------|--------|-------|-------------|-------------------------|
| strato | Profondità da p.c. (m) | Vs,i [m/s] | hi [m] | H [m] | Vs,eq [m/s] | Categoria di sottosuolo |
| 1 | 0,00 | 708 | 3,5 | 3,50 | 708 | B |
| | 3,50 | 708 | | | | |
| 2 | 3,50 | 1042 | 3,8 | | | |
| | 7,30 | 1042 | | | | |
| 3 | 7,30 | 1226 | 4,1 | | | |
| | 11,40 | 1226 | | | | |
| 4 | 11,40 | 1257 | 4,4 | | | |
| | 15,80 | 1257 | | | | |
| 5 | 15,80 | 1259 | 14,2 | | | |
| | 30,00 | 1259 | | | | |

Relazione geotecnica e sismica

| MASW9 - scoppio 2 | | | | | | |
|-------------------|-------------------------------|------------------------------|--------------------------|--------------|-------------------------------|--------------------------------|
| <i>strato</i> | <i>Profondità da p.c. (m)</i> | <i>V_{s,i} [m/s]</i> | <i>h_i [m]</i> | <i>H [m]</i> | <i>V_{s,eq} [m/s]</i> | <i>Categoria di sottosuolo</i> |
| 1 | 0,00 | 468 | 4,5 | | | |
| | 4,50 | 468 | | | | |
| 2 | 4,50 | 626 | 5,1 | | | |
| | 9,62 | 626 | | | | |
| 3 | 9,62 | 824 | 5,5 | 9,62 | 541 | B |
| | 15,13 | 824 | | | | |
| 4 | 15,13 | 889 | 7,9 | | | |
| | 23,00 | 889 | | | | |
| 5 | 23,00 | 994 | 7,0 | | | |
| | 30,00 | 994 | | | | |
| MASW9 – RE.MI | | | | | | |
| <i>strato</i> | <i>Profondità da p.c. (m)</i> | <i>V_{s,i} [m/s]</i> | <i>h_i [m]</i> | <i>H [m]</i> | <i>V_{s,eq} [m/s]</i> | <i>Categoria di sottosuolo</i> |
| 1 | 0,00 | 633 | 4,5 | | | |
| | 4,50 | 633 | | | | |
| 2 | 4,50 | 923 | 6,1 | 4,50 | 633 | B |
| | 10,60 | 923 | | | | |
| 3 | 10,60 | 1927 | 8,3 | | | |
| | 18,90 | 1927 | | | | |
| 4 | 18,90 | 2169 | 11,1 | | | |
| | 30,00 | 2169 | | | | |

Relazione geotecnica e sismica

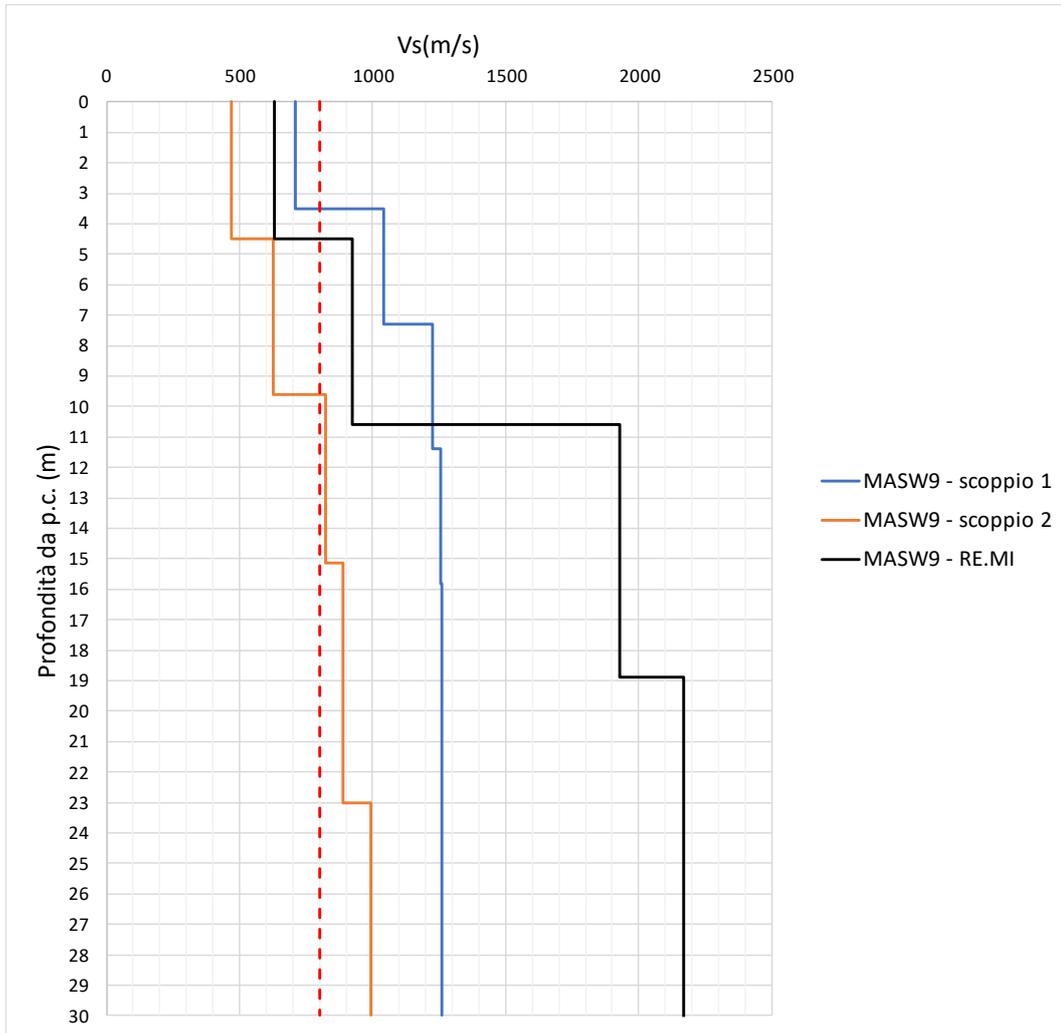


Figura 10.8: Masw 9 – andamento delle Vs con la profondità.

Tabella 35: Masw 10 - Riepilogo valori delle Vs e della categoria di sottosuolo.

| MASW10 - scoppio 1 | | | | | | |
|--------------------|------------------------|------------|--------|-------|-------------|-------------------------|
| strato | Profondità da p.c. (m) | Vs,i [m/s] | hi [m] | H [m] | Vs,eq [m/s] | Categoria di sottosuolo |
| 1 | 0,00 | 412 | 2,3 | 30,00 | 567 | B |
| | 2,30 | 412 | | | | |
| 2 | 2,30 | 384 | 4,1 | | | |
| | 6,39 | 384 | | | | |
| 3 | 6,39 | 518 | 6,2 | | | |
| | 12,60 | 518 | | | | |
| 4 | 12,60 | 673 | 9,4 | | | |
| | 22,00 | 673 | | | | |
| 5 | 22,00 | 743 | 8,0 | | | |
| | 30,00 | 743 | | | | |

Relazione geotecnica e sismica

| MASW10 - scoppio 2 | | | | | | |
|--------------------|-------------------------------|------------------------------|--------------------------|--------------|-------------------------------|--------------------------------|
| <i>strato</i> | <i>Profondità da p.c. (m)</i> | <i>V_{s,i} [m/s]</i> | <i>h_i [m]</i> | <i>H [m]</i> | <i>V_{s,eq} [m/s]</i> | <i>Categoria di sottosuolo</i> |
| 1 | 0,00 | 312 | 2,7 | 30,00 | 541 | B |
| | 2,70 | 312 | | | | |
| 2 | 2,70 | 444 | 3,7 | | | |
| | 6,40 | 444 | | | | |
| 3 | 6,40 | 457 | 5,3 | | | |
| | 11,70 | 457 | | | | |
| 4 | 11,70 | 629 | 7,4 | | | |
| | 19,10 | 629 | | | | |
| 5 | 19,10 | 721 | 10,9 | | | |
| | 30,00 | 721 | | | | |

| MASW10 – RE.MI | | | | | | |
|----------------|-------------------------------|------------------------------|--------------------------|--------------|-------------------------------|--------------------------------|
| <i>strato</i> | <i>Profondità da p.c. (m)</i> | <i>V_{s,i} [m/s]</i> | <i>h_i [m]</i> | <i>H [m]</i> | <i>V_{s,eq} [m/s]</i> | <i>Categoria di sottosuolo</i> |
| 1 | 0,00 | 336 | 3,0 | 30,00 | 494 | B |
| | 3,00 | 336 | | | | |
| 2 | 3,00 | 345 | 4,4 | | | |
| | 7,40 | 345 | | | | |
| 3 | 7,40 | 482 | 6,4 | | | |
| | 13,80 | 482 | | | | |
| 4 | 13,80 | 605 | 9,3 | | | |
| | 23,10 | 605 | | | | |
| 5 | 23,10 | 667 | 6,9 | | | |
| | 30,00 | 667 | | | | |

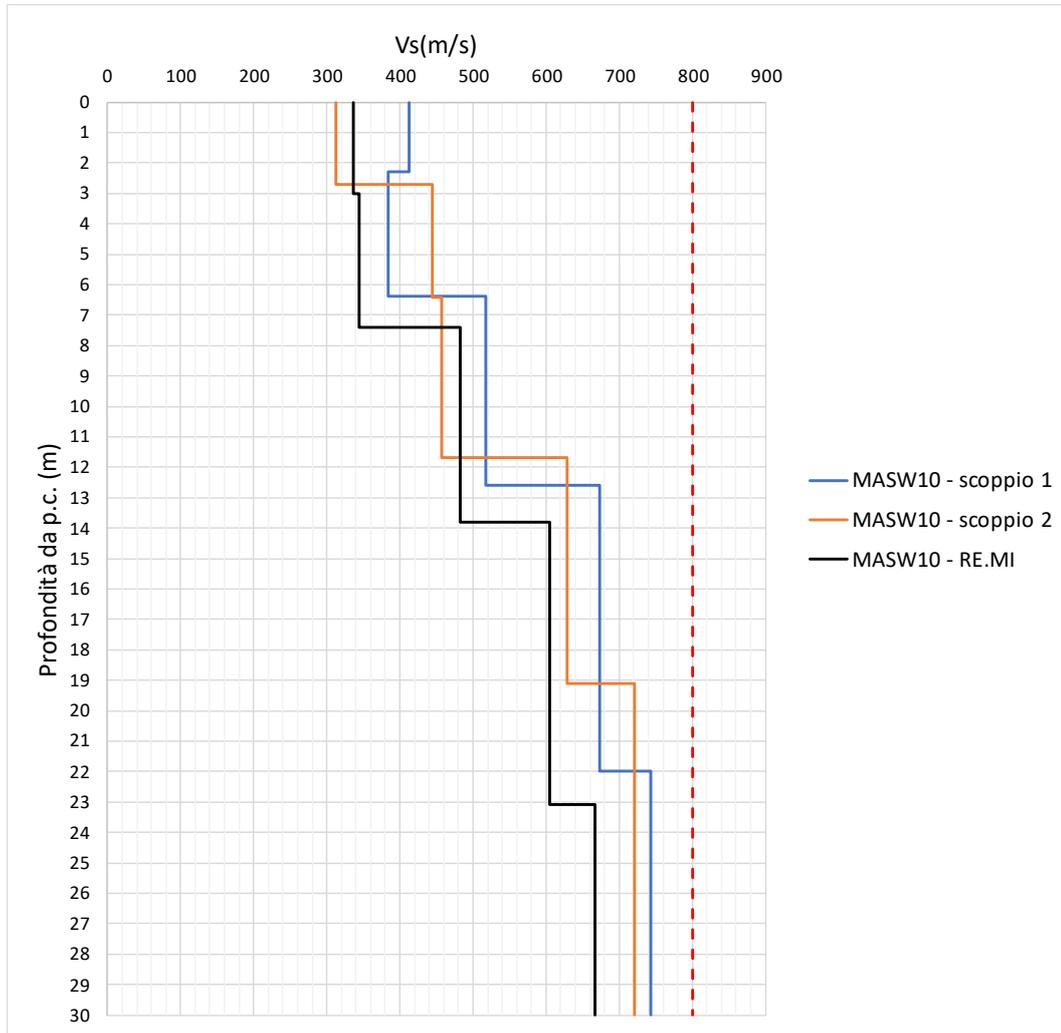


Figura 10.9: Masw 10 – andamento delle Vs con la profondità.

Tabella 36: Masw 11 - Riepilogo valori delle Vs e della categoria di sottosuolo.

| MASW11 - scoppio 1 | | | | | | |
|--------------------|------------------------|------------|--------|-------|-------------|-------------------------|
| strato | Profondità da p.c. (m) | Vs,i [m/s] | hi [m] | H [m] | Vs,eq [m/s] | Categoria di sottosuolo |
| 1 | 0,00 | 263 | 2,2 | 30,00 | 525 | B |
| | 2,20 | 263 | | | | |
| 2 | 2,20 | 336 | 3,2 | | | |
| | 5,40 | 336 | | | | |
| 3 | 5,40 | 462 | 4,5 | | | |
| | 9,90 | 462 | | | | |
| 4 | 9,90 | 616 | 6,5 | | | |
| | 16,40 | 616 | | | | |
| 5 | 16,40 | 716 | 13,6 | | | |
| | 30,00 | 716 | | | | |

Relazione geotecnica e sismica

| MASW11 - scoppio 2 | | | | | | |
|--------------------|-------------------------------|------------------------------|--------------------------|--------------|-------------------------------|--------------------------------|
| <i>strato</i> | <i>Profondità da p.c. (m)</i> | <i>V_{s,i} [m/s]</i> | <i>h_i [m]</i> | <i>H [m]</i> | <i>V_{s,eq} [m/s]</i> | <i>Categoria di sottosuolo</i> |
| 1 | 0,00 | 289 | 2,3 | 30,00 | 504 | B |
| | 2,30 | 289 | | | | |
| 2 | 2,30 | 390 | 4,7 | | | |
| | 7,00 | 390 | | | | |
| 3 | 7,00 | 490 | 3,5 | | | |
| | 10,50 | 490 | | | | |
| 4 | 10,50 | 567 | 7,0 | | | |
| | 17,50 | 567 | | | | |
| 5 | 17,50 | 626 | 12,5 | | | |
| | 30,00 | 626 | | | | |
| MASW11 – RE.MI | | | | | | |
| <i>strato</i> | <i>Profondità da p.c. (m)</i> | <i>V_{s,i} [m/s]</i> | <i>h_i [m]</i> | <i>H [m]</i> | <i>V_{s,eq} [m/s]</i> | <i>Categoria di sottosuolo</i> |
| 1 | 0,00 | 205 | 2,1 | 30,00 | 424 | B |
| | 2,10 | 205 | | | | |
| 2 | 2,10 | 302 | 3,3 | | | |
| | 5,40 | 302 | | | | |
| 3 | 5,40 | 399 | 5,1 | | | |
| | 10,50 | 399 | | | | |
| 4 | 10,50 | 508 | 7,9 | | | |
| | 18,40 | 508 | | | | |
| 5 | 18,40 | 544 | 11,6 | | | |
| | 30,00 | 544 | | | | |

Relazione geotecnica e sismica

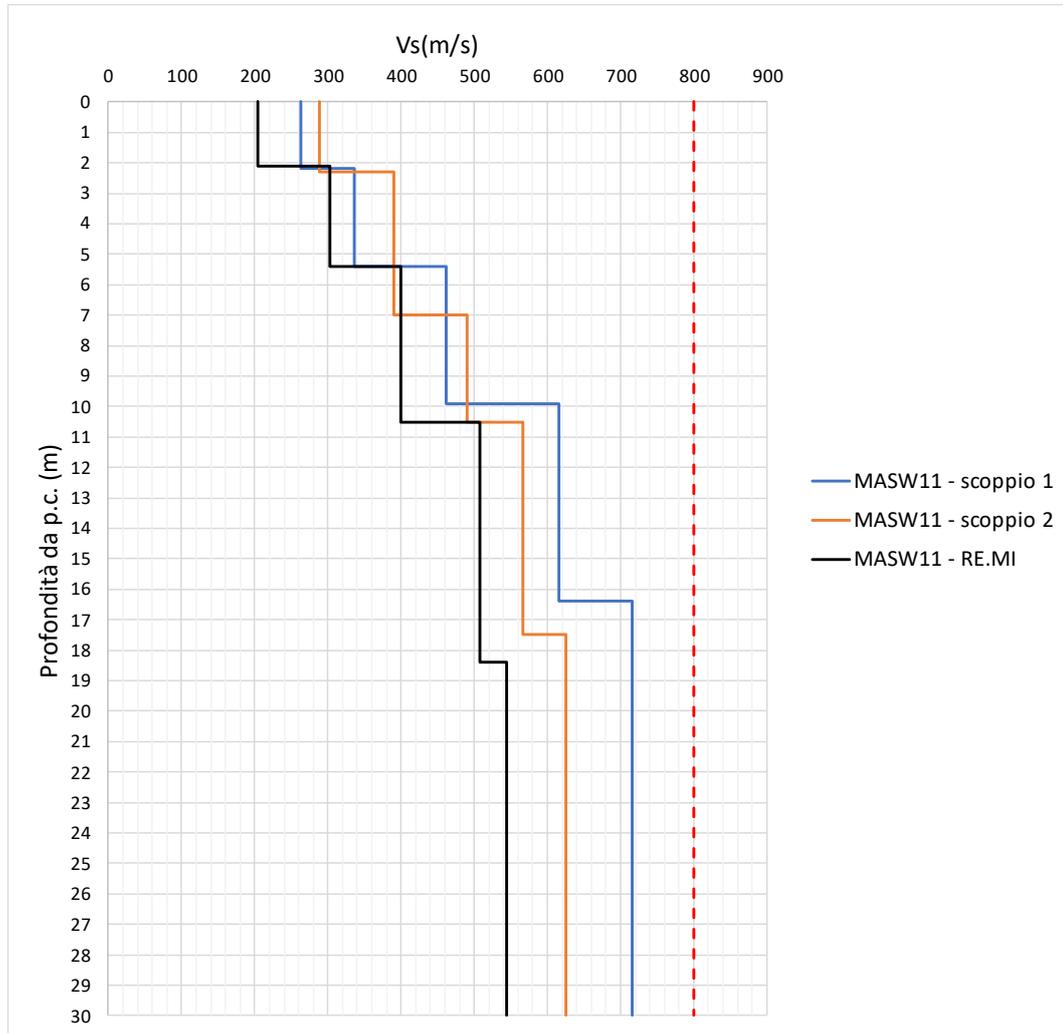


Figura 10.10: Masw 11 – andamento delle Vs con la profondità.

Tabella 37: Masw 12 - Riepilogo valori delle Vs e della categoria di sottosuolo.

| MASW12 - scoppio 1 | | | | | | |
|--------------------|------------------------|-----------------|-----------|---------|------------------|-------------------------|
| strato | Profondità da p.c. (m) | $V_{s,i}$ [m/s] | h_i [m] | H [m] | $V_{s,eq}$ [m/s] | Categoria di sottosuolo |
| 1 | 0,00 | 353 | 3,0 | 7,40 | 451 | B |
| | 3,00 | 353 | | | | |
| 2 | 3,00 | 556 | 4,4 | | | |
| | 7,40 | 556 | | | | |
| 3 | 7,40 | 997 | 3,9 | | | |
| | 11,30 | 997 | | | | |
| 4 | 11,30 | 1063 | 4,4 | | | |
| | 15,70 | 1063 | | | | |
| 5 | 15,70 | 1089 | 14,3 | | | |
| | 30,00 | 1089 | | | | |

Relazione geotecnica e sismica

| MASW12 - scoppio 2 | | | | | | |
|--------------------|-------------------------------|------------------------------|--------------------------|--------------|-------------------------------|--------------------------------|
| <i>strato</i> | <i>Profondità da p.c. (m)</i> | <i>V_{s,i} [m/s]</i> | <i>h_i [m]</i> | <i>H [m]</i> | <i>V_{s,eq} [m/s]</i> | <i>Categoria di sottosuolo</i> |
| 1 | 0,00 | 390 | 3,6 | 8,85 | 506 | B |
| | 3,60 | 390 | | | | |
| 2 | 3,60 | 635 | 5,3 | | | |
| | 8,85 | 635 | | | | |
| 3 | 8,85 | 866 | 6,9 | | | |
| | 15,75 | 866 | | | | |
| 4 | 15,75 | 938 | 7,7 | | | |
| | 23,45 | 938 | | | | |
| 5 | 23,45 | 969 | 6,6 | | | |
| | 30,00 | 969 | | | | |

| MASW12 – RE.MI | | | | | | |
|----------------|-------------------------------|------------------------------|--------------------------|--------------|-------------------------------|--------------------------------|
| <i>strato</i> | <i>Profondità da p.c. (m)</i> | <i>V_{s,i} [m/s]</i> | <i>h_i [m]</i> | <i>H [m]</i> | <i>V_{s,eq} [m/s]</i> | <i>Categoria di sottosuolo</i> |
| 1 | 0,00 | 433 | 3,6 | 9,0 | 533 | B |
| | 3,60 | 433 | | | | |
| 2 | 3,60 | 624 | 5,7 | | | |
| | 9,30 | 624 | | | | |
| 3 | 9,30 | 845 | 8,9 | | | |
| | 18,20 | 845 | | | | |
| 4 | 18,20 | 1076 | 11,8 | | | |
| | 32,20 | 1076 | | | | |

Relazione geotecnica e sismica

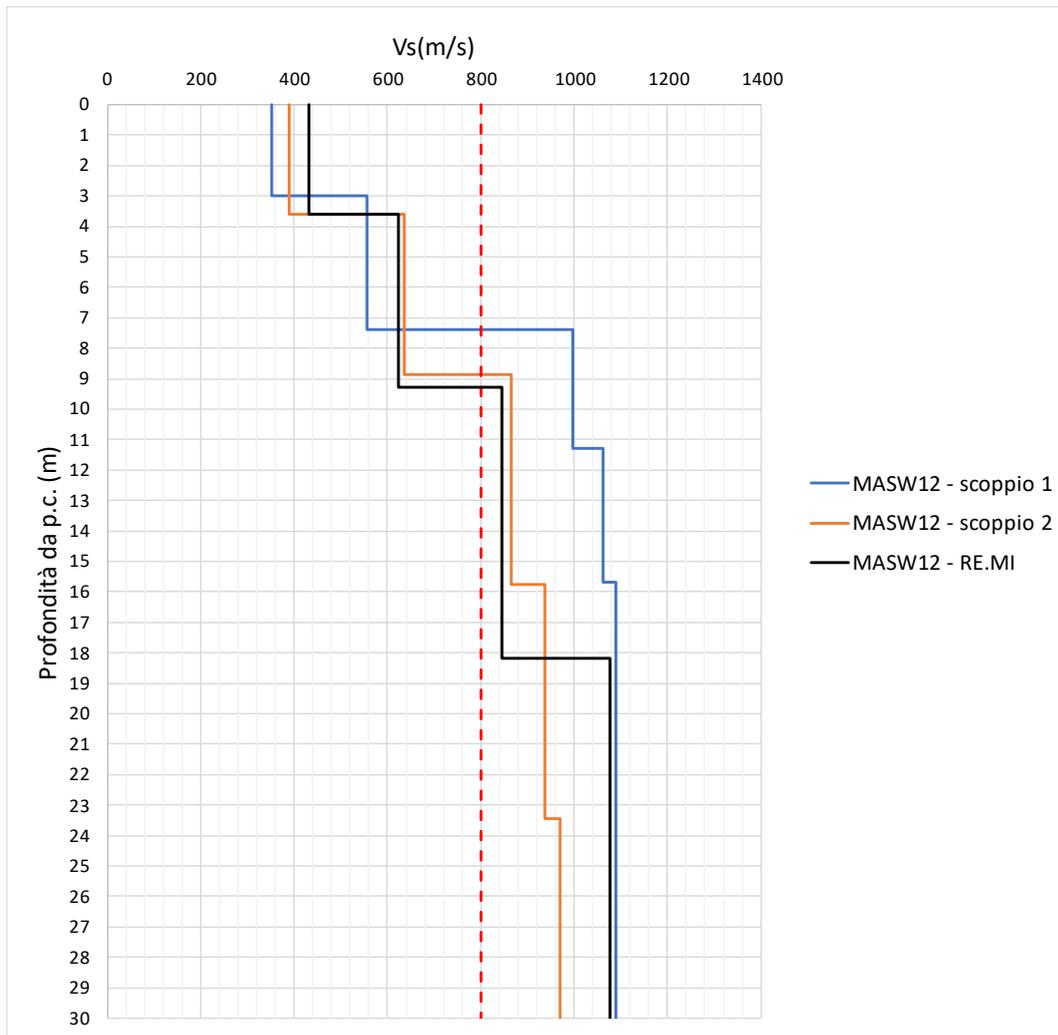
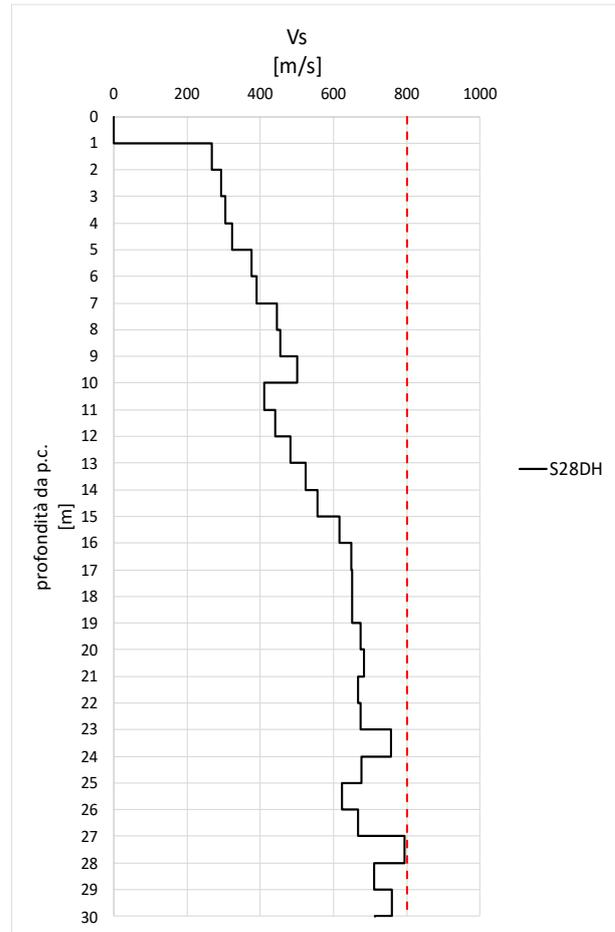
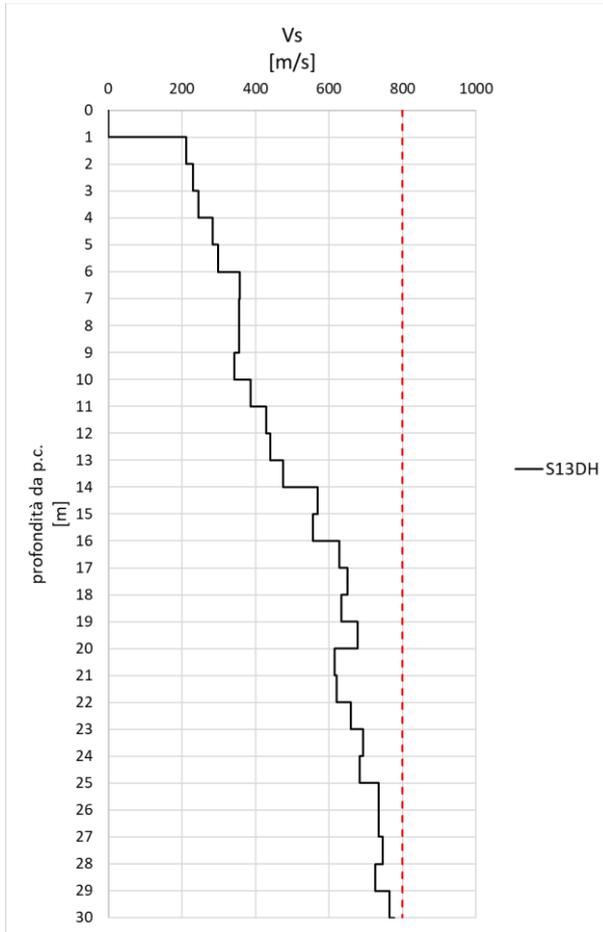


Figura 10.11: Masw 12 – andamento delle Vs con la profondità.

Per le due prove *Down-Hole* a seguire si riportano l’andamento delle V_s con la profondità e la relativa categoria di sottosuolo ad esso associata:

Relazione geotecnica e sismica



| Sondaggio | $V_{s,eq}$ [m/s] | Categoria di sottosuolo |
|-----------|---------------------|----------------------------|
| S13-DH | 454 | B |
| S28-DH | 507 | B |

Di seguito, in sintesi, si riportano le categorie di sottosuolo per le differenti verticali indagate:

Tabella 38: Riepilogo Masw con relativa categoria di sottosuolo.

| Prova | Categoria di sottosuolo |
|---------|-------------------------|
| Masw-1 | B |
| Masw-6 | B |
| Masw-7 | B |
| Masw-8 | B |
| Masw-9 | B |
| Masw-10 | B |
| Masw-11 | B |

Relazione geotecnica e sismica

| | |
|---------|---|
| Masw-12 | B |
| S13-DH | B |
| S28-DH | B |

In definitiva, si può ragionevolmente affermare che lungo il tracciato la categoria di sottosuolo presente è la B. Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici “T00-GE00-GET-CS01÷06”.