

**E78 GROSSETO - FANO**  
**Tratto Nodo di Arezzo – Selci – Lama (E45)**  
**Adeguamento a quattro corsie del tratto**  
**San Zeno – Arezzo – Palazzo del Pero, 1° lotto**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**FI 508**

**ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI**

<p><b>IL GEOLOGO</b></p> <p><i>Dott. Geol. Roberto Salucci</i></p> <p>Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 633</p>	<p><b>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</b></p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111</p>	<p><b>PROGETTAZIONE ATI:</b> (Mandataria)</p> <p><b>GP INGENGERIA</b> <i>GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</i></p> <p>(Mandante)</p> <p><b>cooprogetti</b></p> <p><b>engeko</b></p> <p><b>AIM</b> <i>Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</i></p>
<p><b>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</b></p> <p><i>Arch. Santo Salvatore Vermiglio</i></p> <p>Ordine Architetti Provincia di Reggio Calabria n. 1270</p>	<p><i>Ing. Moreno Panfili</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2687</p> <p><i>Ing. Matteo Bordugo</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Pordenone n. 750A</p>	<p>(Mandante)</p> <p>(Mandante)</p>
<p><b>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</b></p> <p><i>Ing. Francesco Pisani</i></p>	<p><i>Ing. Giuseppe Festa</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p><b>IL PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12) :</b></p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i></p> <p>ORDINE INGEGNERI ROMA N° 14035</p>

**STUDI ED INDAGINI**

**Geotecnica**

**Relazione geotecnica**

<p><b>CODICE PROGETTO</b></p> <p>PROGETTO      LIV.PROG      ANNO</p>	<p><b>NOME FILE</b></p> <p>T01GE00GETRE01_B</p>	<p><b>REVISIONE</b></p>	<p><b>SCALA</b></p>		
<p><b>DPFI508</b>    <b>D</b>    <b>23</b></p>	<p><b>CODICE ELAB.</b>    <b>T01GE00GETRE01</b></p>	<p><b>B</b></p>	<p><b>-</b></p>		
<p><b>D</b></p>					
<p><b>C</b></p>					
<p><b>B</b></p>	<p>Revisione a seguito Istruttoria n°U. 0016028.09-01-2024</p>	<p>Gennaio '24</p>	<p>Colleselli</p>	<p>Bordugo</p>	<p>Guiducci</p>
<p><b>A</b></p>	<p>Emissione</p>	<p>Agosto '23</p>	<p>Colleselli</p>	<p>Bordugo</p>	<p>Guiducci</p>
<p><b>REV.</b></p>	<p><b>DESCRIZIONE</b></p>	<p><b>DATA</b></p>	<p><b>REDATTO</b></p>	<p><b>VERIFICATO</b></p>	<p><b>APPROVATO</b></p>

## INDICE

<b>1.</b>	<b><u>PREMESSA.....</u></b>	<b><u>3</u></b>
<b>2.</b>	<b><u>DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO .....</u></b>	<b><u>4</u></b>
2.1.	NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI TECNICHE .....	4
2.2.	ELABORATI DI PROGETTO .....	5
2.3.	BIBLIOGRAFIA .....	6
2.4.	SIMBOLOGIA .....	7
<b>3.</b>	<b><u>INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO .....</u></b>	<b><u>8</u></b>
<b>4.</b>	<b><u>INDAGINI DISPONIBILI.....</u></b>	<b><u>9</u></b>
<b>5.</b>	<b><u>RISULTATI E INTERPRETAZIONE DELLE PROVE IN SITO E DI LABORATORIO .....</u></b>	<b><u>11</u></b>
5.1.	SONDAGGI GEOGNOSTICI E POZZETTI ESPLORATIVI .....	11
5.2.	PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE (SPT) .....	11
5.3.	MISURE PIEZOMETRICHE .....	18
5.4.	PROVE DI CARICO SU PIASTRA .....	19
5.1.	PROVE DI PERMEABILITÀ .....	20
5.2.	INDAGINI SIMICHE.....	21
5.2.1.	<i>Prove sismiche in foro (downhole).....</i>	<i>21</i>
5.2.2.	<i>Prospezioni simiche a rifrazione.....</i>	<i>22</i>
5.2.3.	<i>Prove MASW .....</i>	<i>23</i>
5.3.	PROVE DI LABORATORIO.....	24
5.4.	CARATTERIZZAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO .....	28
5.4.1.	<i>Classificazione della qualità dell'ammasso roccioso.....</i>	<i>28</i>
5.4.2.	<i>Resistenza a compressione uniassiale della roccia.....</i>	<i>31</i>
5.4.3.	<i>Parametri di resistenza a rottura e di deformabilità.....</i>	<i>33</i>
<b>6.</b>	<b><u>MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO.....</u></b>	<b><u>38</u></b>
6.1.	DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOLOGICHE E GEOTECNICHE .....	38
6.2.	CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE .....	39
6.2.1.	<i>Unità geotecnica R.....</i>	<i>41</i>
6.2.2.	<i>Unità geotecnica LS.....</i>	<i>43</i>
6.2.3.	<i>Unità geotecnica GS .....</i>	<i>45</i>
6.2.4.	<i>Unità geotecnica AC .....</i>	<i>47</i>
6.2.5.	<i>Unità geotecnica AC alt.....</i>	<i>50</i>
6.2.6.	<i>Unità geotecnica MS.....</i>	<i>59</i>

PROGETTAZIONE ATI:

6.2.7.	<i>Unità geotecnica MS alt</i>	61
6.2.8.	<i>Unità geotecnica FN</i>	63
6.3.	SINTESI DELLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	65
6.4.	AZIONE SISMICA DI PROGETTO	66
<b>7.</b>	<b><u>PROBLEMATICHE GEOTECNICHE E SOLUZIONI ADOTTATE</u></b>	<b>71</b>
7.1.	PREMESSE	71
7.1.	CONSIDERAZIONI SULLA SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE	71
7.1.1.	<i>Verifica con il metodo di Idriss e Boulanger (2004) - prove SPT</i>	73
7.2.	SCAVI A SCARPATA LIBERA	78
7.2.1.	<i>Sezioni di calcolo</i>	79
7.2.2.	<i>Metodi di calcolo per le verifiche di stabilità</i>	83
7.2.3.	<i>Risultati analisi di stabilità</i>	85
7.2.4.	<i>Interventi di protezione</i>	96
7.2.5.	<i>Scavi provvisori</i>	97
7.3.	RILEVATI	103
7.3.1.	<i>Sezioni e geometria dei rilevati</i>	103
7.3.2.	<i>Materiali</i>	105
7.3.3.	<i>Piano di posa</i>	106
7.3.4.	<i>Fasi costruttive</i>	108
7.3.5.	<i>Metodi di calcolo per le verifiche di stabilità</i>	108
7.3.6.	<i>Risultati analisi di stabilità</i>	109
7.3.7.	<i>Stima dei cedimenti verticali</i>	114
7.4.	OPERE ESISTENTI	117
7.5.	AGGRESSIVITÀ CHIMICA NEI CONFRONTI DEL CALCESTRUZZO	123

PROGETTAZIONE ATI:

## **1. PREMESSA**

La presente relazione ha come finalità la caratterizzazione geotecnica e la valutazione di alcune problematiche geotecniche delle aree interessate dal Progetto Definitivo Tratto Nodo Di Arezzo – Selci – Lama (E45), Adeguamento a quattro corsie del tratto San Zeno – Arezzo – Palazzo del Pero, 1° Lotto (FI508).

Il lavoro è stato svolto in ottemperanza al D.M. 17/01/2018 “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”, ed ai sensi della legge sui lavori pubblici D.lgs. n. 50/2016 e del regolamento D.P.R. 207/2010 considerando il livello progettuale di progetto definitivo.

PROGETTAZIONE ATI:

## **2. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO**

### **2.1. NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI TECNICHE**

1. EN 1997 Eurocode 7: Geotechnical Design;
2. EN 1998 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance;
3. AGI (1994) Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio. Associazione Geotecnica Italiana;
4. AGI (1977) “Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche”;
5. AGI (2005) “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica”;
6. ASG (2016). Linee guida per indagini geofisiche. Associazione Italiana di Geofisica;
7. ASTM International - ASTM D1586/ D1586M-18, Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils;
8. ASTM International - ASTM D4633-16, Standard Test Method for Energy Measurement for Dynamic Penetrometers;
9. UNI EN ISO 22476-3:2021, Indagini e prove geotecniche - Prove in sito - Parte 3: Prova penetrometrica dinamica tipo SPT (Standard Penetration Test);
10. UNI 11531-1:2014, Costruzione e manutenzione delle opere civili delle Infrastrutture, Criteri per l’impiego dei materiali, Parte I: Terre e miscele di aggregati non legati, Aprile 2014
11. UNI EN 206-1:2016, Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità
12. CNR BU N. 146 del 14 dicembre 1992, Determinazione dei moduli di deformazione Md e Md’ mediante prova di carico a doppio ciclo con pistrà circolare
13. D.M. 17/01/2018 Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
14. Circolare 21/01/2019 “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al DM17/01/2018;

PROGETTAZIONE ATI:

## **2.2. ELABORATI DI PROGETTO**

1. P01GA01OSTRE01, Relazione di Calcolo Strutture - Galleria Artificiale Cignano;
2. P01GA02OSTRE01, Relazione di Calcolo Strutture – Galleria Artificiale Torrino;
3. P01OS10STRRE01, Relazione sulla terra armata tra pk 1+980 e pk 2+110;
4. P01OS13STRRE01, Relazione sulla terra armata tra pk 2+300 e pk 2+370;
5. P01VI01GETFG01÷10 Profilo geotecnico Viadotto VI.01-VI.10;
6. T00GE00GETSG01÷07, Sezioni geotecniche;
7. T010GE01GEORE01, Relazione geologica, geomorfologica e idrogeologica;
8. T01GE00GEOPU01÷05 Planimetrie ubicazione indagini geognostiche, Tav 1-5 di 5;
9. T01GE00GEORE01 Documentazione indagini geognostiche - Sondaggi geognostici e prove in sito;
10. T01GE00GEORE02 Documentazione indagini geognostiche - Georeferenziazione delle indagini;
11. T01GE00GEORE03 Documentazione indagini geognostiche - Analisi e prove di laboratorio geotecnico;
12. T01GE00GEORE04 Documentazione indagini geognostiche - Campagna geofisica;
13. T01GE00GETDI01, 06÷09, Interventi di stabilizzazione - Pianta, sezioni tipologiche e dettagli - Tav. 1-5 di 5;
14. T01GE00GETDI11-12, Interventi di cons. opere esistenti- Pianta, sez. Tipo e dettagli – Tav1÷3 di 3;
15. T01GE00GETFG01÷05, Profilo geotecnico Asse Grosseto, Tav.1-5;
16. T01GE00GETFG06, Profilo geotecnico Asse Fano, Tav.6;
17. T01GE00GETFG07, Profilo geotecnico, Rampa E e F;
18. T01GE00GETFG08 Profilo geotecnico, Rampa L e J;
19. T01GE00GETFG09 Profilo geotecnico, Rampa di collegamento Pero;
20. T01GE00GETRE02, Relazione geotecnica: Tabulati di calcolo;
21. T01GE00GETRE03, Relazione sulle aree in frana e sugli interventi stabilizzazione;
22. T01GE00GETRE04, Relazione sulle aree in frana e sugli interventi stabilizzazione: Tabulati di calcolo;
23. T01GE01GEOCG01-05, Carta geologica - Tav. 1-5 di 5;
24. T01GE01GEOCG06-10, Carta geomorfologica - Tav. 6-10 di 10;
25. T01GE01GEOCI01-05, Carta idrogeologica- Tav. 1-5 di 5;
26. T01GE01GEOFG01-05, Profilo geologico Asse Grosseto- Tav.1-5 di 5;
27. T01GE01GEOFG06, Profilo geologico Asse Fano- Tav.6;
28. T01GE01GEORE02, Rilievi geomeccanici;
29. T01GE01GEOSG01-02, Sezioni geologiche, Tav.1-2 di 2.

PROGETTAZIONE ATI:

### **2.3. BIBLIOGRAFIA**

1. API, American Petroleum Institute, 1978
2. Bieniawski Z. T., Engineering Rock Mass Classifications, Wiley-Interscience Publication, 1989
3. Bishop, A.W. (1955). "The use of the slip circle in the analysis of slopes", Geotechnique, vol. 5, pp.7-17
4. Colombo P, Colleselli F., (2004) Elementi di Geotecnica, Terza edizione, Ed. Zanichelli;
5. D'Appollonia D.J., D'Appollonia E., Brisette (1970). Discussion on Settlement of spread footings on sand. ASCE J. SMFD 96:SM2.
6. Deree D. U., (1963) Technical Description of Rock Cores for Engineering Purpose, Felsmechanik und Ingenieurgeologie/Rock Mechanics and Engineering Geology, Journal of the International Society of Rock Mechanics, Vol. I, No. 1, p. 16. 1963.
7. Hoek E., Brown E. T., Practical Estimates of Rock Mas Strength, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol. 34, 1998
8. Hoek, E., Carranza-Torres, C.T., and Corkum, B., (2002) Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition. Proc. North American Rock Mechanics Society meeting in Toronto in July 2002.
9. Jamiolkowski M., Baldi G., Bellotti R., Ghionna V., Pasqualini E. (1985). Penetration Resistance and liquefaction of Sands. Proc. 11th ICSMFE, San Francisco.
10. Lancellotta, R. Geotecnica 4 edizione 2012. Zanichelli
11. Liao S., Withman R.V. (1985). Overburden Correction Factors for SPT in Sand. J. of Geotechnical Eng., Vol. 112, n° 3;
12. Mair, R. J. (1993). Developments in geotechnical engineering research: applications to tunnels and deep excavations. Unwin memorial lecture 1992, Proc. Intn. Civ. Engrs. 3 No 1,27.42
13. NAVFAC DM 7.1, 1982 Edition, May 1982 - SOIL MECHANICS;
14. Palmstom A., 1995, A rock mass characterization system for rock engineering purposes. J. of Rock Mech. & Tunnelling Tech, Vol. I No 2, 1-40.
15. Schmertmann J.H. (1977). Interpreting the dynamics of the standard penetration test. University of Florida USA.
16. Schnaid F., Lehane B.M., Fahey M. (2004) "In situ test characterisation of unusual geomaterials" Proc. 2nd Int. Conf. on Site Charact., Milpress, Porto 1:49-74;
17. Shioi Y., Fukuni J. (1982). Application of the N-value to design of foundation in Japan. Proceedings of the second European symposium on penetration testing, Amsterdam;
18. Skempton A.W. (1986) "Standard penetration procedure and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation" Geotechnique 36, n. 3;
19. Terzaghi, K. e Peck, R.B. (1948). Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, New York.
20. Yoshida Y., Motonori I. (1988) "Empyirical formulae of SPT Blow-counts for gravelly soils" Proc. ISOPT I, Orlando FLA

## 2.4. SIMBOLOGIA

Si riporta di seguito l'elenco dei simboli dei parametri geotecnici utilizzati nella presente relazione:

$\rho$	densità del terreno;
$\gamma / \gamma'$	peso di volume del terreno / peso di volume immerso del terreno
$w_n$	contenuto d'acqua naturale
$w_L$	limite di liquidità
$w_P$	limite di plasticità
IP	indice di plasticità
$D_r$	densità relativa
$\phi'$	valore dell'angolo di resistenza al taglio efficace (f di picco)
$\phi'_k$	valore caratteristico angolo di resistenza al taglio efficace (f di picco)
$\phi'_R$	valore dell'angolo di attrito residuo
$c'$	valore della coesione in condizioni drenate efficace
$c'_k$	valore caratteristico coesione in condizioni drenate efficace
$c_u$	valore della coesione in condizioni non drenate
$c_{u,k}$	valore caratteristico coesione in condizioni non drenate
$\sigma_c$	resistenza a compressione uniassiale della roccia
$G_{max} = G_0$	modulo di taglio alle piccole deformazioni
$E_0$	modulo di Young alle piccole deformazioni
$E_{25}$	modulo con riferimento ad un grado di mobilitazione della resistenza ultima a taglio pari al 25-30% e una deformazione dell'ordine di $1 \times 10^{-3}$
$E_m$	modulo di elasticità dell'ammasso roccioso
$E_{op, fondaz dirette}$	modulo elastico di Young operativo (opere di fondazione dirette)
$E_{op, fondaz profonde}$	modulo elastico di Young operativo (opere di fondazione profonde – opere di sostegno)
M	modulo edometrico confinato
$M_{fondaz dirette}$	modulo edometrico operativo per fondazioni dirette
$M_{fondaz profonde}$	modulo edometrico operativo per fondazioni profonde
$\Delta\sigma$	intervallo tensionale relativo alla prova edometrica
k	coefficiente di permeabilità
$V_s$	velocità delle onde di taglio
$\nu$	coefficiente di Poisson
z	profondità dal piano campagna

PROGETTAZIONE ATI:



### **3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO**

Il presente capitolo presenta in modo sintetico le informazioni principali riguardo alla geologia locale, alla geomorfologia e al tema dell'idrogeologia. Per l'approfondimento di tali aspetti si rimanda all'elaborato di progetto T01GE01GEORE01 - Relazione geologica, geomorfologica e idrogeologica. In seguito, si descrivono brevemente le principali unità geologiche riconosciute lungo il tracciato.

#### **LITOLOGIE DEL SUBSTRATO**

- *Unità Arenarie del Cervarola (ac)*. Sono formate da un'alternanza di siltiti, arenarie fini e marne argillose con locali intercalazioni di calcari marnosi e noduli di selce. Le arenarie sono generalmente di esiguo spessore (3 - 4 cm), ma possono raggiungere spessori anche di 20 - 30 cm. I litotipi coerenti-lapidei sono caratterizzati generalmente da un grado di fratturazione medio alto e si differenziano sostanzialmente per la presenza o meno di differenziazioni litologiche e stratigrafiche. Prevalentemente si riscontra la presenza di Arenarie con intercalazioni argillitiche e siltitiche con buone proprietà meccaniche. Le caratteristiche meccaniche di tale classe diminuiscono però fortemente all'aumentare del grado di alterazione e della potenza degli strati argilloso-siltosi oltre che all'aumentare del grado di fratturazione. L'alterazione è rappresentata da un ammasso costituito da uno scheletro di clasti e blocchi arenacei e marnosi in matrice sabbiosa-argillosa fratturati, spesso le porzioni sono destrutturate ma sono ancora riconoscibili strutture originarie (stratificazione). La formazione delle Arenarie del Cervarola è interessata da numerose dislocazioni per faglia diretta orientate in direzione appenninica (NW-SE), che attraversano il substrato e che vengono intercettate circa ortogonalmente dal tracciato stradale.
- *Unità Marne di San Polo (ms)*. La formazione è rappresentata da marne giallastre e grigie a frattura scheggiata intercalate al Macigno del Mugello. Essa si incontra solamente nella porzione iniziale del lotto 1, tra circa la pk 1200 e la pk 1550. Si tratta di marne a grana fine intensamente alterate, dalle basse caratteristiche di resistenza (resistenza a compressione uniassiale bassa), poco tenaci, scarsamente rigide ed elastiche, fittamente laminate ed intensamente fratturate (RQD bassi) con riempimenti a matrice argillosa.

#### **DEPOSITI CONTINENTALI QUATERNARI**

- *Depositi alluvionali recenti ed attuali (at)*. Individuano depositi alluvionali recenti di ambiente fluviale, costituiti da limi argillosi, limi sabbiosi, argille limose, con spessi banchi di sabbie e strati ghiaiosi, di età olocenica. Affiorano maggiormente nella parte più a Ovest del tracciato dove ricoprono il substrato costituito dal Macigno del Mugello fino alle aree marginali in cui questo viene ad emergere. Gli spessori delle alluvioni tendono ad aumentare progressivamente verso Arezzo. Localmente sono presenti anche intercalazioni di terre fini e medio-fini, da argilla a limo sabbioso, che talvolta possono prevalere, in particolare nella parte sommatiale.
- *Terreni di riporto (r)*. Data l'intensa urbanizzazione dell'area, sono presenti terreni di riporto rappresentati da materiali eterogenei, da limi sabbiosi e/o argillosi a sabbie limose, con ghiaia o ciottoli di varia composizione, spesso clasti di marna, arenaria e laterizi; talora vi è presente sostanza organica. I terreni suddetti, intercettati da alcuni sondaggi, rappresentano rilevati stradali oppure aree di colmamento artificiale (da pk 0 a pk 450, da pk 0+750 a pk 1+300, da pk 1+700 a pk 1+740, da pk 2+025 a pk 2+125, da pk 2+325 a pk 2+375, da pk 2+490 a pk 2+630, da pk 3+750 a pk 3+925, da pk 4+175 a pk 4+280, da pk 4+600 a pk 4+710, da pk 5+390 a pk 5+460, da pk 5+540 a pk 5+660, da pk 6+210 a pk 6+280, da pk 6+650 a pk 6+675, da pk 7+015 a pk 7+400, da pk 8+100 a pk 8+475).
- *Depositi di frana (dt)*. Nell'area del tracciato del Lotto 1, nonostante i terreni affioranti non siano di natura particolarmente franosa, sono stati cartografati n. 17 fenomeni franosi. Questi sono concentrati nelle aree in cui gli ammassi risultano particolarmente fratturati e, più in generale, sui versanti con giacitura a franapoggio e traversipoggio.

#### **4. INDAGINI DISPONIBILI**

Di seguito vengono elencate in sintesi tutte le indagini, sia dirette (sondaggi geognostici e prove in foro, pozzetti etc.) che indirette (prove geofisiche) e le prove di laboratorio eseguite nell'area del progetto. Per i report completi delle indagini si rimanda ai seguenti elaborati di progetto:

- T01GE00GEOPU01-05 Planimetrie ubicazione indagini geognostiche, Tav 1÷5;
- T01GE00GEORE01 Documentazione indagini geognostiche - Sondaggi geognostici e prove in sito;
- T01GE00GEORE02 Documentazione indagini geognostiche - Georeferenziazione delle indagini;
- T01GE00GEORE03 Documentazione indagini geognostiche - Analisi e prove di laboratorio geotecnico;
- T01GE00GEORE04 Documentazione indagini geognostiche - Campagna geofisica;
- T01GE03GEORE02 Documentazione indagini ambientali.

In particolare, la campagna di indagini geognostiche e geotecniche è stata eseguita nell'anno 2022-2023 dalla ditta EUROGEO srl (Paderno Dugnano, BG) ed è costituita da:

- n. 39 sondaggi a carotaggio continuo, spinti sino a profondità variabili da 5 m a 35 m con esecuzione di prove penetrometriche dinamiche in foro di tipo SPT (n.84) e prelievo di n.3 campioni indisturbati, n.90 campioni rimaneggiati e n. 57 campioni rimaneggiati ambientali nei quali sono state eseguite prove di laboratorio;
- n. 1 sondaggio a distruzione di nucleo;
- n. 5 prove di permeabilità in foro, n. 4 di tipo Lefranc e n. 1 di tipo Lugeon;
- installazione di n. 17 piezometri a tubo aperto all'interno dei fori di sondaggio;
- installazione di n. 4 inclinometri all'interno dei fori di sondaggio
- n. 4 prove sismiche in foro di tipo downhole;
- n. 4 stendimenti sismici tipo Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW);
- n. 22 stendimenti di sismica a rifrazione;
- n. 11 pozzetti geognostici;
- n. 4 indagini sull'aggressività al calcestruzzo all'attacco.

**Tabella 4-1 Elenco dei sondaggi e dei pozzetti eseguiti con indicazione del n. di campioni prelevati, n. SPT, prove di permeabilità eseguite, se foro attrezzato con inclinometro/piezometro o downhole**

SONDAGGIO/ POZZETTO	PROF. INDAGINE (m da p.c.)	CAMPIONI rimaneggiati/ambientali/indisturbati	N. SPT	PROVE PERMEABILITÀ	FORO ATTREZZATO
B-PZ01	3	2/2/-	2	--	--
B-PZ01	3	2/2/-	1	--	--
B-PZ01amb	3	2/2/-	1	--	--
B-PZ02	3	2/2/-	2	--	--
B-PZ03	3	2/2/-	2	--	--
B-PZ04	3	2/2/-	2	--	--
B-PZ05	3	2/2/-	2	--	--
B-PZ06	3	2/2/-	2	--	--
B-PZ07	3	2/2/-	2	--	--
B-PZ08	3	2/2/-	2	--	--
B-PZ09	3	2/2/-	2	--	--
B-PZ10	3	2/2/-	2	--	--
B-S01	15	2/2/2	2	--	--
B-S02	20	3/-/-	3	--	--
B-S03	20	3/2/--	3	--	PIEZOMETRO

PROGETTAZIONE ATI:

SONDAGGIO/ POZZETTO	PROF. INDAGINE (m da p.c.)	CAMPIONI rimaneggiati/ambientali/indisturbati	N. SPT	PROVE PERMEABILITÀ	FORO ATTREZZATO
B-S03bis	20	1/-/-	1	--	PIEZOMETRO
B-S03ter	20	2/-/-	1	--	PIEZOMETRO
B-S04	20	5/-/-	3	--	PIEZOMETRO
B-S05	20	2/2/-	3	--	--
B-S06	20	5/3/-	3	1 Lefranc	PIEZOMETRO
B-S07	35	2/-/-	2	--	DOWN HOLE
B-S08	20	2/-/-	--	--	PIEZOMETRO
B-S08bis	20	2/-/-	3	--	INCLINOMETRO
B-S08ter	20	2/-/-	1	--	INCLINOMETRO
B-S09	30	3/-/-	3	--	INCLINOMETRO
B-S09bis	30	2/-/1	3	--	PIEZOMETRO
B-S10	15	2/3/-	3	--	PIEZOMETRO
B-S10bis	20	3/-/-	3	--	INCLINOMETRO
B-S11	35	7/3/-	5	--	DOWN HOLE
B-S12	35	7/-/-	5	1 Lefranc	PIEZOMETRO
B-S13	35	3/3/-	5	--	DOWN HOLE
B-S14	35	-/-/3	1	1 Lugeon	PIEZOMETRO
B-S15	25	2/-/-	2	1 Lefranc	PIEZOMETRO
B-S15bis	20	4/-/-	3	1 Lefranc	PIEZOMETRO
B-S19	20	1/-/-	--	--	PIEZOMETRO
B-S19bis	35	2/-/-	--	--	PIEZOMETRO
B-S20	35	1/-/-	1	--	DOWN HOLE
B-S20bis	35	-//-/-	--	--	PIEZOMETRO
B-S21	25	1/3/-	3	--	PIEZOMETRO
B-S22	20	1/-/-	1	--	PIEZOMETRO

PROGETTAZIONE ATI:

## **5. RISULTATI E INTERPRETAZIONE DELLE PROVE IN SITO E DI LABORATORIO**

### **5.1. Sondaggi geognostici e pozzetti esplorativi**

I sondaggi geognostici hanno individuato le seguenti successioni stratigrafiche:

- Dalla prog. 0+000 alla prog. 0+475 i sondaggi B\_S01 e il Pozzetto esplorativo B\_Pz01 hanno incontrato terreni alluvionali di natura limosa intervallati da lenti più argillose o sabbioso-ghiaiose. Il sondaggio B\_S01 non intercetta il substrato roccioso. In fase di perforazione del B\_S01, la falda è stata riscontrata alla profondità di circa 4.2 m da locale p.c.
- Dalla prog. 0+475 alla prog. 1+200 sono stati eseguiti i sondaggi B\_S02, B\_S03 e il pozzetto esplorativo B\_Pz02, che incontrato nei primi 10 m terreni di tipo alluvionale di natura prevalentemente incoerente e da 10 a circa 30 m da p.c. incontrano il substrato roccioso costituito da arenarie siltose ed argilliti costituite. È possibile notare dai sondaggi che l'aspetto della parte superficiale del substrato roccioso è molto alterato e fratturato. Il sondaggio BS03bis invece ha incontrato fin da - 2.8m la presenza del substrato roccioso. In fase di perforazione del B\_S03, la falda è stata riscontrata alla profondità di circa 3.0 m da locale p.c.
- Dalla prog. 1+200 alla prog. 1+600 sono stati eseguiti B\_S03ter e B\_S04 i quali hanno intercettato un substrato roccioso diverso rispetto ai sondaggi precedenti: si tratta di peliti/arenarie con un colore grigio scuro appartenenti alla unità geologica Marne di San Polo. I sondaggi indicano anche in questo caso che circa i primi 10 m da p.c. sono più alterati e fratturati (RQD =0%). In fase di perforazione del B\_S03ter, la falda è stata riscontrata alla profondità di circa 6.5 m da locale p.c. mentre il B\_S04 alla profondità di 17.7 m da p.c.
- I sondaggi ed i pozzetti eseguiti tra la prog. 1+600 alla prog. 8+125 incontrano persistentemente il substrato roccioso costituito dalla formazione geologica delle Arenarie del Cervarola. Tutti i sondaggi incontrano dapprima uno spessore variabile di substrato roccioso alterato, lo spessore può essere variabile da pochi metri fino talvolta a cc 30 m, come ad esempio in corrispondenza dei sondaggi B\_S11, B\_S12. Segue un substrato non alterato con buone caratteristiche fisico-meccaniche all'interno del quale non mancano porzioni di substrato alterato (vedi B\_S05, B\_S14, B\_S15). In fase di perforazione la falda è stata riscontrata a profondità variabili tra 4.5 e 28.4 m da locale p.c.

Per l'approfondimento dei risultati dei sondaggi geognostici si rimanda al report completo, Elaborato T01GE00GEORE01.

### **5.2. Prove penetrometriche dinamiche (SPT)**

La prova penetrometrica Standard Penetration Test (SPT) consiste nell'infissione a percussione di un campionatore standard, del peso di 63.5 kg, che consente di valutare la resistenza meccanica, valutata come numero di colpi N del maglio per ottenere un avanzamento di 300 mm. Tale prova si esegue a varie profondità lungo una verticale di sondaggio e consente di determinare il grado di addensamento attraverso la resistenza che il terreno offre alla penetrazione. Il campionatore può essere a punta aperta (tipo Raymond) oppure, per terreni grossolani e con presenza di ciottoli, a punta conica. Il numero di colpi (N) necessario per la penetrazione del campionatore pari a 300 mm (dopo 150 mm di infissione preliminare), è il dato assunto come indice della resistenza alla penetrazione ( $N_{SPT}$ ).

PROGETTAZIONE ATI:

L'Associazione Geotecnica Italiana (AGI) ha incluso la prova SPT nelle Raccomandazioni per le Indagini Geotecniche (1977), mentre la prova è compresa negli standard ASTM (D4633-16 e D1586/D1586M-18) e negli standard europei UNI EN ISO (22476-3:2012).

Di seguito si riporta una Tabella che riassume i risultati dei valori di  $N_{SPT}$ ; per il report completo si rimanda all'Elaborato T01GE00GEORE01. L'esame della seguente Tabella indica che la maggior parte delle prove ha dato rifiuto alla penetrazione (numero di colpi maggiore di 50 in una delle sessioni di battitura).

**Tabella 5-1 Risultati delle prove SPT eseguite durante l'esecuzione dei sondaggi (T01GE00GEORE01)**

SONDAGGIO	PROFONDITÀ PROVA	$N_{SPT}$	SONDAGGIO	PROFONDITÀ PROVA	$N_{SPT}$	SONDAGGIO	PROFONDITÀ PROVA	$N_{SPT}$
	(m da p.c.)			(m da p.c.)			(m da p.c.)	
B-S01	3	8	B-S08bis	3	R	B-S12	3.4	R
B-S01	6.6	31	B-S08bis	7.5	R	B-S12	5.4	R
B-S02	3	13	B-S08bis	10.5	R	B-S12	7	R
B-S02	6	9	B-S08ter	4.5	R	B-S12	10.6	R
B-S02	10	R	B-S09	4.5	R	B-S13	2	R
B-S03	3.4	R	B-S09	7.4	R	B-S13	5.5	R
B-S03	6	R	B-S09	10.5	R	B-S13	9	R
B-S03	10.5	R	B-S9bis	3	R	B-S13	13	R
B-S03bis	2.5	R	B-S9bis	6	71	B-S14	4	R
B-S03ter	2.5	65	B-S9bis	10.4	51	B-S15	1.6	R
B-S04	3	R	B-S10	3	R	B-S15	4.5	R
B-S04	6	R	B-S10	6	R	B-S15bis	3	38
B-S04	9	R	B-S10	9	R	B-S15bis	6	40
B-S05	3	R	B-S10bis	2	R	B-S15bis	9	63
B-S05	6	R	B-S10bis	5	R	B-S20	2.6	R
B-S05	9	R	B-S10bis	9	R	B-S21	4.5	R
B-S06	3	R	B-S11	2	49	B-S21	7	R
B-S06	6	R	B-S11	7	R	B-S21	10	R
B-S06	9	R	B-S11	10.6	R	B-S22	2.5	4
B-S07	3	R	B-S11	13.7	R			
B-S07	6	R	B-S11	18	R			

Di seguito si descrivono i principali metodi interpretativi utilizzati per l'analisi dei risultati delle prove SPT eseguite nel corso delle indagini.

### **Normalizzazione dei risultati**

I valori di  $N_{SPT}$  possono essere normalizzati per tener conto dell'influenza della pressione efficace del terreno, riferendoli ad un valore unitario della pressione verticale efficace  $\sigma'_{Rif} = 1 \text{ kg/cm}^2$ , mediante l'espressione:

$$N_1 = C_N \cdot N_{SPT}$$

dove  $N$  è il numero di colpi ( $N_{SPT}$ ) misurati con la prova standard e  $C_N$  è un coefficiente di correzione che dipende dalla tensione efficace litostatica  $\sigma'_v$  normalizzata ( $\sigma'_{v0} / \sigma'_{Rif}$ ) ed è ricavabile dalla:

PROGETTAZIONE ATI:

$$C_N = 1/\sigma'_v{}^{(n)}$$

con  $n=0.5$  (Liao e Whitman, 1985) e  $\sigma'_{Rif} = 1 \text{ kg/cm}^2$ .

È inoltre possibile tenere conto anche dell'efficienza del dispositivo di infissione e riferire il numero di colpi N ad un rendimento medio identificato tradizionalmente pari al 60%.

Il valore normalizzato di N, che tenga conto sia della pressione del terreno sovrastante che del rendimento del sistema di infissione, può essere quindi calcolato come:

$$(N_1)_{60} = \frac{ER \times N_{SPT}}{60 \times \sigma'_v{}^{(n)}}$$

dove ER è il rendimento medio misurato del sistema di infissione, assunto mediamente pari al 60% per gli apparecchi SPT italiani.

#### Valutazione della densità relativa $D_r$ da prove SPT

La densità relativa ( $D_r$ ) è definita dal seguente rapporto Materiali sabbioso-ghiaiosi:

$$D_r = \frac{e_{max} - e_0}{e_{max} - e_{min}}$$

essendo:

- $e_0$ = indice dei vuoti in sito
- $e_{max}$ = indice dei vuoti massimo determinato in accordo alle specifiche ASTM
- $e_{min}$ = indice dei vuoti minimo determinato in accordo alle specifiche ASTM

La valutazione della densità relativa  $D_r$  dei terreni incoerenti è stata condotta attraverso l'impiego della relazione, molto utilizzata in presenza di terreni sabbiosi, introdotta da Terzaghi e Peck (1948) e successivamente modificata da Skempton (1986), riportata di seguito:

$$D_r = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{A}}$$

con  $A=65-60$  nel caso di sabbie grosse e  $A=55-60$  nel caso di sabbie fini.

dove  $(N_1)_{60}$  è la resistenza penetrometrica dinamica normalizzata per tenere conto sia della tensione litostatica che del rendimento del sistema di infissione. Metodo che vale per sabbie pulite NC e densità relativa minore del 35%. Nel caso di riempimenti recenti, per tenere conto del fatto che non ci sono effetti di ageing/sovracconsolidazione, Skempton (1986) consiglia di usare  $A=40$ .

Qualora il terreno sia di natura ghiaioso-sabbiosa, è opportuno utilizzare la seguente correlazione, proposta da *Yoshida et al. (1988)*:

$$D_r = 25 \cdot N_{SPT}^{0.44} \cdot (\sigma'_{vo})^{-0.13}$$

Nella quale la pressione verticale effettiva  $\sigma'_{vo}$  è espressa in kPa.

**Valutazione dell'angolo di resistenza al taglio  $\phi'$  da prove SPT**

L'angolo di resistenza al taglio è stato stimato a partire dalle prove SPT con la correlazione proposta dalla Japanese National Railway, valida per sabbie medio grosse e sabbie ghiaiose:

$$\phi' = 0.3 \times N_{SPT} + 27^\circ \quad (\text{Japanese-National-Railway})$$

È possibile utilizzare inoltre la correlazione proposta da API (American Petroleum Institute, 1987):

$$\phi' = 16 \times D_r^2 + 0.17 \times D_r + 28.4 \quad (\text{API})$$

Come per la valutazione della densità relativa  $D_r$ , il grado di addensamento dei terreni investigati conduce alla stima di valori dell'angolo di resistenza al taglio molto elevati, talvolta non realistici. Per questo motivo si è ritenuto opportuno limitare il valore di  $\phi'$  ad un massimo pari a  $45^\circ$ .

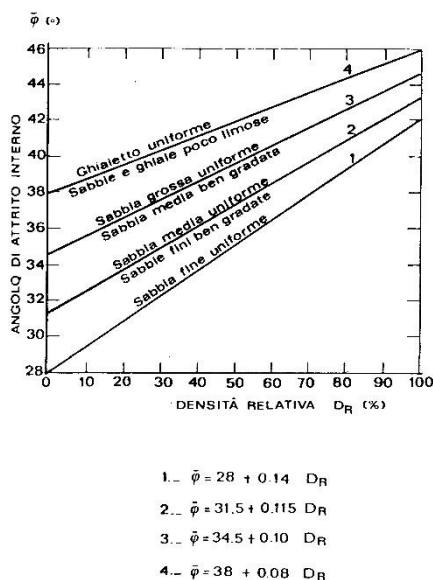


Figura 5-1 Correlazioni di Schmertmann (1977)

**Valutazione della resistenza non drenata  $c_u$  di terreni coesivi da prove SPT**

La coesione non drenata  $c_u$  è stata stimata, in funzione della resistenza compressione semplice  $q_u$ , secondo quanto proposto nel manuale del NAV-FAC 7.1 Soil Mechanics (1982) come riportato nel grafico seguente.

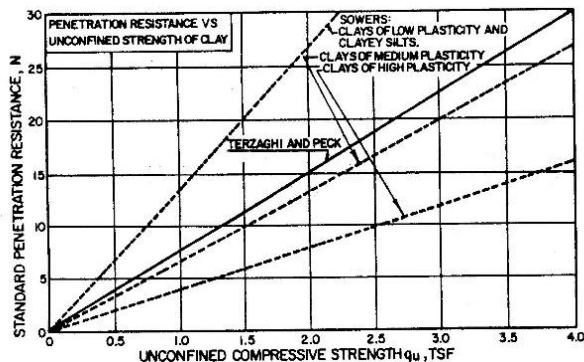


Figura 5-2 Resistenza a compressione semplice e  $N_{SPT}$  (Nav-Fac D.M. 7.1 1982)

Dal quale si ottiene la seguente relazione:

$$c_u (kPa) = A \times N_{SPT}$$

dove:

- $A = 4$  per argille di bassa plasticità e limi;
- $A = 6$  per argille di media plasticità;
- $A = 12$  per argille alta plasticità.

**Valutazione dei parametri di deformabilità da prove SPT per terreni e formazioni rocciose alterate**

Modulo di taglio  $G_0$  e Modulo  $E_0$  alle piccole deformazioni

È possibile stimare il modulo  $G_0$  a partire dai valori delle  $V_s$  misurate, mediante la relazione:

$$G_0 = (V_s)^2 \cdot \frac{\gamma}{g}$$

dove:

- $V_s$  = velocità delle onde di taglio (m/s);
- $\gamma$  = peso di volume del terreno ( $kN/m^3$ );
- $g$  = accelerazione di gravità ( $9.81 m/s^2$ ).

Inoltre, per la stima del modulo elastico di Young, in condizioni di comportamento elastico è possibile stimare  $E_0$  con la relazione:

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

dove  $\nu'$  = coefficiente di Poisson del terreno.

Per la valutazione di  $V_s$  si può riferimento alle formule di Yoshida et al. (1988):

$$V_s = k \times N_{SPT}^{0.25} \times \sigma_{vo}^{0.14}$$

in cui  $k$  rappresenta un coefficiente compreso tra 49÷60, in funzione del tipo di terreno analizzato.

PROGETTAZIONE ATI:



Terreno	Sabbia fine	25% ghiaia	50% ghiaia	Qualsiasi terreno
k	49	56	60	55

Moduli operativi

Essendo il comportamento dei terreni non lineare, i moduli di deformabilità “operativi” da associare allo specifico problema al contorno vengono a dipendere dalle effettive deformazioni indotte e/o dal grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo non lineari i dati di ingresso sono essenzialmente i moduli elastici iniziali e le curve di degrado del modulo in funzione del livello deformazionale indotto.

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo lineari il modulo viene stimato ipotizzandolo pari ad una certa percentuale di quello iniziale.

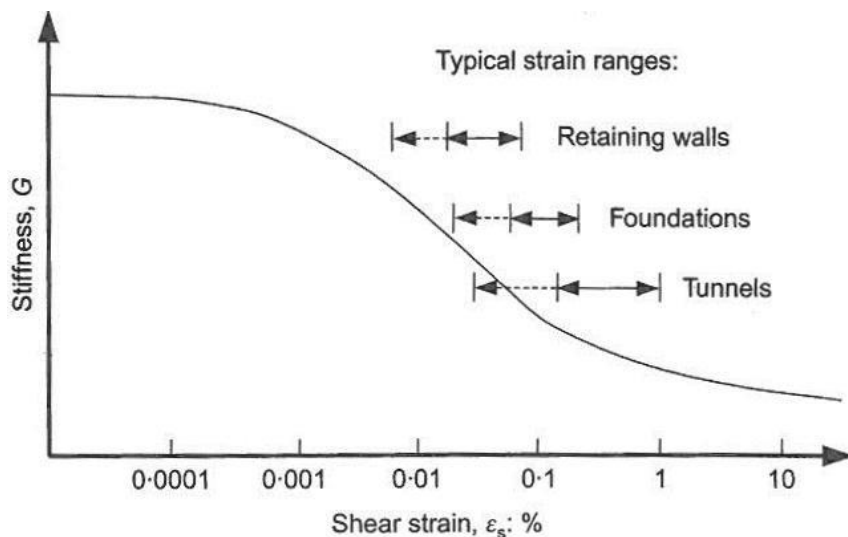


Figura 5-3 - Variazione tipica del modulo di rigidità in funzione della deformazione unitaria, Mair (1993)

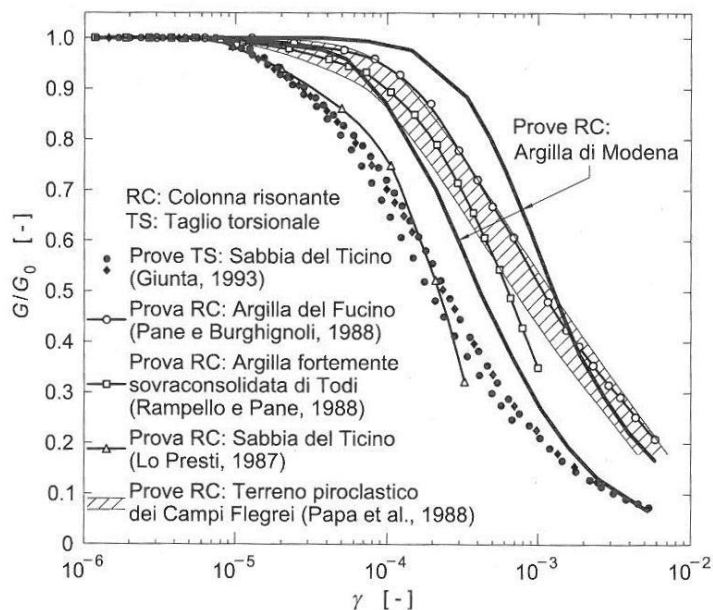


Figura 5-4 Dipendenza del modulo di taglio dal livello deformativo, Lancellotta (2012)

Terreni incoerenti

Nel caso di problematiche di cedimento di fondazioni superficiali e di utilizzo delle note espressioni ricavate dalla teoria dell'elasticità per aree di carico rettangolari, il modulo di Young "operativo" può essere assunto pari a circa  $1/10 \div 1/8 E_0$ , valore significativo di deformazioni di taglio unitarie dell'ordine di 0.1% inoltre, si può far riferimento al modulo  $E_{25}$  (modulo con riferimento ad un grado di mobilitazione della resistenza ultima a taglio pari al 25-30% e una deformazione dell'ordine di  $1 \times 10^{-3}$ ) determinato con la correlazione di Jamiolkowski et al. (1988) in funzione della densità relativa  $D_r$  e di  $N_{SPT}$ :

$$E_{25} = (1.05 - 0.35 D_r) \times N_{SPT}$$

Nel calcolo di opere di sostegno tipo paratie, tirantate e non, e di opere di fondazione di tipo profondo il modulo di Young "operativo" può essere assunto pari a  $1/5 \div 1/8$  di quello iniziale, valore significativo di deformazioni di taglio unitarie minori di 0.1%, al pari si può far riferimento al modulo compressibilità  $E$  valutato tramite la correlazione di D'Appollonia (1970):

$$E = 0,756 \times N_{SPT} + 18,75$$

Valutazione del modulo confinato  $M$  di terreni coesivi da prove SPT

È possibile valutare per il dimensionamento delle opere di fondazione diretta, il modulo confinato  $M_{fond-Dirette}$  con le correlazioni proposte da Stroud et Butler nel 1975, per depositi coesivi di origine glaciale con presenza di inclusioni di ghiaia e ciottoli:

$$M(MPa) = f \times N_{SPT}$$

con  $f$  pari a 0.6 nel caso di terreni limosi e 0.5 nel caso di terreni prevalentemente argillosi.

Per il dimensionamento delle opere di sostegno e di fondazioni profonde il modulo confinato operativo è stato valutato a partire dai corrispondenti moduli M a deformazioni elevate (definiti per il dimensionamento delle opere di fondazione dirette) considerando un incremento della rigidità del doppio circa.

### 5.3. Misure piezometriche

Allo scopo di indagare l'effettiva presenza di falde idriche sotterranee e l'andamento della superficie piezometrica, nel corso della campagna di indagine geognostica eseguita per il progetto sono stati acquisiti alcuni dati di monitoraggio relativi alle strumentazioni piezometriche installate.

Si riporta di seguito la Tabella delle misure piezometriche eseguite sia durante l'esecuzione dei sondaggi, sia nelle successive sessioni di monitoraggio. In ogni caso, per l'inquadramento idrogeologico dell'area si rimanda alla Relazione geologica (T01GE01GEORE01) e agli elaborati di progetto della Carta idrogeologica (T01GE01GEOCI01÷5).

**Tabella 5-2 Livelli piezometrici misurati in occasione della campagna di indagine del 2023**

PIEZOMETRO	LETTURE ESEGUITE DURANTE L'ESECUZIONE DEI SONDAGGI (m da p.c.)	LETTURA 16/03/2023 (m da p.c.)	LETTURA 19/06/2023 (m da p.c.)	LETTURA 04/07/2023 (m da p.c.)	LETTURA 01/08/2023 (m da p.c.)
B_S01	4.20	-	0.31	0.70	1.89
B_S03	3.05	-	1.75	2.59	4.06
B_S03Bis	4.16	-	10.96	11.36	11.6
B_S03Ter	6.52	-	8.07	8.50	8.88
B_S04	17.72	-	14.33	14.37	14.56
B_S06	13.41	11.75	10.54	12.37	14.51
B_S08	11.4	10.73	11.67	11.81	11.99
B_S09Bis	10.75	9.75	9.97	10.60	11.34
B_S10	-	10.96	11.10	12.32	12.77
B_S10bis	-	-	11.30	13.10	14.52
B_S12	28.4	Asciutto*	29.72	29.81	29.86
B_S14	4.5	3.98	5.70	6.77	7.97
B_S15	7.9	16.92	17.47	17.84	18.09
B_S15Bis	11.4	10.47	10.73	11.27	11.99
B_S19	-	9.98	9.67	11.34	12.74
B_S19Bis	0.85	1.94	1.01	0.99	1.36
B_S20Bis	1.3	1.33	1.15	1.24	1.48
B_S21	-	3.49	3.65	3.79	4.10
B_S22	5.4	4.50	4.77	4.66	5.38

#### 5.4. Prove di carico su piastra

La prova di carico su piastra (PLT) simula il comportamento di un terreno sottoposto a un carico ed è in grado di fornire informazioni riguardo il rapporto carico/cedimento e il modulo di deformazione del terreno  $M_d$ .

La prova è di rapida e semplice esecuzione: si tratta di disporre di una superficie di prova debitamente rullata e regolarizzata, sulla quale la piastra (comunemente del diametro di 300 mm, ma disponibile anche di diametri superiori) possa aderire nel modo più uniforme possibile. Il carico, trasmesso tramite un martinetto idraulico, viene applicato alla piastra sfruttando una massa di contrasto (macchinario pesante quale trattore, escavatore, autocarro, ecc.).

La prova PLT è condotta con doppio ciclo carico-scarico, rispettando la norma CNR BU N. 146 del 14 dicembre 1992. La valutazione della qualità del costipamento si effettua calcolando il rapporto  $M_d/M_d'$  che risulta tanto più prossimo all'unità quanto migliore è la qualità del costipamento.

Nell'ambito delle indagini sono state realizzate n.9 prove di carico su piastra, con piastra circolare 300 mm e massimo carico 200 kPa; nella seguente Tabella si riportano i principali risultati, mentre per il report completo si rimanda all'elaborato T01GE00GEORE01.

I valori del modulo  $M_d$  ottenuto dalle prove di carico sono risultati variabili nell'intervallo 5-43 MPa in funzione della natura del materiale investigato e sono stati impiegati per le valutazioni inerenti allo scotico e alla bonifica dei terreni in posto.

**Tabella 5-3 Risultati delle prove di carico su piastra eseguite durante la campagna di indagine (marzo 2023)**

POZZETTO	Pk	z	$M_d$ (50-150)	$M_d'$ (50-150)	$M_d/M_d'$
	(m)	(m da p.c.)	(MPa)	(MPa)	(-)
BPZ-01	0+150	0.2	10	51	0.20
BPZ-02	0+825	0.5	9	56	0.15
BPZ-03	2+025	0.5	5	130	0.04
BPZ-04	3+100	0.5	13	74	0.17
BPZ-06	4+150	0.2	43	122	0.35
BPZ-07	4+575	0.2	18	161	0.11
BPZ-08	6+300	0.2	12	231	0.05
BPZ-09	7+325	0.5	7	333	0.02
BPZ-10	7+375	0.8	20	107	0.18

### 5.1. Prove di permeabilità

Nel corso della campagna di indagini eseguita nel 2023, sono state condotte alcune prove di permeabilità durante l'esecuzione dei sondaggi.

La prova di permeabilità Lefranc consente di ricavare la conducibilità idraulica del terreno interessato dalla tasca di prova dalla misura del quantitativo di acqua nel tempo introdotto nel foro necessario al mantenimento di un livello idraulico costante all'interno della tubazione di rivestimento (prova a carico costante), o dalla misura dell'abbassamento nel tempo del livello idrico all'interno della colonna di rivestimento rispetto a un piano di riferimento (prova a carico variabile).

La prova Lugeon è utilizzata per la valutazione della conducibilità idraulica degli ammassi rocciosi, consiste nell'iniettare acqua in pressione entro un tratto isolato di foro di sondaggio in roccia e nel misurare i volumi assorbiti a diverse pressioni.

In particolare, sono state eseguite n.3 prove di tipo Lefranc a carico variabile e n.1 prova Lugeon in roccia.

Nella seguente Tabella si riportano i risultati delle prove Lefranc, prevalentemente eseguite in materiale litoide da poco a molto fratturato, con valori di permeabilità da 1.0E-6 a 1.0E-8 m/s.

**Tabella 5-4 Risultati delle prove Lefranc**

SONDAGGIO	PROF. PROVA (m da p.c.)	LITOLOGIA	k (m/s)
B_S06	7.5	Siltite argillosa deb. cementata	5.90E-07
B_S12	15.0	Marna argillosa con argilla limosa	1.31E-08
B_S15	5.5	Siltite con alternanza di pelite	1.07E-08
B_S15bis	20.0	Siltite in alternanza con pelite molto fratturata	1.56E-06

La prova Lugeon è stata eseguita all'interno del foro di sondaggio B\_S14 alla profondità tra 30 e 35 m da p.c., ovvero in materiale litoide poco alterato/fratturato, e ha rilevato una permeabilità pari a 1.95E-07 m/s.

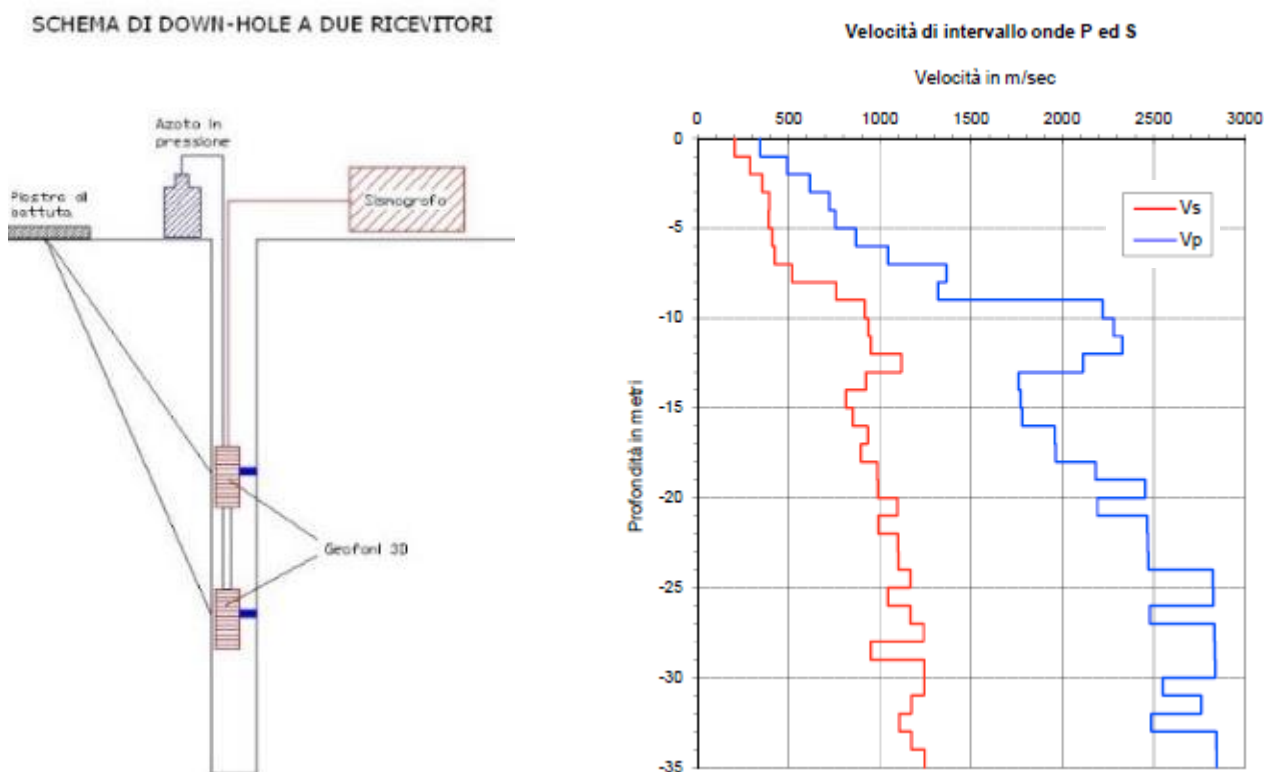
## 5.2. Indagini simiche

La campagna di indagini geognostiche del Progetto definitivo ha beneficiato dei risultati di una serie di prove geofisiche, quali prove sismiche in foro di tipo downhole, prospezioni sismiche a rifrazione, prove sismiche di onde superficiali di tipo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves). Oltre a fornire utili indicazioni per la caratterizzazione sismica dell'area di progetto, i risultati delle prove geofisiche, ed in particolare i valori stimati e misurati di velocità  $V_s$ , sono stati utilizzati per valutare alcuni parametri di deformabilità attraverso le correlazioni già presentate al par. 5.1.

### 5.2.1. PROVE SISMICHE IN FORO (DOWNHOLE)

Durante la campagna di indagini sono state eseguite n. 4 misure con tecnica down-hole (in fori di sondaggio opportunamente predisposti) che hanno consentito di ottenere, in corrispondenza dei sondaggi B\_S07, B\_S11, B\_S13, B\_S20, la misura diretta del profilo di velocità delle onde di compressione e di taglio.

La Figura seguente mostra un'immagine che rappresenta il funzionamento della tecnica down-hole e un esempio di restituzione delle velocità  $V_s$  e  $V_p$  con la profondità (da sondaggio B-S07).



**Figura 5-5 Schema del funzionamento della tecnica Down-hole e esempio della restituzione delle velocità  $V_s$  e  $V_p$  con la profondità esempio del sondaggio B\_S07**

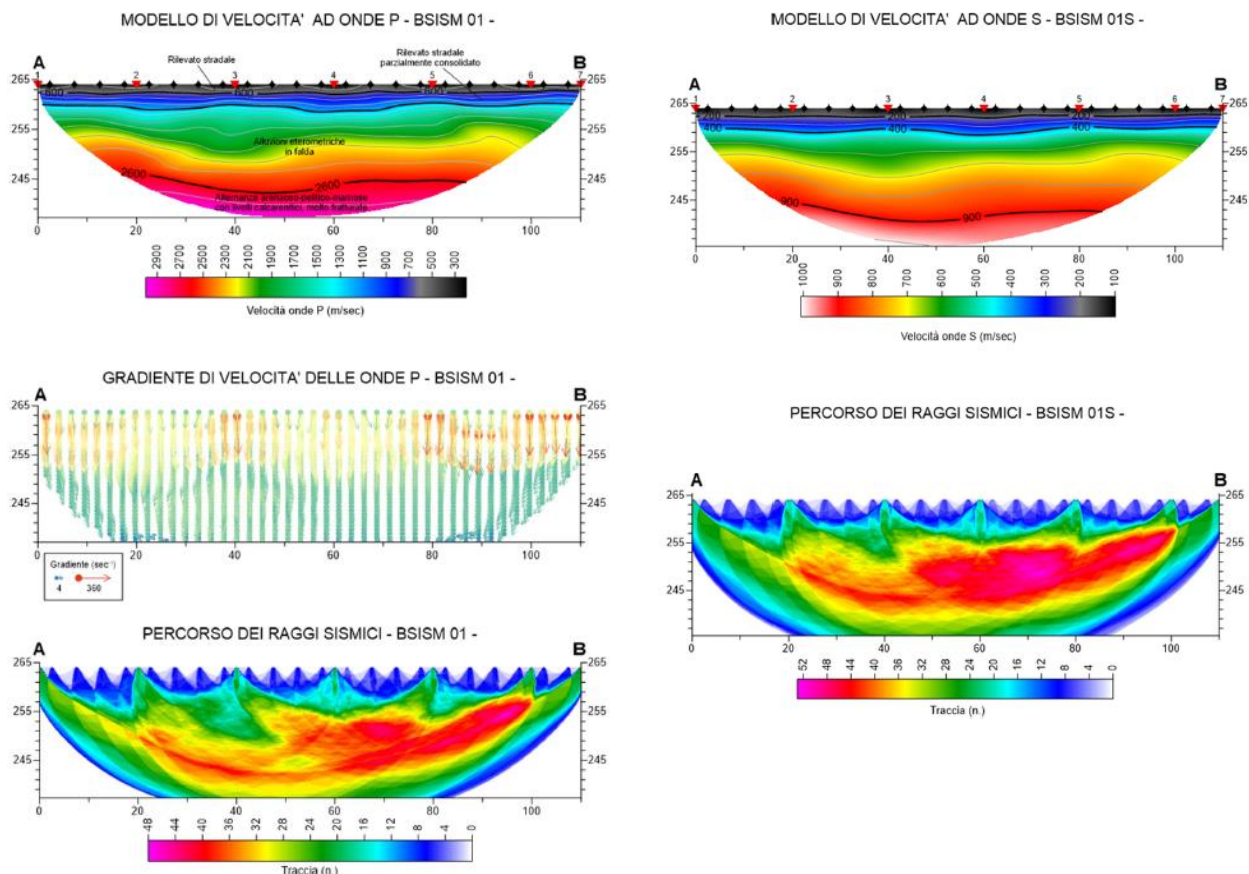
**5.2.2. PROSPEZIONI SIMICHE A RIFRAZIONE**

Sono stati eseguiti n. 22 stendimenti di sismica a rifrazione in onde P e S, utilizzando una spaziatura geofonica pari a 5 m, con un numero di canali di acquisizione variabile fra 16 e 24.

I risultati dell'elaborazione sono presentati in forma grafica nei seguenti elaborati:

- *modello di velocità*: rappresenta il risultato ottimale ottenuto; le velocità sono rappresentate in scale cromatiche comprese tra il minimo ed il massimo valore determinato.
- *modello del gradiente di velocità*: viene presentato mediante vettori, i cui moduli sono proporzionali alla loro lunghezza e in scala cromatica. Consente di verificare le variazioni di velocità, e quindi dei caratteri elastici del terreno, all'interno del modello; le superfici di separazione tra differenti orizzonti sismici tendono a collocarsi dove questo valore aumenta.
- *percorso dei raggi sismici*: consente di verificare il percorso dei raggi sismici e, conseguentemente, la copertura raggiunta. Anche in questo caso la rappresentazione è ottenuta utilizzando una scala cromatica.

Di seguito si riporta un esempio della restituzione dei dati in onde S e P per lo stendimento B\_Sism 01A.



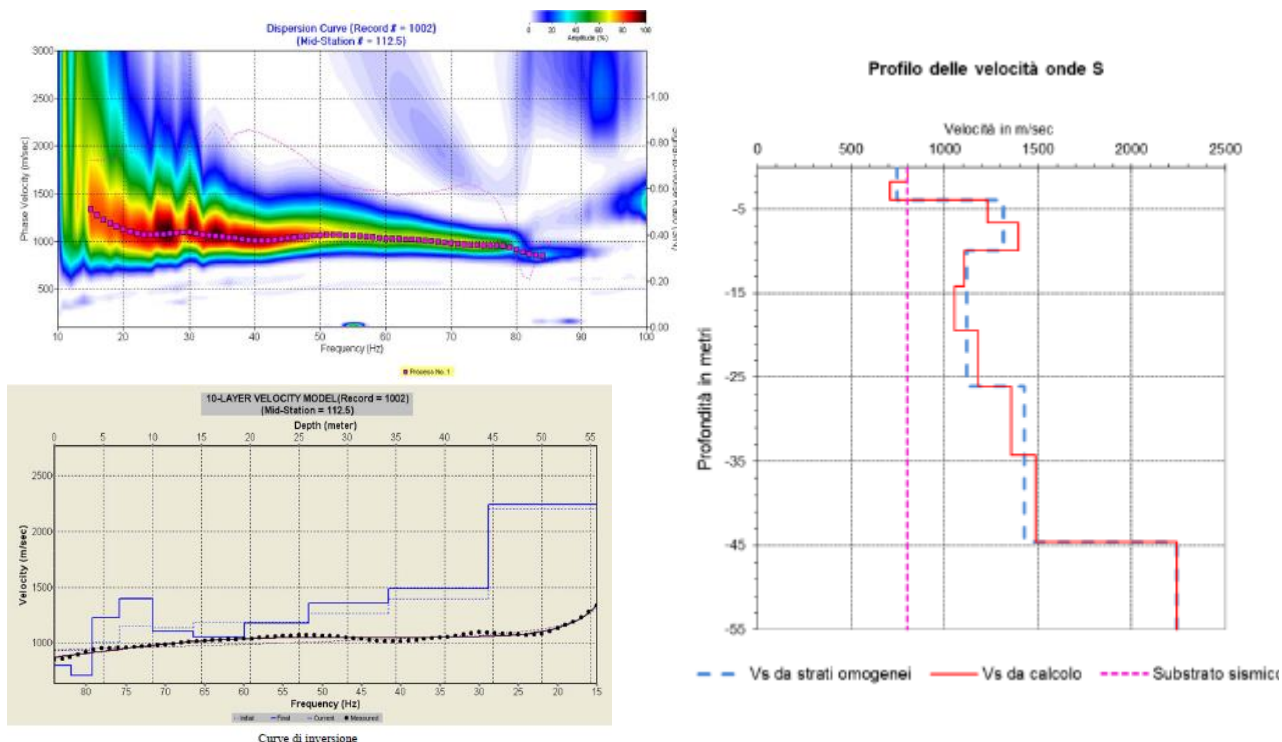
**Figura 5-6 Esempio della restituzione dei dati in onde S e P per lo stendimento B\_Sism 01A**

### 5.2.3. PROVE MASW

Lungo il tracciato sono state realizzate n. 4 prospezioni sismiche con metodologia Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW): A\_Masw01, A\_Masw02, A\_Masw03, A\_Masw04.

La tecnica di analisi si basa sullo studio della dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di tipo Rayleigh (R).

Nella seguente Figura si riporta l'esempio della prova A\_Masw2, rispettivamente: la curva di dispersione, la curva di inversione e della restituzione della velocità delle onde S.



**Figura 5-7 Prova A\_Masw2: esempio delle curve di dispersione e inversione e della restituzione della velocità delle onde S**

PROGETTAZIONE ATI:



### 5.3. Prove di laboratorio

Durante l'esecuzione dei sondaggi geognostici sono stati prelevati n. 77 campioni di materiale sciolto (terreno) e materiale litoide, sui quali sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio:

- parametri fisici e classificazione (fusi granulometrici, limiti di Atterberg, indice plasticità, pesi di volume naturale, grado di saturazione, contenuto di acqua naturale, indice dei vuoti iniziale, massa volumica sui campioni di roccia);
- n.30 prove di taglio diretto;
- n.1 prova triassiale consolidata non drenata (CU);
- n.9 Point Load Test sui campioni di roccia;
- n.3 prove di compressione uniassiale sui campioni di roccia;
- n. 4 prove eseguite per indagare l'aggressività sul calcestruzzo (acidità e solfati)

I principali risultati delle prove di laboratorio su terreni e materiali litoidi molto alterati e fratturati sono riportati nelle Tabelle seguenti (distinte per prove su campioni da pozzetti esplorativi e prove su campioni di sondaggi geognostici). I risultati delle prove su campioni litoidi intatti sono invece illustrati nel paragrafo seguente sulla Caratterizzazione dell'ammasso roccioso.

I risultati completi delle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati dai sondaggi sono riportati nell'elaborato *Documentazione indagini geognostiche - Analisi e prove di laboratorio geotecnico T01GE00GEORE03*, e sinteticamente richiamati nelle seguenti Tabelle.

**Tabella 5-5 Risultati di laboratorio dei campioni prelevati durante l'esecuzione dei pozzetti geognostici (T01GE00GEORE03)**

Pozzetto	Campioni	Profondità campioni		Contenuto di acqua	Peso di volume dei grani	Limiti di Atterberg					Granulometria				
		Z <sub>in</sub>	Z <sub>fin</sub>			W <sub>n</sub>	γ <sub>s</sub>	W <sub>L</sub>	W <sub>P</sub>	W <sub>R</sub>	IP	I <sub>c</sub>	Ghiaia	Sabbia	Limo
		(m)	(m)	(%)	(kN/m <sup>3</sup> )	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
B-PZ01	R2	2.60	3.00	8.8	26.92	30	21	17	9	2.4	49	22	22	7	29
B-PZ01	R1	0.40	0.80	10.7	26.76	35	30	19	5	4.9	66	15	15	4	19
B-PZ02	R1	0.60	1.00	20.5	26.45	41	24	13	17	1.2	10	19	51	20	71
B-PZ02	R2	1.60	2.00	16.7	26.57	48	22	12	26	1.2	3	12	50	35	85
B-PZ03	R1	0.60	1.00	7.9	26.79	35	31	21	4	6.8	66	15	14	5	19
B-PZ03	R2	2.60	3.00	11.9	26.76	36	32	21	4	6.0	61	19	14	6	20
B-PZ04	R2	2.60	3.00	22.2	26.84	44	27	18	17	1.3	53	14	23	10	33
B-PZ04	R1	0.80	1.20	17.2	26.6	41	28	19	13	1.8	37	19	30	14	44
B-PZ05	R2	2.20	2.60	27.3	26.15	41	27	18	14	1.0	56	15	24	5	29
B-PZ05	R1	0.80	1.20	13.5	26.68	38	27	16	11	2.2	21	18	50	11	61
B-PZ06	R1	0.80	1.20	5.8	26.84	34	28	21	6	4.7	69	14	13	4	17
B-PZ06	R2	2.20	2.60	5.9	26.53	35	26	19	9	3.2	52	16	25	7	32
B-PZ07	R1	0.65	1.05	22	26.32	34	22	18	12	1.0	55	15	23	7	30
B-PZ07	R2	2.60	3.00	24.9	26.79	39	23	18	16	0.9	53	16	24	7	31
B-PZ08	R1	1.30	1.70	12.3	26.64	31	22	20	9	2.1	66	17	13	4	17
B-PZ08	R2	2.60	3.00	14.2	26.92	29	21	16	8	1.9	55	24	17	4	21
B-PZ09	R2	2.60	3.00	12.3	26.76	36	27	22	9	2.6	71	15	11	3	14

PROGETTAZIONE ATI:

Pozzetto	Campioni	Profondità campioni		Contenuto di acqua	Peso di volume dei grani	Limiti di Atterberg					Granulometria				
		Z <sub>in</sub>	Z <sub>fin</sub>	W <sub>n</sub>	v <sub>s</sub>	W <sub>L</sub>	W <sub>P</sub>	W <sub>R</sub>	IP	I <sub>c</sub>	Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	Contenuto di fine
		(m)	(m)	(%)	(kN/m <sup>3</sup> )	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
B-PZ09	R1	0.80	1.20	15.8	26.83	37	31	23	6	3.5	58	16	20	6	26
B-PZ10	R1	0.20	0.60	14.3	26.36	41	25	19	16	1.7	36	20	35	9	44
B-PZ10	R2	2.50	3.00	4.9	26.75	ND	ND	ND			72	12	13	3	16

PROGETTAZIONE ATI:

**Tabella 5-6 Risultati prove di laboratorio sui campioni prelevati durante l'esecuzione dei sondaggi (T01GE00GEORE03)**

Sondaggio	Campioni	Profondità campioni		Contenuto di acqua	Peso di volume naturale	Peso di volume dei grani	Peso di volume secco	Peso di volume immerso	Peso di volume saturo	Indice dei vuoti	Porosità	Grado saturazione	Limiti di Atterberg					Granulometria				Taglio diretto (CD)		TX-CU	
		Z <sub>in</sub>	Z <sub>fin</sub>										W <sub>n</sub>	γ	γ <sub>s</sub>	γ <sub>d</sub>	γ'	γ <sub>sat</sub>	e	n	Sr	W <sub>L</sub>	W <sub>P</sub>	W <sub>R</sub>	IP
		(m)	(m)	(%)	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(-)	(-)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kPa)	(°)	(kPa)
B-S01	I1	6.0	6.6	21.4	20.01	26.4	16.49	10.2	20.21	0.6	0.4	96	46	24	14	22	1.1	0	17	55	28			29	28
B-S01	R1	2.6	3.0			26.2							30	22	14	8		14	35	39	12				
B-S01	R2	12.5	13.0			26.8												59	13	23	5				
B-S01	I2	8.5	8.9	11.9	21.33	26.4	19.06	11.52	21.78	0.39	0.3	83	26	22	14	4	3.5	10	45	34	11	0	31		
B-S02	R1	3.7	4.0			26.3							48	26	12	22		32	29	27	12				
B-S02	R2	6.5	6.8			26.5							42	26	11	16		46	26	21	7	0	31		
B-S02	R3	9.0	9.5			26.8												79	14	6	1				
B-S03	R1	4.5	5.0			26.9							35	19	9	16		8	44	23	25	0	23		
B-S03	R2	8.5	9.0			26.5							43	23	10	20		16	53	21	10				
B-S03	R3	13.3	13.6			26.5												19	48	24	9	0	29		
B-S3ter	R1	2.6	3.0	9.9		27.0							57	24	15	33	1.4	5	44	31	20				
B-S3ter	R2	6.0	6.5	12.8		25.0							65	25	12	40	1.3	6	29	33	32				
B-S04	R1	5.6	5.9			26.5												70	13	15	2	0	32		
B-S04	R2	7.5	7.8			25.6							38	27	18	11		71	15	13	1				
B-S04	R3	10.3	10.6			26.5												59	15	21	5	0	37		
B-S04	R4	12.3	12.6			27.3												37	37	18	8				
B-S04	R5	16.0	16.3			26.9												2	81	9	8	0	33		
B-S05	R1	7.2	7.5			26.6							40	26	14	14		35	27	30	8	0	35		
B-S06	R1	3.7	4.0			26.7							42	23	12	19		52	12	27	9	0	18		
B-S06	R2	6.7	7.0			26.6							ND	ND	ND	NC		77	18	4	1	0	31		
B-S06	R3	17.2	17.5			26.6												77	18	4	1				
B-S07	R1	7.0	7.5			26.9							38	33	15	5		52	19	25	4				
B-S08bis	R1	8.6	9.0			26.5												48	12	32	8				
B-S08ter	R2	10.0	10.5			26.5												57	17	20	6				
B-S08ter	R1	3.0	3.5			26.5												57	17	20	6	0	34		
B-S09	R1	2.5	3.0			25.9							50	30	15	20		40	23	28	9	0	34		
B-S09	R2	7.5	8.0			26.3							38	23	13	15		48	14	32	6	0	27		
B-S09bis	I1	10.0	10.4	17.7	20.7	26.7	17.61	10.91	20.99	0.52	###	93	39	23	13	16	1.3	8	16	48	28	47	27		
B-S09bis	R1	20.5	20.9			26.5												48	14	30	8				
B-S10	R1	7.0	7.4			26.9												43	18	29	10				
B-S10	R2	11.6	12.0			26.0												38	13	36	13				
B-S10bis	R1	4.0	4.4			26.7												30	28	31	11	0	23		

PROGETTAZIONE ATI:

Sondaggio	Campioni	Profondità campioni		Contenuto di acqua	Peso di volume naturale	Peso di volume dei grani	Peso di volume secco	Peso di volume immerso	Peso di volume saturo	Indice dei vuoti	Porosità	Grado saturazione	Limiti di Atterberg					Granulometria				Taglio diretto (CD)		TX-CU		
		Z <sub>in</sub>	Z <sub>fin</sub>										W <sub>n</sub>	γ	γ <sub>s</sub>	γ <sub>d</sub>	γ'	γ <sub>sat</sub>	e	n	Sr	W <sub>L</sub>	W <sub>P</sub>	W <sub>R</sub>	IP	Ic
		(m)	(m)	(%)	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(-)	(-)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)
B-S10bis	R2	14.6	15.0			27.0											5	15	55	25						
B-S11	R1	5.1	5.5			26.8							39	22	16	17		32	23	34	11	0	26			
B-S11	R2	8.6	9.0			26.7											44	21	28	7						
B-S11	R3	11.6	12.0			26.4							42	26	17	16		56	12	26	6	0	25			
B-S11	R4	17.6	18.0			26.7							37	27	18	10		47	19	26	8	0	35			
B-S11	R5	24.3	24.7			26.7							37	25	18	12		63	10	23	4					
B-S11	R6	31.4	31.8			27.1											49	18	26	7						
B-S11	R7	34.0	34.4			26.9											50	28	17	5	0	37				
B-S12	R1	2.6	3.0			26.3							36	23	18	13		67	9	19	5	0	34			
B-S12	R2	8.6	9.0			26.9											44	15	31	10						
B-S12	R3	14.6	15.0			27.0											53	14	25	8						
B-S12	R4	18.0	18.4			26.6											41	15	36	8						
B-S12	R5	24.6	25.0			26.7											64	11	20	5	0	33				
B-S12	R6	29.0	29.4			26.6											42	19	32	7	0	25				
B-S12	R7	33.4	33.8			26.9											28	35	27	10						
B-S13	R1	1.6	2.0			26.7							46	28	15	18		9	29	30	32	0	27			
B-S13	R2	4.0	4.4			26.4							35	28	19	7		11	50	28	11	0	29			
B-S13	R3	7.6	8.0			26.8							38	25	17	13		58	16	18	8	0	34			
B-S15bis	R1	3.5	4.0			27.0							34	25	19	9		59	18	19	4	0	31			
B-S15bis	R2	8.4	8.8			26.3							37	22	17	15		29	22	31	18	0	35			
B-S15bis	R3	9.6	10.0			26.6							36	26	19	10		52	16	25	7	0	26			
B-S15bis	R1	3.0	3.4	4.7		26.7							29	24	17	5	4.9	67	12	18	3					
B-S19bis	R2	2.1	2.5	16.8		26.7							45	34	20	11	2.6	49	22	24	5	0	32			
B-S19bis	R3	3.0	3.4	16.0		27.3							29	25	18	4	3.3	29	36	21	14	0	28			
B-S19bis	R1	1.0	1.4	17.9		26.7							42	33	21	9	2.7	60	21	14	5					

## 5.4. Caratterizzazione dell'ammasso roccioso

Il tracciato dell'opera è per la maggior parte caratterizzato dalla presenza del substrato roccioso; si tratta delle unità geologiche delle Arenarie del Cervarola (unità geologica ac) e subordinatamente, tra circa le pk 1+200 e 1+650, delle Marne di San Polo (unità geologica ms).

Il substrato roccioso è stato rilevato sia dai sondaggi geognostici che dalle indagini sismiche indirette (sismiche a rifrazione, down-hole e MASW). Inoltre, nell'ambito del documento *Geologia - Relazione Geologica* (T01GE01GEORE01), il substrato che affiora lungo quasi tutto il tracciato è stato indagato tramite rilievi geomeccanici, i cui risultati sono presentati nell'elaborato di progetto *Geologia – Rilievi geomeccanici* (T01GE01GEORE02).

Di seguito si illustrano i risultati delle indagini in termini di parametro RQD (Rock Quality Designation, Deere 1963), i risultati delle prove di laboratorio su campioni litoidi intatti (prove di compressione uniassiale e prove tipo Point Load Test), e si illustrano i principali criteri per la caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso.

### 5.4.1. CLASSIFICAZIONE DELLA QUALITÀ DELL'AMMASSO ROCCIOSO

Il Rock Quality Designation (RQD) è un parametro di classificazione delle rocce proposto nel 1963 da D.U. Deere. Su ogni spezzone di roccia estratto in ciascuna manovra di carotaggio è possibile effettuare il calcolo del parametro RQD come il rapporto di seguito illustrato:

$$RQD(\%) = \frac{\sum \text{lunghezza spezzoni materiale fresco} > 10 \text{ cm}}{\text{lunghezza totale della manovra di carotaggio}} \cdot 100$$

Dai valori di RQD ottenuti è possibile classificare la qualità della roccia come illustrato nella seguente Tabella.

**Tabella 5-7 Classificazione della qualità dell'ammasso roccioso tramite il calcolo del parametro RQD (Deere, 1963)**

RQD (%)	QUALITÀ
<25	Molto scarsa
25-50	Scarsa
50-75	Discreta
75-90	Buona
90-100	Eccellente

In alternativa l'RQD può essere ricavato durante un rilievo geomeccanico basandosi sui parametri di densità delle discontinuità, utilizzando un approccio monodimensionale con la relazione di Priest e Hudson (1981):

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

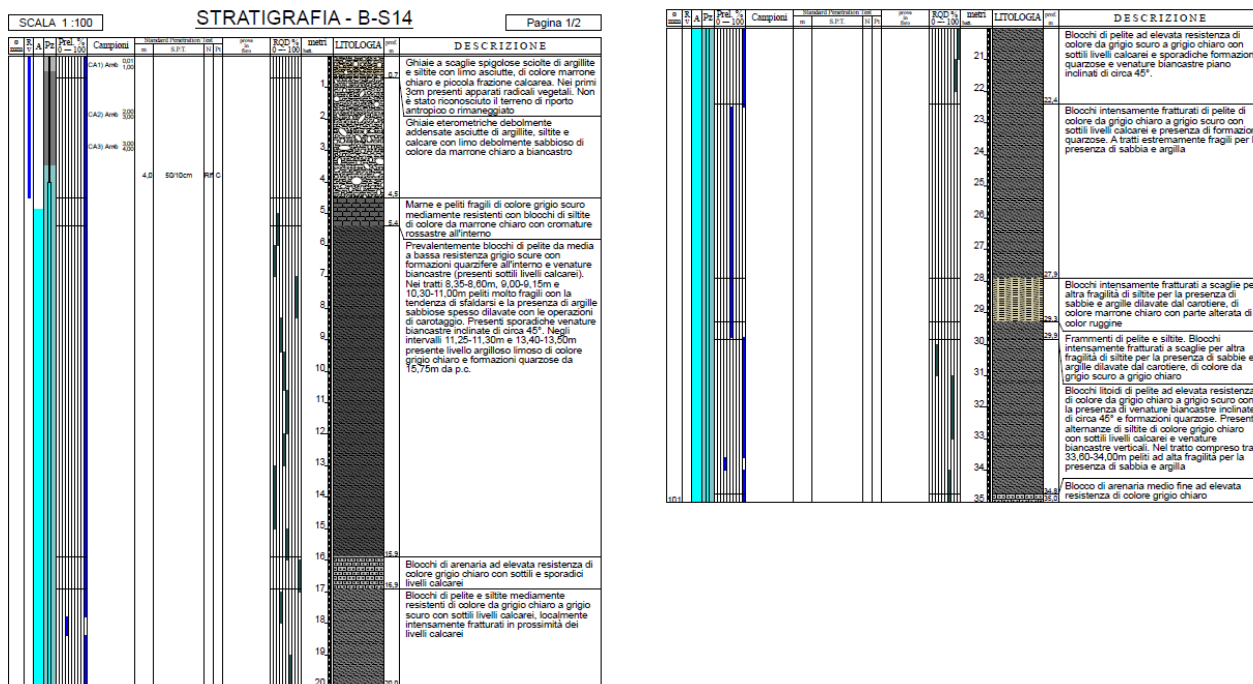
dove n= numero medio di giunti per unità di lunghezza (metro);

oppure con l'approccio bidimensionale proposto da Palmstrom (1982):

$$RQD = 115 - 3.3 J_V$$

dove  $J_V$  = numero di fratture per metro cubo di roccia.

I valori dell'RQD sono stati calcolati osservando il materiale estratto nel corso dell'esecuzione dei sondaggi geognostici. I risultati mostrando una forte variabilità della qualità della roccia, da molto scarsa a buona con valori RQD che variano tra 0 e 100%.



**Figura 5-8 Esempio della variabilità dell'RQD nel sondaggio B\_S14**

Nella seguente Tabella si riportano i valori di RQD (%) in funzione della profondità (quota di boccaforo) per ciascun sondaggio geognostico eseguito durante la campagna di indagini 2023. Nei tratti di perforazione in terreno non è indicato alcun valore di RQD.

**Tabella 5-8 valori di RQD (%) per ogni sondaggio eseguito durante la campagna di indagini 2023**

Z <sub>in</sub> (m)	Z <sub>fin</sub> (m)	B-S02	B-S03	B-S03bis	B-S03ter	B-S04	B-S05	B-S06	B-S07	B-S08bis	B-S08ter	B-S09	B-S09bis	B-S10	B-S12	B-S13	B-S14	B-S15	B-S15bis	B-S19	B-S20	B-S20bis	B-S19bis	B-S21	B-S22
2.0	3.0							0	0											50				20	
3.0	4.0			30		0	0	0	0											30				20	
4.0	5.0			40		0	0	0	0											40	20			60	
5.0	6.0			40		0	0	0	0								30			90	90	0		20	0
6.0	7.0			80		0	0	0	0		20				0		20			80	50	0	10	0	50
7.0	8.0			50	20	0	0	0	0		20				0		90			100	80	0	0	0	50

PROGETTAZIONE ATI:

Z <sub>in</sub> (m)	Z <sub>fin</sub> (m)	B-S02	B-S03	B-S03bis	B-S03ter	B-S04	B-S05	B-S06	B-S07	B-S08bis	B-S08ter	B-S09	B-S09bis	B-S10	B-S12	B-S13	B-S14	B-S15	B-S15bis	B-S19	B-S20	B-S20bis	B-S19bis	B-S21	B-S22
8.0	9.0			50	20	0	0	0	0		0			0	0	10	40			100	80	0	80	0	50
9.0	10.0		0	80	20	0	0	0	0		20			0	0	20	40	50		100	0	0	0	10	0
10.0	11.0	0	0	30	50	0	0	0	50	20	20			0	0	0	50	50	30	90	40	0	0	80	50
11.0	12.0	0	0	30	50	0	0	0	50	40	0	30		0	0	0	60	60	30	90	30	0	100	20	50
12.0	13.0	0	0	80	10	0	60	0	80	30	0	0		0	0	0	50	60	40	100	30	0	30	40	50
13.0	14.0	40	0	20	70	40	0	0	80	40	0	0		0	0	0	20	40	40	60	20	0	0	40	50
14.0	15.0	70	0	20	70	20	20	10	40	0	50	30		0	0	0	20	0	0	90	60	0	70	50	10
15.0	16.0	0	0	0	50	0	20	10	40	20	10	20			0	0	60	0	20	90	20	0	20	0	10
16.0	17.0	60	0	10	30	60	0	0	40	40	10	20			0	0	100	70	20	80	0	0	50	40	40
17.0	18.0	20	10	80	30	20		20	20	60	10	30			0	0	40	70	40	100	30	0	20	60	30
18.0	19.0	20	0	80	80	20		30	20	60	20	50	0		0	0	0	80	0	100	70	0	20	60	50
19.0	20.0	0	0	70	100	0		60	20	20	20	40	0		0	0	70	40	10	60	10	0	40	20	80
20.0	21.0		0						20			30	0		0	0	100	0			70	70	40	40	
21.0	22.0								20			10	0		0	0	90	0			10	70	10	20	
22.0	23.0								20			10	0		0	0	0	0			10	0	50	20	
23.0	24.0								30			30	0		0	0	0	0			40	0	90	10	
24.0	25.0								0			0	0		0	0	0	10			20	20	0	10	
25.0	26.0								0			0	0		10	0	0				20	30	0		
26.0	27.0								30			50	0		0	0	0				0	30	0		
27.0	28.0								30			40	0		0	0	0				0	30	0		
28.0	29.0								0			40	0		0	0	0				0	30	0		
29.0	30.0								0			60	0		0	0	0				50	30	0		
30.0	31.0								0						0	0	30				30	50	0		
31.0	32.0								20						0	0	70				30	20	20		
32.0	33.0								40						40	0	70				10	80	10		
33.0	34.0								40						0	0	0				90	80	0		
34.0	35.0								0						0	0	70				90	70	0		

Sebbene il risultato possa essere stato influenzato dal disturbo associato alla perforazione (quantunque eseguita con idoneo carotiere), in generale la qualità della roccia può essere definita molto scarsa/scarsa, come per altro confermato dai valori riportati anche durante l'esecuzione dei rilievi geomeccanici (doc. T01GE01GEORE02) e presentati nella Tabella seguente.

**Tabella 5-9 RQD ricavati dall'osservazione dell'ammasso roccioso durante i rilievi geomeccanici (T01GE01GEORE02)**

Stazione geomeccanica	(n)	SG1	SG2	SG3	SG4	SG5	SG6	SG7	SG8	SG9	SG10	SG11	SG12	SG13
RQD	(%)	20	74	9	9	14	4	9	20	4	4	20	4	4

#### 5.4.2. RESISTENZA A COMPRESSIONE UNIASSIALE DELLA ROCCIA

È possibile valutare il parametro di resistenza a compressione uniassiale ( $\sigma_c$  oppure anche indicato come UCS, Uniaxial Compressive Strength) interpretando i risultati delle prove di laboratorio, come le prove a compressione uniassiale e le prove Point Load Test (PLT), oppure sul campo in modo speditivo mediante l'esecuzione di prove sclerometriche.

Nel corso della campagna di indagini sono state eseguite n. 3 prove a compressione uniassiale su provini prelevati nei sondaggi BS05, BS10, BS15 seguendo le procedure ASTM D7012 e ISRM 1979. Si rimanda all'elaborato *Documentazione indagini geognostiche - Analisi e prove di laboratorio geotecnico* (T01GE00GEORE03) per la disamina del report mentre nella seguente Tabella sono riportati i risultati della resistenza a compressione uniassiale  $\sigma_c$  e i moduli elastici determinati.

**Tabella 5-10 Risultati delle prove a compressione uniassiale (T01GE00GEORE03)**

Sondaggio	Campioni	Profondità campioni		Prova resistenza a compressione uniassiale	
		Z <sub>in</sub>	Z <sub>fin</sub>	$\sigma_c$	Modulo elastico, E
		(m)	(m)	(MPa)	(GPa)
BS05	CL1	12.7	13.0	50	5
BS10	CL1	2.0	2.4	24	2
BS15	CL1	17.6	18.0	61	16

Il valore della resistenza a compressione uniassiale calcolata tramite la prova di laboratorio *Point Load Test* (PLT) viene stimato tramite la seguente relazione come proposto dalla ASTM D5731-07:

$$\sigma_c = (\text{UCS}) = k I_{s(50)}$$

dove:

- $I_{s(50)}$  è il Point Load Strength Index calcolato a partire dal  $I_s$  (Uncorrected Point Load Strength Index) calcolato attraverso la formulazione  $I_s = P/D_e^2$ , dove P è il carico di rottura e  $D_e$  è il diametro equivalente espresso in mm, variabile tra le prove assiali ( $D_e^2 = D$ ) e diametrali ( $D_e^2 = 4A/\pi$ ).
- k è un fattore correttivo, variabile generalmente tra un valore di 14 e 25. Palmstrom (1995) associa la variabilità del parametro k ai valori dell' $I_{s(50)}$  e a quello della  $\sigma_c$  come descritto nella seguente Tabella.



TABLE A3-6 SUGGESTED VALUE OF THE FACTOR  $k_{50}$  VARYING WITH THE STRENGTH OF THE ROCK

$\sigma_c$ (MPa)	$I_{s, 50}$ (MPa)	$k_{50}$
25 <sup>*)</sup> - 50	1.8 - 3.5	14
50 - 100	3.5 - 6	16
100 - 200	6 - 10	20
> 200	> 10	25

\*) Bieniawski (1973) suggests that point load strength test are not carried out on rocks having compressive strength less than approximately 25 MPa.

**Figura 5-9 Valori del fattore k (k=k<sub>50</sub>) variabile con la resistenza della roccia (Palmstrom, 1995)**

I PLT eseguiti per la maggior parte sono stati test di tipo assiale. Nella seguente Tabella sono riportati i valori di  $I_{s,50}$ , l'indicazione del valore del parametro k utilizzato e il valore di compressione uniassiale stimato.

**Tabella 5-11 Prove di laboratorio PLT eseguite sui campioni estratti dai sondaggi eseguiti (T01GE00GEORE03)**

Sondaggio	Campioni	Profondità campioni		Grado di alterazione	Point Load Test			
		Z <sub>in</sub>	Z <sub>fin</sub>		Tipologia test	I <sub>s50</sub>	k, secondo Palmstrom	$\sigma_c$
		(m)	(m)					
BS06	CL1	8.0	8.3	moderatamente alterata	assiale	0.52	14	7
BS06	CL2	12.5	12.8	lievemente alterata	irregolari	0.51	14	7
BS07	CL1	23.8	23.9	fresca	assiale	1.79	14	25
BS08	CL1	17.0	17.4	fresca	assiale	1.95	14	27
BS09	CL1	28.2	28.4	moderatamente alterata	assiale	1.09	14	15
BS10	CL1	9.7	10.0	moderatamente alterata	assiale	0.47	14	7
BS13	CL1	8.8	9	moderatamente alterata	assiale	3.68	16	59
BS15	CL1	12.8	13	lievemente alterata	assiale	3.27	14	46
BS21	CL1	10	10.2	fresca	assiale	3.91	16	63

Nell'ambito della redazione del progetto sono state eseguite n. 13 stazioni di rilevamento geomeccanico, i cui risultati sono raccolti nell'elaborato *Rilievi geomeccanici T01GE01GEORE02*. Durante il rilevamento degli affioramenti rocciosi sono state eseguite delle prove sclerometriche per la stima della resistenza  $\sigma_c$ .

Lo sclerometro, conosciuto come martello di Schmidt, è ampiamente utilizzato come prova non distruttiva e volta a misurare la "durezza di rimbalzo" della roccia. Dalla prova si ricava l'indice di rimbalzo, R, che è possibile correlare alla resistenza alla compressione uniassiale del materiale roccia mediante la relazione di Irfan e Dearman (1978):

$$S_u = 0.775 R + 21.3$$

**Tabella 5-12 Valori di resistenza a compressione uniassiale determinati con sclerometro durante i rilievi geomeccanici (T01GE01GEORE02)**

Stazione geomeccanica	Indice di rimbalzo R	Resistenza a compressione uniassiale $\sigma_c$ (Irfan e Dearman (1978))
(n)	(-)	(MPa)
SG1	20	37

PROGETTAZIONE ATI:

Stazione geomeccanica	Indice di rimbalzo R	Resistenza a compressione uniassiale $\sigma_c$ (Irfan e Dearman (1978))
(n)	(-)	(MPa)
SG2	20	35
SG3	10	29
SG4	35	48
SG5	10	29
SG6	14	32
SG7	15	33
SG8	30	15
SG9	15	33
SG10	5	25
SG11	15	33
SG12	12	31
SG13	20	37

#### 5.4.3. PARAMETRI DI RESISTENZA A ROTTURA E DI DEFORMABILITÀ

La classificazione dell'ammasso roccioso tramite il metodo GSI può essere utilizzata per la stima dei principali parametri di resistenza e deformabilità dell'ammasso roccioso.

In questa sezione si illustra brevemente il procedimento per la determinazione della resistenza dell'ammasso roccioso di fondazione in accordo con i criteri di Hoek-Brown e di Mohr-Coulomb.

Il criterio di rottura di Hoek-Brown generalizzato per ammassi rocciosi (Hoek et al., 2002) è definito dalla seguente relazione:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

dove:

- $\sigma'_1$  e  $\sigma'_3$  sono rispettivamente gli sforzi efficace principale massimo e minimo;
- $\sigma_{ci}$  è la resistenza a compressione uniassiale della roccia. Per il valore della resistenza a compressione si è fatto riferimento alle prove eseguite durante i rilievi geomeccanici riportati nel par. 5.4.2;
- $m_i$  è una costante del materiale intatto, calcolabile a partire dai risultati delle prove di laboratorio o, in assenza di esse, in base alla natura della roccia tramite l'utilizzo di tabelle proposte da vari autori. Nella Tabella seguente si riporta la proposta di Hoek (2006). Per il caso di studio è possibile scegliere il valore di  $17 \pm 4$  corrispondente alle rocce sedimentarie (arenarie).

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates* (21 ± 3) Breccias (19 ± 5)	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2 Greywackes (18 ± 3)	Claystones 4 ± 2 Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)
		Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)
	Evaporites			Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	
	Organic					Chalk 7 ± 2
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
	Slightly foliated		Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 16 ± 6		
	Foliated**		Gneiss 28 ± 5	Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3 Granodiorite (29 ± 3)	Diorite 25 ± 5		
		Dark	Gabbro 27 ± 3 Norite 20 ± 5	Dolerite (16 ± 5)		
	Hypabyssal		Porphyries (20 ± 5)		Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25 ± 5) Andesite 25 ± 5	Dacite (25 ± 3) Basalt (25 ± 5)	Obsidian (19 ± 3)
		Pyroclastic	Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)	

**Tabella 5-13 - Determinazione della costante  $m_i$  (Hoek, 2006) in funzione della granulometria e della struttura cristallina.**

- GSI (Geological Strength Index) è un indice per la classificazione dell'ammasso roccioso proposto da Hoek et al. (1994). Questo metodo è basato sul grado di fratturazione dell'ammasso e sulle caratteristiche dei giunti. A seguito della raccolta dei dati durante i rilievi geomeccanici sono stati ricavati i valori di GSI, di seguito riportati.



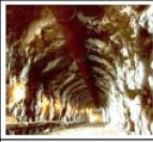


**Tabella 5-14 Valori di GSI determinati dai rilievi geomeccanici (T01GE01GEORE02)**

Stazione geomeccanica	(n)	SG1	SG2	SG3	SG4	SG5	SG6	SG7	SG8	SG9	SG10	SG11	SG12	SG13
GSI	(-)	49	54	45	38	47	45	48	51	43	45	47	45	44

- il valore della costante  $m_b$  viene ricavato dalla costante  $m_i$  del materiale intatto secondo la seguente relazione:

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

dove D è un fattore che dipende dal grado di disturbo dell'ammasso roccioso, ed è variabile da 0 per rocce indisturbate ad 1 per rocce molto disturbate. I valori di D proposti da Hoek (2002) sono riportati nella seguente Tabella.

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	D = 0
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass.  Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	D = 0  D = 0.5 No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	D = 0.8
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	D = 0.7 Good blasting D = 1.0 Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal.  In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	D = 1.0 Production blasting D = 0.7 Mechanical excavation

**Tabella 5-15 - Determinazione del fattore di disturbo D (Hoek, 2006)**

- Le costanti s e a sono definite dalle seguenti equazioni:

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$

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

Una volta determinati i parametri di resistenza del criterio di rottura di Hoek-Brown, le seguenti relazioni permettono di ricavare la coesione e l'angolo di resistenza al taglio per la determinazione del criterio di rottura di Mohr-Coulomb:

$$\phi' = \sin^{-1} \left[ \frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} \left[ (1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n} \right] (s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \left( 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1} \right) / ((1+a)(2+a))}}$$

dove:

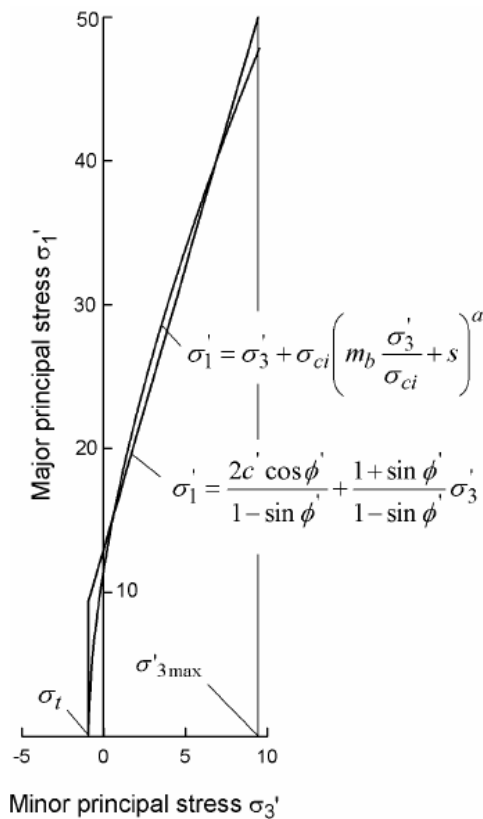
- $m_b$ , s ed a sono tre costanti calcolabili dalle caratteristiche dell'ammasso roccioso descritte precedentemente;

PROGETTAZIONE ATI:

$$- \sigma'_{3n} = \frac{\sigma'_{3max}}{\sigma_{ci}}$$

il valore  $\sigma'_{3max}$  di rappresenta il limite superiore della tensione di confinamento e definisce l'intervallo nel quale è stata individuata l'equivalenza fra il criterio di rottura di Hoek-Brown e quello di Mohr-Coulomb.

In tale contesto è possibile, perciò, tracciare nello stesso piano degli sforzi i criteri di rottura di Hoek-Brown e quello di Mohr-Coulomb, assumendo che vi sia una relazione lineare in grado di approssimare lo stato di sforzo a rottura nel campo di variazione delle tensioni principali compreso fra  $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma'_{3max}$ , come raffigurato di seguito.



**Figura 5-10 Relazione fra gli sforzi principali massimi e minimi per il criterio di Hoek- Brown e per quello equivalente di Mohr – Coulomb**

Per ricavare  $\sigma'_{3max}$  sui pendii, Hoek (2002) propone la seguente formulazione, utilizzando l'analisi di Bishop:

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

dove:

- $\gamma$  è il peso di volume dell'ammasso roccioso;
- H è l'altezza del pendio;
- $\sigma'_{cm}$  è la resistenza dell'ammasso roccioso, definita dalla seguente equazione:

PROGETTAZIONE ATI:

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s)(m_b/4 + s)^{a-1})}{2(1 + a)(2 + a)}$$

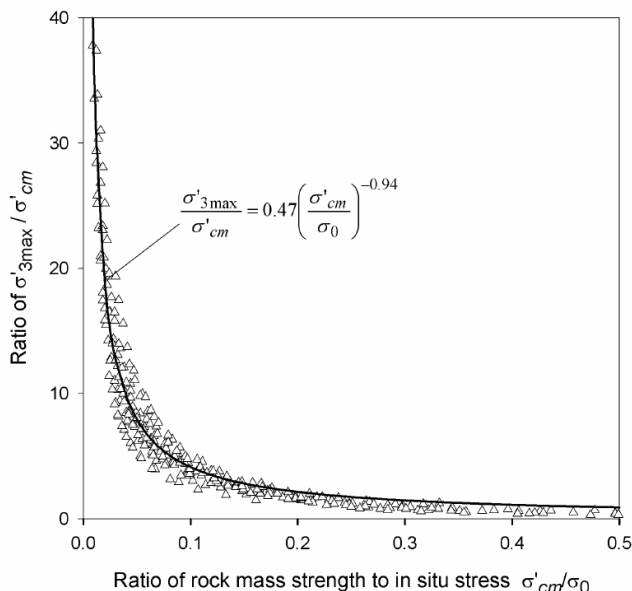
Per ricavare  $\sigma'_{3max}$  per opere profonde (tunnel profondi o tunnel profondi meno di 3 volte il diametro del tunnel), Hoek (2002) propone la seguente equazione che fitta i risultati riportati nella Figura seguente:

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.47 \left( \frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94}$$

dove:

- $\gamma$  e  $\sigma'_{cm}$ , come definiti in precedenza per l'equazione dei pendii;
- H è la profondità della galleria al di sotto del piano campagna.

Hoek (2002) sostiene inoltre che nel caso in cui lo sforzo orizzontale è più alto di quello verticale allora al posto di  $\gamma H$  dev'essere usato lo sforzo orizzontale.



**Figura 5-11 Relazione per il calcolo di  $\sigma'_{3max}$  per i parametri equivalenti di Mohr Coulomb e Hoek- Brown per i tunnel**

Per quanto riguarda i parametri di deformabilità, è possibile stimare la rigidità dell'ammasso roccioso in base all'esito della classificazione dello stesso (classificazione RMR), dell'indice GSI e in funzione della resistenza a compressione. Secondo Hoek and Brown (1998) è possibile stimare il modulo di elasticità dell'ammasso roccioso  $E_m$  con la seguente formulazione che considera in modo esplicito il valore di resistenza a compressione uniaassiale del materiale roccia e l'indice GSI dell'ammasso roccioso, valida per il campo di valori: valori  $\sigma_c < 100$  MPa.

$$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \times 10^{\left(\frac{GSI-100}{40}\right)}, \text{ per } \sigma_c < 100 \text{ MPa}$$

## **6. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO**

### **6.1. Definizione delle unità geologiche e geotecniche**

Alla luce dei risultati delle indagini geognostiche e geotecniche e della loro interpretazione, nonché in considerazione dell'esito dei rilievi geomeccanici, nei seguenti paragrafi si presenta la caratterizzazione geotecnica dei terreni coesivi, incoerenti e del substrato roccioso interagenti con l'opera in progetto.

Tutte le unità geotecniche fanno implicito riferimento alle unità geologiche descritte nella Relazione geologica (T01GE01GEORE01). Di seguito si riporta una Tabella che correla le unità geotecniche suddivise per tratto e le unità geologiche corrispondenti.

**Tabella 6-1 Schema riassuntivo delle unità geotecniche e le corrispondenti geologiche**

UNITÀ GEOLOGICA	UNITÀ GEOTECNICA	TIPOLOGIA TERRENO/ROCCIA
R – Terreni di riporto	R - Riporto	Riporto
Fn - Frana	FN - Frana	Depositi di frana
at – Alluvioni recenti ed attuali	LS – Limi e sabbie	Coesivo in prevalenza limoso sabbioso
at – Alluvioni recenti ed attuali	GS – Ghiaie e sabbie limose	Incoerente in prevalenza ghiaiosa sabbiosa
ac – Arenaria del Cervarola	AC – Arenaria del Cervarola	Substrato formato da alternanze tra arenarie siltiti argilliti
ac – Arenaria del Cervarola	AC alt - Arenaria del Cervarola alterata	Substrato formato da alternanze tra arenarie siltiti argilliti fortemente alterato e destrutturato
ms – Marne di San Polo	MS – Marne di San Polo	Alternanze tra arenarie siltiti argilliti
ms – Marne di San Polo	MS alt - Marne di San Polo alterate	Substrato formato da alternanze tra arenarie siltiti argilliti fortemente alterato e destrutturato

## 6.2. Caratterizzazione delle unità geotecniche

Le tavole di progetto che raffigurano il profilo geotecnico a cui si fa riferimento da Ovest verso Est per la carreggiata in **direzione Grosseto**, alla scala 1:2000/1:200, sono:

- T01GE00GETFG01, profilo dalla pk 0+000 alla pk 1+800 (pk espresse in dir. Grosseto);
- T01GE00GETFG02, profilo dalla pk 1+650 alla pk 3+475 (pk espresse in dir. Grosseto);
- T01GE00GETFG03, profilo dalla pk 3+325 alla pk 5+150 (pk espresse in dir. Grosseto);
- T01GE00GETFG04, profilo dalla pk 5+000 alla pk 6+825 (pk espresse in dir. Grosseto);
- T01GE00GETFG05, profilo dalla pk 6+700 alla pk 8+475 (pk espresse in dir. Grosseto).

Le tavole di progetto che raffigurano il profilo geotecnico a cui si fa riferimento da Ovest verso Est per la carreggiata in **direzione Fano** sono le stesse di quelle della direzione Grosseto, alla scala 1:2000/1:200, ad eccezione del tratto da pk 5+000 ÷ 6+825 espresse in dir. Fano:

- T01GE00GETFG01, profilo dalla pk 0+000 alla pk 1+800 (pk espresse in dir. Grosseto);
- T01GE00GETFG02, profilo dalla pk 1+650 alla pk 3+475 (pk espresse in dir. Grosseto);
- T01GE00GETFG03, profilo dalla pk 3+325 alla pk 5+150 (pk espresse in dir. Grosseto);
- T01GE00GETFG04, profilo dalla pk 5+000 alla pk 6+825 (pk espresse in dir. Grosseto), per i tratti: tra pk 5+000 e pk 5+700 e tra pk 6+500 e pk 6+825;
- T01GE00GETFG06, profilo dalla pk 5+000 alla pk 6+875 (pk espresse in dir Fano) per il tratto tra pk 5+700 e pk 6+500.
- T01GE00GETFG05, profilo dalla pk 6+700 alla pk 8+475 (pk espresse in dir. Grosseto);

Per le rampe di accesso ed i collegamenti è possibile fare riferimento ai seguenti profili redatti con scala 1:1000/1:100:

- T01GE00GETFG07, profilo rampa E e rampa F;
- T01GE00GETFG08, profilo rampa J e rampa L;
- T01GE00GETFG09, Rampa collegamento Pero.

Per i viadotti è possibile fare riferimento ai seguenti profili alla scala 1:1000/1:100:

- P01VI01GETFG01, profilo geotecnico Viadotto VI.01;
- P01VI02GETFG01, profilo geotecnico Viadotto VI.02;
- P01VI03GETFG01, profilo geotecnico Viadotto VI.03;
- P01VI04GETFG01, profilo geotecnico Viadotto VI.04;
- P01VI05GETFG01, profilo geotecnico Viadotto VI.05;
- P01VI06GETFG01, profilo geotecnico Viadotto VI.06;
- P01VI07GETFG01, profilo geotecnico Viadotto VI.07;
- P01VI08GETFG01, profilo geotecnico Viadotto VI.08;
- S01VI09GETFG01, profilo geotecnico Viadotto VI.09;
- V01VI10GETFG01, profilo geotecnico Viadotto VI.10.

Inoltre, è possibile fare riferimento alle seguenti sezioni geotecniche, con scala 1:200:

- T01GE00GETSG01, Sezione geotecniche (pk GR 1+800; pk GR 2+505);
- T01GE00GETSG02, Sezione geotecniche (pk GR 2+775; pk GR 2+970);
- T01GE00GETSG03, Sezione geotecniche (pk GR 3+080; pk GR 3+862);
- T01GE00GETSG04, Sezione geotecniche (pk GR 4+120; pk GR 4+283);
- T01GE00GETSG05, Sezione geotecniche (pk GR 5+032; pk GR 5+530);
- T01GE00GETSG06, Sezione geotecniche (pk GR 5+032; pk GR 5+530).

Facendo riferimento al profilo longitudinale in dir. Grosseto, di seguito vengono brevemente descritti i terreni di fondazione che interagiscono con l'opera in progetto.



Dalla pk **0+000** alla **0+475** il profilo stratigrafico è caratterizzato dalla presenza di terreni alluvionali di natura limosa intervallati da lenti più argillose o più sabbioso-ghiaiose. Il suo spessore tende velocemente a diminuire da Ovest verso Est fino a scomparire alla pk 0+475 circa, dove il substrato è affiorante. Il sondaggio B\_S01 non intercetta il substrato roccioso.

Dalla **0+475** alla **0+750** il substrato roccioso è affiorante; per quanto significativa, la prova MASW ha indicato la presenza di uno spessore di substrato alterato (unità AC alt) di spessore pari a circa 4-5 m, seguito dal substrato con migliore caratteristiche fisico-meccaniche, si tratta dell'unità delle Arenarie del Cervarola (unità AC).

Dalla **0+475** alla **1+200**, ancora una volta, il profilo stratigrafico è caratterizzato dalla presenza di depositi alluvionali. Tuttavia, in questo caso la loro natura è francamente incoerente (unità GS), come suggeriscono l'esito dei sondaggi B\_S02 e B\_S03 e delle prove di laboratorio eseguite sui campioni estratti. La sua profondità massima, alla pk 1+000 raggiunge circa 25-26 m da p.c., mentre lateralmente (sia verso Est che verso Ovest) la sua profondità tende a diminuire. Al di sotto dei terreni alluvionali si incontrano le Arenarie del Cervarola (unità AC). Anche in questo caso, nella parte superficiale dell'unità AC, è presente un cappellaccio di alterazione (AC alt) con spessore minimo.

Dalla **1+200** alla **1+600** affiora il substrato roccioso dell'unità delle Marne di San Polo (unità MS); le indagini disponibili hanno indicato uno spessore di circa 5-6 m di substrato alterato. In corrispondenza delle pk 1+200 e 1+600, come indicato negli elaborati geologici, sono presenti i limiti geologici tra Arenarie del Cervarola e Marne di San Polo.

Dalla **1+600** alla **8+125** affiora persistentemente il substrato roccioso e, in particolare, la formazione geologica delle Arenarie del Cervarola. Lungo tutto il tracciato è presente, dapprima, l'unità costituita dal substrato roccioso alterato (AC alt), con spessore variabile da pochi metri fino talvolta a cc 30 m, come ad esempio in corrispondenza dei sondaggi B\_S11, B\_S12. Segue il substrato non alterato con buone caratteristiche fisico-meccaniche. Anche all'interno dell'unità AC sono presenti lenti di substrato alterato (vedi B\_S05, B\_S14, B\_S15, MASW4).

Dalla **8+125** alla **8+475** il substrato roccioso non è più affiorante, ma sepolto da depositi di natura alluvionale, composti in prevalenza terreni coesivi. Il loro spessore è di circa una decina di metri.

PROGETTAZIONE ATI:

### 6.2.1. UNITÀ GEOTECNICA R

Lungo la tratta principale sono presenti dei terreni di riporto (unità geologica corrispondente è “r” riporto) che per la maggior parte costituiscono il rilevato esistente sul quale passa attualmente la strada statale SS73.

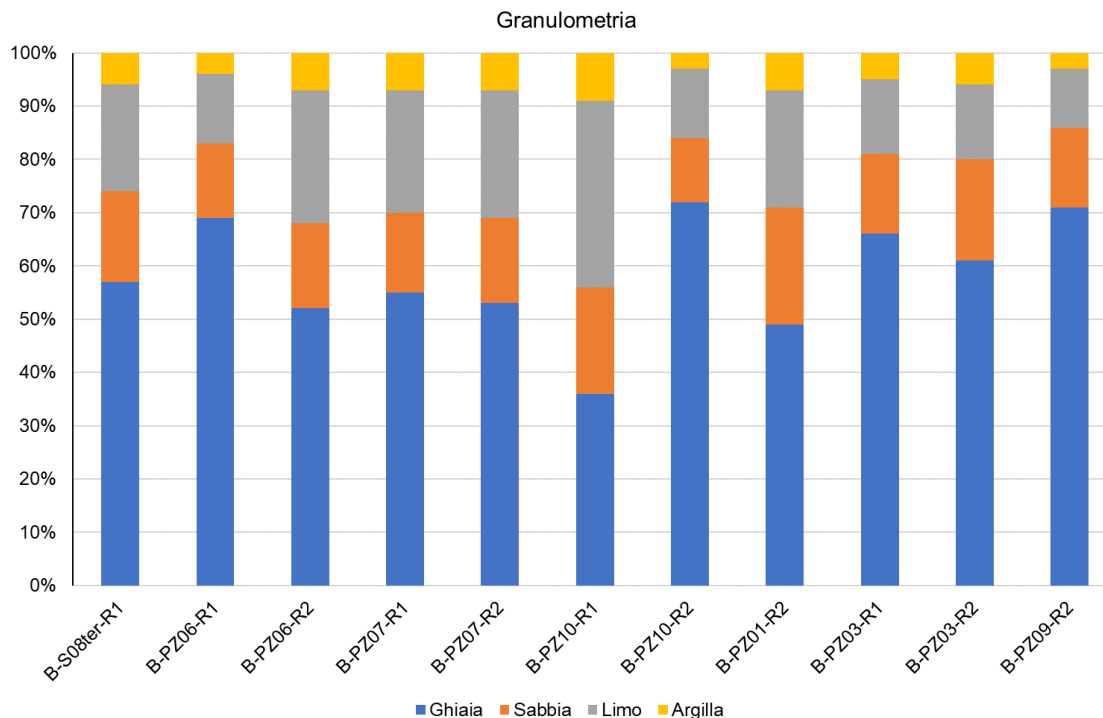
In particolare l’unità del riporto R è presente tra: pk 0+000 ÷ 0+475, pk 0+750÷1+300, pk 1+690÷1+740, pk 1+765÷1+825, pk 1+885÷2+130, pk 2+325÷2+400, pk 2+480÷2+640, pk 4+600÷4+725, pk 4+120÷4+300, 3+750÷9+940, pk 5+380÷5+460, pk 5+540÷5+665, pk 6+200÷6+300, pk 7+025÷7+275, pk 7+340÷7+400, pk 8+090÷8+475.

Si tratta di terreni prevalentemente costituiti da ghiaie eterometriche con rari ciottoli in matrice sabbioso limosa con frammenti lateritici, materiale antropico, asfalto o materiale della piattaforma stradale, indagato per lo più dai pozzetti geognostici eseguiti ne corso delle indagini.

I risultati delle prove di laboratorio eseguite sui campioni provenienti dalla suddetta unità sono rappresentati di seguito in forma tabellare e grafica (in parte già presentati nel paragrafo dedicato ai risultati delle prove di laboratorio).

**Tabella 6-2 Campioni prelevati nell’unità R e risultati delle prove di laboratorio**

Sondaggio/Pozzetto	Cam.	Profondità campioni		W <sub>n</sub>	γ <sub>s</sub>	Limiti di Atterberg					Granulometria				Taglio diretto (CD)	
		Z <sub>in</sub>	Z <sub>fin</sub>			W <sub>L</sub>	W <sub>P</sub>	W <sub>R</sub>	IP	I <sub>c</sub>	G	S	L	A	c'	φ'
		(m)	(m)			(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kPa)
B-S08ter	R1	3.0	3.5		26.5						57	17	20	6	0	34
B-PZ06	R1	0.8	1.2	5.8	26.8	34	28	21	6	4.7	69	14	13	4		
B-PZ06	R2	2.2	2.6	5.9	26.5	35	26	19	9	3.2	52	16	25	7		
B-PZ07	R1	0.7	1.1	22	26.3	34	22	18	12	1.0	55	15	23	7		
B-PZ07	R2	2.6	3.0	24.9	26.8	39	23	18	16	0.9	53	16	24	7		
B-PZ10	R1	0.2	0.6	14.3	26.4	41	25	19	16	1.7	36	20	35	9		
B-PZ10	R2	2.5	3.0	4.9	26.8	ND	ND	ND			72	12	13	3		
B-PZ01	R2	2.6	3.0	8.8	26.9	30	21	17	9	2.4	49	22	22	7		
B-PZ03	R1	0.6	1.0	7.9	26.8	35	31	21	4	6.8	66	15	14	5		
B-PZ03	R2	2.6	3.0	11.9	26.8	36	32	21	4	6.0	61	19	14	6		
B-PZ09	R2	2.60	3.00	12.3	26.6	36	27	22	9	2.6	71	15	11	3		



**Figura 6-1 Granulometria dei terreni relativi ai campioni prelevati nell'unità R**

Per la stima dell'angolo di resistenza al taglio sono unicamente disponibili i risultati della prova di taglio eseguita sul campione R1 prelevato alla profondità tra 3.00 e 3.30 m dal sondaggio B-S08ter. Tale risultato appare coerente con le caratteristiche di resistenza al taglio comunemente associate ai materiali di riporto costipati ( $c' = 0$  kPa,  $\phi' = 35^\circ$ ).

Nell'unità R sono stati rilevati valori delle  $V_s$  delle prove e sismiche a rifrazione (B\_Sism01, 02, 04, 05, 07, 09, 10) e dalla MASW04 pari a circa 200 m/s. La stima del modulo  $G_0$  è stata ricavata a partire dai valori delle  $V_s$  ricavati dalle prove sismiche a rifrazione ottenendo un valore medio pari a 80 MPa.

Infine, per la stima dei moduli elastici operativi, con riferimento a metodi di calcolo lineari, il modulo  $E$  è stato stimato pari ad una percentuale di quello iniziale alle piccole deformazioni (1/10 per fondazioni dirette e 1/8 per fondazioni profonde). È perciò possibile assumere un modulo per le fondazioni dirette pari a 20 MPa e per le eventuali opere di fondazione profonde pari a 30 MPa.

Alla luce dei risultati delle indagini geotecniche disponibili per questa unità, con riferimento al metodo di Bustamante e Doix (1985), per stimare la tensione tangenziale ultima terreno-inclusione rigida, ipotizzando una iniezione tipo I.G.U. (Iniezione Globale Unica), è possibile fare cautelativamente riferimento ad un valore  $q_s$  pari a 100 kPa.

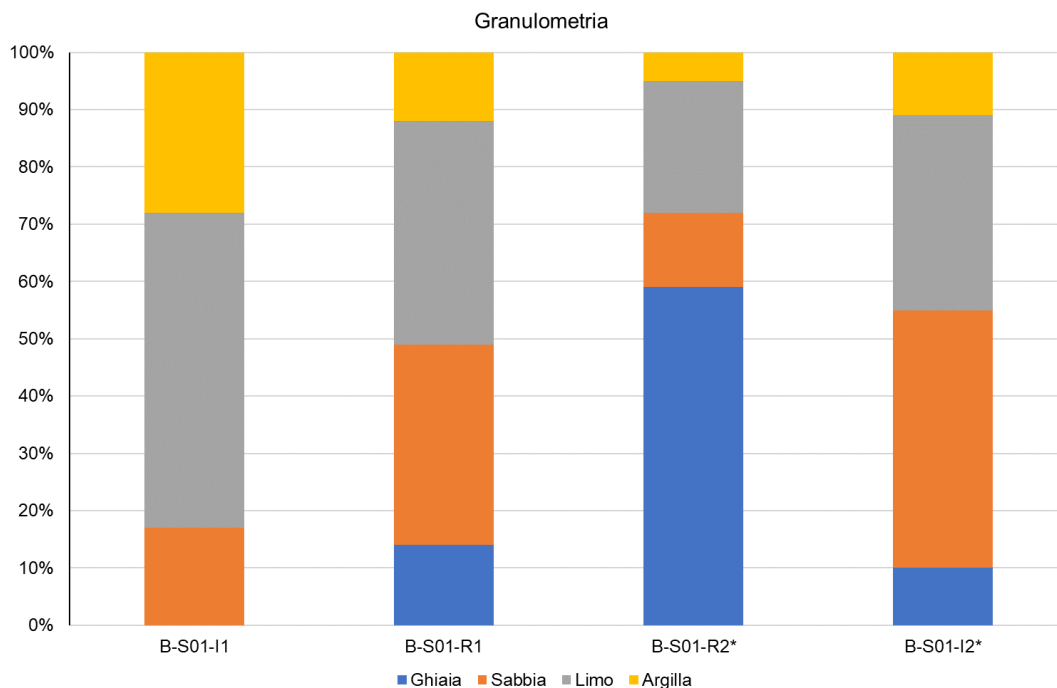
### 6.2.2. UNITÀ GEOTECNICA LS

L'unità geotecnica LS rappresenta la litologia prevalentemente limoso-sabbiosa della unità geologica dei depositi alluvionali recenti ed attuali "at", caratterizzata da terreni medio-fini, costituiti in prevalenza da limi sabbiosi più o meno argillosi, con frequenti intercalazioni e lenti ghiaiose e sabbiose.

I campioni prelevati da questa unità sono stati ottenuti durante l'esecuzione del sondaggio B\_S01, i risultati delle prove di laboratorio sono riportati nelle seguenti Tabella e Figura (in parte già presentati nel paragrafo dedicato ai risultati delle prove di laboratorio). Sulla base ai risultati delle prove di laboratorio, la granulometria prevalente è quella limoso-sabbiosa (BS01-I1, BS01-R1) ma, come testimoniato dai campioni BS01- R2 e BS01- I2, sono presenti anche lenti con significative percentuali sabbiose o ghiaiose.

**Tabella 6-3 Risultati di laboratorio dei campioni estratti nell'unità geotecnica LS nel sondaggio B\_S01**

Campione	Prof. campione		Wn	$\gamma$	$\gamma_s$	$\gamma_d$	$\gamma_{sat}$	e	Sr	LIMITI DI ATTERBERG					GRANULOMETRIA			
	Z <sub>in</sub>	Z <sub>fin</sub>								W <sub>L</sub>	W <sub>P</sub>	W <sub>R</sub>	IP	I <sub>c</sub>	G	S	L	A
	(m)	(m)								(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
I1	6.0	6.6	21.4	20.0	26.4	16.5	20.2	0.6	96	46	24	14	22	1.1	0	17	55	28
R1	2.6	3.0			26.2					30	22	14	8		14	35	39	12
R2* lente ghiaia	12.5	13.0			26.8										59	13	23	5
I2* lente sabbia	8.5	8.9	11.9	21.3	26.4	19.1	21.8	0.4	83	26	22	14	4	3.5	10	45	34	11



**Figura 6-2 Granulometria dei terreni relativi ai campioni prelevati nell'unità geotecnica LS**

Nel sondaggio B\_S01 sono state eseguite n.2 prove SPT alle profondità di 3.0 e 6.6 m da p.c., con risultato  $N_{SPT}$  pari a 8 e 31 rispettivamente. Nella Tabella seguente sono riportate le stime dei principali parametri geotecnici a partire dai risultati delle prove SPT.

**Tabella 6-4 Interpretazione delle prove SPT eseguite nel sondaggio B\_S01**

Profondità prova	Litologia	$N_{SPT}$	Norm. Liao e Whitman, 1985	Norm. Jamiolkowski et al., 1985	API (1987)	Japanese National Railway	Yhosida, 1988		Nav-Fac D.M. 7.1 1982	Stroud e Bulter, 1975
			N1(60)	N1(60)	$\phi'$	$\phi'$	$V_s$	$G_0$	$c_u$	M
					(°)	(°)	(m/s)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
3.0	limo con argilla sabbioso	8	14	15	32	29	152	44	48	5
6.6	limo con sabbia argilloso ghiaioso	31	38	39	37	36	234	106	-	20

In base ai risultati delle prove SPT è possibile stimare valori dell'angolo di resistenza al taglio tra 30 e 36° in funzione della composizione granulometrica. Tuttavia, in ragione della natura limoso-sabbiosa prevalente si ritiene opportuno adottare valori di resistenza al taglio più cautelativi (24-28°). Laddove la composizione granulometrica è prevalentemente fine è possibile stimare valori di resistenza non drenata di circa 40-60 kPa e modulo confinato M tra 5 e 20 MPa.

Nell'unità LS sono stati rilevati valori di velocità  $V_s$  dalla prova sismica a rifrazione B\_Sism01 pari a circa 200÷400 m/s.

La stima del modulo  $G_0$  è stata ricavata a partire dai valori delle  $V_s$  ricavati dalla prova sismica a rifrazione ottenendo un range pari a 80÷300 MPa (con analoghe correlazioni utilizzate per la caratterizzazione dell'unità R).

In base ai risultati delle indagini disponibili è possibile stimare un valore del modulo operativo E per le fondazioni dirette di 4÷16 MPa e di 8÷30 MPa per il dimensionamento delle eventuali opere di fondazione profonde.

### 6.2.3. UNITÀ GEOTECNICA GS

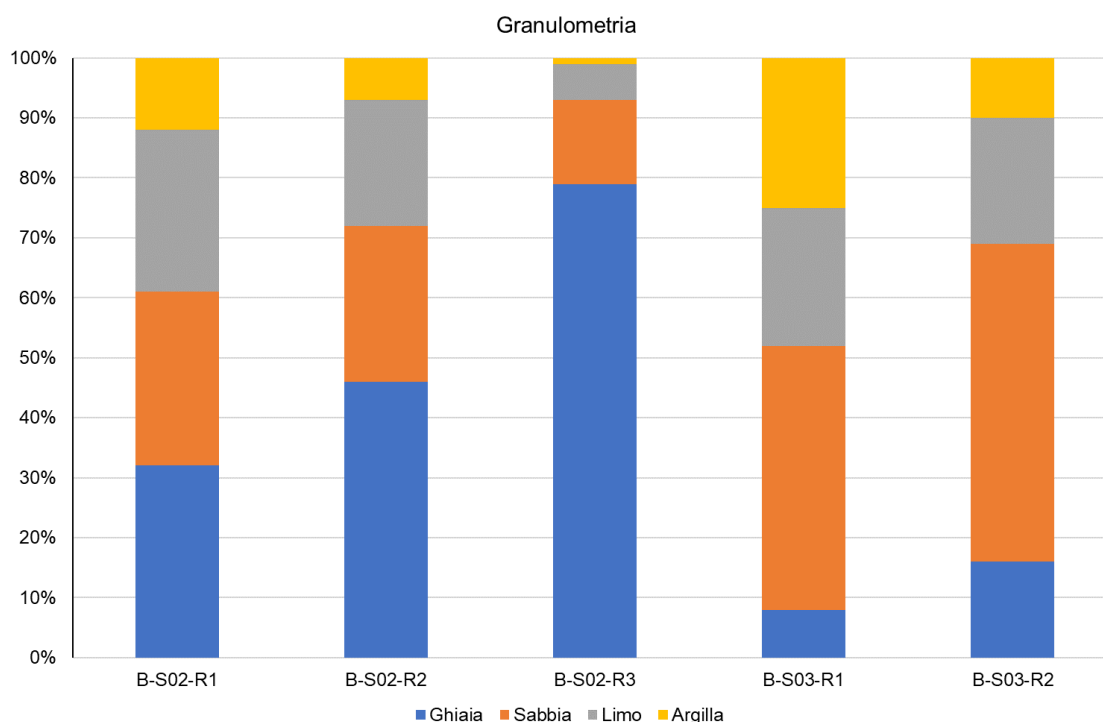
L'unità geotecnica GS rappresenta la litologia prevalentemente sabbioso-ghiaiosa della unità geologica dei depositi alluvionali recenti ed attuali "at", costituita da ghiaie con sabbie limose e debolmente argillose.

I campioni rappresentativi di questa unità sono stati prelevati dai sondaggi B\_S02 e B\_S03; i principali risultati delle prove di laboratorio sono riportati nella seguente Tabella (in parte già presentati nel paragrafo dedicato ai risultati delle prove di laboratorio). La composizione granulometrica, come si osserva dalla Figura successiva, è prevalentemente quella ghiaiosa e sabbiosa.

Per la stima dell'angolo di resistenza al taglio sono disponibili i risultati delle prove di taglio sul campione R2, prelevato alla profondità tra 6.5 e 6.8 del sondaggio B-S02, sul campione R1 prelevato alla profondità tra 4.5 e 5.0 del sondaggio B-S03 (sebbene quest'ultimo si riferisca a un terreno costituito da sabba limoso-argillosa), i cui risultati sono presentati nella Tabella 6-5.

**Tabella 6-5 Risultati di laboratorio dei campioni estratti nell'unità GS (at)**

Sondaggio	Cam.	Profondità campioni		$\gamma_s$	Limiti di Atterberg					Granulometria				Taglio diretto (CD)	
		$Z_{in}$	$Z_{fin}$		$W_L$	$W_P$	$W_R$	IP	$I_c$	G	S	L	A	$c'$	$\phi'$
		(m)	(m)		(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kPa)	(°)
B-S02	R1	3.7	4.0	26.3	48	26	12	22		32	29	27	12		
B-S02	R2	6.5	6.8	26.5	42	26	11	16		46	26	21	7	0	31
B-S02	R3	9.0	9.5	26.8						79	14	6	1		
B-S03	R1	4.5	5.0	26.9	35	19	9	16		8	44	23	25	0	23
B-S03	R2	8.5	9.0	26.5	43	23	10	20		16	53	21	10		



**Figura 6-3 Granulometria dei terreni relativi ai campioni prelevati nell'unità GS**

Durante l'esecuzione del sondaggio BS02 sono state eseguite n.2 prove SPT alle profondità di 3.0 e 6.0 m da p.c. i cui risultati  $N_{SPT}$  sono stati rispettivamente pari a 13 colpi e 9 colpi. Nella seguente Tabella sono riportate le stime dei principali parametri geotecnici determinati mediante le correlazioni precedentemente indicate.

**Tabella 6-6 Interpretazione delle prove SPT eseguite nel sondaggio B\_S02**

Profondità prova	Litologia	$N_{SPT}$	Normalizzazione (Liao e Whitman, 1985)	Normalizzazione (Jamiołkowski et al., 1985)	API (1987)	Japanese National Railway	Yhosida (1988)	Yhosida (1988)
			N1(60)	N1(60)	$\phi'$	$\phi'$	$V_s$	$G_0$
					(°)	(°)	(m/s)	(MPa)
3.0	ghiaia con sabbia e limo argilloso	13	19	20	32	31	178	61
6.0	ghiaia con sabbia e limo argilloso	9	11	11	37	30	173	58

In base ai risultati delle prove SPT è possibile stimare valori dell'angolo di resistenza al taglio tra 30 e 37° in funzione della composizione granulometrica e del grado di addensamento, coerenti con il risultato della prova di laboratorio significativa.

Nell'unità GS sono stati stimati valori di velocità delle onde di taglio,  $V_s$ , dalla prova sismica a rifrazione, B\_Sism02 pari a circa 200÷400 m/s.

La stima del modulo  $G_0$  è stata ricavata a partire dai valori delle  $V_s$  delle prove sismiche ottenendo un range pari a 80÷300 MPa.

Sulla base ai risultati delle indagini disponibili è possibile stimare un valore del modulo operativo E per le fondazioni dirette di 10÷15 MPa e di 15÷22 MPa per il dimensionamento delle eventuali opere di fondazione profonde.

Alla luce dei risultati delle indagini geotecniche disponibili per questa unità, con riferimento al metodo di Bustamante e Doix (1985), per stimare la tensione tangenziale ultima terreno-inclusione rigida, ipotizzando una iniezione tipo I.G.U. (Iniezione Globale Unica), è possibile fare cautelativamente riferimento ad un valore  $q_s$  pari a 100÷150 kPa.

#### 6.2.4. UNITÀ GEOTECNICA AC

L'unità geotecnica AC rappresenta il substrato roccioso corrispondente all'unità geologica delle Arenarie del Cervarola (ac). Si tratta di un'alternanza di arenarie localmente carbonatiche siltite, marne argillose argillite e peliti grigio nocciola. Nella seguente Tabella si riportano i campioni prelevati nell'unità AC e i risultati delle prove di laboratorio eseguite su tali campioni rocciosi (in parte già presentati nel paragrafo dedicato ai risultati delle prove di laboratorio).

**Tabella 6-7 Prove di laboratorio eseguite sui campioni di roccia estratti dai sondaggi nell'unità AC**

Sondaggio	Campioni	Profondità campioni		Massa volumica reale (Kg/m <sup>3</sup> )	Prova resistenza a compressione uniassiale		Point Load Test
		Z <sub>in</sub>	Z <sub>fin</sub>		σ <sub>c</sub>	Modulo elastico, E	σ <sub>c</sub>
		(m)	(m)		(MPa)	(GPa)	(MPa)
BS05	CL1	12.7	13.0	2676.3	50	5	
BS15	CL1	17.6	18.0	2714.9	61	16	
BS19	CL1	9.0	9.5	2723.6			
BS06	CL2	12.5	12.8				7
BS08bis	CL1	17.0	17.4				27
BS09bis	CL1	28.2	28.4	2768.4			15
BS15	CL1	12.8	13				46
BS21	CL1	10	10.2				63

Per la redazione del progetto sono state eseguite 12 stazioni di rilevamento geomeccanico su affioramenti litoidi della formazione delle Arenarie del Cervarola. Si evidenzia che le stazioni geomeccaniche eseguite possono effettivamente essere generalmente riferite a materiale litoide poco o non alterato dell'unità AC affiorante rispetto all'unità AC alt (descritta di seguito). Le caratteristiche geomeccaniche degli ammassi rocciosi sopra citati sono descritte nella Relazione geomeccanica (T00GE01GEORE02); nella Tabella seguente sono riportati i valori di σ<sub>c</sub>, GSI e RQD assegnati.

Secondo i criteri indicati al paragrafo 5.4.3, sono stati determinati i valori di resistenza equivalenti secondo il criterio di rottura Mohr-Coulomb. Nella seguente Tabella sono riportati i parametri del criterio di Hoek Brown, calcolati per ogni stazione geomeccanica eseguita nell'unità AC.

**Tabella 6-8 Valori di RQD, GSI ricavati dall'elaborato T01GE01GEORE02 e parametri del criterio di rottura di Hoek Brown**

Stazione	RQD	PARAMETRI INPUT				CRITERIO DI HOEK BROWN		
		Resistenza a compressione uniassiale σ <sub>c</sub>	GSI	mi	D	mb	s	a
(n)	(%)	(MPa)	(-)	(°)	(°)	(-)	(-)	(-)
SG1	20	37	49	7	1	0.183	2.00E-04	0.506
SG2	74	35	54	7	1	0.262	5.00E-04	0.504
SG4	9	48	38	7	1	0.084	3.25E-05	0.513
SG5	14	29	47	7	1	0.159	1.00E-04	0.507
SG6	4	32	45	7	1	0.138	1.00E-04	0.508
SG7	9	33	48	7	1	0.171	2.00E-04	0.507
SG8	20	15	51	7	1	0.211	3.00E-04	0.505
SG9	4	33	43	7	1	0.113	1.00E-04	0.509
SG10	4	25	45	7	1	0.138	1.00E-04	0.508
SG11	20	33	47	7	1	0.159	1.00E-04	0.507
SG12	4	31	45	7	1	0.138	1.00E-04	0.508

PROGETTAZIONE ATI:



Stazione	RQD	PARAMETRI INPUT				CRITERIO DI HOEK BROWN		
		Resistenza a compressione uniassiale $\sigma_c$	GSI	mi	D	mb	s	a
(n)	(%)	(MPa)	(-)	(°)	(°)	(-)	(-)	(-)
SG13	4	37	43	7	1	0.128	1.00E-04	0.509

Di seguito vengono riportati i valori di  $c'$ ,  $\phi'$ , Em per pendii con un'altezza di 5 e 10 m. Per le valutazioni sul tunnel si rimanda alle Relazioni di Calcolo Strutture specifiche delle opere (P01GA01OSTRE01, P01GA02OSTRE01).

**Tabella 6-9 Valori di  $c'$ ,  $\phi'$ , Em per pendii con una altezza di 5 m**

Stazione	SLOPE: H=5m		
	$c'$	$\phi'$	E
(n)	(kPa)	(°)	(MPa)
SG1	95	45	1650
SG2	133	47	3723
SG4	55	41	1740
SG5	70	43	2260
SG6	65	42	2120
SG7	81	44	2550
SG8	55	41	2050
SG9	60	41	1920
SG10	55	41	1874
SG11	76	44	2410
SG12	66	43	2150
SG13	70	43	2150
SG3	60	42	2019

La seguente Tabella riporta i valori di  $c'$ ,  $\phi'$ , Em per pendii con un'altezza di 10 m.

**Tabella 6-10 Valori di  $c'$ ,  $\phi'$ , Em per pendii con una altezza di 10 m**

Stazione	SLOPE: H=10m		
	$c'$	$\phi'$	E
(n)	(kPa)	(°)	(MPa)
SG1	113	41	2870
SG2	150	43	3723
SG4	71	36	1736
SG5	85	38	2270
SG6	80	38	2120
SG7	100	40	2560
SG8	70	36	2050
SG9	70	37	1920
SG10	70	36	1870
SG11	90	40	2420
SG12	80	37	2100
SG13	85	38	2150

Assumendo un GSI pari a  $35 \div 40$ , una resistenza a compressione uniassiale scelta cautelativamente sulla base dei dati di laboratorio pari a  $7 \div 10$  MPa e un fattore di disturbo D tra 0 e 0.3, è possibile

PROGETTAZIONE ATI:

stimare valori di modulo E dell'ammasso roccioso pari a 1100÷1400 MPa, coesione tra 80÷210 e angolo di resistenza al taglio tra 25 e 35°.

L'unità AC è stata indagata anche mediante alcune prove geofisiche, sia sismiche a rifrazione sia MASW sia downhole, le quali hanno indicato valori di velocità  $V_s$  pari a circa 700÷1000 m/s. Dal valore di  $V_s$  è stato possibile stimare un modulo  $G_0$  pari a 1100÷2300.

Infine, riguardo alle proprietà idrauliche, i dati disponibili (prova Lugeon in B\_S14 a 30-35 m di profondità) indicano una permeabilità di circa  $2.0E-7$  m/s (valore di modesta rappresentatività).

Alla luce dei risultati delle indagini geotecniche disponibili per questa unità, con riferimento al metodo di Bustamante e Doix (1985), per stimare la tensione tangenziale ultima terreno-inclusione rigida, ipotizzando una iniezione tipo I.G.U. (Iniezione Globale Unica), è possibile fare cautelativamente riferimento ad un valore  $q_s$  pari a 400÷600 kPa.

PROGETTAZIONE ATI:

### 6.2.5. UNITÀ GEOTECNICA AC ALT

L'unità geotecnica AC alt rappresenta la parte alterata del substrato costituito dall'unità geologica delle Arenarie del Cervarola (ac) ovvero dell'unità geotecnica AC. Si tratta di un ammasso molto eterogeneo costituito da alternanze di strati rocciosi fortemente alterati (ovvero argilliti e peliti fortemente alterate e disgregate) e materiale sciolto grossolano (ghiaia e limo sabbiosa) dato da clasti di arenarie, peliti e argilliti fortemente fratturate.

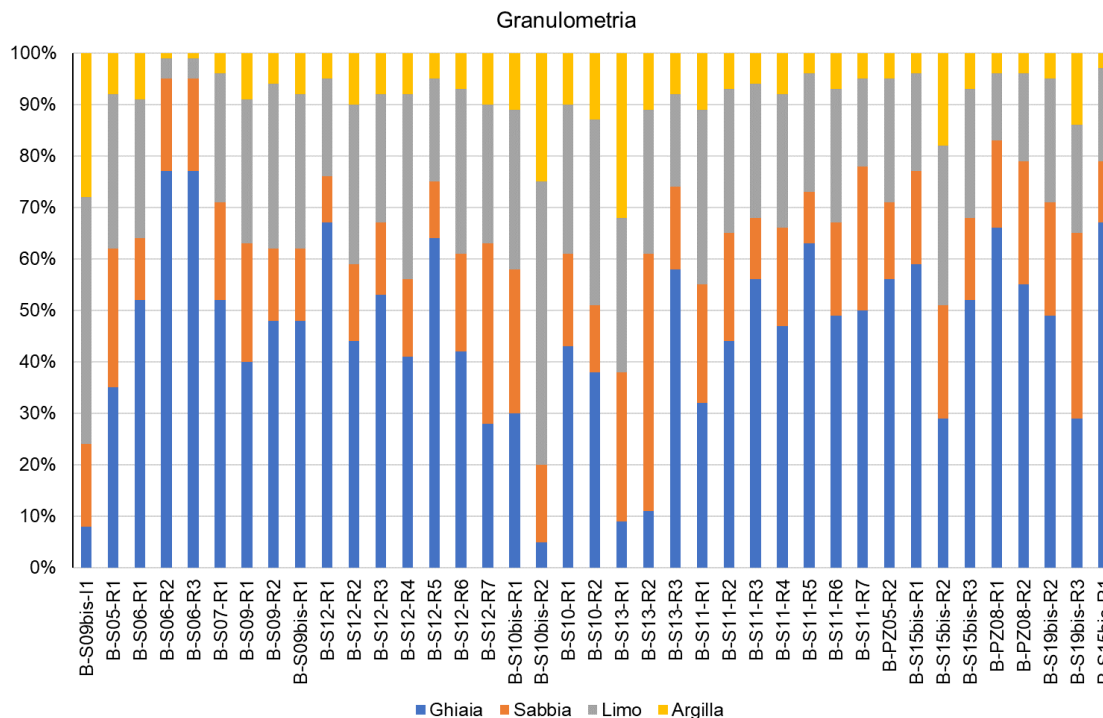
Inoltre, tali caratteristiche possono essere riscontrate anche in corrispondenza delle fasce cataclastiche (zone di faglia) individuate durante in fase di studio geologico. Pertanto, la caratterizzazione della presente unità può essere estesa anche a tali zone.

Di seguito si richiamano i principali risultati delle indagini condotte e le considerazioni svolte per la determinazione delle proprietà meccaniche dell'unità in studio.

Nella seguente Tabella si riportano i campioni e i risultati delle prove di laboratorio sull'unità AC alt (in parte già presentati nel paragrafo dedicato ai risultati delle prove di laboratorio).

**Tabella 6-11 Risultati di laboratorio dei campioni estratti nell'unità AC alt**

Sondaggio/ Pozzetto	Cam.	Profondità campioni		V <sub>s</sub>	Limiti di Atterberg					Granulometria				Taglio diretto (CD)	
		Z <sub>in</sub>	Z <sub>fin</sub>		W <sub>L</sub>	W <sub>P</sub>	W <sub>R</sub>	IP	I <sub>c</sub>	G	S	L	A	c'	φ'
		(m)	(m)		(kN/m <sup>3</sup> )	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kPa)
B-S09bis	I1	10.00	10.40	26.7	39	23	13	16	1.3	8	16	48	28	47	27
B-S05	R1	7.20	7.50	26.6	40	26	14	14		35	27	30	8	0	35
B-S06	R1	3.70	4.00	26.7	42	23	12	19		52	12	27	9	0	18
B-S06	R2	6.70	7.00	26.6	ND	ND	ND	NC		77	18	4	1	0	31
B-S06	R3	17.20	17.50	26.6						77	18	4	1		
B-S07	R1	7.00	7.50	26.9	38	33	15	5		52	19	25	4		
B-S09	R1	2.50	3.00	25.9	50	30	15	20		40	23	28	9	0	34
B-S09	R2	7.50	8.00	26.3	38	23	13	15		48	14	32	6	0	27
B-S09bis	R1	20.50	20.90	26.5						48	14	30	8		
B-S12	R1	2.60	3.00	26.3	36	23	18	13		67	9	19	5	0	34
B-S12	R2	8.60	9.00	26.9						44	15	31	10		
B-S12	R3	14.60	15.00	27.0						53	14	25	8		
B-S12	R4	18.00	18.40	26.6						41	15	36	8		
B-S12	R5	24.60	25.00	26.7						64	11	20	5	0	33
B-S12	R6	29.00	29.40	26.6						42	19	32	7	0	25
B-S12	R7	33.40	33.80	26.9						28	35	27	10		
B-S10bis	R1	4.00	4.40	26.7						30	28	31	11	0	23
B-S10bis	R2	14.60	15.00	27.0						5	15	55	25		
B-S10	R1	7.00	7.40	26.9						43	18	29	10		
B-S10	R2	11.60	12.00	26.0						38	13	36	13		
B-S13	R1	1.60	2.00	26.7	46	28	15	18		9	29	30	32	0	27
B-S13	R2	4.00	4.40	26.4	35	28	19	7		11	50	28	11	0	29
B-S13	R3	7.60	8.00	26.8	38	25	17	13		58	16	18	8	0	34
B-S11	R1	5.10	5.50	26.8	39	22	16	17		32	23	34	11	0	26
B-S11	R2	8.60	9.00	26.7						44	21	28	7		
B-S11	R3	11.60	12.00	26.4	42	26	17	16		56	12	26	6	0	25
B-S11	R4	17.60	18.00	26.7	37	27	18	10		47	19	26	8	0	35
B-S11	R5	24.30	24.70	26.7	37	25	18	12		63	10	23	4		
B-S11	R6	31.40	31.80	27.1						49	18	26	7		
B-S11	R7	34.00	34.40	26.9						50	28	17	5	0	37
B-PZ05	R2	2.20	2.60	26.2	41	27	18	14	1.0	56	15	24	5		
B-S15bis	R1	3.50	4.00	27.0	34	25	19	9		59	18	19	4	0	31
B-S15bis	R2	8.40	8.80	26.3	37	22	17	15		29	22	31	18	0	35
B-S15bis	R3	9.60	10.00	26.6	36	26	19	10		52	16	25	7	0	26
B-PZ08	R1	1.30	1.70	26.6	31	22	20	9	2.1	66	17	13	4		
B-PZ08	R2	2.60	3.00	26.9	29	21	16	8	1.9	55	24	17	4		
B-S19bis	R2	2.10	2.50	26.7	45	34	20	11	2.6	49	22	24	5	0	32
B-S19bis	R3	3.00	3.40	27.3	29	25	18	4	3.3	29	36	21	14	0	28
B-S15bis	R1	3.00	3.40	26.7	29	24	17	5	4.9	67	12	18	3		



**Figura 6-4 Granulometria relativa ai campioni prelevati nell'unità AC alt**

All'interno dell'unità AC alt sono stati prelevati alcuni campioni litoidi pressoché intatti, sui quali sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio su roccia.

**Tabella 6-12 Risultati delle prove di laboratorio sui campioni rocciosi prelevati all'interno dell'unità AC alt**

Sondaggio	Campioni	Profondità campioni		Massa volumica reale (Kg/m <sup>3</sup> )	Prova resistenza a compressione uniaassiale		Point Load Test $\sigma_c$ (MPa)
		Z <sub>in</sub>	Z <sub>fin</sub>		$\sigma_c$	Modulo elastico, E	
		(m)	(m)		(MPa)	(GPa)	
BS10	CL1	2.0	2.4	2723.6	24	2	
BS06	CL1	8.0	8.3				7
BS07	CL1	23.8	23.9				25
BS10	CL1	9.7	10.0				7
BS13	CL1	8.8	9.0				59

In ragione dell'elevato grado di alterazione e fratturazione, nel corso delle indagini sono state eseguite anche numerose prove di resistenza alla penetrazione (prove SPT in foro di sondaggio). La maggior parte delle prove SPT eseguite nell'unità AC alt hanno dato rifiuto strumentale all'avanzamento

(vedere risultati Figura seguente). Le prove che non sono giunte a rifiuto hanno restituito valori  $N_{SPT}$  nell'intervallo 38-70 colpi/piede.

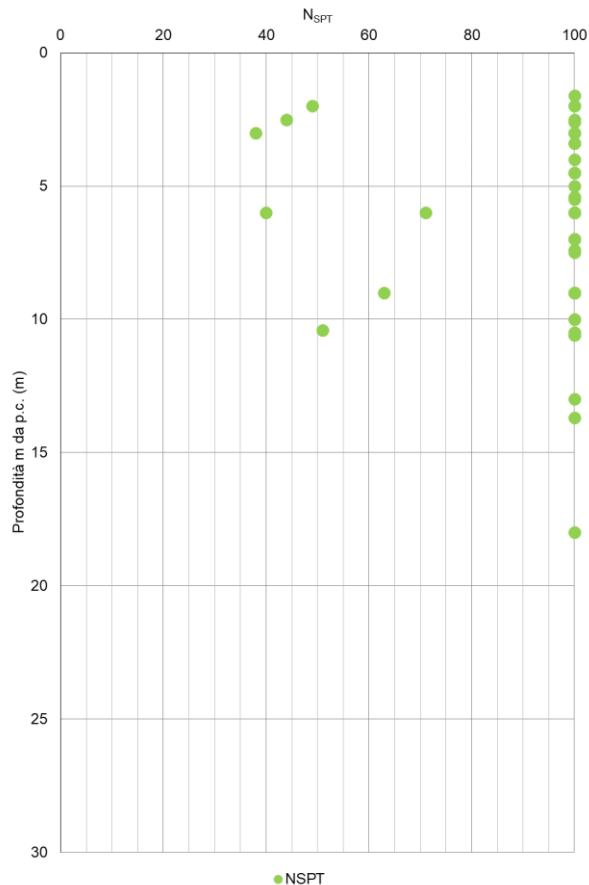


Figura 6-5 Risultati prove SPT eseguite nell'unità AC alt in funzione della profondità da locale p.c.

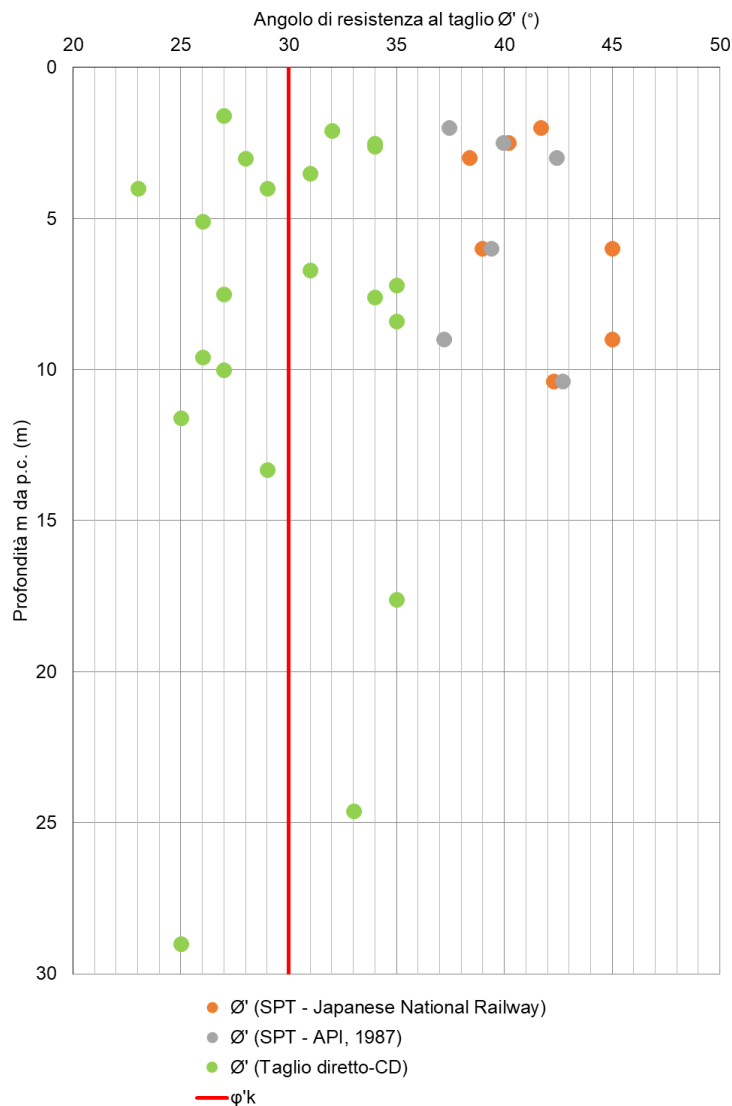
Per la caratterizzazione dei parametri di resistenza a rottura dell'unità alterata, trattandosi di materiale litoide derivato dalla sottostante unità rocciosa di origine si è inizialmente fatto riferimento ai risultati delle stazioni geomeccaniche. Tuttavia, tali informazioni sono state opportunamente valutate e mediate considerando anche i risultati di prove in sito (stratigrafie di sondaggio, prove SPT e valori di RQD mediamente variabili tra 0 e 20 con porzioni molto limitate pari a 40-60) e di laboratorio, queste ultime condotte con implicito riferimento alla meccanica delle terre.

Per quanto riguarda i rilievi geomeccanici, assumendo un valore di GSI pari a  $35 \div 40$ ,  $\sigma'_c$  nell'intervallo  $7 \div 10$  MPa e un fattore di disturbo D tra 0 e 0.3, è stato possibile stimare valori di coesione tra  $80 \div 210$  e angolo di resistenza al taglio tra  $25$  e  $35^\circ$ .

Come detto, nel corso delle indagini geognostiche tale unità alterata è stato oggetto di prove in sito, quali le prove SPT, tradizionalmente impiegate per la caratterizzazione di geomateriali sciolti (terre), e sono stati prelevati vari campioni rimaneggiati sottoposti successivamente a prove di laboratorio, anch'esse tradizionalmente riservate ai terreni (analisi granulometrica, limiti di plasticità, prove di taglio diretto). Sebbene l'esito delle prove in sito e di laboratorio possa essere stato influenzato dagli effetti di disturbo legati alla perforazione, si è ritenuto opportuno adottare un approccio cautelativo e ridurre i parametri di resistenza derivati dalle stazioni geomeccaniche (implicitamente riferiti a un mezzo omogeneo) per la caratterizzazione del substrato roccioso poco alterato/fratturato.

Con riferimento alle prove di laboratorio su campioni rimaneggiati, per la valutazione dell'angolo di resistenza al taglio è stato possibile fare riferimento alle prove di taglio diretto. I risultati delle prove hanno indicato valori di coesione efficace sistematicamente nulli (ad eccezione di un campione indisturbato ottenuto da BS09bis) e valori di angolo di resistenza al taglio generalmente compresi tra  $25$  e  $35^\circ$ . Si ritiene che tali risultati possano essere stati influenzati anche significativamente dalle condizioni di perforazione e prelievo dei campioni, oltre che dalle caratteristiche di alterazione/fratturazione dell'ammasso.

Con riferimento alle prove in sito, in base alla composizione granulometrica dei materiali investigati, è stato possibile utilizzare anche le correlazioni di API (1987) e quella proposta dalla Japanese National Railway per la valutazione dell'angolo della resistenza al taglio a partire dai risultati delle prove SPT disponibili, pur nella consapevolezza della limitata applicabilità nel contesto di indagine. La Figura seguente mostra i valori di resistenza al taglio al variare della profondità, ottenuti da prove di laboratorio e dall'interpretazione delle prove in sito e l'indicazione del valore caratteristico scelto.



**Figura 6-6 Grafico della stima dell'angolo di resistenza al taglio nell'unità AC alt da prove di laboratorio e prove SPT**

In base a tutte le informazioni raccolte e alla luce dei risultati di tutte le indagini disponibili, rispetto ai valori definiti dalla caratterizzazione geomeccanica delle unità di origine, si sono pertanto adottati valori in termini di coesione residua pari a 10-50% (parametro che incrementa con la profondità in ragione del grado di alterazione/fratturazione) del valore medio di riferimento, mantenendo pressoché inalterato l'intervallo di variazione dell'angolo di resistenza al taglio.

Nell'unità AC alt sono stati rilevati valori delle  $V_s$  molto variabili che, tuttavia, riflettono l'eterogeneità di questa unità. Per la valutazione della  $V_s$  sono disponibili 4 downhole, 4 MASW e i 22 stendimenti di sismica a rifrazione.

Le MASW nell'unità AC alt hanno misurato valori di  $V_s$  compresi tra 300 e 800 m/s, i numerosi stendimenti di sismica a rifrazione valori compresi tra 200÷700 m/s mentre, le prove downhole valori compresi tra 200 m/s e 1000÷1200 m/s. Tuttavia, i valori più alti di  $V_s$  pari a 1000-1200 sono quelli misurati soltanto dalla DH-BS11 i quali sono in contrasto con tutti gli altri valori di  $V_s$ . Inoltre, la

downhole DH-BS11 è vicina agli stendimenti sismici a rifrazione B\_Sism06bis e B\_Sism07 i quali, in corrispondenza dell'unità AC alt presentano valori di  $V_s$  pari a 200÷700.

Per la valutazione delle  $V_s$  è possibile utilizzare inoltre la correlazione di Yoshida et al. (1988) a partire dalle prove SPT eseguite nell'unità, anche se notoriamente conservativa.

Perciò, tenuto conto delle  $V_s$  calcolate a partire dalle prove SPT, e dalle prove sismiche eseguite è possibile assumere cautelativamente un range di  $V_s$  pari a circa 200÷700 m/s per l'unità AC alt (vedi Figura seguente). Inoltre, il valore  $V_s$  di 700÷800 m/s è da considerarsi come il limite superiore massimo per cui la formazione si definisce alterata.

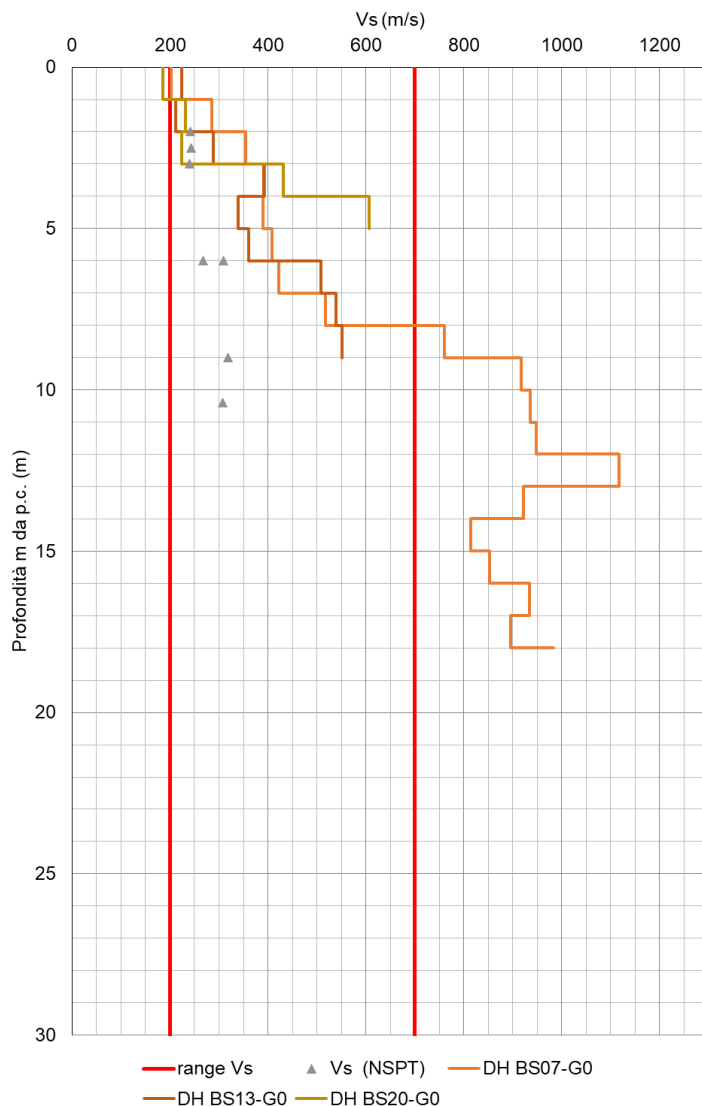
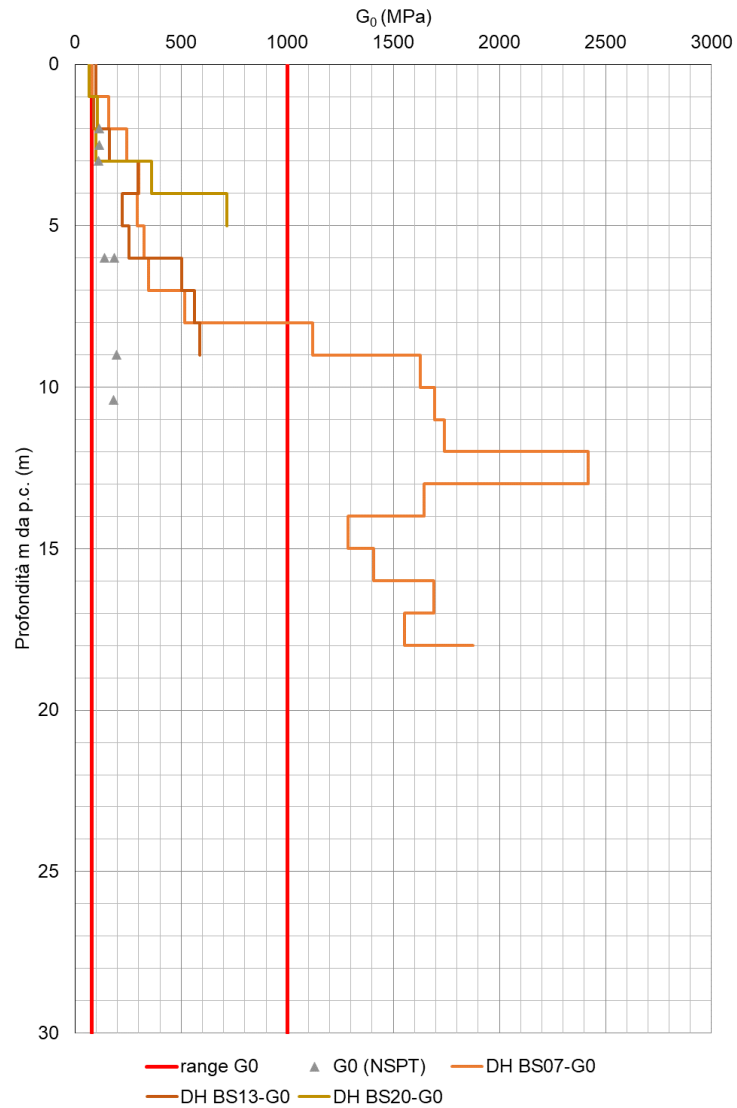


Figura 6-7 Gráfico di  $V_s$  nell'unità AC alt da prove SPT e downhole

La stima del modulo  $G_0$  è stata ricavata a partire dai valori delle  $V_s$  ricavati dalle prove sismiche e dalle prove SPT, ottenendo un range pari a 80÷1000 MPa.





**Figura 6-8 Grafico di  $G_0$  nell'unità AC alt da prove SPT e downhole**

PROGETTAZIONE ATI:

Inoltre, per la stima dei moduli elastici operativi, con riferimento a metodi di calcolo lineari il modulo E è stato stimato pari ad una percentuale di quello iniziale (1/10 per fondazioni dirette e 1/8 per fondazioni profonde), ottenendo un range per il modulo delle fondazioni dirette pari a 20÷240 MPa e per le fondazioni profonde pari a 25÷300.

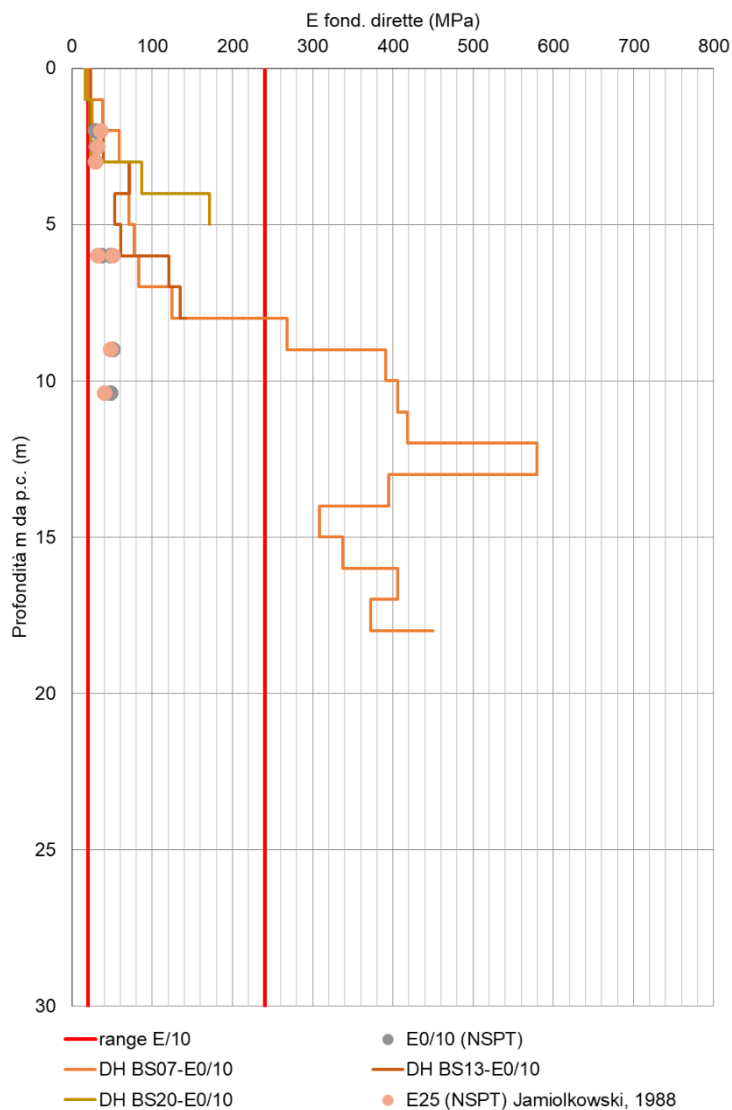
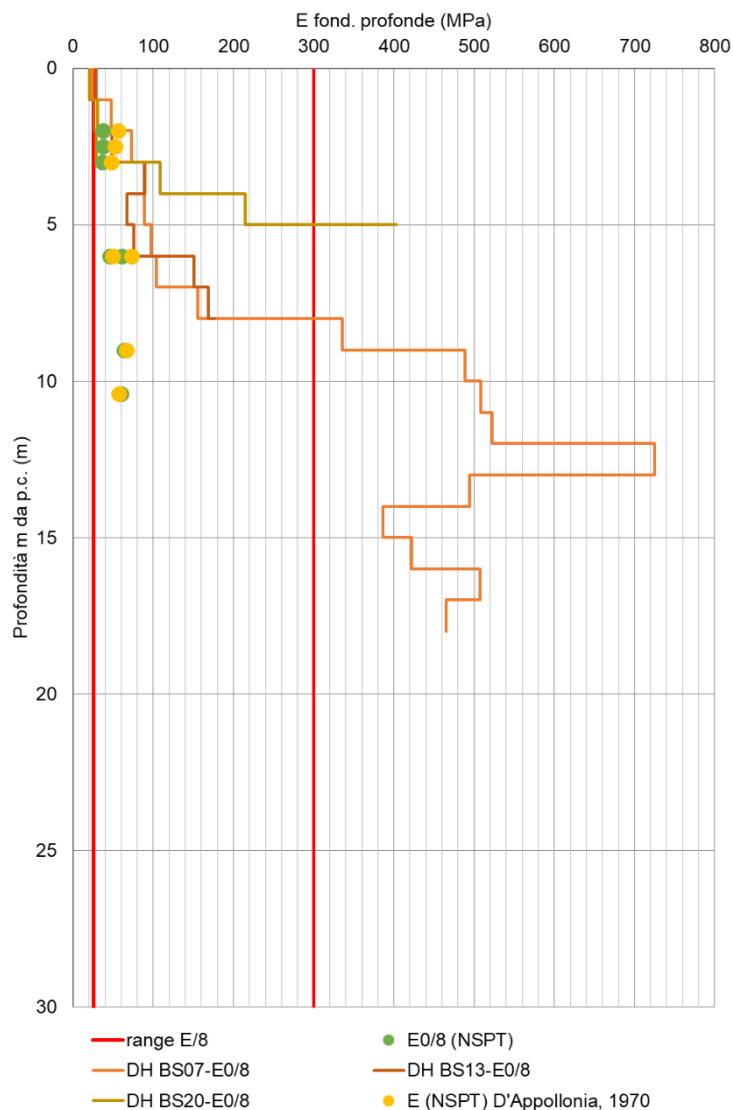


Figura 6-9 Grafico di E fondazioni dirette nell'unità AC alt da prove SPT e downhole



**Figura 6-10 Grafico di E fondazioni profonde nell'unità AC alt da prove SPT e downhole**

Infine, riguardo alle proprietà idrauliche, i dati disponibili indicano valori di permeabilità variabili tra  $1.0E-6$  e  $1.E-8$  m/s, a causa della notevole variabilità del grado di alterazione e fratturazione.

Alla luce dei risultati delle indagini geotecniche disponibili per questa unità, con riferimento al metodo di Bustamante e Doix (1985), per stimare la tensione tangenziale ultima terreno-inclusione rigida, ipotizzando una iniezione tipo I.G.U. (Iniezione Globale Unica), è possibile fare cautelativamente riferimento ad un valore  $q_s$  pari a  $200 \div 400$  kPa.

### 6.2.6. UNITÀ GEOTECNICA MS

L'unità geotecnica rappresenta il substrato roccioso corrispondente all'unità geologica delle Marne di San Polo (ms). Si tratta di marne giallastre a grana fine intensamente alterate, dalle basse caratteristiche di resistenza, poco tenaci, scarsamente rigide ed elastiche, fittamente laminate ed intensamente fratturate con riempimenti a matrice argillosa.

Questa unità è stata indagata dai sondaggi B-S03ter, B\_S04 e dalla simica B\_Sism2bis. A titolo di esempio, la seguente Figura mostra due immagini delle cassette catalogatrici e relativo andamento del parametro RQD, tratte dai sondaggi BS03ter e BS04.



**Figura 6-11** Fotografie delle cassette di sondaggio dei sondaggi: BS03ter alla profondità tra 15.0÷20.0 e B\_S04 tra 15.0÷20.0

Inoltre, le caratteristiche geomeccaniche sono state rilevate durante la campagna di rilevamento geomeccanico nella stazione SG3 e sono descritte nella Relazione geomeccanica (T00GE01GEORE02); nella Tabella 6-13 sono riportati i valori di  $\sigma_c$ , GSI e RQD assegnati.

Secondo i criteri indicati al paragrafo 5.4.3, sono stati determinati i valori di resistenza equivalenti secondo il criterio di rottura Mohr-Coulomb. Nella seguente Tabella sono riportati anche i parametri del criterio di Hoek Brown, calcolati per ogni stazione geomeccanica SG3.

**Tabella 6-13 Valori di RQD, GSI ricavati dall'elaborato T01GE01GEORE02 e parametri del criterio di rottura di Hoek Brown**

Stazione	RQD	Parametri input				Criterio di Hoek Brown		
		Resistenza a compressione uniassiale da sclerometro, $\sigma_c$	GSI	mi	D	mb	s	a
(n)	(%)	(MPa)	(-)	(°)	(°)	(-)	(-)	(-)
SG3	9	29	45	7	1	0.138	1.00E-04	0.508

Di seguito vengono riportati tali valori con riferimento a pendii con un'altezza di 5-15 m.

**Tabella 6-14 Valori di  $c'$ ,  $\phi'$ , Em per pendii con una altezza di 5,10,15 m**

Stazione	SLOPE: H=5m			SLOPE: H=10m			SLOPE: H=15m		
	$c'$	$\phi'$	E	$c'$	$\phi'$	E	$c'$	$\phi'$	E
(n)	(kPa)	(°)	(MPa)	(kPa)	(°)	(MPa)	(kPa)	(°)	(MPa)
SG3	60	42	2020	80	37	2020	90	34	2020

Data la scarsità dei dati disponibili, assumendo un GSI pari a 35÷40, una resistenza a compressione uniassiale scelta cautelativamente sulla base dei dati di laboratorio pari a 7÷10 MPa e un fattore di disturbo D tra 0 e 0.3, è possibile stimare valori di modulo E dell'ammasso roccioso pari a 1100÷1400 MPa, coesione tra 80÷200 e angolo di resistenza al taglio tra 24 e 32°.

L'unità geotecnica MS è stata indagata anche dalla prova sismica a rifrazione B\_Sism2bis, la quale ha misurato valori di velocità  $V_s$  dalla pari a circa 700÷1000 m/s. Dal valore di  $V_s$  è possibile stimare un modulo  $G_0$  pari a 1100÷2300.

Alla luce dei risultati delle indagini geotecniche disponibili per questa unità, con riferimento al metodo di Bustamante e Doix (1985), per stimare la tensione tangenziale ultima terreno-inclusione rigida, ipotizzando una iniezione tipo I.G.U. (Iniezione Globale Unica), è possibile fare cautelativamente riferimento ad un valore  $q_s$  pari a 400÷600 kPa.

### 6.2.7. UNITÀ GEOTECNICA MS ALT

L'unità geotecnica MS alt rappresenta il substrato roccioso alterato della corrispondente all'unità geologica delle Marne di San Polo (ms). Questa unità è stata indagata dai sondaggi B-S03ter, B\_S04, dalla stazione geomeccanica SG4 e in parte dalla simica B\_Sism2bis.

Inoltre, tali caratteristiche possono essere riscontrate anche in corrispondenza della fascia cataclastica (zona di faglia) individuata durante in fase di studio geologico tra le progressive 1+225 ÷ 1+275. Pertanto, la caratterizzazione della presente unità può essere estesa anche a tali zone.

Di seguito si richiamano i principali risultati delle indagini condotte e le considerazioni svolte per la determinazione delle proprietà meccaniche dell'unità in studio.

Nella seguente Tabella si riportano i campioni e i risultati delle prove di laboratorio pertinenti (in parte già presentati nel paragrafo dedicato ai risultati delle prove di laboratorio).

**Tabella 6-15 Campioni estratti nell'unità geotecnica MS alt**

Sondaggio/Pozzetto	Cam.	Profondità campioni		W <sub>n</sub>	γ <sub>s</sub>	Limiti di Atterberg					Granulometria				Taglio diretto (CD)	
		Z <sub>in</sub>	Z <sub>fin</sub>			W <sub>L</sub>	W <sub>P</sub>	W <sub>R</sub>	IP	I <sub>c</sub>	G	S	L	A	c'	φ'
		(m)	(m)			(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kPa)
B-S04	R1	5.6	5.9		26.5						70	13	15	2	0	32
B-S04	R2	7.5	7.8		25.6	38	27	18	11		71	15	13	1		
B-S04	R3	10.3	10.6		26.5						59	15	21	5	0	37
B-S04	R4	12.3	12.6		27.3						37	37	18	8		
B-S04	R5	16.0	16.3		26.9						2	81	9	8	0	33
B_S03ter	R1	2.6	3.0	9.9	27.0	57	24	15	33	1.4	5	44	31	20		
B_S03ter	R2	6.0	6.5	12.8	25.0	65	25	12	40	1.3	6	29	33	32		

In analogia con le considerazioni svolte per la caratterizzazione dell'unità AC alt, per la caratterizzazione geotecnica dell'unità MS alt si è tenuto conto dei risultati della caratterizzazione geomeccanica dell'unità MS; tuttavia, tali informazioni sono state opportunamente valutate e mediate considerando i risultati di prove in sito e di laboratorio, condotte con implicito riferimento alla meccanica delle terre.

Per quanto riguarda i rilievi geomeccanici, assumendo un GSI pari a 35÷40, σ'<sub>c</sub> nell'intervallo 7÷10 MPa e un fattore di disturbo D tra 0 e 0.3, è stato possibile stimare valori di modulo E dell'ammasso roccioso pari a 1100÷1400 MPa, coesione tra 80÷200 e angolo di resistenza al taglio tra 24 e 32°.

Con riferimento alle prove di laboratorio, per la stima dell'angolo di resistenza al taglio sono disponibili i risultati delle prove di taglio eseguite sui campioni prelevati dai sondaggi B\_S03 ter, B\_S04, riportati nella Tabella precedente. Come per l'unità "AC alt", i risultati delle prove di laboratorio hanno indicato valori di coesione efficace sistematicamente nulli e valori di angolo di resistenza al taglio generalmente compresi tra 32 e 37°. Si ritiene che tali risultati possano essere stati influenzati anche significativamente dalle condizioni di perforazione e prelievo dei campioni, oltre che dalle caratteristiche di alterazione/fratturazione dell'ammasso.

In base a tutte le informazioni raccolte e alla luce dei risultati di tutte le indagini disponibili, rispetto ai valori definiti dalla caratterizzazione geomeccanica delle unità di origine, si sono pertanto adottati valori in termini di coesione residua pari a 10-50% (parametro che incrementa con la profondità in

ragione del grado di alterazione/fratturazione) del valore medio di riferimento, mantenendo pressoché inalterato l'intervallo di variazione dell'angolo di resistenza al taglio.

Nell'unità MS alt sono stati rilevati valori di velocità  $V_s$  dalla prova sismica a rifrazione B\_Sism02bis pari a circa 200÷700 m/s. Il valore  $V_s$  di 700÷800 m/s è da considerarsi come il limite superiore massimo per cui la formazione si definisce alterata.

La stima del modulo  $G_0$  è stata ricavata a partire dai valori di  $V_s$  ricavati dalle prove sismiche ottenendo un range pari a 80÷1000 MPa.

La stima del modulo  $G_0$  è stata ricavata a partire dai valori delle  $V_s$  ricavati dalle prove sismiche, ottenendo un range pari a 80÷1000 MPa.

Infine, per la stima dei moduli elastici operativi, con riferimento a metodi di calcolo lineari il modulo  $E$  è stato stimato pari ad una percentuale di quello iniziale (1/10 per fondazioni dirette e 1/8 per fondazioni profonde).

Alla luce dei risultati delle indagini geotecniche disponibili per questa unità, con riferimento al metodo di Bustamante e Doix (1985), per stimare la tensione tangenziale ultima terreno-inclusione rigida, ipotizzando una iniezione tipo I.G.U. (Iniezione Globale Unica), è possibile fare cautelativamente riferimento ad un valore  $q_s$  pari a 200÷400 kPa.

PROGETTAZIONE ATI:

### 6.2.8. UNITÀ GEOTECNICA FN

L'unità geotecnica, corrispondente all'omonima unità geologica di frana (fn), è stata rilevata lungo il tracciato in corrispondenza di n.17 fenomeni franosi descritti all'interno della *Relazione geologica* (T01GE01GEORE01) e rappresentati nella *Carta geologica* (T01GE01GEOCG01÷5).

Si tratta di terreni caratterizzati da un certo grado di eterogeneità, costituiti da ghiaie e sabbie limose argillose ovvero limi debolmente argillosi con clasti, verosimilmente generati dall'alterazione del substrato roccioso.

Tra le 17 frane individuate, elencate nella seguente Tabella, soltanto alcune intercettano l'asse stradale in progetto (per l'approfondimento di tale tematica si rimanda ai paragrafi successivi).

**Tabella 6-16 Sintesi delle frane rilevate durante i rilievi geologici (T01GE01GEORE01)**

ID FRANA	Pk iniziale	Pk finale	L (m)	Indagini eseguite	Monitoraggio	Classificazione frana	Stato attività frana
FRANA 1	800				-	Frana antica stabilizzata con gradoni	Quiescente
FRANA 2	2475	2525	50	B_Sism05	-	Cinematica indeterminata	Quiescente
FRANA 2bis	2625	2830	205	-	-	Frana di crollo	Attiva (pericolosità P4 nel PAI)
FRANA 3	2950	2975	25	-	-	Frana complessa	Attiva
FRANA 4	2975	3125	150	B_PZ04, B_Sism05_quater	-	Frana complessa	Attiva
FRANA 5	3325	3425	75	B_Sism05_ter	-	Cinematica indeterminata	Attiva
FRANA 6	3700	3925	225	BS08, BS08bis, BS08ter, B_Sism06	N.1 piezometro : B_S0,, N.2 inclinometri : BS08bis, BS08ter	Scivolamento e colata lenta	Quiescente (pericolosità P3a nel PAI)
FRANA 7	4100	4150	50	B_S09bis, B_PZ06	N.1 piezometro B_S09bis	Cinematica indeterminata	Quiescente
FRANA 8	4200	4300	100	-	-	Fenomeni di erosione concentrata	Attiva
FRANA 9					-	Cinematica indeterminata	Attiva
FRANA 10					-	Frana relitta stabilizzata	Quiescente
FRANA 11	5500	5650	150	-	-	Area a franosità diffusa	Attiva (pericolosità P4 nel PAI)
FRANA 12						-	Attiva
FRANA 13						Cinematica indeterminata	Attiva
FRANA 14	Collegamento Pero				-	Frana complessa	-
FRANA 15						Frana complessa	Attiva
FRANA 16					-	Cinematica indeterminata	Quiescente
FRANA 17					-	Frana stabilizzata con gradoni	-

Per la caratterizzazione della presente unità vi sono informazioni parziali, derivate da sondaggi alcuni sondaggi geognostici, pozzetti esplorativi superficiali, prove geofisiche indirette, e da alcune prove di classificazione in laboratorio.



I risultati delle prove di laboratorio eseguite sui campioni provenienti dalla suddetta unità sono rappresentati di seguito in forma tabellare (in parte già presentati nel paragrafo dedicato ai risultati delle prove di laboratorio).

**Tabella 6-17 Risultati di laboratorio dei campioni estratti nell'unità FN**

Sondaggio/Pozzetto	Cam.	Profondità campioni		Wn	$\gamma_s$	Limiti di Atterberg					Granulometria			
		Z <sub>in</sub>	Z <sub>fin</sub>			W <sub>L</sub>	W <sub>P</sub>	W <sub>R</sub>	IP	I <sub>c</sub>	G	S	L	A
		(m)	(m)			(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
B-S08bis	R1	8.60	9.00		26.5						48	12	32	8
B-S08ter	R2	10.00	10.50		26.5						57	17	20	6
B-PZ04	R2	2.60	3.00	22.2	26.8	44	27	18	17	1.3	53	14	23	10

In considerazione della limitatezza delle informazioni disponibili, a supporto della caratterizzazione geotecnica dell'unità, nel corso della disamina delle problematiche geotecniche associate al progetto, si è proceduto all'esecuzione di alcuni calcoli di stabilità globale dello stato di fatto con analisi di sensibilità per la determinazione dei parametri geotecnici lungo le superfici di scorrimento esaminate (Par. 7.3). Alla luce dei risultati di tali analisi sono stati adottati parametri di resistenza cautelativi rispetto ai valori generalmente associati ai terreni le cui caratteristiche granulometriche sono risultate dalle prove di laboratorio.

Si sottolinea infine che, nell'ambito del progetto, sono stati installati anche alcuni inclinometri e piezometri che, grazie al monitoraggio nel tempo, sapranno chiarire gli aspetti legati alla cinematica dei fenomeni franosi.

Alla luce dei risultati delle indagini geotecniche disponibili per questa unità, con riferimento al metodo di Bustamante e Doix (1985), per stimare la tensione tangenziale ultima terreno-inclusione rigida, ipotizzando una iniezione tipo I.G.U. (Iniezione Globale Unica), è possibile fare cautelativamente riferimento ad un valore  $q_s$  pari a 50÷70 kPa.

### 6.3. Sintesi della caratterizzazione geotecnica

Alla luce dei risultati delle indagini di progetto, tenuto conto della disponibilità di dati sperimentali, sulla base della caratterizzazione di ciascuna unità geotecnica, è possibile proporre la sintesi dei parametri geotecnici riportati nella seguente Tabella.

**Tabella 6-18 Sintesi dei parametri geotecnici**

Unità geotecnica	Unità geologica	$\gamma/\gamma'$	Variabilità parametri			Valori caratteristici		
			$\varphi'$	$c'$	$c_u$	$\varphi'_k$	$c'_k$	$c_{uk}$
		(kN/m <sup>3</sup> )	(°)	(kPa)	(kPa)	(°)	(kPa)	(kPa)
R	r	20.0/10.0	26÷35	0÷10	-	35	0	-
FN	fn	19.5/9.5	20÷30	0÷10	-	20÷26	0÷5	-
LS	at	19.5/9.5	24÷28	10÷30	40÷60	26	10	50
GS	at	19.5/9.5	27÷32	0	-	30	0	-
MS alt	ms	19.5/9.5	24÷32	10÷80	-	27	10÷50*	-
MS	ms	23.0/13.0	24÷32	80÷200	-	28	100	-
AC alt	ac	19.5/9.5	25÷35	10÷80	-	30	10÷50*	-
AC	ac	23.0/13.0	25÷35	80÷210	-	32	90	-

\*Valore che incrementa con la profondità

Unità geotecnica	Unità geologica	Valori di deformabilità di riferimento							
		$q_s$ per micropali tipo IGU	$V_s$	$G_0$	$\nu$	$M_{fond. Dir.}$	$E_{fond. Dir.}$	$E_{fond. Prof.}$	$E_{substr}$
		(kPa)	(m/s)	(MPa)	(-)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
R	r	100	200	80	0.25	-	20	30	-
FN	fn	60	100÷200	20÷80	0.3	-	6÷10	9÷15	-
LS	at	-	200÷400	80÷300	0.3	4÷20	3÷16	8÷30	-
GS	at	100÷150	200÷400	80÷300	0.3	-	10÷15	15÷22	-
MS alt	ms	200÷400	200÷700	80÷1000	0.2	-	20÷240	25÷300	-
MS	ms	400÷600	700÷1000	1100÷2300	0.2	-	-	-	1100÷1400
AC alt	ac	200÷400	200÷700	80÷1000	0.2	-	20÷240	25÷300	-
AC	ac	400÷600	700÷1000	1100÷2300	0.2	-	-	-	1100÷1400

Si sottolinea che per la caratterizzazione geomeccanica dei materiali litoidi appartenenti alle fasce cataclastiche (zone di faglia), si ritiene opportuno fare riferimento ai parametri definiti per le unità di ammasso roccioso alterato (MS alt, AC alt).

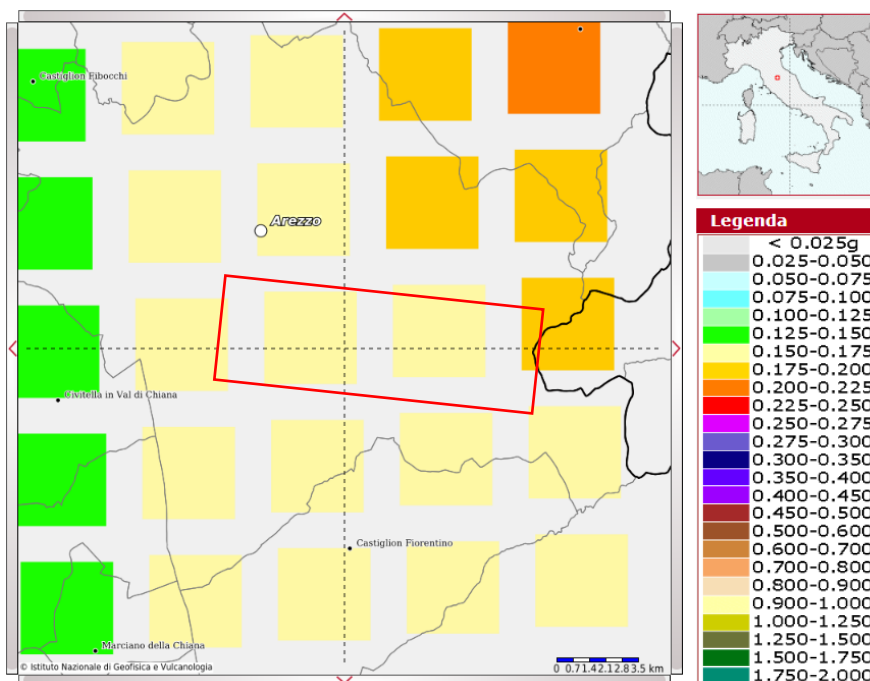
Per quanto riguarda il regime delle pressioni neutre si rimanda al paragrafo sulle misure piezometriche, alla relazione geologica di progetto e agli elaborati grafici relativi.

## 6.4. Azione sismica di progetto

L'azione sismica di riferimento, utilizzata per lo svolgimento delle analisi presentate nel capitolo successivo, è stata definita sulla base dei criteri esposti nelle "Norme tecniche per le costruzioni" (Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018).

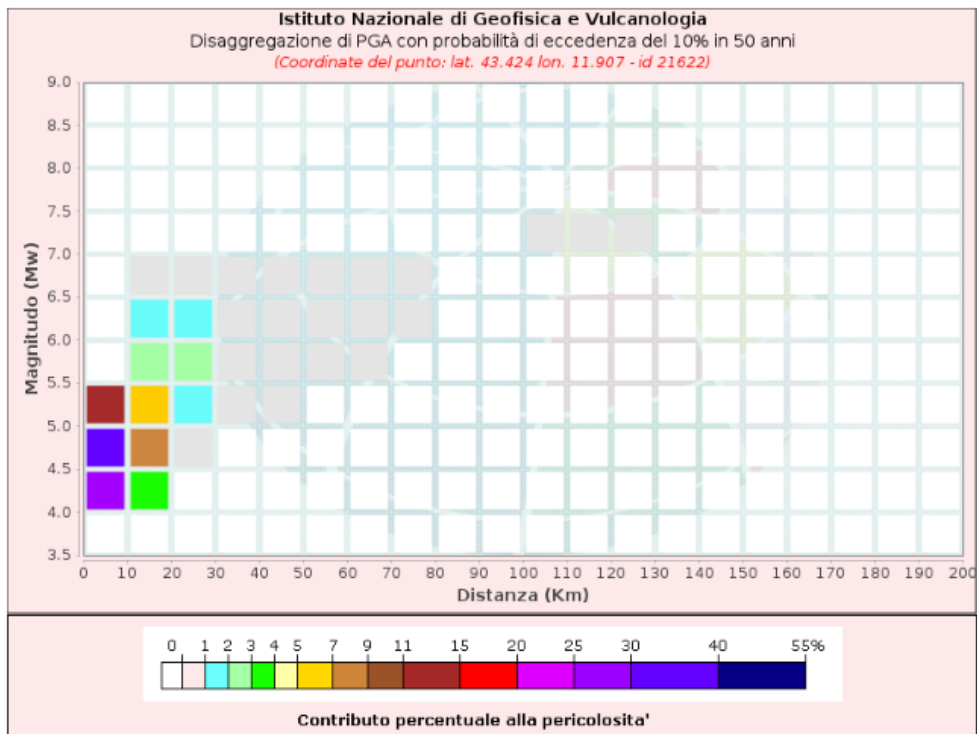
L'azione sismica viene valutata a partire dalla cosiddetta "pericolosità sismica di base" riferita ad un sito con suolo rigido (categoria A) e superficie topografica orizzontale.

Allo stato attuale la pericolosità sismica di base sul territorio italiano è fornita dai dati pubblicati sul sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). La Figura riportata di seguito mostra la distribuzione dell'accelerazione massima orizzontale  $a_g$  di riferimento su suolo rigido con possibilità di superamento pari al 10% in 50 anni, per le coordinate Lat. 43.419682° e Long. 11.924533° nel comune di Arezzo e ottenuta dal citato database. Si tratta di una coordinata rappresentativa dell'intero tracciato posta nel mezzo alla pk 5+200.



**Figura 6-12 Accelerazione massima orizzontale  $a_g$  di riferimento su suolo rigido con possibilità di superamento pari al 10% in 50 anni, dal sito dell'istituto nazionale di Geofisica e Vulcanologia (Lat. 43.419682° e Long. 11.924533°). In rosso è indicato approssimativamente il tracciato della E78 Grosseto Fano in oggetto**

Inoltre, nelle seguenti Figure si riportano il grafico della disaggregazione della pericolosità sismica che consente di valutare i contributi di diverse sorgenti sismiche alla pericolosità di un sito. Dai grafici viene fornito il terremoto che domina lo scenario di pericolosità.



a)

Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni  
(Coordinate del punto: lat. 43.424 lon. 11.907 - id 21622)

Distanza (Km)	Magnitudo (Mw)										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.0000	25.1000	33.7000	11.6000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10-20	0.0000	3.0600	7.8200	6.1300	2.2000	1.5900	0.0187	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20-30	0.0000	0.0000	0.3620	1.6400	2.0800	1.9600	0.0514	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30-40	0.0000	0.0000	0.0000	0.1160	0.7120	0.9940	0.0402	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
40-50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0005	0.1430	0.3990	0.0207	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
50-60	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0143	0.1300	0.0063	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
60-70	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0325	0.0020	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
70-80	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0039	0.0004	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
80-90	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
90-100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
100-110	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0019	0.0000	0.0000	0.0000
110-120	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0037	0.0000	0.0000	0.0000
120-130	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0007	0.0000	0.0000	0.0000
130-140	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
140-150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
150-160	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
160-170	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
170-180	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
180-190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
190-200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Valori Medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.86	8.88	1.16

b)

Figura 6-13 a) Grafico di disaggregazione per sito in coordinate rappresentative per il tracciato in oggetto (Lat. 43.419682° e Long. 11.924533°); b) Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, per sito in coordinate rappresentative per il tracciato in oggetto (Lat. 43.422, Long. 11.923)

I valori dei parametri  $a_g$  (accelerazione orizzontale massima al sito),  $F_0$  (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e  $T_C^*$  (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale), per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento sono sito specifici, ovvero cambiano in base alla coordinata (Forniti attraverso l'applicativo 'Spettri' elaborato dal M.LL.PP).

La Figura 6-12, infatti, mostra come il valore di  $a_g$  su suolo rigido con possibilità di superamento pari al 10% in 50 anni è variabile. Infatti, nel Comune di Arezzo, si osserva che varia da circa 0.125÷0.150 nella parte Nord/ Nord-Ovest, nella parte centrale e meridionale del comune tra 0.150÷0.175, mentre nella porzione a Nord-Est/Est i valori raggiungono accelerazioni pari a 0.175÷0.200.

In accordo con le NTC18 per le opere in progetto possono essere definite le seguenti caratteristiche:

#### Vita nominale

La vita nominale di un'opera è intesa come numero di anni nel quale deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata ed è definita dalle NTC in funzione del tipo di costruzione (*tabella 2.4.I*). Nel caso del presente intervento si considera:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

#### Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con lo scopo di valutare le conseguenze di una interruzione di operatività assegnata o di un eventuale collasso della struttura, le costruzioni sono catalogate in 4 classi d'uso (par. 2.4.2, NTC2018) a cui corrisponde un valore del coefficiente d'uso  $C_u$  per la definizione dell'azione sismica.

All'opera in oggetto viene assegnata una Classe d'uso IV. A tale classe d'uso è associato un coefficiente d'uso  $C_u$  pari a 2.

#### Periodo di riferimento

Il periodo di riferimento con il quale valutare le azioni sismiche di progetto è dato dal prodotto della vita nominale e del coefficiente d'uso. Nel caso in esame si ha:

$$V_R = V_N \times C_u = 100 \text{ anni}$$

Nelle seguenti Tabelle sono riportati n.3 esempi di valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  in funzione dei periodi di ritorno  $T_R$  indicati e di valori dei parametri sismici per i tempi di ritorno associati ai quattro stati limite SLO, SLD, SLV e SLC per 3 coordinate rappresentative per l'intero tracciato (circa sono state scelte all'inizio, nel mezzo e alla fine del tracciato).

**Tabella 6-19 Parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  in funzione dei periodi di ritorno  $T_R$  indicati e i valori dei parametri sismici per i tempi di ritorno associati ai quattro stati limite SLO, SLD, SLV e SLC per le coordinate indicate**

Pk. 0+650  
 Lat. 43.444111°  
 Long. 11.886107°

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
30	0.054	2.512	0.261
50	0.067	2.515	0.273
72	0.077	2.522	0.278
101	0.089	2.468	0.283
140	0.102	2.455	0.285
201	0.118	2.415	0.288
475	0.160	2.423	0.292
975	0.200	2.432	0.300
2475	0.260	2.465	0.313

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	60	0.072	2.518	0.275
SLD	101	0.089	2.468	0.283
SLV	949	0.199	2.431	0.300
SLC	1950	0.243	2.456	0.310

PROGETTAZIONE ATI:

Pk. 3+300  
 Lat. 43.432845°  
 Long. 11.911414°

T <sub>R</sub> [anni]	a <sub>g</sub> [g]	F <sub>o</sub> [-]	T <sub>C</sub> <sup>*</sup> [s]
30	0.055	2.509	0.262
50	0.068	2.507	0.273
72	0.078	2.517	0.278
101	0.091	2.453	0.282
140	0.103	2.454	0.285
201	0.120	2.414	0.288
475	0.162	2.424	0.293
975	0.202	2.432	0.301
2475	0.263	2.466	0.314

SLATO LIMITE	T <sub>R</sub> [anni]	a <sub>g</sub> [g]	F <sub>o</sub> [-]	T <sub>C</sub> <sup>*</sup> [s]
SLO	60	0.073	2.512	0.275
SLD	101	0.091	2.454	0.282
SLV	949	0.201	2.432	0.300
SLC	1950	0.246	2.458	0.311

Pk. 8+050  
 Lat. 43.426464°  
 Long. 11.949885°

T <sub>R</sub> [anni]	a <sub>g</sub> [g]	F <sub>o</sub> [-]	T <sub>C</sub> <sup>*</sup> [s]
30	0.056	2.503	0.262
50	0.069	2.495	0.273
72	0.080	2.508	0.278
101	0.093	2.448	0.283
140	0.106	2.444	0.286
201	0.123	2.416	0.288
475	0.167	2.419	0.294
975	0.208	2.429	0.304
2475	0.269	2.474	0.317

SLATO LIMITE	T <sub>R</sub> [anni]	a <sub>g</sub> [g]	F <sub>o</sub> [-]	T <sub>C</sub> <sup>*</sup> [s]
SLO	60	0.075	2.502	0.276
SLD	101	0.093	2.448	0.283
SLV	949	0.206	2.429	0.304
SLC	1950	0.252	2.462	0.314

Il valore dell'accelerazione di riferimento a<sub>g</sub> così ottenuto deve essere modificato per tener conto sia delle variazioni prodotte dalle condizioni stratigrafiche locali che della morfologia del sito; l'accelerazione massima orizzontale di riferimento si ottiene con la seguente espressione:

$$a_{max} = a_g \times S_s \times S_t$$

dove S<sub>s</sub> è un coefficiente di amplificazione stratigrafica e S<sub>t</sub> di amplificazione topografica.

L'attribuzione delle categorie di sottosuolo è stata svolta in funzione dei risultati delle indagini disponibili, ovvero in base ai risultati in termini di velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio S, V<sub>s,eq</sub>. Tali dati sono stati ottenuti delle prospezioni sismiche di tipo MASW e Down-Hole, così distribuite lungo il lotto:

- N°4 indagini MASW (B\_MASW1, B\_MASW2, B\_MASW3, B\_MASW4);
- N°4 prove downhole nei fori di sondaggio (B\_S07, B\_S11, B\_S13, B\_S20);
- N°20 prove di sismica a rifrazione.

I risultati delle indagini sismiche sono sintetizzati nella Tabella seguente la quale, sulla base dei valori di V<sub>s</sub> propone anche la categoria di suolo secondo quanto disposto dal par. 3.2.2. della normativa vigente.

**Tabella 6-20 Categoria di sottosuolo secondo le NTC18 delle prove sismiche effettuate. Per le prove sismiche a rifrazione il calcolo della V<sub>s,eq</sub> è stato eseguito lungo la verticale al centro dello stendimento a partire dalla quota del p.c.**

ID PROVA SISMICA	V <sub>s,eq</sub> (m/s)	Cat. di suolo NTC'18
B_MASW1	755	B
B_MASW2	770	B
B_MASW3	743	B
B_MASW4	484	B
B_S07	378	B
B_S11	559	B

PROGETTAZIONE ATI:

ID PROVA SISMICA	$V_{s,eq}$ (m/s)	Cat. di suolo NTC'18
B_S13	341	E
B_S20	280	E
B_Sism01	391	B
B_Sism02	321	E
B_Sism02bis	665	B
B_Sism03	427	B
B_Sism04	422	B
B_Sism04bis	403	B
B_Sism05	410	B
B_Sism05bis	392	B
B_Sism05Ter	407	B
B_Sism05quater	476	B
B_Sism06	407	B
B_Sism06bis	360	B
B_Sism07	358	E
B_Sism07quater	501	B
B_Sism08	334	E
B_Sism08bis	488	B
B_Sism08ter	486	B
B_Sism08quater	398	B
B_Sism09	435	B
B_Sism10	348	E

In base alle informazioni riportate, desunte dalla campagna di indagini, per le opere nell'area del tracciato in progetto è possibile considerare i terreni di fondazione come appartenenti alla categoria 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.”*

Per quanto riguarda gli effetti legati alla topografia del sito, alla luce delle informazioni disponibili è possibile assegnare la categoria topografica T1: *“Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ”*.

Pertanto, il coefficiente di amplificazione stratigrafica è pari a  $S_s = 1.2$  e il coefficiente di amplificazione topografica è pari a  $S_t = 1.0$ .

Con riferimento ad uno Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), rappresentativo dell'intero tracciato, l'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$$a_{max} = 0.2g \times 1.20 \times 1.0 = 0.24g$$

## **7. PROBLEMATICHE GEOTECNICHE E SOLUZIONI ADOTTATE**

### **7.1. Premesse**

La presente sezione affronta le principali problematiche geotecniche associate ai lavori di adeguamento a quattro corsie del Tratto San Zeno-Arezzo-Palazzo del Pero, 1° Lotto della E78 Grosseto-Fano, Tratto Nodo di Arezzo-Selci-Lama.

In particolare, ci si è occupati dei seguenti aspetti:

- suscettibilità alla liquefazione dei terreni di fondazione nel tratto iniziale del lotto;
- stabilità dei fronti di scavo permanenti con scavi a scarpata libera;
- stabilità dei fronti di scavo provvisori;
- interventi di stabilizzazione dei fenomeni di frana compiutamente individuati lungo il percorso stradale e con esso interferenti;
- stima dei cedimenti e stabilità dei rilevati stradali in ampliamento o di nuova formazione, con individuazione del piano di posa previo scotico/bonifica;
- aggressività chimica nei confronti del calcestruzzo.

Per lo sviluppo delle considerazioni che riguardano gli interventi di stabilizzazione dei fenomeni di frana compiutamente individuati lungo il percorso stradale e con esso interferenti si rimanda alla specifica relazione "Relazione sulle aree in frana e sugli interventi stabilizzazione" (T01GE00GETRE03).

Per i tabulati di calcolo delle verifiche eseguite nei seguenti paragrafi si rimanda all'elaborato T01GE00GETRE02 "Relazione geotecnica: Tabulati di calcolo".

Infine, alcune considerazioni sono state riservate alle opere esistenti e alla loro manutenzione e/o adeguamento.

Anche se non direttamente pertinenti con le tematiche geotecniche, al termine del capitolo si riportano i risultati delle prove di laboratorio sui terreni per stabilire il grado di aggressività dell'ambiente chimico sui calcestruzzi.

### **7.1. Considerazioni sulla suscettibilità alla liquefazione**

Tale problematica può sorgere in corrispondenza dei tratti di strada che insistono su depositi alluvionali, in condizioni di livello di falda prossimo al piano campagna. In particolare, per l'opera in progetto i tratti di maggiore interesse vanno dalla progressiva 0+000 alla progressiva 0+450 e dalla progressiva 8+125 fino a 8+475, ove sono presenti depositi alluvionali appartenenti all'unità LS, e dalla progressiva 0+750 alla 1+175 ove è presente l'unità GS.

Le NTC 2018, al par. 7.11.3.4.1, stabiliscono che "Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate. \

Se il terreno risulta suscettibile alla liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

In base al Paragrafo nelle suddette NTC 2018 n. 7.11.3.4.2 "Esclusione della verifica a liquefazione", la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;

PROGETTAZIONE ATI:



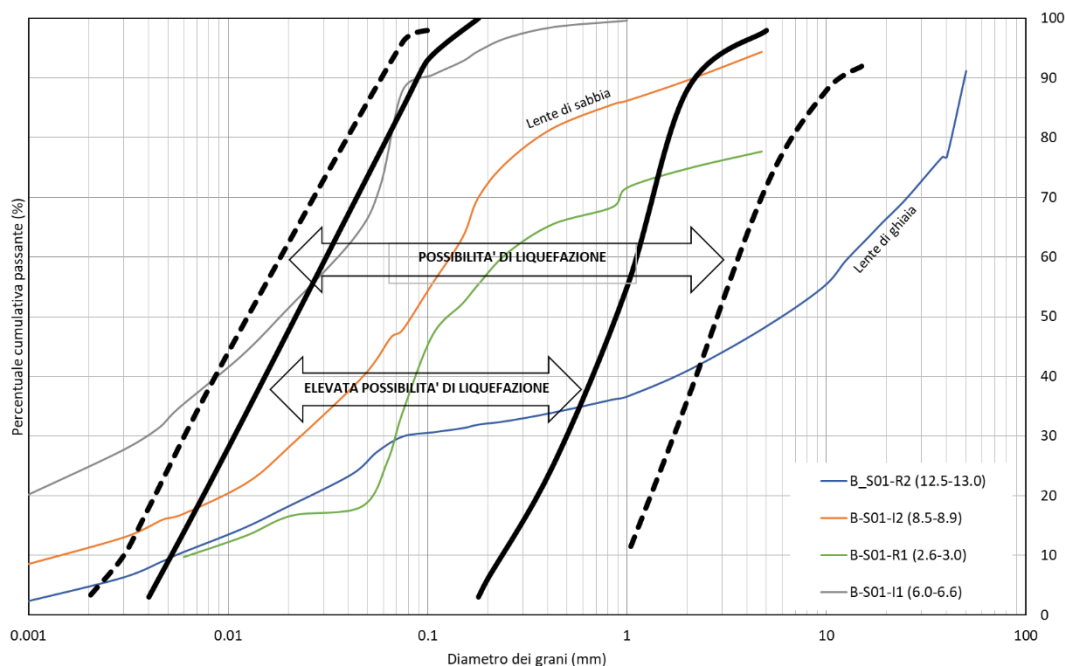
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) delle NTC18 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$  e in Fig. 7.11.1(b) delle NTC18 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3.5$ .

Nel caso in esame l'accelerazione massima orizzontale attesa con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), tenuto conto delle modifiche prodotte dalle condizioni stratigrafiche locali e da quelle morfologiche del sito (cat. Sottosuolo B nei tratti di interesse), è pari a:

$$a_{max} = 0.2g \times 1.20 \times 1.0 = 0.24g, a_{max} > 0.1g$$

Per quanto riguarda la Magnitudo di progetto si è fatto riferimento ai grafici della disaggregazione del INGV (riportati nel precedente par. 6.4). La disaggregazione della pericolosità sismica è un'operazione che consente di valutare i contributi di diverse sorgenti sismiche alla pericolosità di un sito. Dai grafici viene fornito il terremoto che domina lo scenario di pericolosità. La magnitudo di riferimento per la valutazione della pericolosità a liquefazione è stata così assunta pari a  $M=5.0$ .

Infine, per quanto riguarda i terreni di fondazione dell'unità LS, essi risultano caratterizzati da un elevato contenuto di fine ( $FC > 50\%$ ), che comporta una significativa riduzione dell'insorgenza del pericolo di liquefazione. Tuttavia, in accordo con la vigente normativa, non risulta possibile escludere a priori l'insorgere di fenomeni legati alla liquefazione dei terreni di fondazione dei rilevati.



**Figura 7-1 Fusi granulometrici dei campioni del sondaggio B\_S01 dell'unità geotecnica LS**

Dal momento che nessuna delle condizioni del par. 7.11.3.4.2 “Esclusione della verifica a liquefazione” delle NTC 2018 è pienamente verificata, è necessario svolgere la verifica di liquefazione. Di seguito viene pertanto condotta la verifica nei confronti del pericolo di liquefazione con riferimento al sondaggio BS01.

Si ricorda come, a causa della breve durata del moto sismico, il terreno reagisca in condizioni sostanzialmente non drenate. In tali condizioni, il comportamento non lineare dei materiali granulari saturi, sottoposti a carichi ciclici indotti dal terremoto, porta alla generazione di sovrappressioni interstiziali con diminuzione anche significativa di resistenza e rigidità apparente. Alla successiva dissipazione di tali sovrappressioni, può corrispondere una riduzione di volume con la generazione di deformazioni permanenti in grado di causare, nello specifico, problematiche di esercizio post-sisma, stabilità dei rilevati, delle opere di sostegno e di attraversamento.

Il fenomeno della liquefazione è profondamente influenzato dal numero dei cicli del moto sismico del suolo, dalla densità relativa  $D_R$  e dalla granulometria del terreno. Un terreno a grana grossa, a parità di altri fattori, è maggiormente esposto al pericolo della liquefazione quanto minore è la sua densità relativa. Il potenziale di liquefazione aumenta poi, ovviamente, al crescere del numero di cicli, ossia del valore di magnitudo sismica di riferimento.

#### 7.1.1. VERIFICA CON IL METODO DI IDRISSE E BOULANGER (2004) - PROVE SPT

Per lo svolgimento della verifica di liquefazioni si è fatto ricorso al metodo di Idriss e Boulanger (2004) basato sui risultati delle prove SPT, illustrato nelle Raccomandazioni per la progettazione geotecnica in zona sismica (AGI, 2005) e implementato nel codice di calcolo Settle 3D (ver. 5.014), sviluppato dalla società Rocscience (Canada).

Il metodo consiste nel valutare il pericolo di liquefazione confrontando lo sforzo di taglio ciclico normalizzato rispetto alla pressione verticale in sito (CSR) e la resistenza normalizzata del terreno al taglio ciclico (CRR).

PROGETTAZIONE ATI:

Lo sforzo di taglio indotto ad ogni profondità in un sito a superficie piana durante l'evento sismico è dovuto essenzialmente alla propagazione delle onde di taglio polarizzate orizzontalmente. Seed e Idriss (1971) indicano che la tensione di taglio ciclico indotta dallo scuotimento sismico (sforzo di taglio ciclico normalizzato CSR) venga approssimata da un valore dell'accelerazione pari al 65% della accelerazione di picco  $a_{max}$  come segue:

$$CSR = \frac{\tau_c}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \cdot \frac{\tau_{max}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d$$

dove:

- $a_{max}$  = accelerazione massima di progetto;
- $g$  = accelerazione di gravità;
- $t_c$  = valore rappresentativo dello sforzo di taglio ciclico;
- $s_{v0}$  = tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni totali;
- $s'_{v0}$  = tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni efficaci;
- $r_d$  = coefficiente di riduzione dello sforzo di taglio ciclico in funzione della profondità da piano campagna, calcolato come segue in accordo a Idriss (1999):

$$\ln(r_d) = \alpha(z) + \beta(z)M_w$$

con:

- $\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right)$
- $\beta(z) = 0.106 + 0.118 \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)$
- $z$  = profondità in metri ( $\leq 34$  m); per profondità maggiori di 34 m  $r_d = 0.5$
- $M_w$  = magnitudo del terremoto, pari a 5

Il rapporto di resistenza ciclica CRR è stato valutato mediante relazioni empiriche che correlano la sollecitazione sismica ai risultati di prove in sito di tipo SPT.

La resistenza penetrometrica SPT è espressa come numero di colpi  $N_{1(60)}$  normalizzato ad una pressione verticale efficace di 100 kPa oltre che corretto per il valore standard di energia trasmessa (60% del valore nominale), come segue:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R C_S$$

In questa espressione:

- $C_N$  = coefficiente correttivo che tiene conto dell'influenza della pressione verticale efficace. In letteratura sono presenti diversi metodi per la valutazione del coefficiente correttivo  $C_N$ . Qui è stata applicata la relazione proposta da Idriss e Boulanger (2004):

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}\right)^{0.784 - 0.0768\sqrt{(N_1)_{60}}} \leq 1.7$$

in cui  $P_a$  è la pressione atmosferica, pari a 100 kPa,  $\sigma'_{v0}$  è la tensione verticale in sito, in termini di sforzi efficaci, e  $(N_1)_{60} \leq 46$ .

- $C_E$  = coefficiente correttivo che va a considerare il rendimento energetico dell'attrezzatura e riconduce le misure ad un rendimento energetico del 60 % e può essere valutato nel modo seguente:

$$C_E = \frac{ER_m}{60}$$

in cui  $ER_m$  è il fattore di rendimento (espresso in %) del trasferimento dell'energia del meglio all'attrezzo campionatore, relativo alla macchina utilizzata per fare la prova; considerando che la configurazione di prova normalmente adoperata in Italia ha un rendimento energetico del 60 %, tale coefficiente è stato posto pari ad 1.

- $C_R$  = coefficiente correttivo che tiene conto della lunghezza dell'asta dal punto di impatto del martello sulla punta del campionatore; si utilizzano i valori proposti da Cetin et al. (2004) riportati nel seguente grafico:

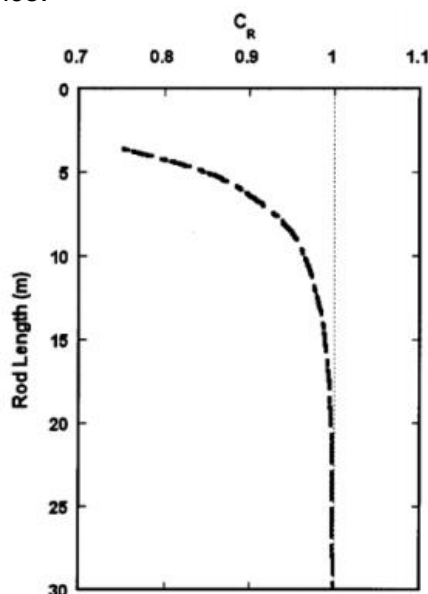


Figura 7-2 Grafico del coefficiente CR in funzione della lunghezza dell'asta proposto da Cetin et al (2004)

Il numero di colpi SPT deve essere ulteriormente corretto utilizzando le seguenti formule proposte da Idriss e Boulanger (2008) per riferirsi ad un numero di colpi SPT equivalente per sabbie pulite  $(N_1)_{60cs}$ , in base al contenuto di fine FC:

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp\left(1.63 + \frac{9.7}{FC + 0.01} - \left(\frac{15.7}{FC + 0.01}\right)^2\right)$$

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}$$

Il rapporto di resistenza ciclica CRR è stato valutato tramite le relazioni di Idriss & Boulanger (2004), per eventi sismici di  $M=7.5$  ed in riferimento ad una tensione  $\sigma'_v = p_a$  (100 kPa):

$$CRR_{M=7.5, \sigma=1} = \exp\left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4}\right)^4 - 2.8\right)$$

Il rapporto di resistenza ciclica CRR così calcolato deve essere moltiplicato per il fattore di scala della Magnitudo, MSF, in modo tale da riferirsi alla magnitudine del terremoto caratterizzante il sito in oggetto, e da un coefficiente di tensione di sovraccarico  $K_s$ .

Il fattore di scala della Magnitudo MSF viene calcolato tramite la formula proposta da Idriss e Boulanger (2014):

$$MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) \left(8.64 \exp\left(-\frac{M}{4}\right) - 1.325\right)$$

Con:

$$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{31.5}\right)^2 \leq 2.2$$

PROGETTAZIONE ATI:

Il coefficiente  $K_s$  viene valutato tramite la formula proposta da Idriss e Boulanger (2008):

$$K_{\sigma} = 1 - C_{\sigma} \ln \left( \frac{\sigma'_{vo}}{P_a} \right) \leq 1.1$$

Con:

$$C_{\sigma} = \frac{1}{(18.9 - 2.55) \sqrt{(N_1)_{60}}}$$

Infine, il fattore di sicurezza FS rispetto al fenomeno della liquefazione vale:

$$FS = \frac{CRR_{M=7.5, \sigma=1} \cdot MSF \cdot K_{\sigma}}{CSR}$$

Secondo l'Eurocodice 8-5 non vi è rischio di liquefazione per valori di FS superiori a 1,25. La verifica alla liquefazione è stata eseguita mediante il metodo precedentemente descritto utilizzando i risultati delle prove SPT in foro di disponibili, e assumendo le seguenti ipotesi:

- $a_{max} = ag \times ST \times SS = 0,240g$
- Magnitudo  $M = 5$
- Livello falda coincidente con il p.c.
- Contenuto di fine pari a 30%

Di seguito si riporta il risultato dell'analisi condotta, alla luce della quale, sebbene limitatamente ai risultati delle prove SPT disponibili, è possibile escludere il pericolo di liquefazione, anche in ragione delle caratteristiche stratigrafiche dei terreni di fondazione, così come emerso dalla stratigrafia del sondaggio BS01.

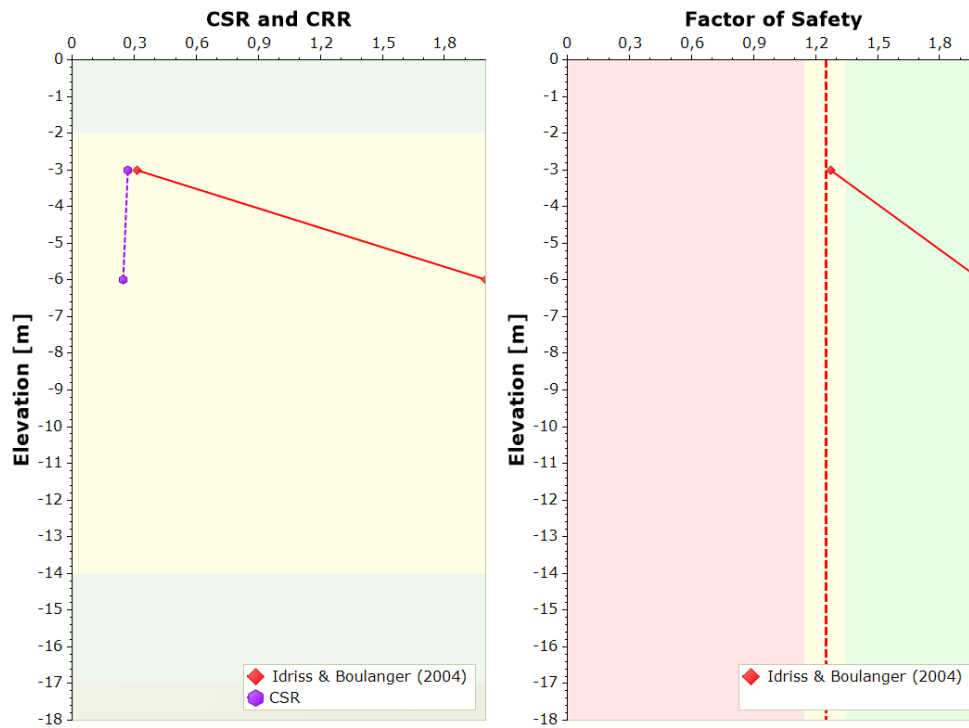


Figura 7-3 Risultati analisi di liquefazione mediante risultati prove SPT

PROGETTAZIONE ATI:

## 7.2. Scavi a scarpata libera

Lungo il tracciato della strada in progetto sono già presenti fronti di scavo a scarpata libera. Parimenti, per la realizzazione delle opere in progetto è prevista l'esecuzione di scavi di sbancamento a scarpata libera con altezze fino a 10 m. Tali scavi interesseranno quasi esclusivamente la porzione superficiale degli ammassi rocciosi individuati e caratterizzati nel corso della campagna di indagini, appartenenti alle unità AC e MS alterate ("alt"). I risultati dei rilievi geomeccanici, delle indagini in sito, sia dirette (ovvero i sondaggi geognostici a carotaggio continuo con valutazione del parametro RQD) sia indirette (stendimenti sismici), e delle prove di laboratorio, hanno dimostrato che tali unità sono presenti lungo il tracciato con variabile ma generalmente elevato grado di fratturazione e alterazione e, pertanto, con scadenti o assai scadenti proprietà meccaniche. Lo spessore delle coltri fratturate e alterate è risultato variabile da 4 m fino a oltre 25 m da locale profilo topografico. Per la caratterizzazione degli ammassi rocciosi si rimanda ai capitoli precedenti, relativi ai risultati delle indagini e alla caratterizzazione delle unità geotecniche.

Nel seguito si riporta un elenco delle sezioni di scavo esaminate e ritenute significative, si presentano i metodi di calcolo e i risultati delle verifiche di stabilità in condizioni statiche (SLU) e sismiche (SLV) e si propongono alcuni interventi di stabilizzazione necessari per garantire un adeguato margine di sicurezza.

In base alle caratteristiche dei materiali oggetto di scavo, in generale sono previste scarpate con pendenza 3 (Orizzontale) su 2 (verticale) e banche di larghezza pari a 2m ogni 5m di altezza.

Tuttavia, per i tratti:

- Dalla pk 3+475 alla 3+525
- Dalla pk 4+425 alla 4+550
- Dalla pk 4+925 alla 4+950
- Dalla pk 5+200 alla 5+325

ove si raggiungono altezze di scavo significative, per ridurre i volumi di scavo è previsto di aumentare la pendenza delle scarpate (orizzontale/verticale = 1/1) e ricorrere a interventi di stabilizzazione mediante chiodatura e reti di protezione.

**Tabella 7-1 Tratti di scavo a scarpata libera**

Pk <sub>in</sub>	Pk <sub>fin</sub>	Pk sez. calcolo	Pendenza	H <sub>max</sub> (m)
0+500	0+700	0+650	3/2	8.3
3+475	3+325	3+475	1/1	10
4+425	4+550	4+525	1/1	10
4+925	4+950	4+950	1/1	7
5+200	5+325	5+275	1/1	7
8+050	8+075	8+050	3/2	10











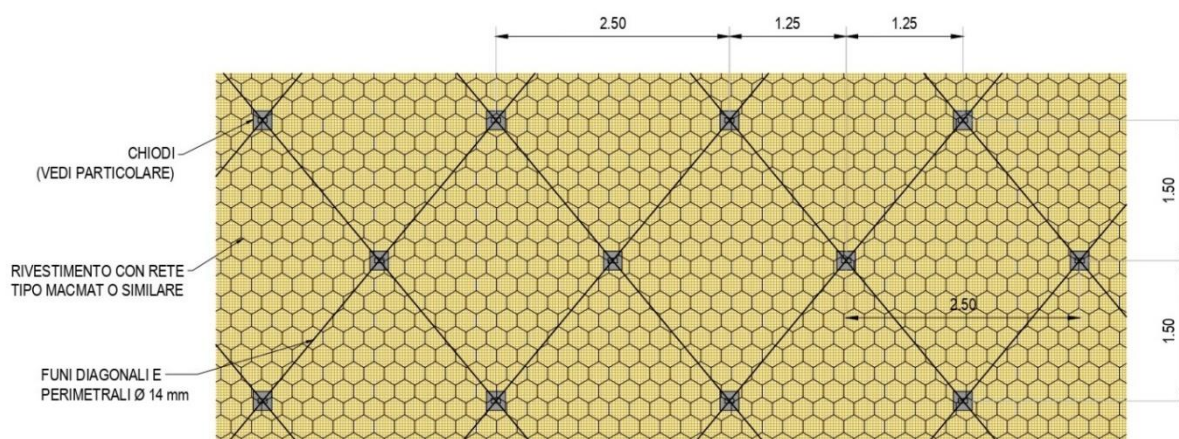


Figura 7-11 Particolare rivestimento con rete rinverdibile (scavo con chiodature)

### 7.2.2. METODI DI CALCOLO PER LE VERIFICHE DI STABILITÀ

Le verifiche di stabilità delle scarpate sono state condotte con il codice di calcolo Slide2 (ver. 9.020) sviluppato dalla società Rocscience (Canada) che implementa numerosi metodi di calcolo dell'equilibrio limite (analisi LEM). In particolare, le analisi sono state condotte con il metodo di Bishop semplificato (1955, doc.rif.3) ed ipotizzando superfici di scorrimento circolari di raggio  $r$ , con il materiale coinvolto nella rottura suddiviso in conci di larghezza  $b$  (vedi schema riportato nella Figura di seguito), per ognuna delle quali vengono valutati il momento stabilizzante  $M_s$  (resistenza  $R$  del sistema geotecnico) e il momento ribaltante  $M_r$  (azione  $E$ ) calcolati rispetto al centro del cerchio.

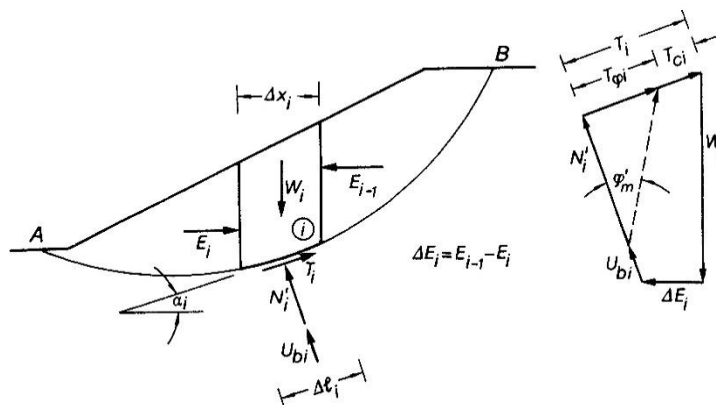


Figura 7-12 Schema metodo di Bishop semplificato (1955)

Il contributo al momento stabilizzante  $M_s$  di un conico è fornito in generale dalla resistenza alla base, somma della componente del peso  $W$  ortogonale alla base moltiplicata per la tangente dell'angolo di resistenza al taglio  $\phi$  e della eventuale coesione  $c$ , moltiplicata per la lunghezza  $b/\cos\alpha$ , dove  $\alpha$  è l'inclinazione della base del conico rispetto all'orizzontale. Nell'ipotesi che il conico sia parzialmente immerso in acqua e che alla base la pressione idraulica valga  $u$ , si ottiene:

$$M_s = \frac{c \times b + (W - u \times b) \times \tan \phi}{m\alpha} \times r$$

dove:

PROGETTAZIONE ATI:

$$m\alpha = \cos \alpha \times \left( 1 + \frac{\tan \alpha \times \tan \phi}{F} \right)$$

Il contributo al momento ribaltante  $M_r$  di un concio è fornito dalla componente del peso  $W$  parallela alla base del concio:

$$M_r = W \times \sin \alpha \times r$$

Il programma non definisce separatamente il valore dell'effetto delle azioni  $E$  che portano instabilità (momenti ribaltanti  $M_r$ ) e della resistenza corrispondente  $R$  (momenti stabilizzanti  $M_s$ ), ma solo il loro rapporto ( $F=R/E$ ) che è il "fattore di sicurezza globale".

In condizioni statiche (SLU) la stabilità globale, secondo quanto indicato nell'Eurocodice 7, può essere verificata utilizzando il "fattore di sicurezza globale"  $F$  e un fattore ausiliario definito ODF ("Over-design factor"), di seguito definito con riferimento alla combinazione A2+M2+R2 richiesta dalle NTC 2018:

- viene calcolato il fattore di sicurezza  $F$  come rapporto  $R/E$  utilizzando i parametri di resistenza dei terreni di progetto  $\phi_d$  e  $c_d$  e amplificando i carichi con i coefficienti parziali  $\gamma_{G1}$  e  $\gamma_{G2}$ ;
- viene calcolato ODF dividendo  $F$  per il coefficiente parziale sulle resistenze  $\gamma_R$ .

Affinché le verifiche siano soddisfatte deve quindi risultare:

$$ODF = \frac{F}{\gamma_r} = \frac{R(\phi_d, c_d)/E(\phi_d, c_d)}{\gamma_r} > 1$$

Il coefficiente  $\gamma_r$  per il terreno, ai sensi delle NTC 18, è stato assunto pari a 1.1.

Le verifiche in condizioni sismiche (SLV) sono state condotte ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza del terreno e assumendo  $\gamma_r$  pari a 1.2. Nella condizione sismica i sovraccarichi stradali sono stati moltiplicati per il coefficiente di combinazione  $\Psi_2=0.3$ , come previsto dalle NTC18 al §2.5.2. Tali analisi sono state condotte mediante metodo di tipo pseudo-statico che considera un sistema di forze orizzontali e verticali applicate ai volumi di terreno coinvolti.

Le forze orizzontali di inerzia, dovute alla azione sismica, sono state considerate con intensità pari a:

$$F_h = k_h \times W$$

con

$$k_h = \beta_s \times \frac{a_{max}}{g}$$

dove:

- $\beta_s$  coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima al sito (pari a 0.38 nelle verifiche dello stato limite ultimo SLV);
- $a_{max}$  accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- $W$  peso del materiale;
- $g$  accelerazione di gravità.

Le forze verticali sono state considerate pari a:

PROGETTAZIONE ATI:

$$F_v = k_v \times W$$

con

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

Lungo il tracciato della strada in progetto e in corrispondenza degli svincoli e dalla viabilità secondaria, l'accelerazione massima orizzontale attesa con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), tenuto conto delle modifiche prodotte dalle condizioni stratigrafiche locali e da quelle morfologiche del sito, è pari a:

$$a_{max} = 0.200g \times 1.20 \times 1.0 = 0.24g$$

Per cui si ha:

$$k_h = 0.38 \frac{0.24 g}{g} = 0.091$$

$$k_v = \pm 0.5 \times 0.091 = \pm 0.045$$

Le Figure seguenti riportano i risultati delle analisi di stabilità svolte, in condizioni sia statiche che sismiche.

### 7.2.3. RISULTATI ANALISI DI STABILITÀ

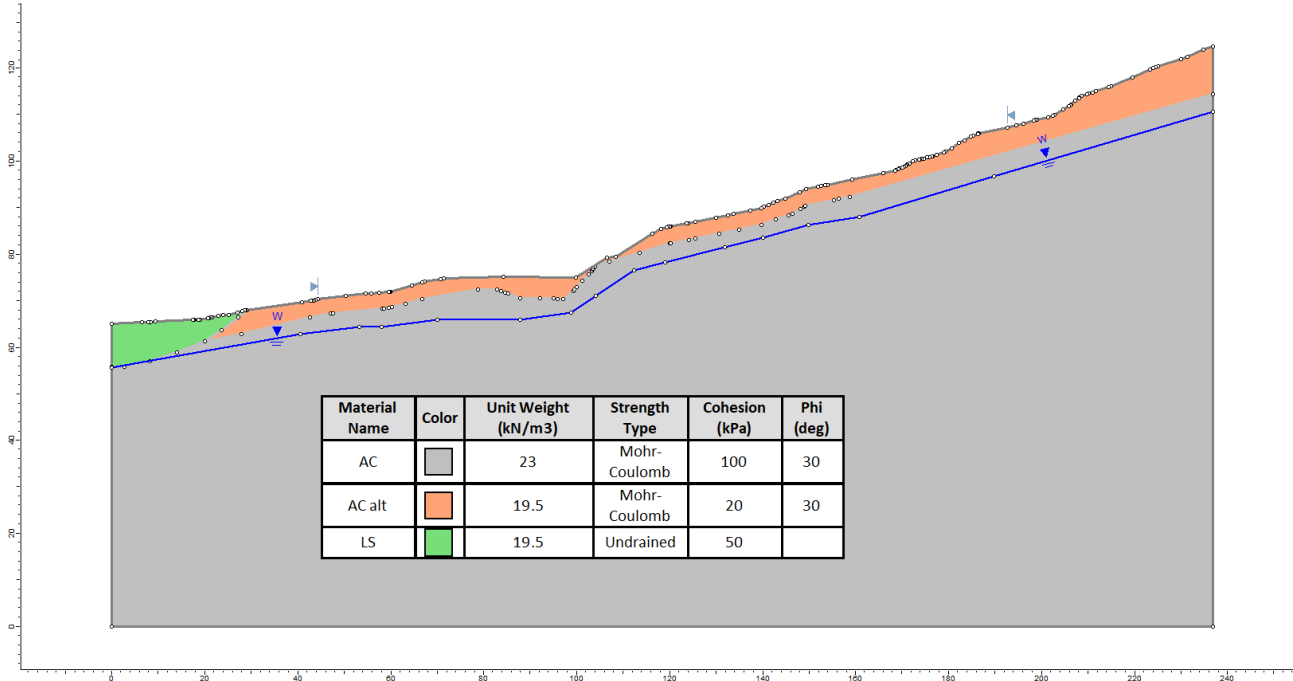
I risultati delle analisi di stabilità globale dei fronti di scavo a scarpata libera, in condizioni statiche (SLU) e sismiche (SLV), sono riportati di seguito in forma tabellare e grafica.

**Tabella 7-2 Riassunto sezioni di calcolo e risultati stabilità globale**

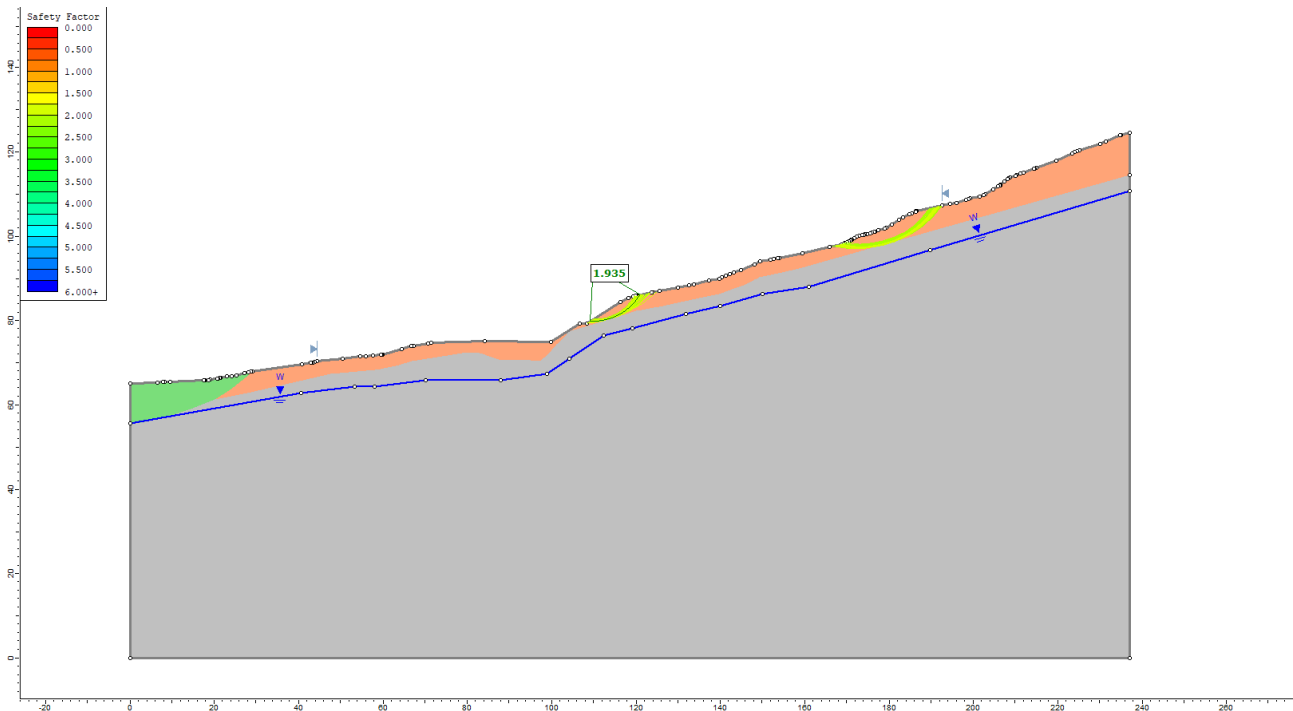
Pk <sub>in</sub>	Pk <sub>fin</sub>	Pk sez. calcolo	Pendenza	Previsione rinforzi	ODF condizioni statiche	ODF condizioni sismiche
0+500	0+700	0+650	3/2	NO	1.935	1.775
3+425	3+325	3+475	1/1	SI	1.812	1.664
4+425	4+550	4+525	1/1	SI	1.646	1.553
4+925	4+950	4+950	1/1	SI	1.943	1.836
5+200	5+325	5+275	1/1	SI	1.987	1.886
8+050	8+075	8+050	3/2	NO	1.588	1.464

PROGETTAZIONE ATI:

**7.2.3.1. Progressiva 0+650**

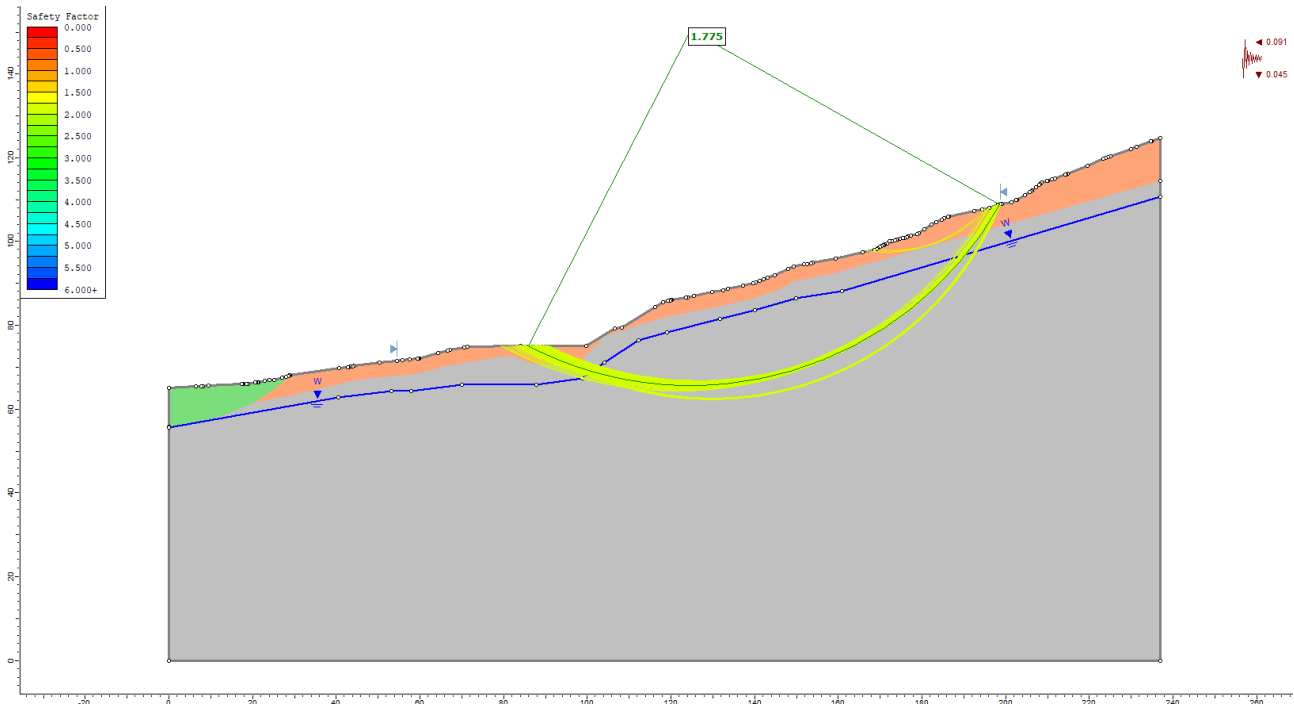


**Figura 7-13 Sezione progressiva 0+650. Modello di calcolo e valori caratteristici dei parametri geotecnici**



**Figura 7-14 Sezione progressiva 0+650. Condizioni statiche**

PROGETTAZIONE ATI:

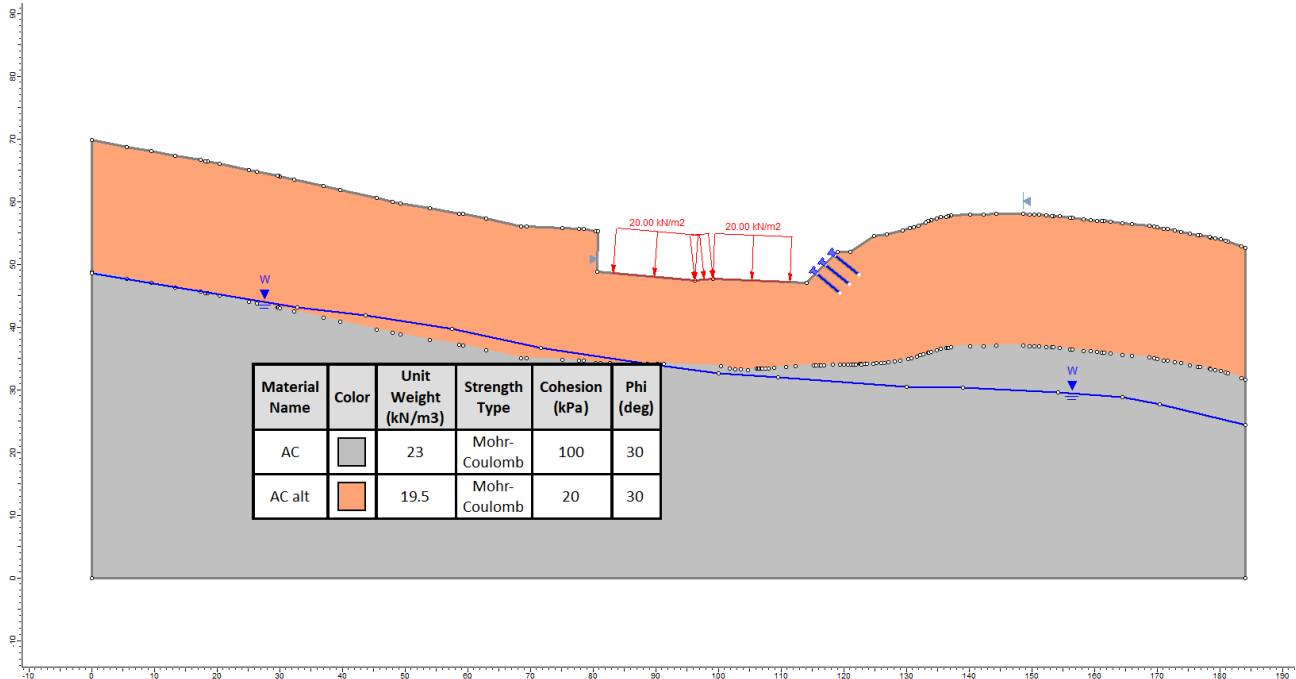


**Figura 7-15 Sezione progressiva 0+650. Condizioni sismiche**

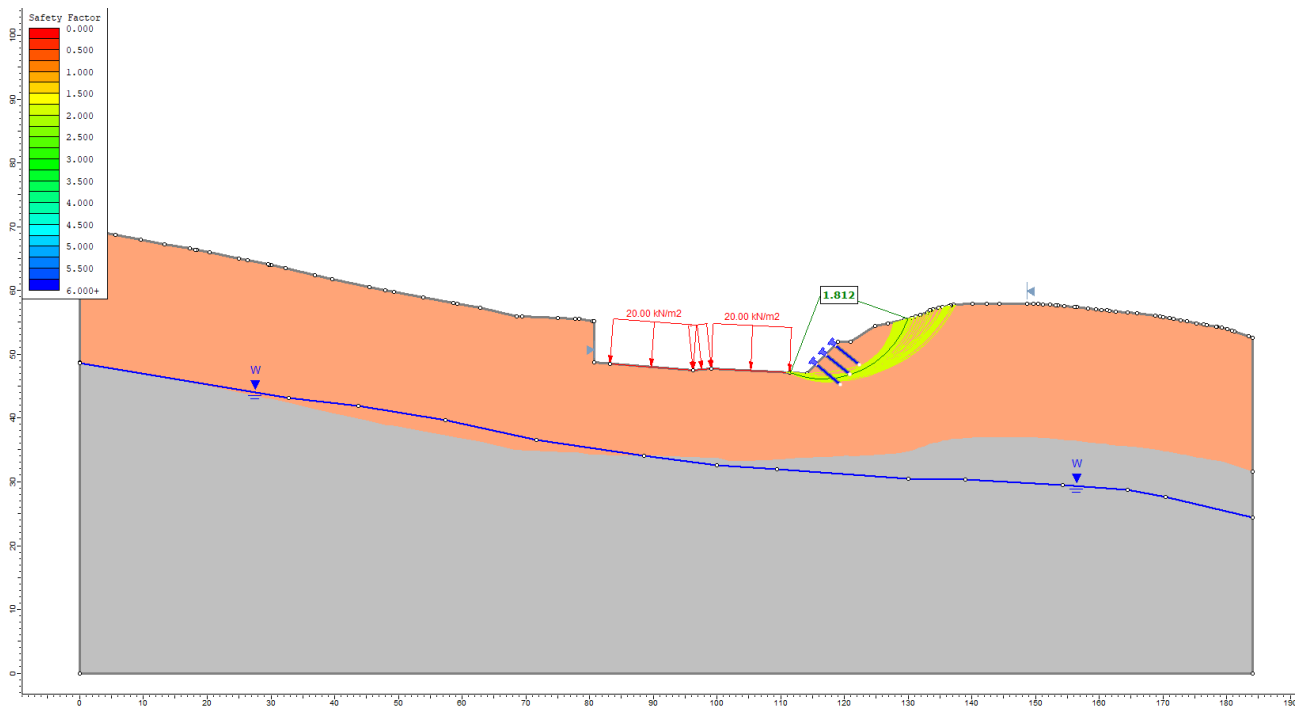
PROGETTAZIONE ATI:



**7.2.3.2. Progressiva 3+475**



**Figura 7-16 Sezione progressiva 3+475. Modello di calcolo e valori caratteristici dei parametri geotecnici**



**Figura 7-17 Sezione progressiva 3+475. Condizioni statiche**

PROGETTAZIONE ATI:

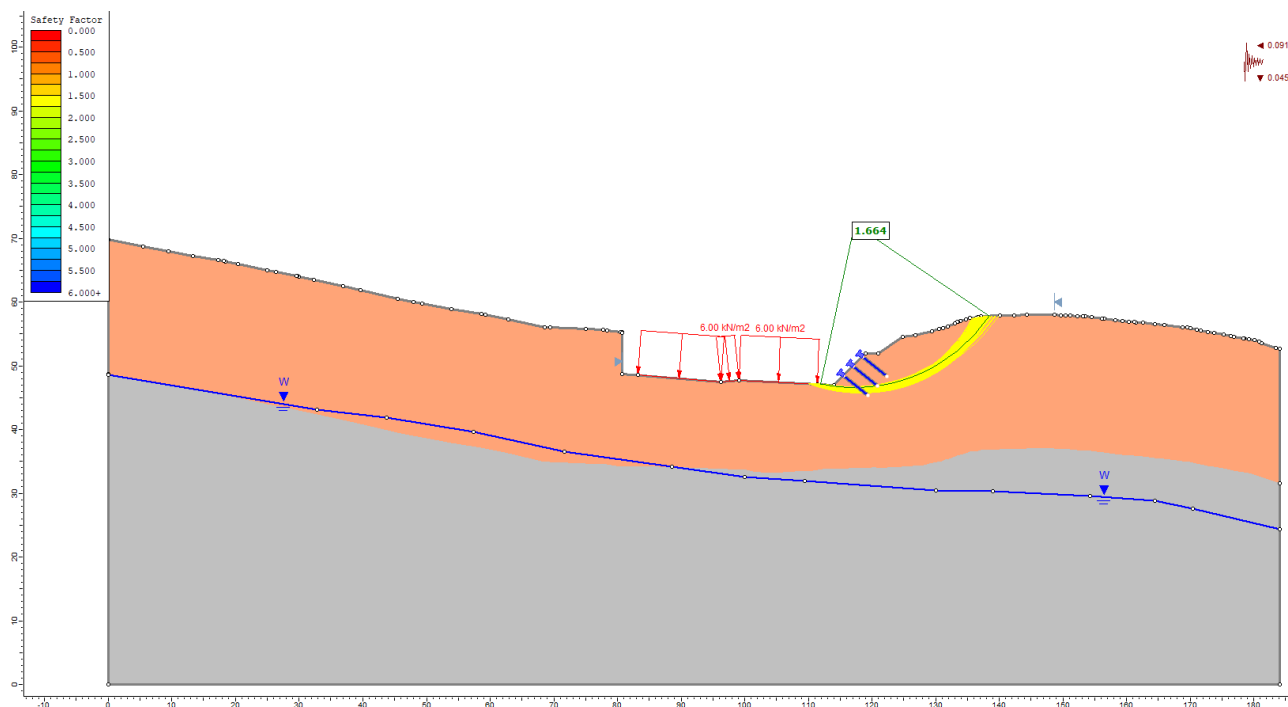


Figura 7-18 Sezione progressiva 3+475. Condizioni sismiche

7.2.3.3. Progressiva 4+525

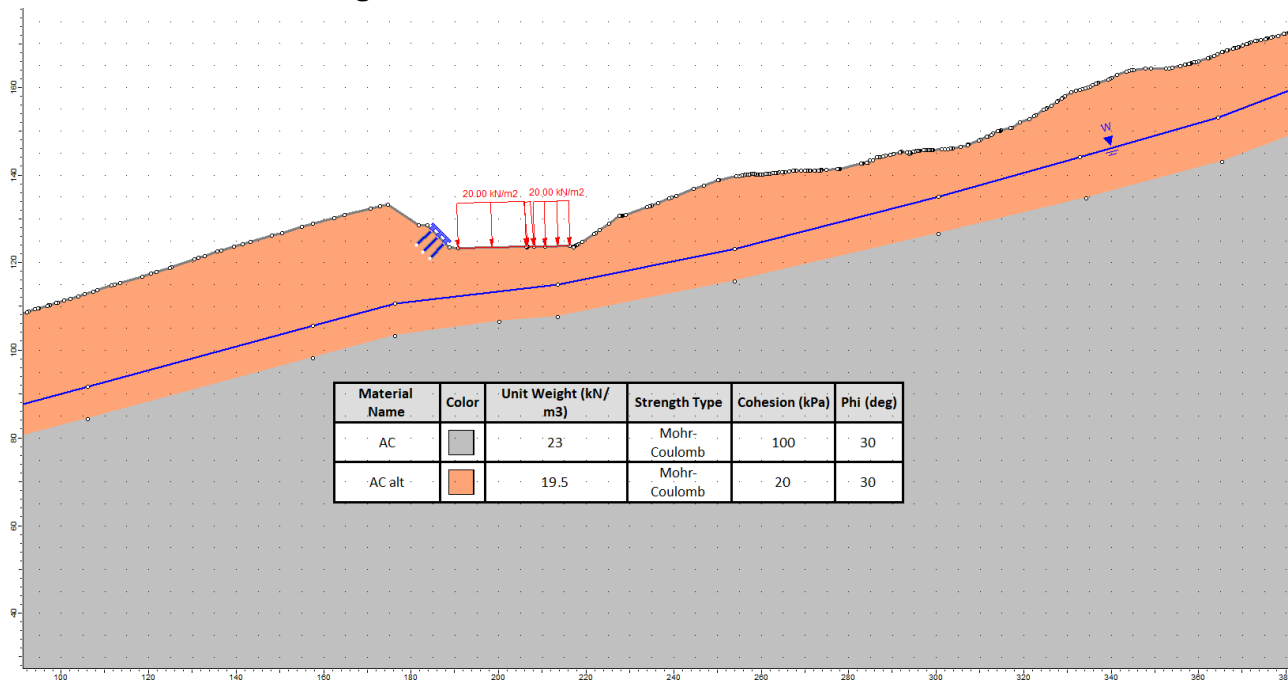
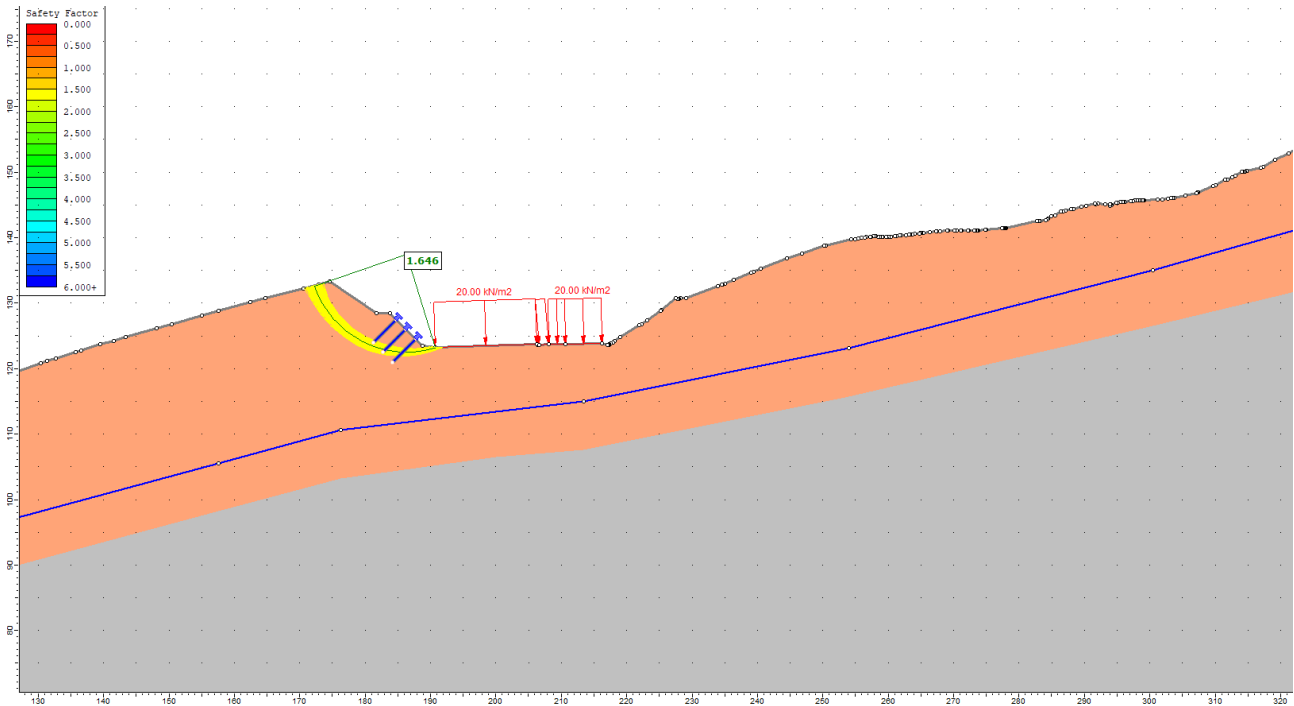
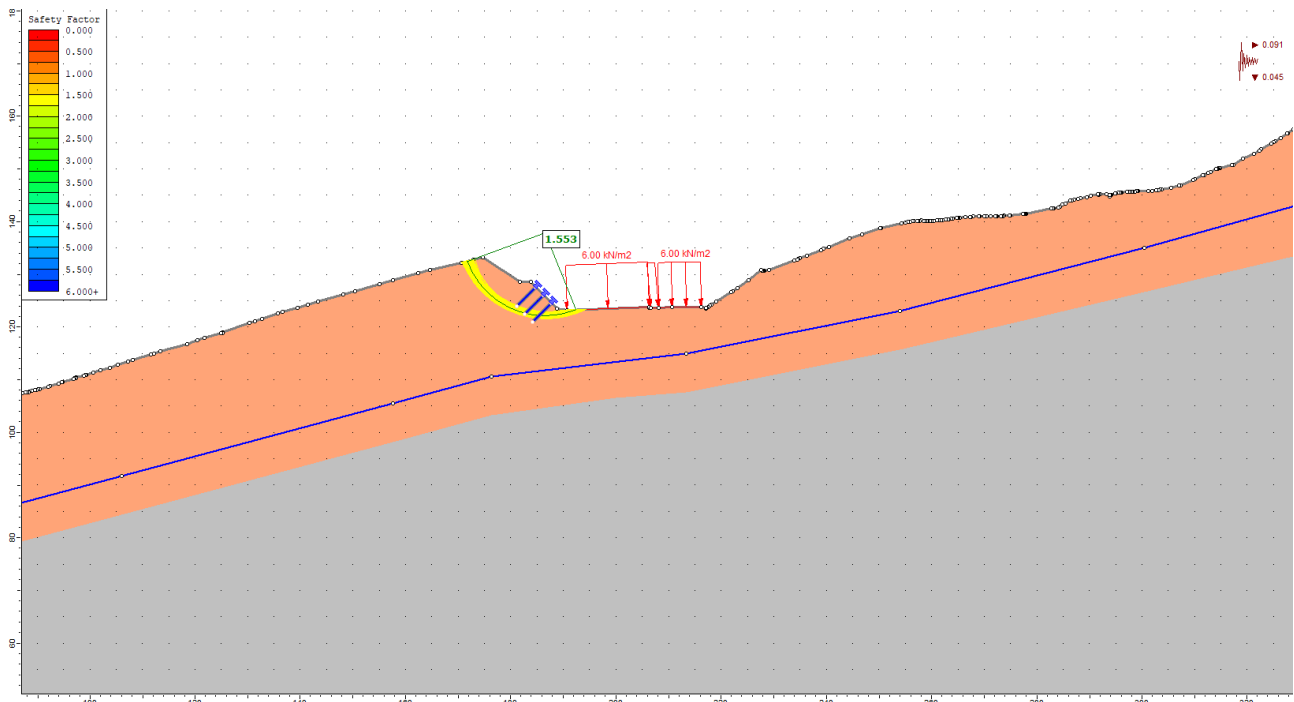


Figura 7-19 Sezione progressiva 4+525. Modello di calcolo e valori caratteristici dei parametri geotecnici

PROGETTAZIONE ATI:



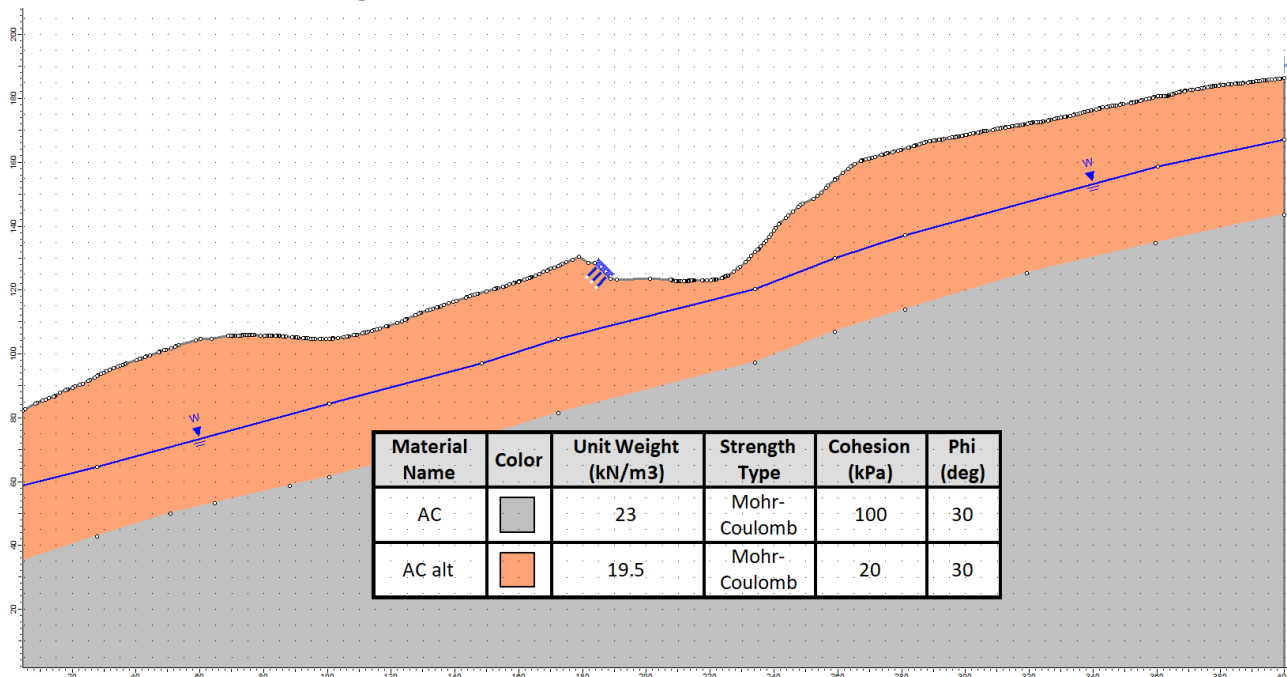
**Figura 7-20 Sezione progressiva 4+525. Condizioni statiche**



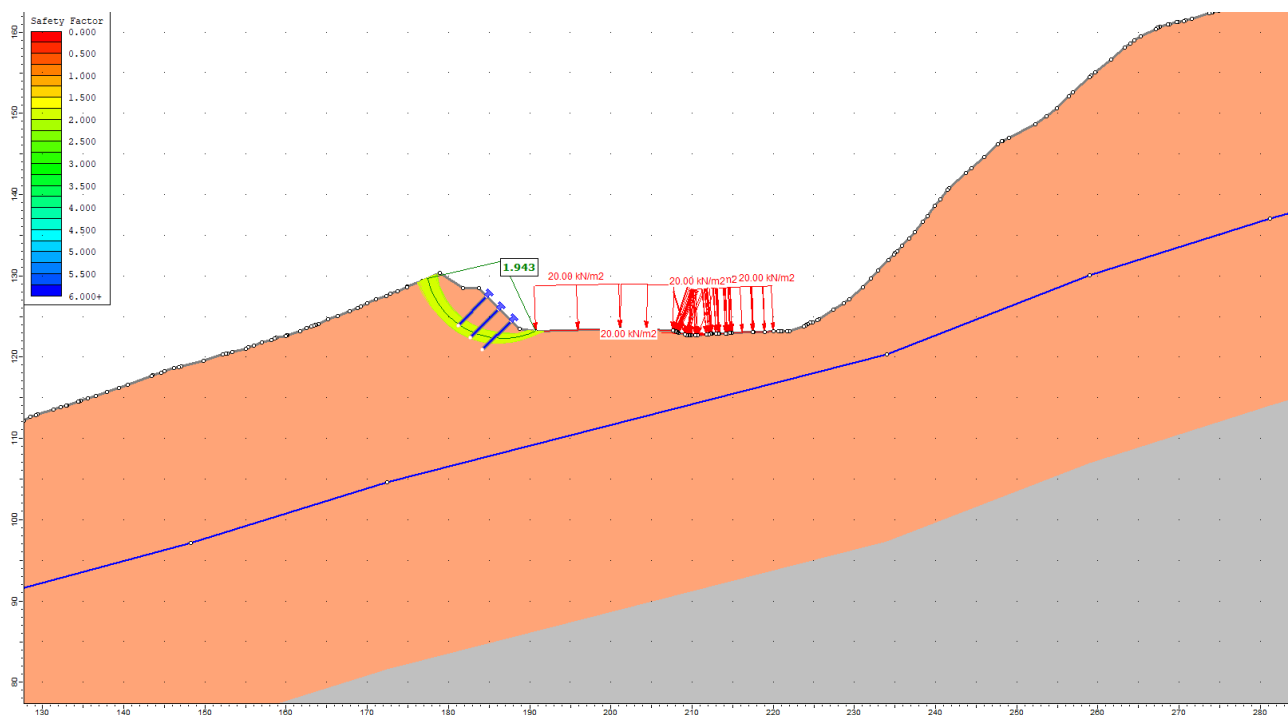
**Figura 7-21 Sezione progressiva 4+525. Condizioni sismiche**

PROGETTAZIONE ATI:

**7.2.3.4. Progressiva 4+950**



**Figura 7-22 Sezione progressiva 4+950. Modello di calcolo e valori caratteristici dei parametri geotecnici**



**Figura 7-23 Sezione progressiva 4+950. Condizioni statiche**

PROGETTAZIONE ATI:

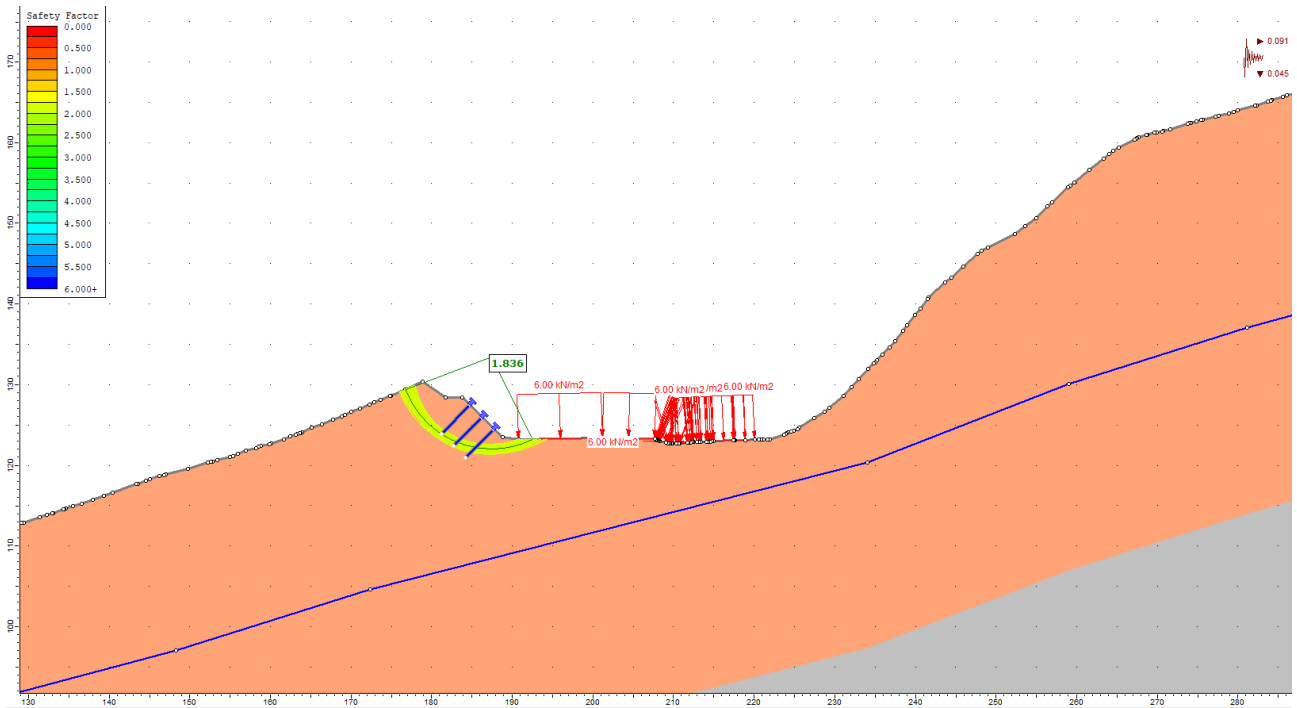
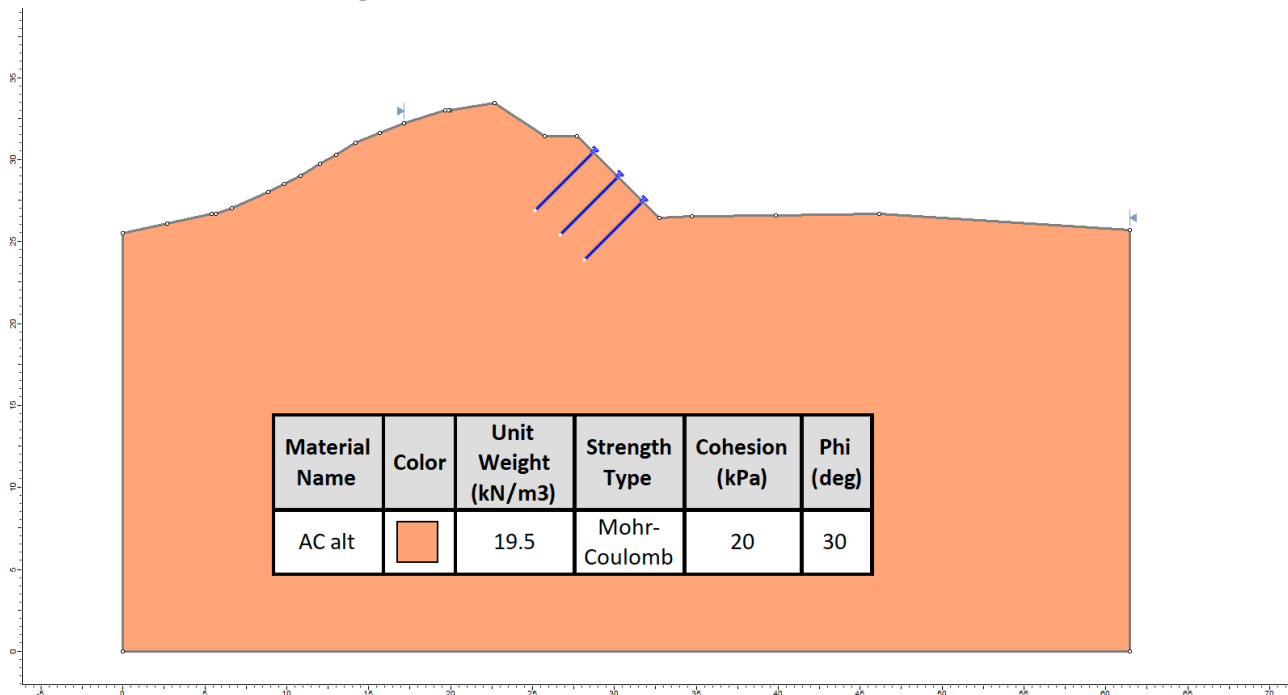


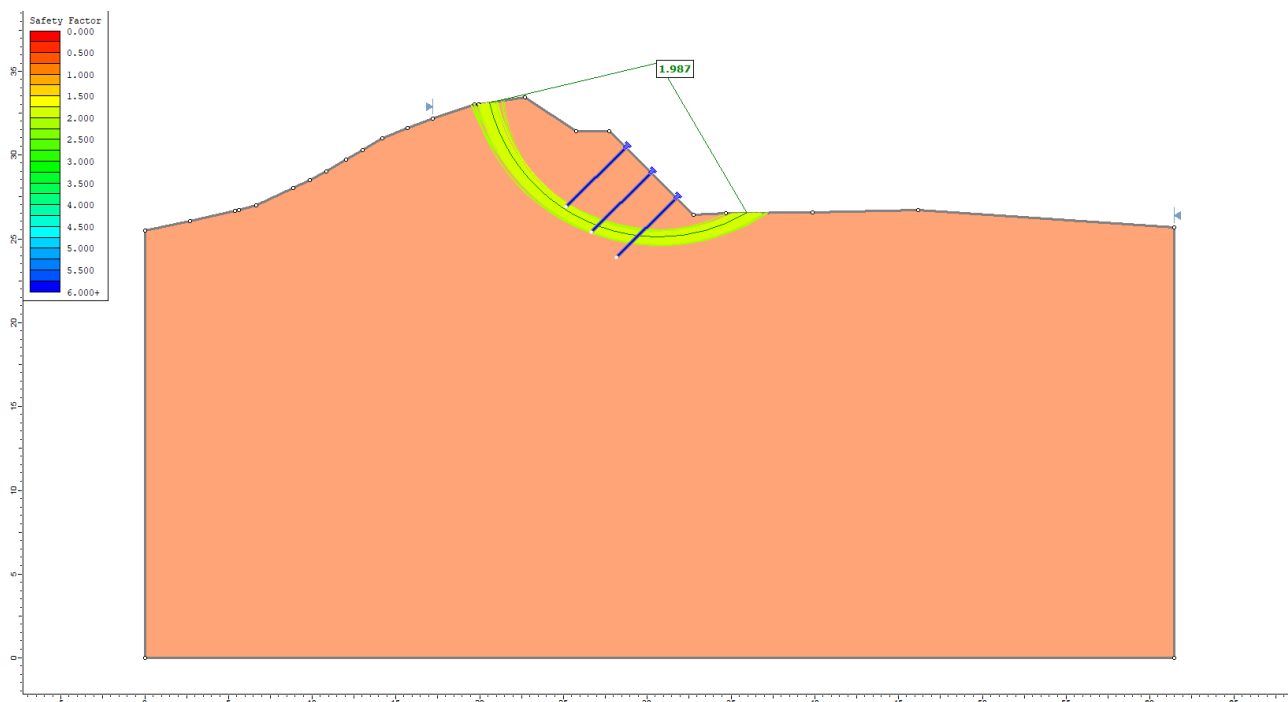
Figura 7-24 Sezione progressiva 4+950. Condizioni sismiche

PROGETTAZIONE ATI:

**7.2.3.5. Progressiva 5+275**

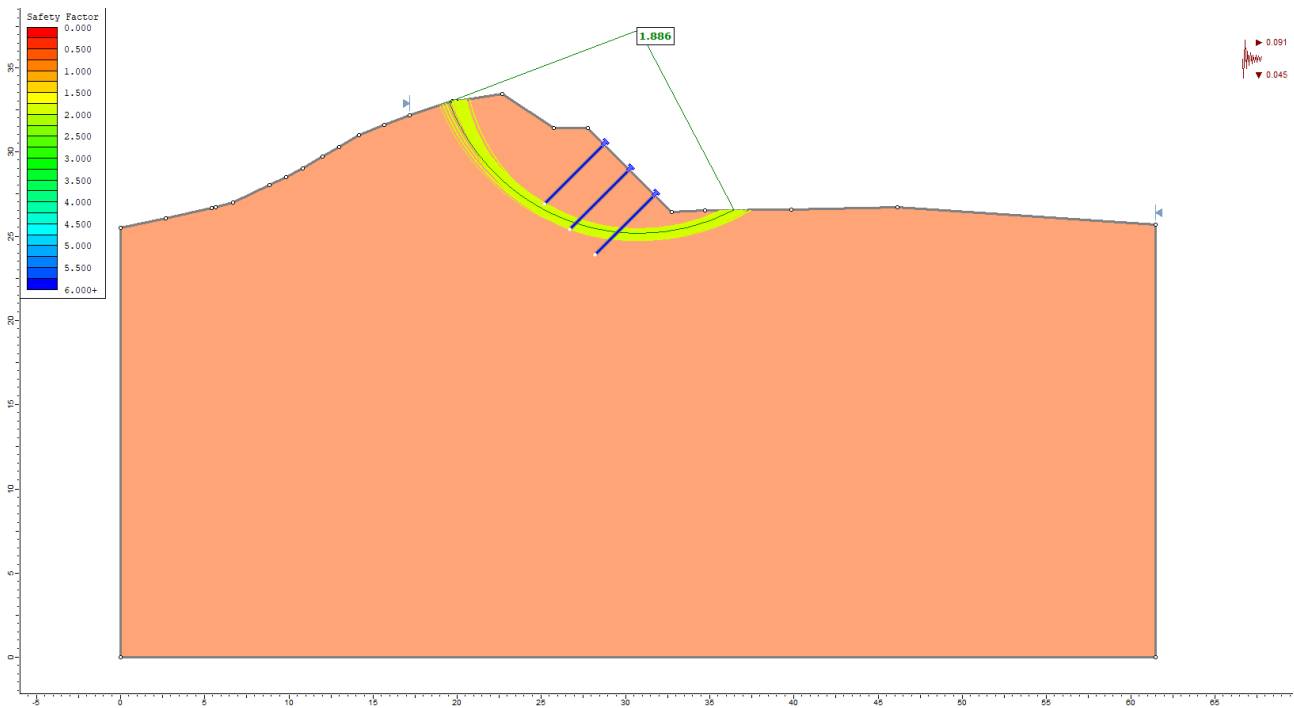


**Figura 7-25 Sezione progressiva 5+275. Modello di calcolo e valori caratteristici dei parametri geotecnici**



**Figura 7-26 Sezione progressiva 5+275. Condizioni statiche**

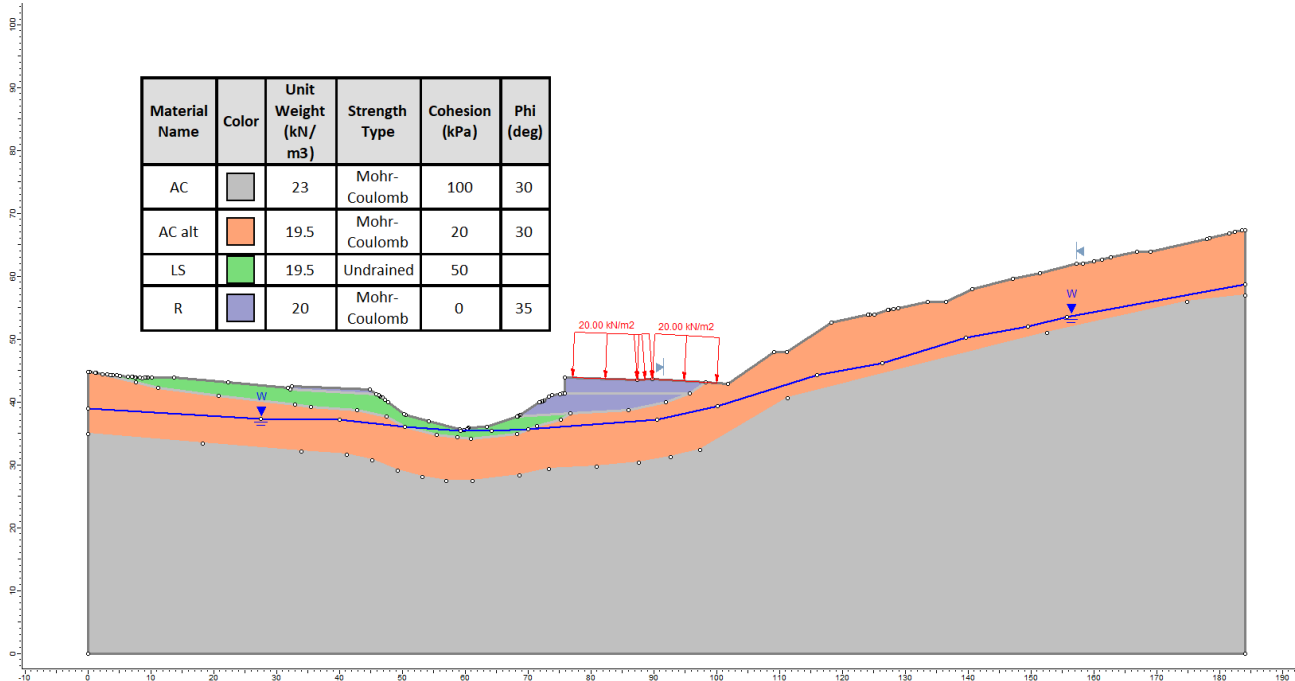
PROGETTAZIONE ATI:



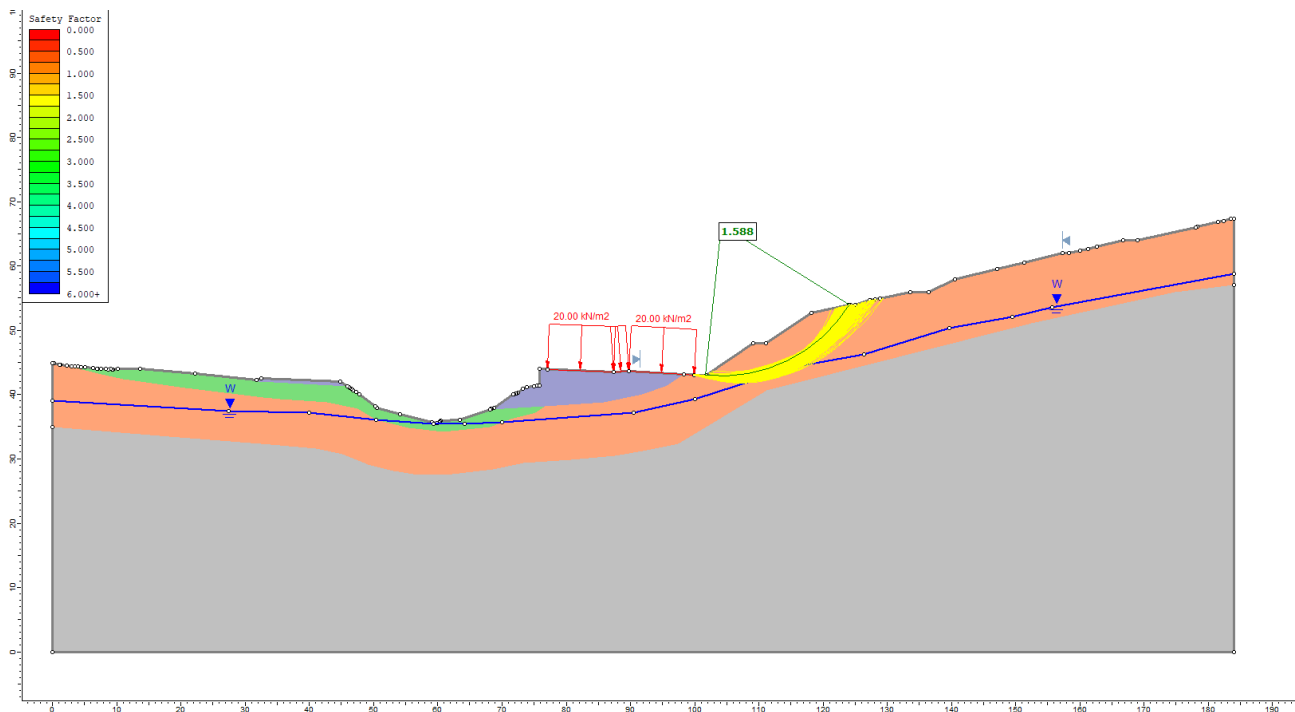
**Figura 7-27 Sezione progressiva 5+275. Condizioni sismiche**

PROGETTAZIONE ATI:

**7.2.3.6. Progressiva 8+050**



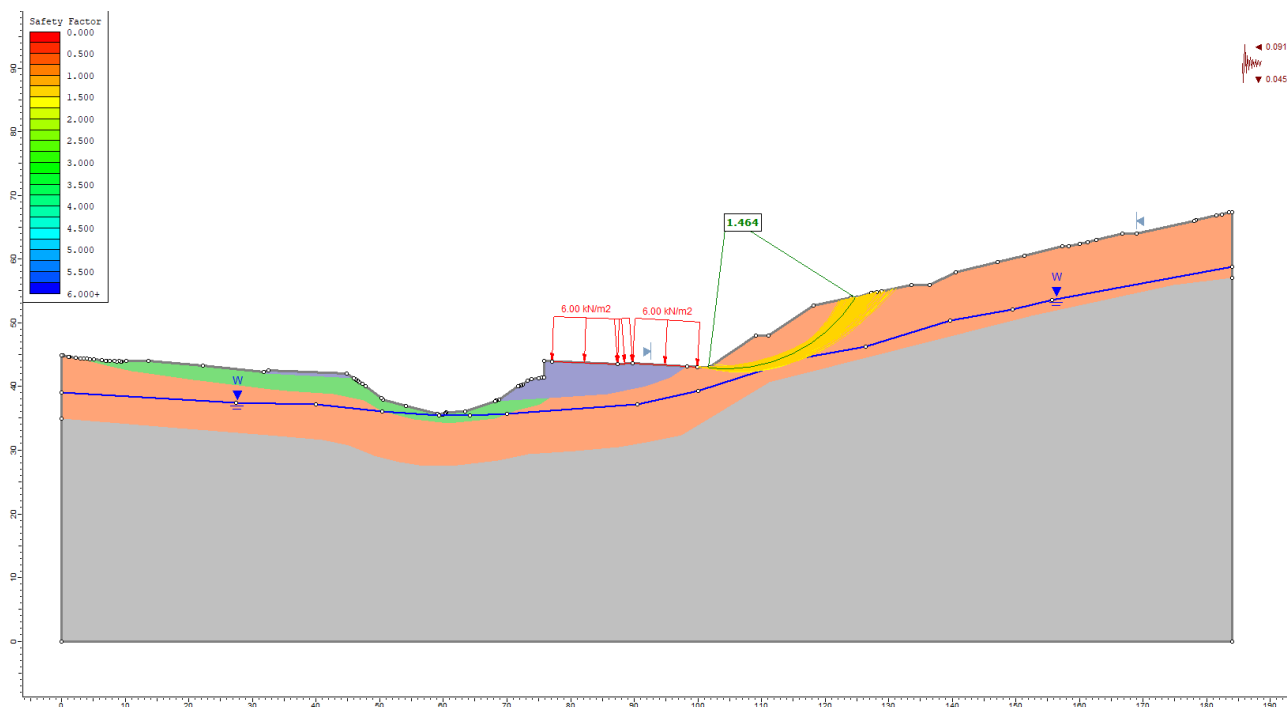
**Figura 7-28 Sezione progressiva 8+050. Modello di calcolo e valori caratteristici dei parametri geotecnici**



**Figura 7-29 Sezione progressiva 8+050. Condizioni statiche**

PROGETTAZIONE ATI:





**Figura 7-30 Sezione progressiva 8+050. Condizioni sismiche**

Per l'approfondimento delle analisi svolte si rimanda ai tabulati di calcolo in allegato alla presente relazione.

#### 7.2.4. INTERVENTI DI PROTEZIONE

Per garantire adeguata protezione dall'erosione, le scarpate di scavo dovranno essere adeguatamente protette con sistemi di ritenzione quali reti in metallo a filo doppio ritorto rese aderenti al profilo di scavo mediante adeguato sistema di chiodi e funi metalliche. Tale prescrizione si applica alle scarpate di nuova realizzazione ma anche alle scarpate esistenti che, a valle di opportuno rilievo, mostrino segni di erosione e dislocamento di materiale superficiale.

Nel caso di scarpate acclivi di altezza significativa dovranno essere predisposti interventi di stabilizzazione mediante chiodatura e rinforzo corticale.

Il rinforzo potrà avvenire mediante un reticolo di barre tipo Gewi di diametro minimo 28 mm, lunghezza 5-7 m disposte a maglia 3 X 3 m o 2.5 X 2.5 m, associate ad una rete a doppia torsione 10X8 cm, filo elementare 3 mm e funi metalliche di diametro non inferiore a 12 mm.

#### **Caratteristiche del rinforzo**

Barre Gewi	
Diametro minimo	28 mm
Lunghezza	5-7 m
Interasse	3x3 m o 2.5x2.5 m
Tensione di snervamento	500 N/mm <sup>2</sup>

Reta a doppia torsione	
Maglia	8x10 mm
Diametro filo	3 mm

PROGETTAZIONE ATI:

Resistenza a trazione	80 kN/m
Resistenza a punzonamento	85 kN
Deformata per punzonamento a 50 kN	< 400 mm
Deformata per punzonamento ultima	< 420 mm

Funi	
Diametro filo	12 mm

Iniezioni	
Diametro perforazione minimo	51 mm
Rapporto Acqua/Cemento	0.5
Resistenza a compressione	32 MPa
Cemento additivato e antiritiro	

#### 7.2.5. SCAVI PROVVISORIALI

La realizzazione delle opere definitive in progetto impone la necessità di realizzare degli scavi a scarpata libera di carattere provvisorio/temporaneo, la cui estensione, altezza e forma sono variabili.

Di seguito si riporta un elenco delle opere di tombinatura per le quali sono necessari scavi provvisori a scarpata libera. Per tutti i dettagli relativi agli interventi previsti si rimanda alle specifiche tavole di progetto.

**Tabella 7-3 Tratti di scavo provvisorio/temporaneo a scarpata libera**

Scavo in corrispondenza di tombini (ID tombino)	Pk
TM01	1+700
TM02	1+825
TM03	2+050
TM04	2+325
TM05	3+100
TM06	3+400
TM07	3+825
TM08	4+100
TM09	4+325
TM10	4+600
TM11	4+675
TM12	4+825
TM13	5+400
TM16	5+800
TM17	6+275
TM18	7+025
TM19	7+200
TM20	7+300

PROGETTAZIONE ATI:

Scavo in corrispondenza di tombini (ID tombino)	Pk
TM21	7+550
TM22	7+625
TM23	7+900
TM24	8+075
TM25	8+125

In questa sezione, in funzione delle caratteristiche meccaniche delle unità geotecniche riscontrate e caratterizzate lungo il tracciato della strada E78 Grosseto – Fano all'interno del progetto di adeguamento a quattro corsie del tratto San Zeno – Arezzo – palazzo del Pero, 1° Lotto (FI508) e dei tratti di viabilità secondaria inclusi nel progetto, si forniscono indicazioni riguardo alle pendenze di scavo che è necessario osservare per garantire un adeguato margine di sicurezza durante le fasi costruttive delle opere definitive. Tali indicazioni sono valide per scavi a scarpata libera fino ad altezze non superiori ai 5 m. Per scavi di altezza maggiore sarà necessario interrompere la scarpata e realizzare un tratto pianeggiante (bancata) di spessore non inferiore a 2 m.

Le unità geotecniche che sono coinvolte da queste considerazioni sono i riporti (unità R), il substrato roccioso alterato (unità AC alt e MS alt), e marginalmente i terreni che costituiscono i corpi di frana (unità FN) per i quali generalmente è previsto il ricorso ad opere di sostegno (paratie) provvisionali. Per quanto riguarda gli scavi provvisionali che coinvolgono le unità sopra menzionate, sono state eseguite alcune analisi di stabilità su sezioni tipologiche (si vedano le Figure seguenti), per le quali sono state assunte ipotesi cautelative riguardo alle caratteristiche meccaniche e al regime delle pressioni neutre. Per quanto riguarda le valutazioni sulla stabilità degli scavi in corpo di frana sono stati adottati valori medi dei parametri di resistenza (coesione efficace  $c' = 5$  kPa e angolo di resistenza al taglio  $\phi' = 23^\circ$ ) diversi da quelli scaturiti dalle analisi a ritroso svolte per individuare i possibili meccanismi di scivolamento già in atto e per il dimensionamento degli interventi di consolidamento (Relazione sulle aree in frana e sugli interventi di stabilizzazione, T01GE00GETRE03). Si ribadisce che, in generale, gli scavi provvisionali dei terreni delle aree in frana saranno generalmente sostenuti da paratie provvisionali.

I risultati di tali analisi sono stati utilizzati per fornire le indicazioni riportate nella seguente Tabella 7-4.

Laddove le condizioni di intervento in termini di spazi, ingombri, accessibilità e altezza di scavo siano tali da non consentire la realizzazione di scavi a scarpata libera, potrà essere prevista la realizzazione di opere di sostegno provvisionali quali chiodature (soil nailing) o paratie di micropali e tiranti.

Unità geotecnica	Pendenza H/V
R	3/2
FN	2/1
AC alt	1/1
MS alt	1/1

**Tabella 7-4 Pendenze degli scavi provvisionali**

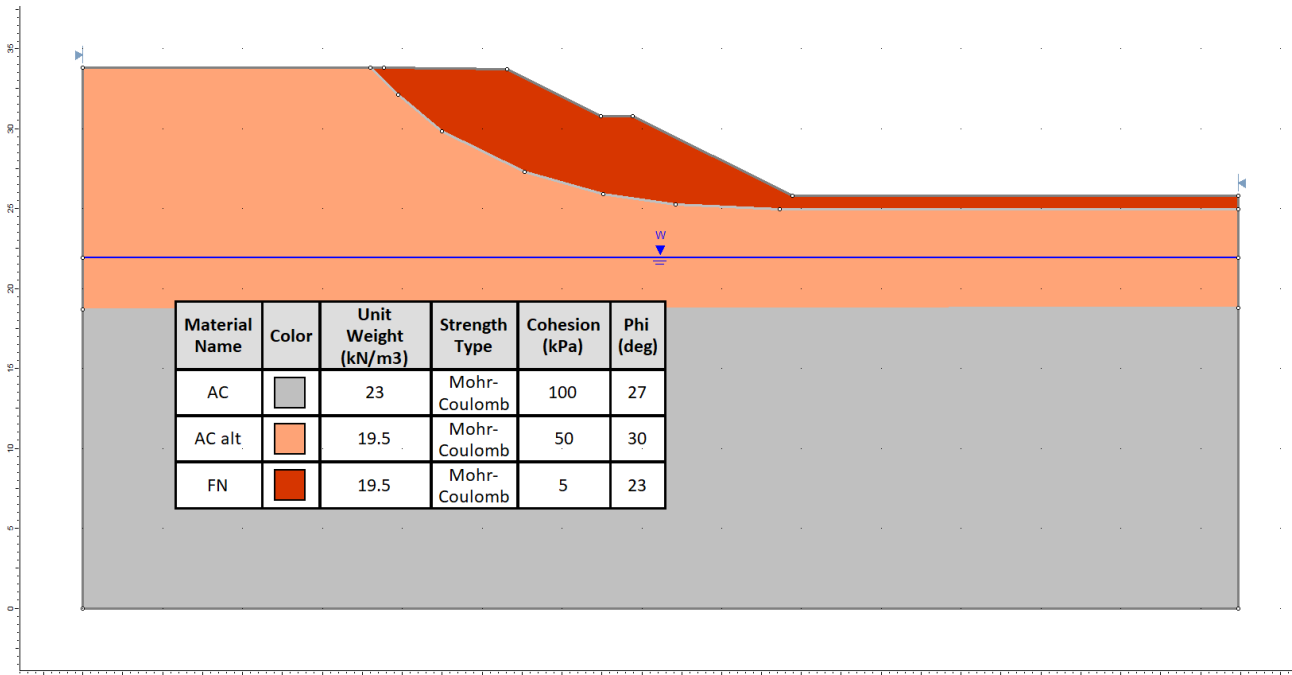


Figura 7-31 Sezione di scavo 2/1 modello di calcolo e valori caratteristici dei parametri geotecnici

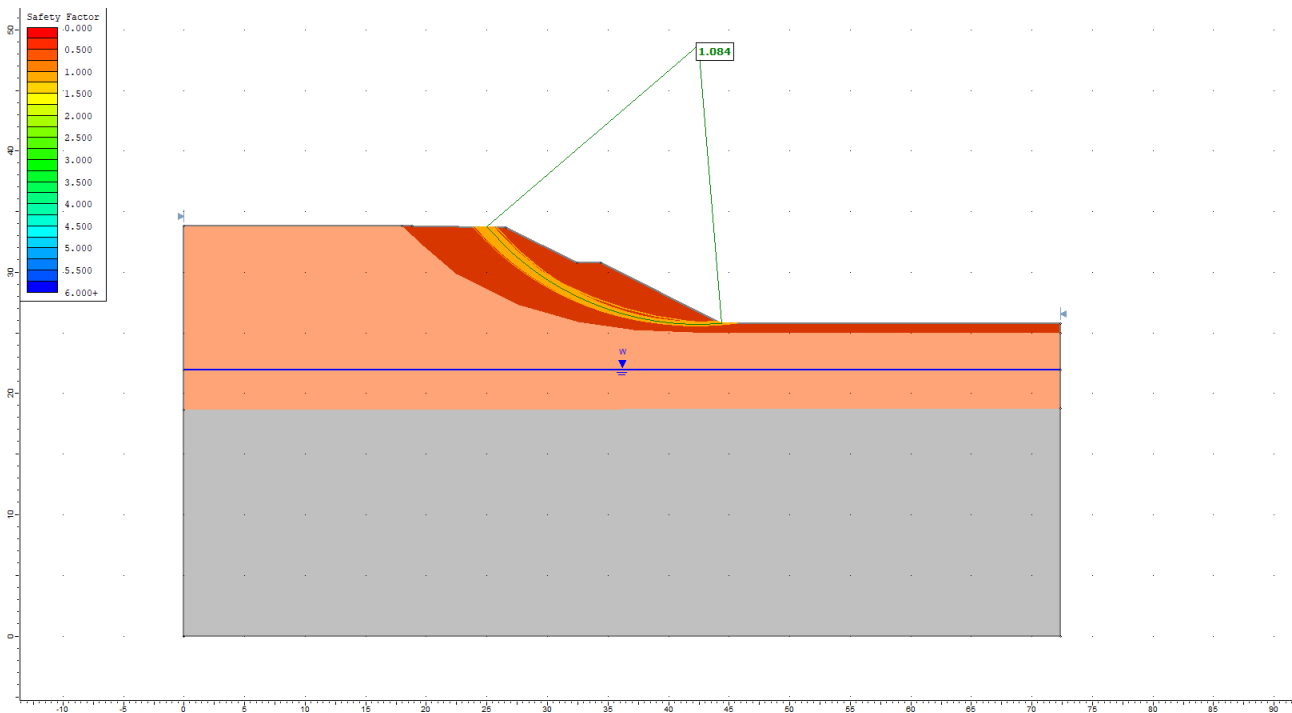


Figura 7-32 Sezione di scavo 2/1 risultati modellazione

PROGETTAZIONE ATI:

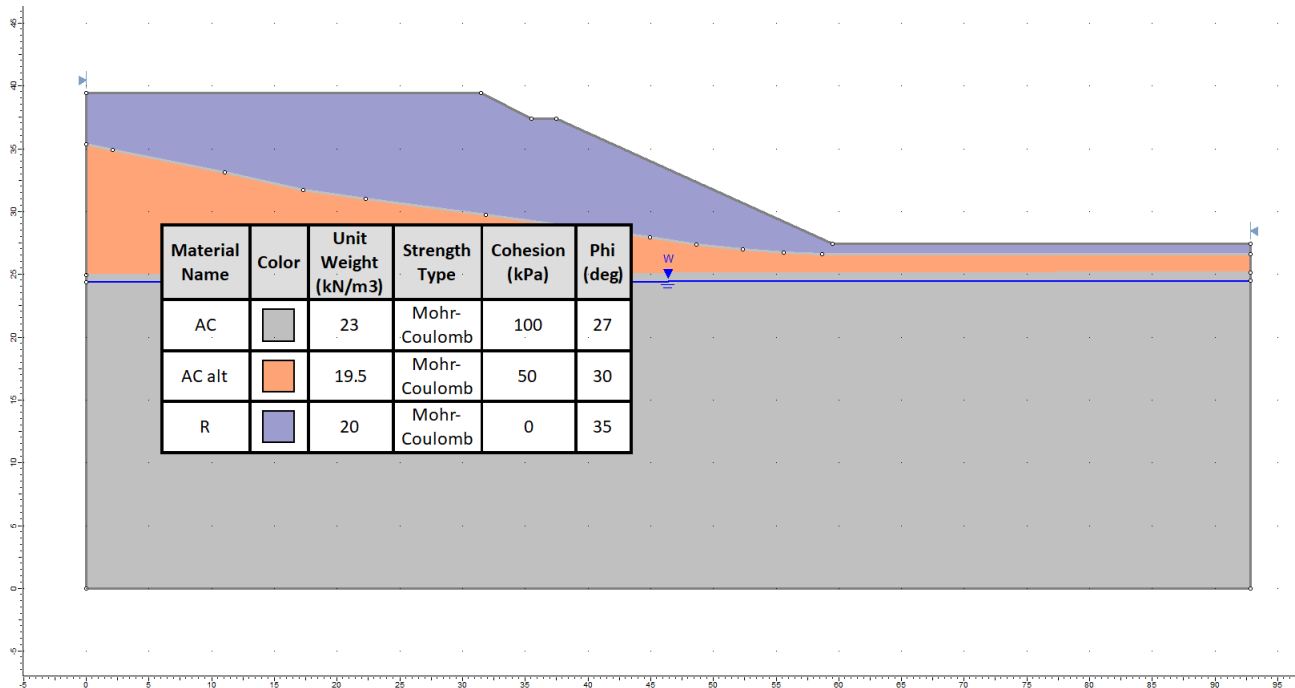


Figura 7-33 Sezione di scavo 3/2 modello di calcolo e valori caratteristici dei parametri geotecnici

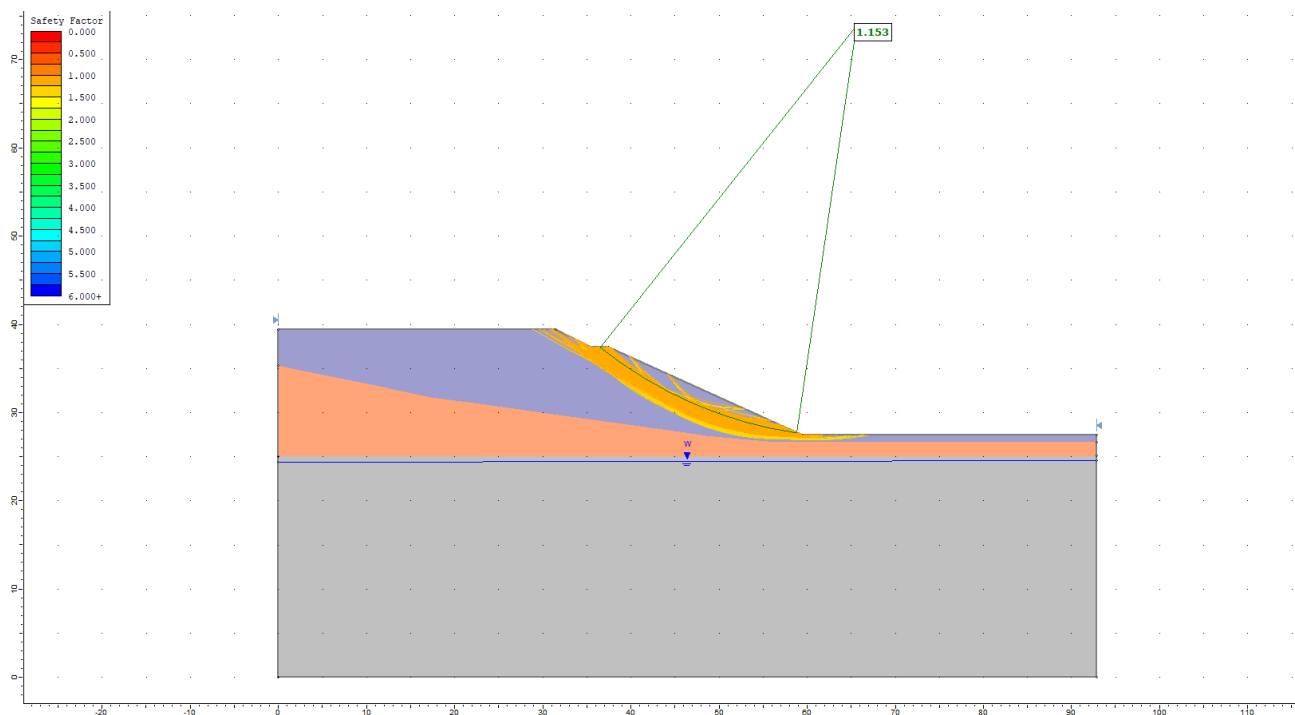


Figura 7-34 Sezione di scavo 3/2 risultati modellazione

PROGETTAZIONE ATI:

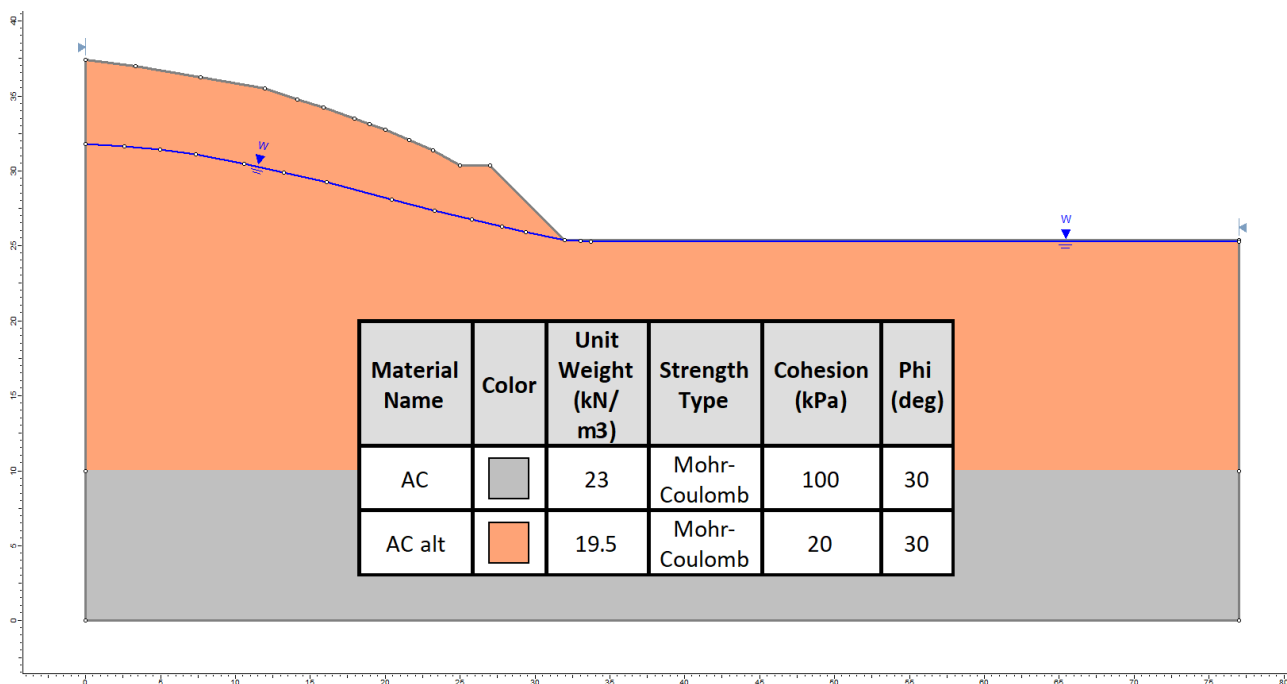


Figura 7-35 Sezione di scavo 1/1 modello di calcolo e valori caratteristici dei parametri geotecnici

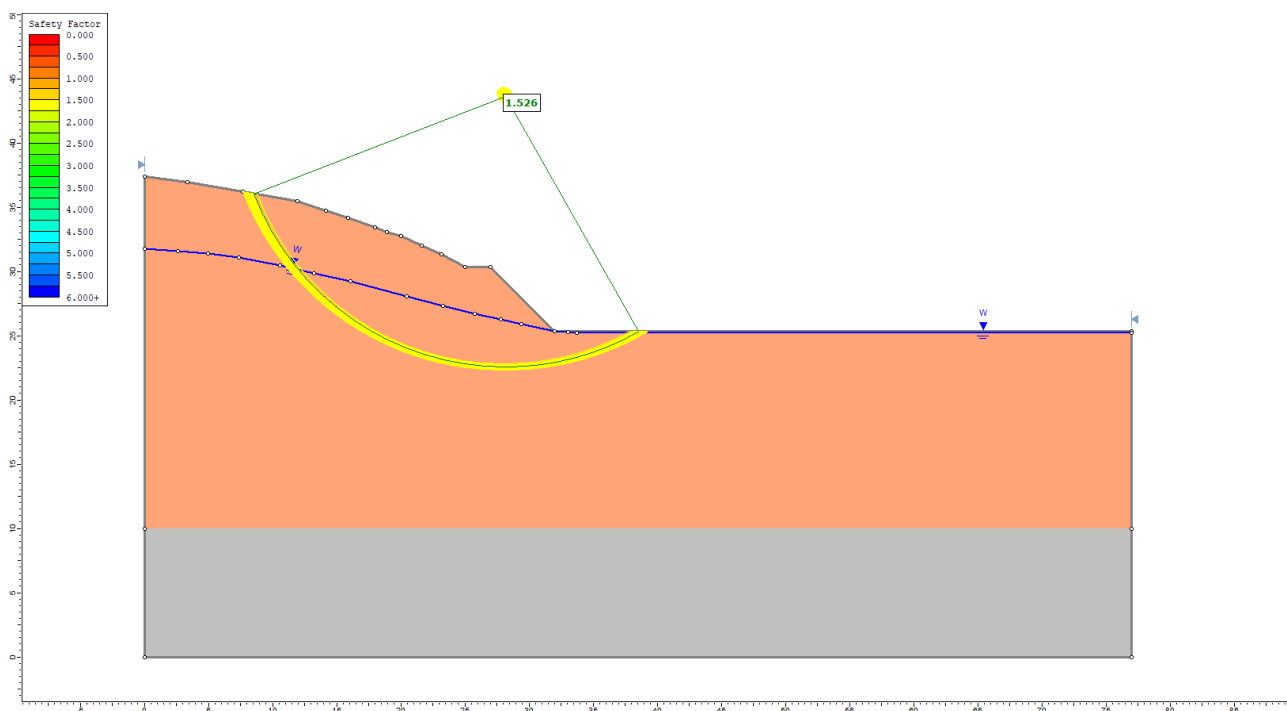
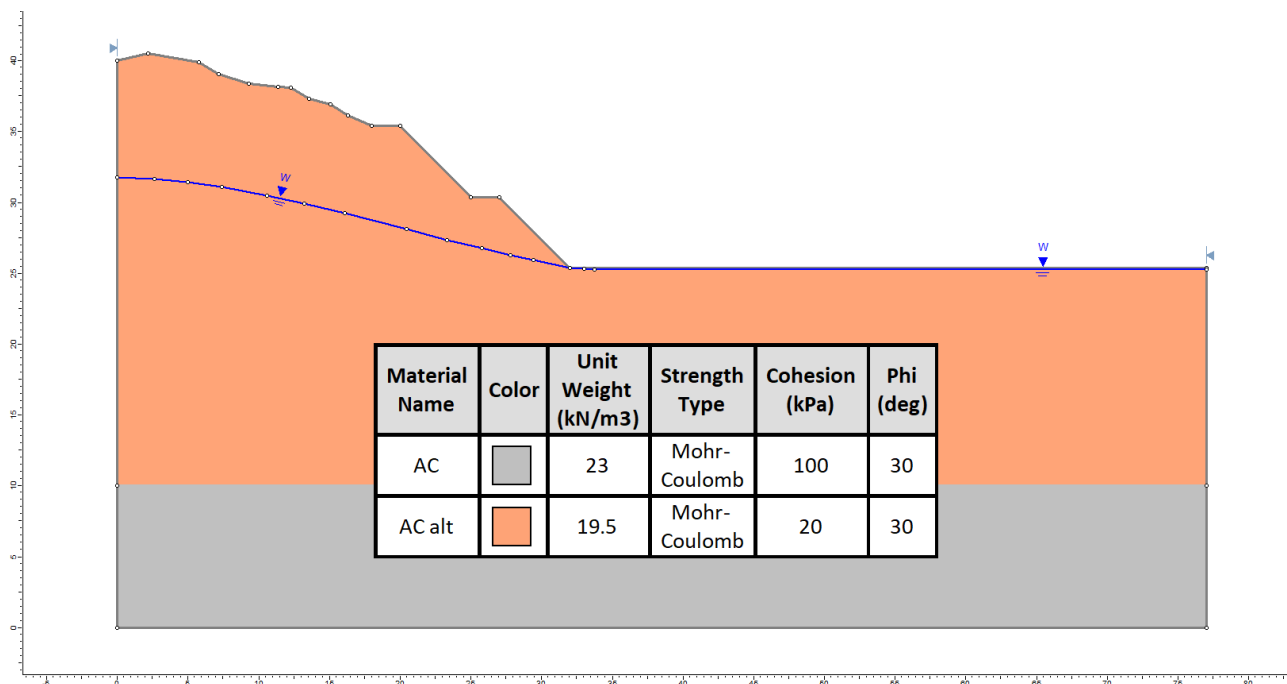
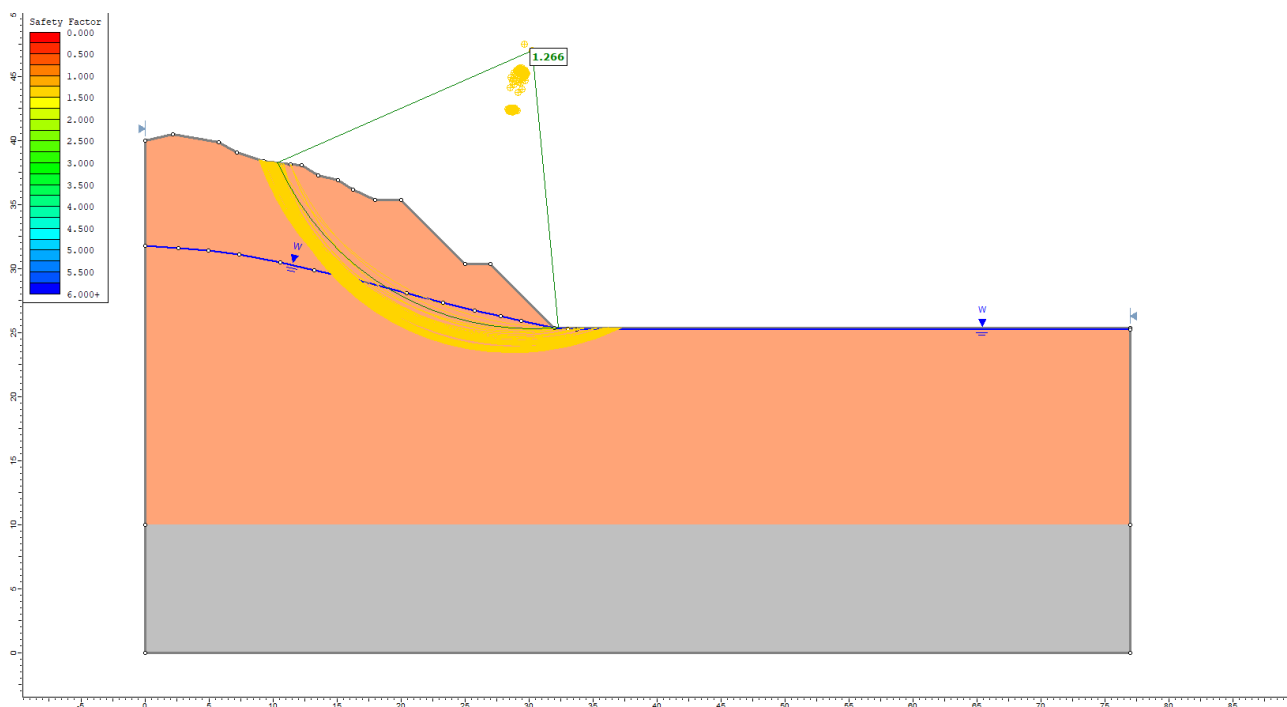


Figura 7-36 Sezione di scavo 1/1 risultati modellazione

PROGETTAZIONE ATI:



**Figura 7-37 Sezione di scavo 1/1 con banca intermedia modello di calcolo e valori caratteristici dei parametri geotecnici**



**Figura 7-38 Sezione di scavo 1/1 con banca intermedia risultati modellazione**

Per l'approfondimento delle analisi svolte si rimanda ai tabulati di calcolo in allegato alla presente relazione.

PROGETTAZIONE ATI:

**7.3. Rilevati**

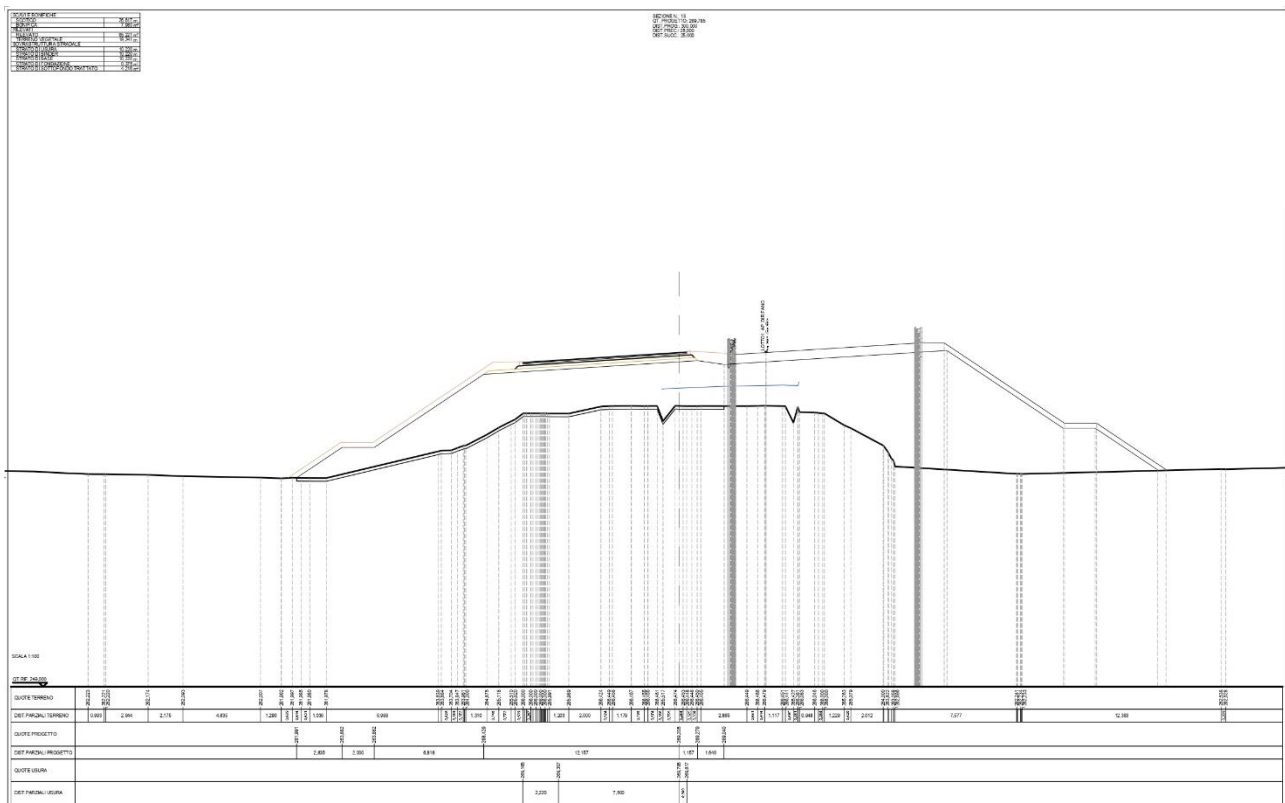
Lungo l’asse principale della strada in progetto sono presenti rilevati in terra caratterizzati da un’altezza massima di circa 8÷11 m, mentre i rilevati delle viabilità secondaria raggiungo l’altezza massima di circa 10 m. Lungo il tratto che si sviluppa dalla progressiva pk 3+200 alla 5+200, il rilevato autostradale verrà realizzato in allargamento del rilevato stradale esistente di altezza massima pari a 7.5 m.

Nel seguito del paragrafo si illustrano i risultati delle verifiche di stabilità e dei calcoli per la stima dei cedimenti verticali per effetto della costruzione. In considerazione delle caratteristiche del tracciato, della morfologia dell’area di progetto e delle caratteristiche litologiche e stratigrafiche riscontrate grazie alle indagini geognostiche, si è scelto di affrontare lo studio delle sezioni in corrispondenza delle progressive 0+300, 1+000 verificare e 3+300, che si ritengono più significative e rappresentative delle condizioni di progetto ricorrenti.

**7.3.1. SEZIONI E GEOMETRIA DEI RILEVATI**

La sezione riportata nella Figura seguente mostra la geometria del rilevato esistente e di quello di progetto in corrispondenza della progressiva 0+300, assunta come riferimento per le analisi svolte. Il rilevato di progetto avrà altezza complessiva pari a circa 7.5 m, larghezza alla base di 55m e larghezza in sommità pari a 28m.

Analogamente, le sezioni illustrate nelle Figure successive mostrano la geometria del rilevato di allargamento in progetto in corrispondenza della progressiva 1+000, con altezza fino a 10 m, e del rilevato alla 3+300.



**Figura 7-39 Sezione progressiva 0+300**

PROGETTAZIONE ATI:



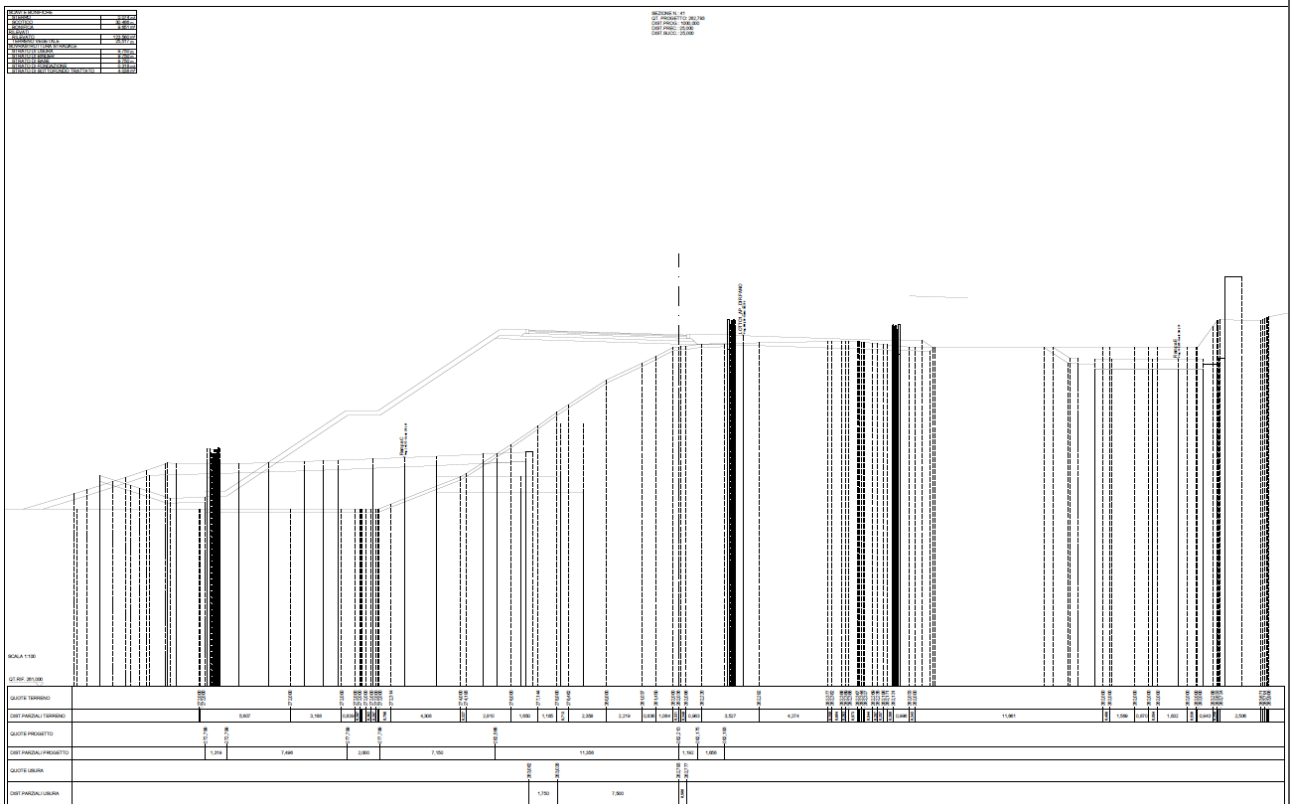


Figura 7-40 Sezione progressiva 1+000

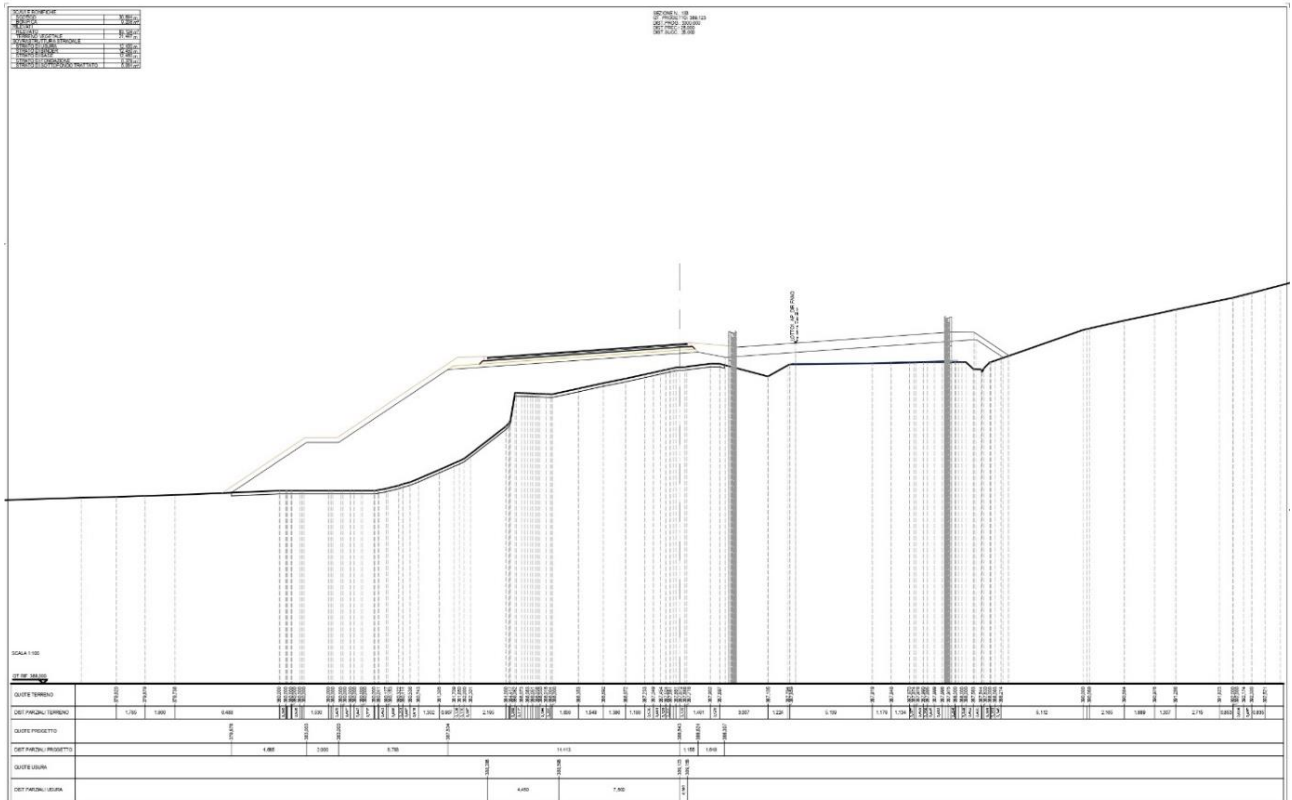


Figura 7-41 Sezione progressiva 3+300

PROGETTAZIONE ATI:

### 7.3.2. MATERIALI

Per la realizzazione del corpo dei rilevati è previsto l'impiego di materiale idoneo caratterizzato da un angolo di resistenza al taglio non inferiore a 35°, coesione nulla e peso di volume  $\gamma$  pari a 19 kN/m<sup>3</sup>.

Nelle Tabelle seguenti si sintetizzano i modelli stratigrafici e geotecnici impiegati nei calcoli sviluppati nei paragrafi successivi. Generalmente (laddove non vi siano indicazioni sperimentali affidabili) il livello della falda è stato cautelativamente assunto coincidente con il piano campagna medio dell'area ovvero con il profilo del terreno.

**Tabella 7-5 Modello geotecnico sezione progressiva 0+300**

Strato	Peso di volume totale/immerso	Angolo di resistenza al taglio	Coesione c'	Coesione non drenata, c <sub>u</sub>	Modulo di compressione M
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]
R	20/10	35	0	-	-
LS	19.5/9.5	26	10	50	8÷20

**Tabella 7-6 Modello geotecnico sezione progressiva 1+000**

Strato	Peso di volume totale/immerso	Angolo di resistenza al taglio	Coesione c'	Coesione non drenata, c <sub>u</sub>	Modulo di compressione M
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]
R	20/10	35	0	-	-
GS	19.5/9.5	30	0	-	15
AC alt	19.5/9.5	30	50	-	25
AC	23/13	30	100	-	3000

**Tabella 7-7 Modello geotecnico sezione progressiva 3+300**

Strato	Peso di volume totale/immerso	Angolo di resistenza al taglio	Coesione c'	Coesione non drenata, c <sub>u</sub>	Modulo di compressione M
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]
R	20/10	35	0	-	-
AC alt	19.5/9.5	30	50	-	25
AC	23/13	30	100	-	3000

### 7.3.3. PIANO DI POSA

Per la formazione del piano di posa su tutta l'area di intervento lungo il tracciato è previsto lo scotico dei primi 20 cm di terreno prima della posa del corpo dei rilevati.

In corrispondenza dei rilevati può essere inoltre necessario eseguire la bonifica del terreno, che consiste nell'asportazione del terreno posto al di sotto del piano di posa, qualora non idoneo, e nella sua sostituzione con materiale di caratteristiche fisico-meccaniche adeguate. Di norma la bonifica non è prevista nei tratti in trincea a meno che, alla quota di scavo prevista, non permanga la presenza di terreni di caratteristiche non idonee. La bonifica del terreno di posa dei rilevati dovrà essere eseguita ogni qualvolta, nel corso dei lavori si dovesse riscontrare, alla quota posta al di sotto di 20 cm dal piano campagna (fondo scotico), la presenza di volumi di terreno non idoneo.

Secondo il capitolato ANAS i terreni idonei sono quelli che soddisfano, contemporaneamente, i seguenti requisiti:

1. appartenenza ai gruppi A1, A2, A3 (UNI 13242 - UNI 14688 - UNI 13285);
2. dopo compattazione, al grado di umidità ottima, corrispondente ad una densità secca non inferiore al 90% della densità massima AASHO modificata, possesso di valori del modulo di deformazione  $M_d$ , al primo ciclo, determinato con prova di carico su piastra (diametro 30 cm) (rif. CNR 146/92), non inferiori a quelli riportati in Tabella seguente.

**Tabella 7-8 Modulo di deformazione minimo al primo ciclo di carico**

Modulo deformazione (MPa)	Intervallo di riferimento
20	50÷150 kPa (0.05 - 0.15 N/mm <sup>2</sup> ) sul piano di posa del rilevato posto a 1,00 m da quello della fondazione della pavimentazione stradale
15	50÷150 kPa (0.05 - 0.15 N/mm <sup>2</sup> ) sul piano di posa del rilevato posto a 2,00 m, o più, da quello della fondazione della pavimentazione stradale

Per accertare l'idoneità dei terreni di fondazione alla posa dei rilevati lungo il tracciato in progetto sono disponibili i risultati dei sondaggi geognostici (in termini di descrizione e classificazione del terreno) e dei pozzetti esplorativi, in corrispondenza dei quali sono state eseguite delle prove di carico su piastra (PLT) sul terreno naturale non compattato. I risultati delle prove di carico su piastra sono presentati nella Tabella seguente che reca anche la valutazione sull'idoneità del terreno naturale secondo le indicazioni del Capitolato ANAS.

**Tabella 7-9 Risultati delle prove di carico su piastra e indicazione sull'idoneità dei terreni**

POZZETTO	Pk	z	$M_d$ (50-150)	$M_d'$ (50-150)	$M_d/M_d'$	IDONEITA'
	(m)	(m da p.c.)	(MPa)	(MPa)	(-)	
BPZ-01	0+150	0.2	10	51	0.20	IDONEO
BPZ-02	0+825	0.5	9	56	0.15	IDONEO
BPZ-03	2+025	0.5	5	130	0.04	IDONEO
BPZ-04	3+100	0.5	13	74	0.17	IDONEO
BPZ-06	4+150	0.2	43	122	0.35	IDONEO
BPZ-07	4+575	0.2	18	161	0.11	IDONEO
BPZ-08	6+300	0.2	12	231	0.05	IDONEO
BPZ-09	7+325	0.5	7	333	0.02	IDONEO
BPZ-10	7+375	0.8	20	107	0.18	IDONEO

PROGETTAZIONE ATI:

La seguente Tabella riporta lo spessore dello scotico (pari a 20 cm), lo spessore necessario per la bonifica (determinato con riferimento ai risultati dei sondaggi geognostici e dei pozzetti esplorativi) e la somma dei due valori. Laddove nelle stratigrafie di sondaggio/pozzetto è stata indicata la presenza di terreno con scarse caratteristiche geotecniche (terreni molto coesivi, terreno vegetale, torba, etc.) con spessore maggiore di 0.2 m si è ritenuto necessario prevedere la bonifica.

**Tabella 7-10 Spessore di scotico e di bonifica per ogni sondaggio e pozzetto**

Sondaggio	Prog. riferita alla carreggiata Grosseto (salvo diversa indicazione)	Spessore terreno con scadenti caratteristiche (m)	Spessore scotico terreno vegetale (m)	Spessore bonifica (m)	Totale (m)
B-PZ01	0+150	0.1	0.2	0	0.2
B_S01	0+300	0.2	0.2	0	0.2
B-PZ02	0+825	0.1	0.2	0	0.2
B_S02	0+825	0.0	0.2	0	0.2
B_S03	1+075	0.0	0.2	0	0.2
B_S03 bis	1+200	0.1	0.2	0	0.2
B_S03 ter	1+375	-	0.2	0	0.2
B_S04	1+500	0.0	0.2	0	0.2
B_S05	1+900	-	0.2	0	0.2
B-PZ03	2+025	0.1	0.2	0	0.2
B-PZ01amb	2+400	0.0	0.2	0	0.2
B_S06	2+800	0.1	0.2	0	0.2
B_S07	2+950	0.2	0.2	0	0.2
B-PZ04	3+100	0.3	0.2	0.2	0.4
B-PZ05	3+625	0.0	0.2	0	0.2
B_S08	3+850	0.0	0.2	0	0.2
B_S08ter	3+875	0.2	0.2	0	0.2
B_S08bis	3+900	0.1	0.2	0	0.2
B_S09	4+075	0.1	0.2	0	0.2
B_S09bis	4+125	0.0	0.2	0	0.2
B-PZ06	4+150	0.1	0.2	0	0.2
B_S10	4+350	0.2	0.2	0	0.2
B-PZ07	4+575	0.2	0.2	0	0.2
B_S10bis	4+950	0.0	0.2	0	0.2
B_S11	4+975	0.0	0.2	0	0.2
B_S12	5+175	0.0	0.2	0	0.2
B_S13	5+475	0.0	0.2	0	0.2
B_S14	5+750	0.1	0.2	0	0.2
B_S15	5+925	0.0	0.2	0	0.2
B_S15bis	6+200	0.1	0.2	0	0.2
B-PZ08	6+300	0.0	0.2	0	0.2
B-PZ09	7+325	0.1	0.2	0	0.2

PROGETTAZIONE ATI:

Sondaggio	Prog. riferita alla carreggiata Grosseto (salvo diversa indicazione)	Spessore terreno con scadenti caratteristiche (m)	Spessore scotico terreno vegetale (m)	Spessore bonifica (m)	Totale (m)
B-PZ10	7+375	0.2	0.2	0	0.2
B_S19	7+375	0.0	0.2	0	0.2
B_S19bis	7+475 dir. Fano	0.0	0.2	0	0.2
B_S20	7+480 dir. Fano	0.1	0.2	0	0.2
B_S20bis	7+600 dir. Fano	0.0	0.2	0	0.2
B_S21	7+650	0.0	0.2	0	0.2
B_S22	8+150	0.0	0.2	0	0.2

Dall'esame dei dati disponibili è risultato che per i tratti in rilevato lungo l'intero tracciato lo spessore totale tra scotico e bonifica è pari a 20 cm (20 cm di scotico e 0 cm di bonifica), ad eccezione del tratto tra pk 3+050 e 3+450 dove lo spessore totale dovrà raggiungere i 40 cm (20 cm di scotico e 20 cm di bonifica).

#### 7.3.4. FASI COSTRUTTIVE

Come dimostrato di seguito, per i terreni di fondazione in corrispondenza dei rilevati di altezza maggiore si stimano cedimenti totali sino a 15 cm circa. In considerazione delle caratteristiche stratigrafiche e della natura prevalente dei terreni di fondazione, si tratta di cedimenti di tipo elastico, pressoché contestuali alla costruzione dell'opera stessa, non differiti nel tempo se non in minima parte. Non vi sono, pertanto, particolari prescrizioni relative alle fasi costruttive. In ogni caso, si ritiene opportuno programmare i lavori affinché i rilevati su terreni naturali (ossia non realizzati su ammasso roccioso variamente alterato e fratturato) siano realizzati nelle prime fasi costruttive così da consentire la piena maturazione dei cedimenti verticali.

#### 7.3.5. METODI DI CALCOLO PER LE VERIFICHE DI STABILITÀ

Le verifiche sono state condotte con il codice di calcolo Slide2 (ver. 9.020) sviluppato dalla società Rocscience (Canada) che implementa numerosi metodi di calcolo dell'equilibrio limite (analisi LEM). In particolare, le analisi sono state condotte con il metodo di Bishop semplificato (1955, doc.rif.3). Per la trattazione completa dei metodi di calcolo si rimanda al paragrafo 7.2.2 della presente relazione.

In condizioni statiche (SLU) la stabilità globale, secondo quanto indicato nell'Eurocodice 7, può essere verificata utilizzando il "fattore di sicurezza globale" F e un fattore ausiliario definito ODF ("Over-design factor"), di seguito definito con riferimento alla combinazione A2+M2+R2 richiesta dalle NTC 2018:

- viene calcolato il fattore di sicurezza F come rapporto R/E utilizzando i parametri di resistenza dei terreni di progetto  $\varphi_d$  e  $c_d$  e amplificando i carichi con i coefficienti parziali  $\gamma_{G1}$  e  $\gamma_{G2}$ ;
- viene calcolato ODF dividendo F per il coefficiente parziale sulle resistenze  $\gamma_R$ .

Affinché le verifiche siano soddisfatte deve quindi risultare:

$$ODF = \frac{F}{\gamma_R} = \frac{R(\varphi_d, c_d)/E(\varphi_d, c_d)}{\gamma_R} > 1$$

PROGETTAZIONE ATI:

Il coefficiente  $\gamma_r$  per il terreno, ai sensi delle NTC 18, è stato assunto pari a 1.1. Agli SLU la presenza del traffico veicolare è stata considerata applicando cautelativamente un carico uniformemente distribuito sulla piattaforma stradale pari a 20 kPa.

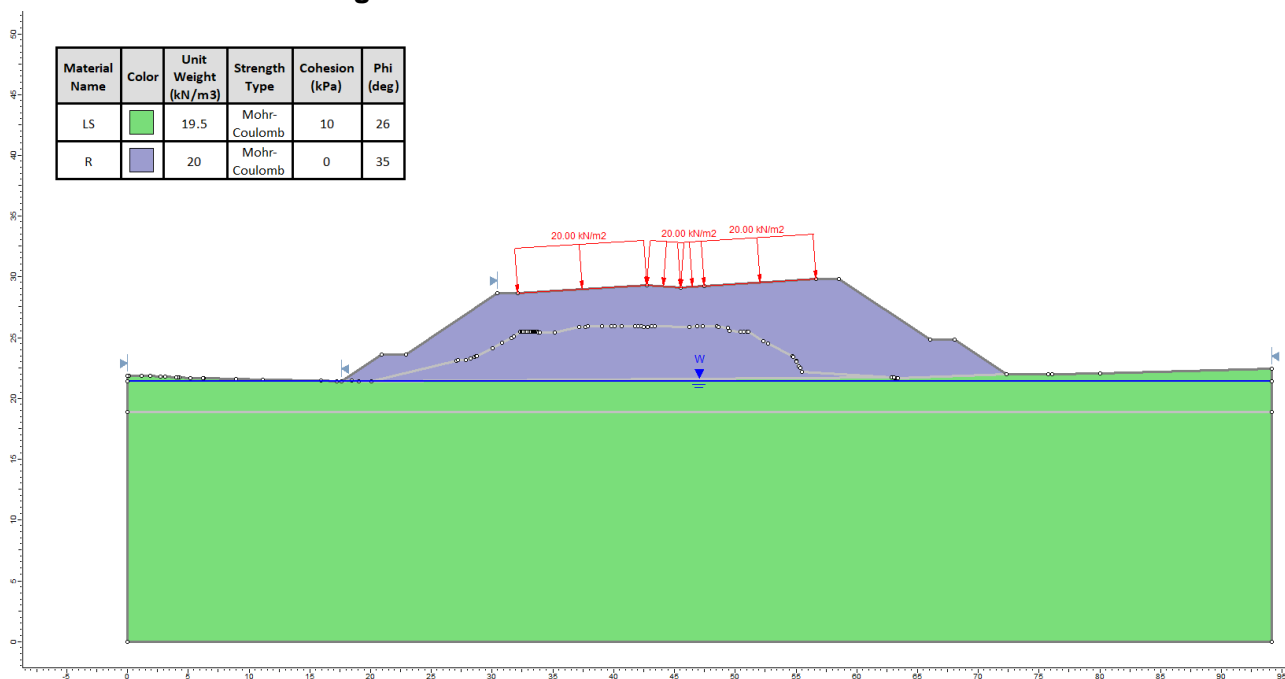
Le verifiche in condizioni sismiche (SLV) sono state condotte ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza del terreno e assumendo  $\gamma_r$  pari a 1.2. Nella condizione sismica i sovraccarichi stradali sono stati moltiplicati per il coefficiente di combinazione  $\Psi_2=0.3$ , come previsto dalle NTC18 al §2.5.2. Tali analisi sono state condotte mediante metodo di tipo pseudo-statico che considera un sistema di forze orizzontali e verticali applicate ai volumi di terreno coinvolti.

Per l'approfondimento delle analisi svolte si rimanda ai tabulati di calcolo in allegato alla presente relazione.

### 7.3.6. RISULTATI ANALISI DI STABILITÀ

I risultati delle analisi di stabilità globale dei fronti di scavo a scarpata libera, in condizioni stati (SLU) e sismiche (SLV), sono riportati di seguito in grafica.

#### 7.3.6.1. Progressiva 0+300



**Figura 7-42 Sezione progressiva 0+300. Modello di calcolo**

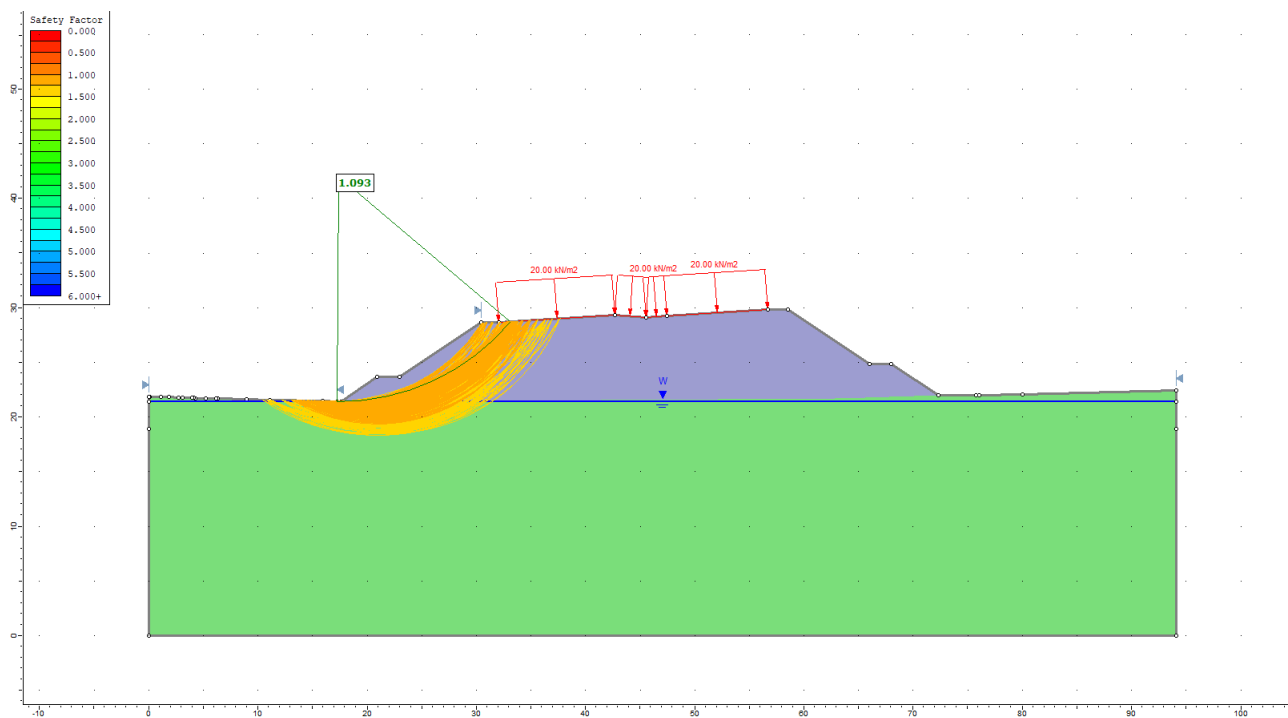


Figura 7-43 Sezione progressiva 0+300. Condizioni statiche

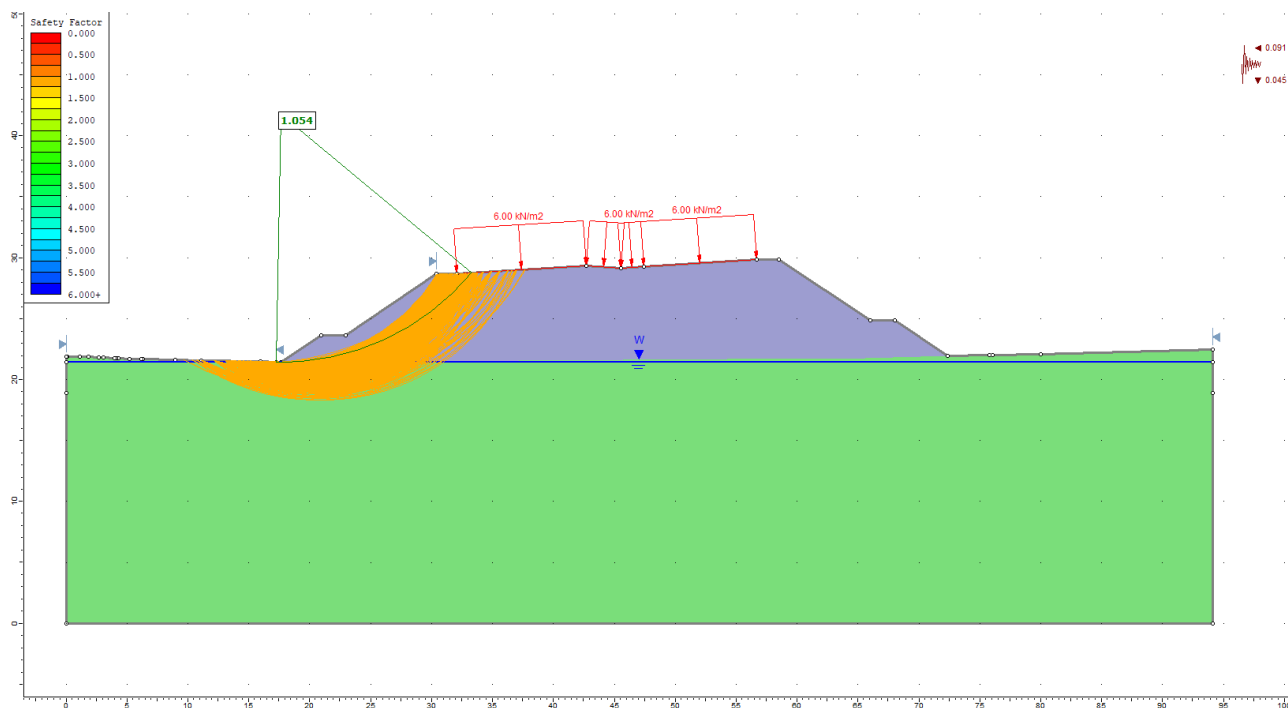


Figura 7-44 Sezione progressiva 0+300. Condizioni sismiche

PROGETTAZIONE ATI:

**7.3.6.1. Progressiva 1+000**

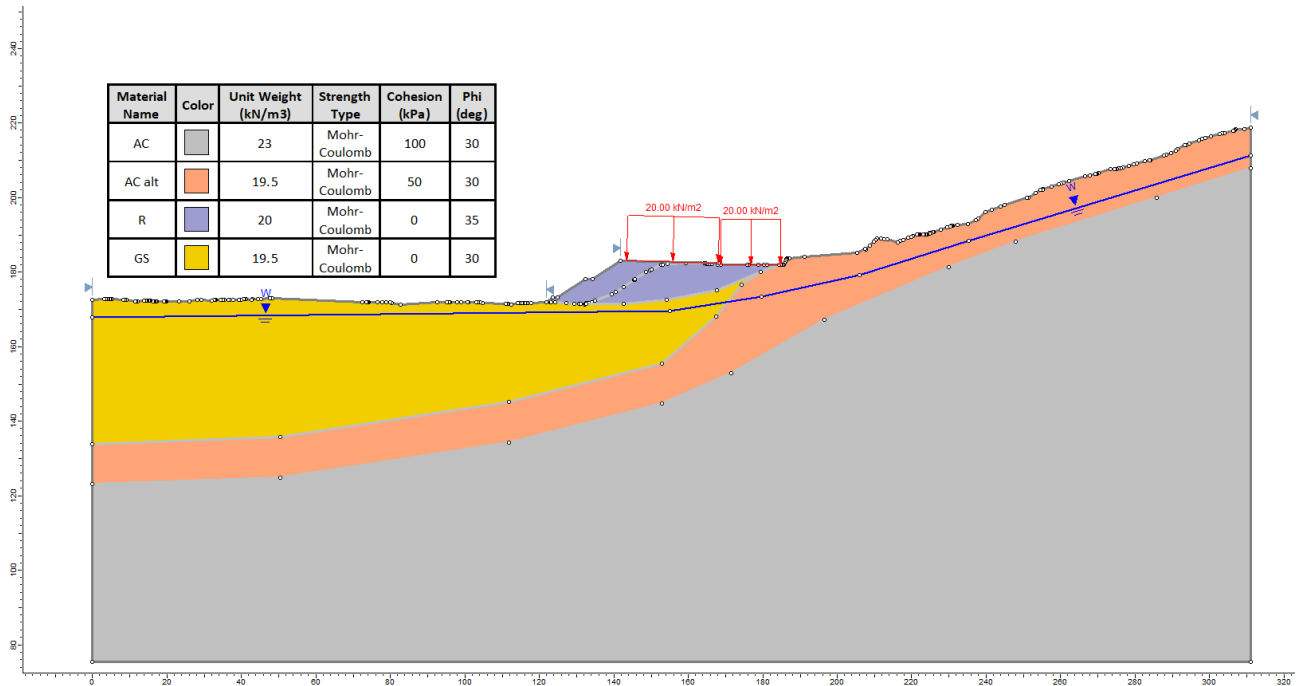


Figura 7-45 Sezione progressiva 1+000. Modello di calcolo e valori caratteristici dei parametri geotecnici

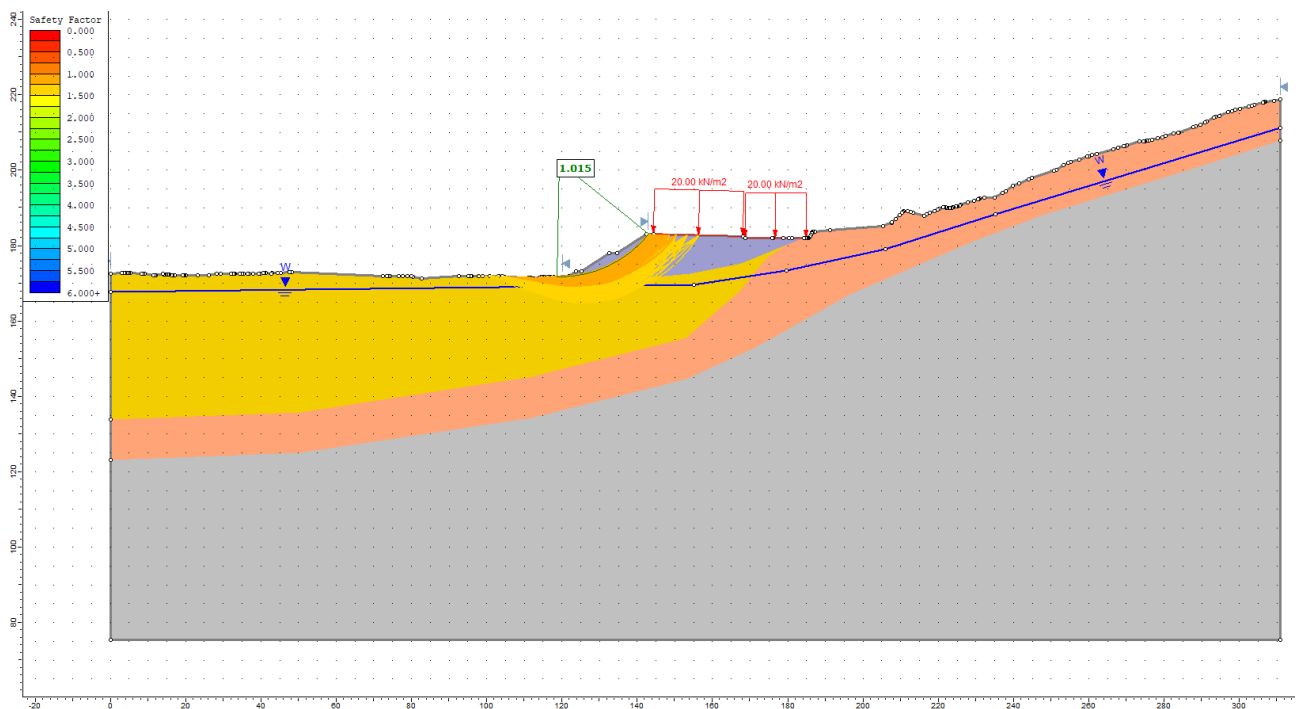


Figura 7-46 Sezione progressiva 1+000. Condizioni statiche

PROGETTAZIONE ATI:



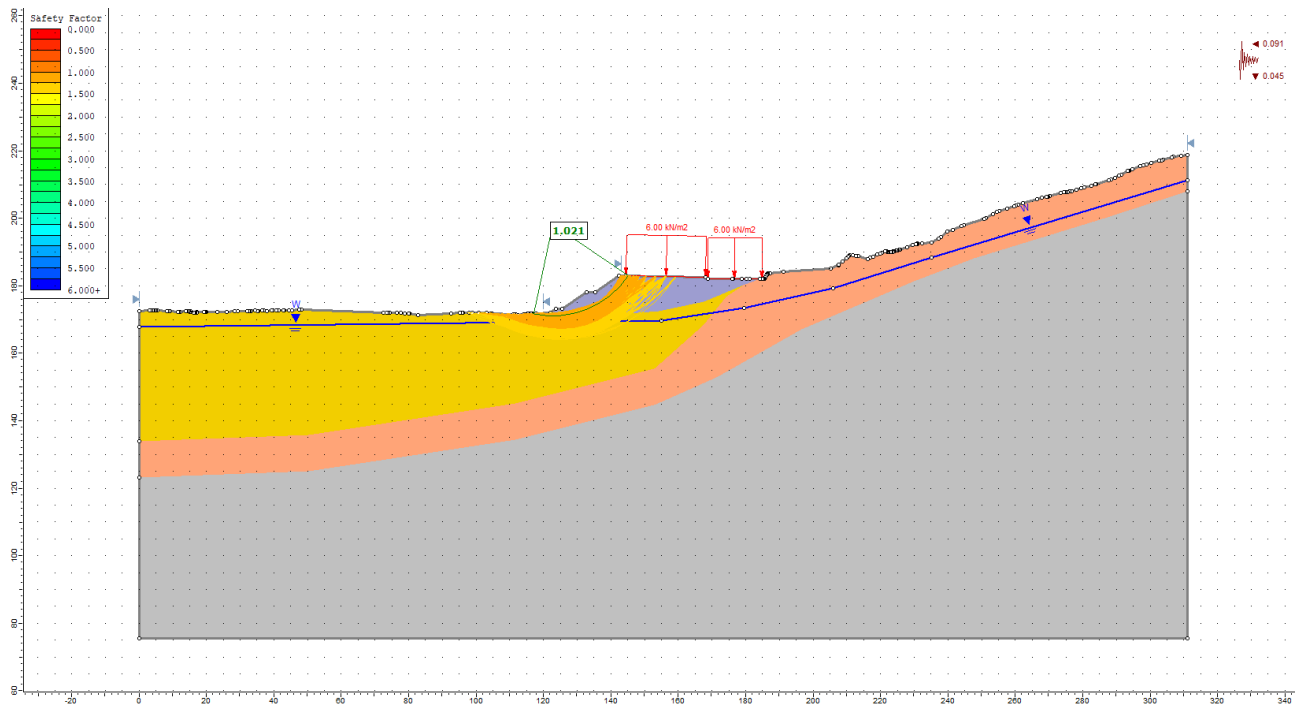


Figura 7-47 Sezione progressiva 1+000. Condizioni sismiche

### 7.3.6.1. Progressiva 3+300

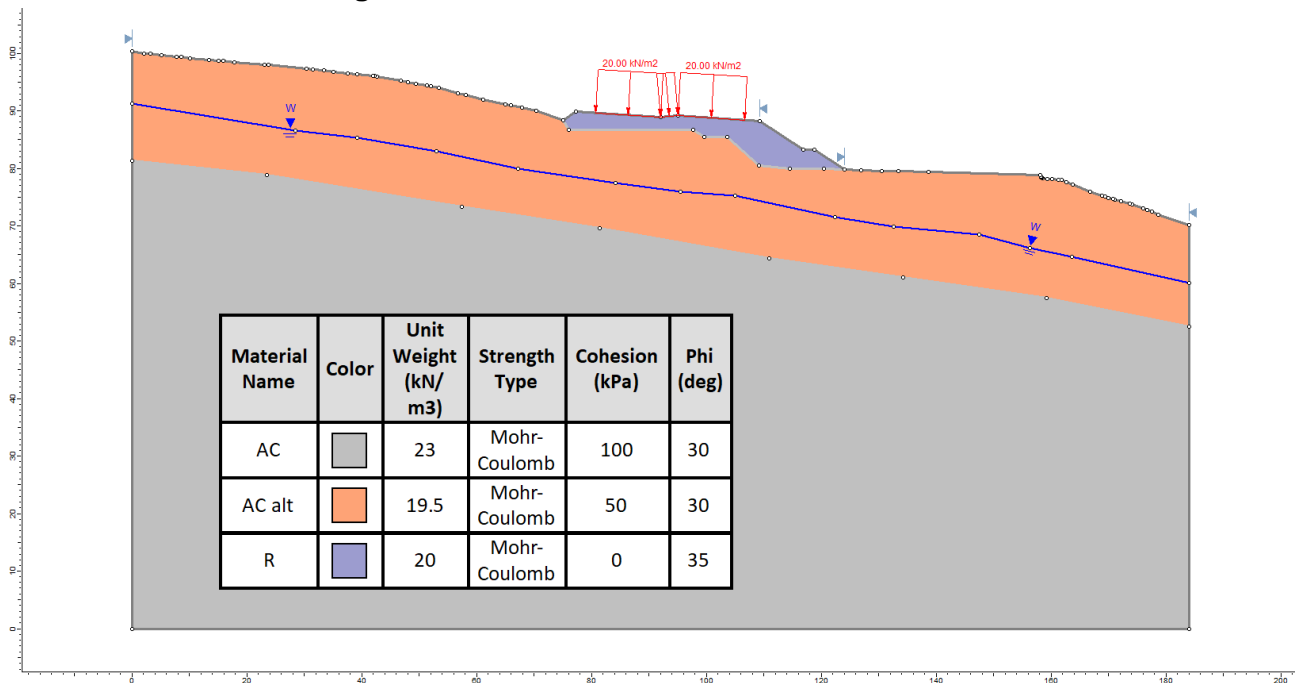


Figura 7-48 Sezione progressiva 3+300. Modello di calcolo e valori caratteristici dei parametri geotecnici

PROGETTAZIONE ATI:

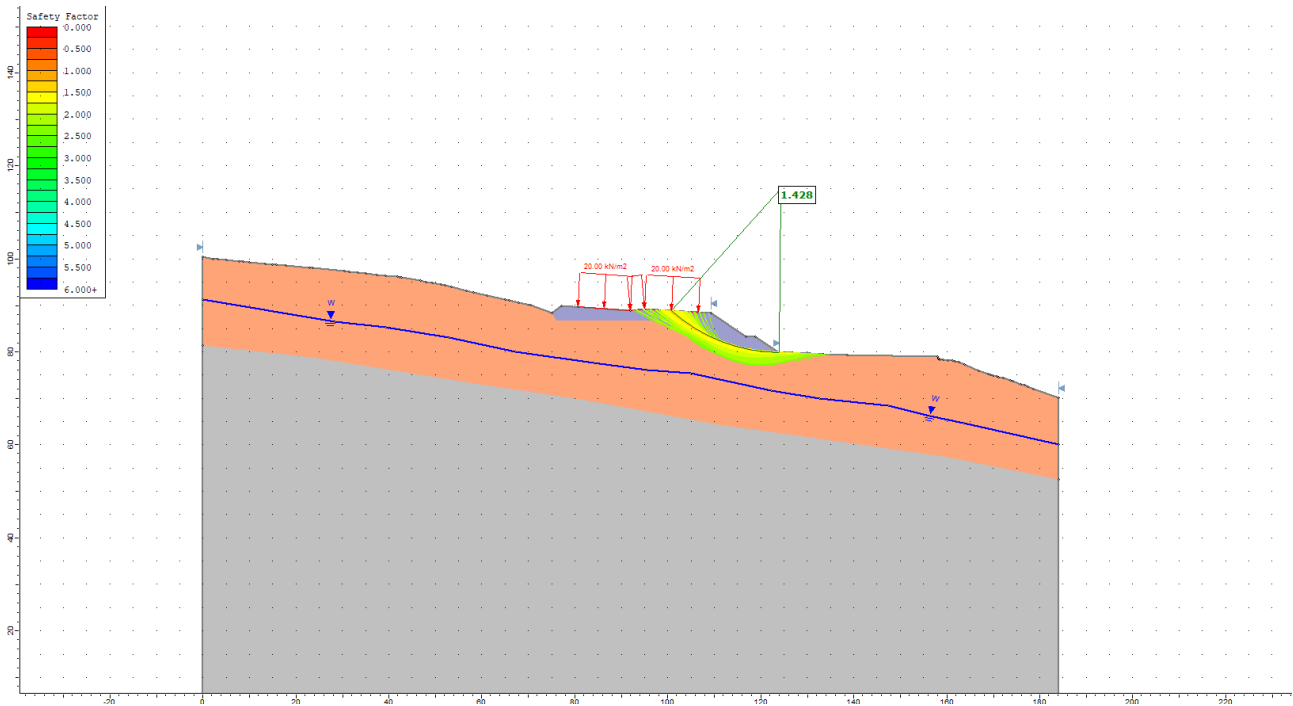


Figura 7-49 Sezione progressiva 3+300. Condizioni statiche

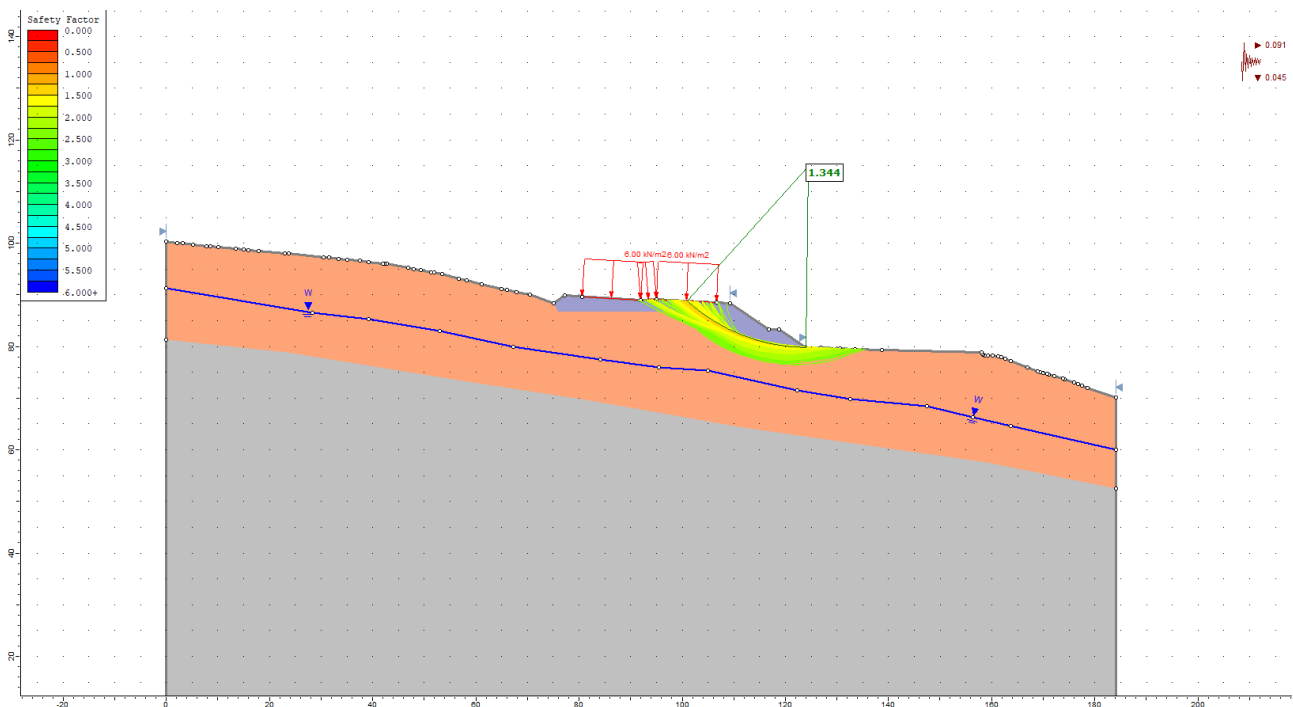


Figura 7-50 Sezione progressiva 3+300. Condizioni sismiche

PROGETTAZIONE ATI:

### 7.3.7. STIMA DEI CEDIMENTI VERTICALI

La stima dei cedimenti è stata condotta utilizzando il programma di calcolo Settle 3D (ver. 5.014) sviluppato dalla società Rocscience (Canada), che schematizza il terreno come un multistrato con caratteristiche geotecniche variabili da strato a strato; il modello assume strati di terreno di spessore costante, eventuale moto dell'acqua e deformazioni del terreno solo nella direzione verticale (condizioni di tipo edometrico), incompressibilità delle particelle solide e dell'acqua, saturazione totale del terreno al di sotto della quota di falda ( $S_r=100\%$ ).

Il codice di calcolo determina innanzitutto l'incremento di tensione efficace  $\Delta\sigma'_{vi}$  indotto dal carico applicato all'interno di ciascuno strato con la teoria di Boussinesq (1885).

Il cedimento viene determinato con la relazione

$$\Delta H_i = H_i \cdot \left( \frac{\Delta\sigma'_{vi}}{M_{op.f.d.}} \right)$$

dove:

- $\Delta\sigma'_{vi}$  l'incremento di tensione efficace verticale in corrispondenza dello strato i-esimo;
- $H_i$  è lo spessore dello strato i-esimo;
- $M = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$ .

Per i terreni di tipo incoerente il modulo  $M$  è rappresentativo dei cedimenti di tipo elastico che si manifestano contemporaneamente alla costruzione, mentre per i terreni coesivi è rappresentativo dei cedimenti di consolidazione che, visti gli spessori limitati di tali terreni, maturano durante la fase costruttiva dei rilevati.

Per quanto riguarda i cedimenti di tipo secondario legati ai fenomeni di creep nell'arco della vita utile dell'opera, in base alla natura dei terreni di fondazione si possono ritenere trascurabili.

Il calcolo è stato condotto per la sola sezione 0+300 poiché l'entità dei cedimenti in altre configurazioni stratigrafiche (in presenza dei terreni dell'unità GS o delle unità AC alt e MS alt) porta a stimare cedimenti di entità assai modesta.

Il calcolo dei cedimenti è stato svolto con riferimento al modello geotecnico riportato in Tabella 7-5.

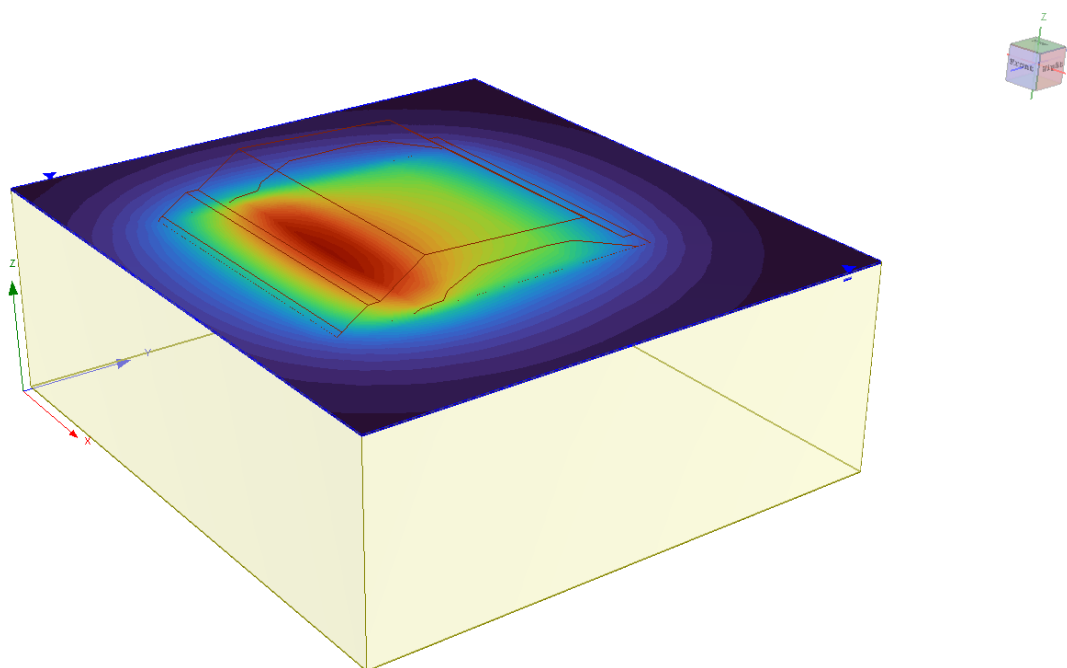
Per la corretta valutazione dei cedimenti indotti dall'ampliamento del rilevato esistente, il calcolo ha previsto le seguenti fasi:

- Inizializzazione del modello con stratigrafia di progetto e rilevato esistente, e calcolo del relativo stato tensionale
- Annullamento dei cedimenti del terreno dovuti alla realizzazione del rilevato esistente
- Attivazione dell'ampliamento del rilevato e calcolo dei cedimenti verticali.

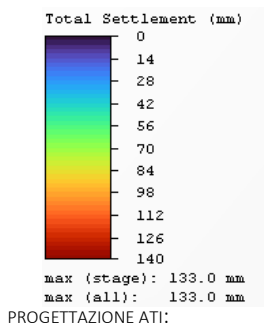
**Tabella 7-11 Modello geotecnico calcolo cedimenti**

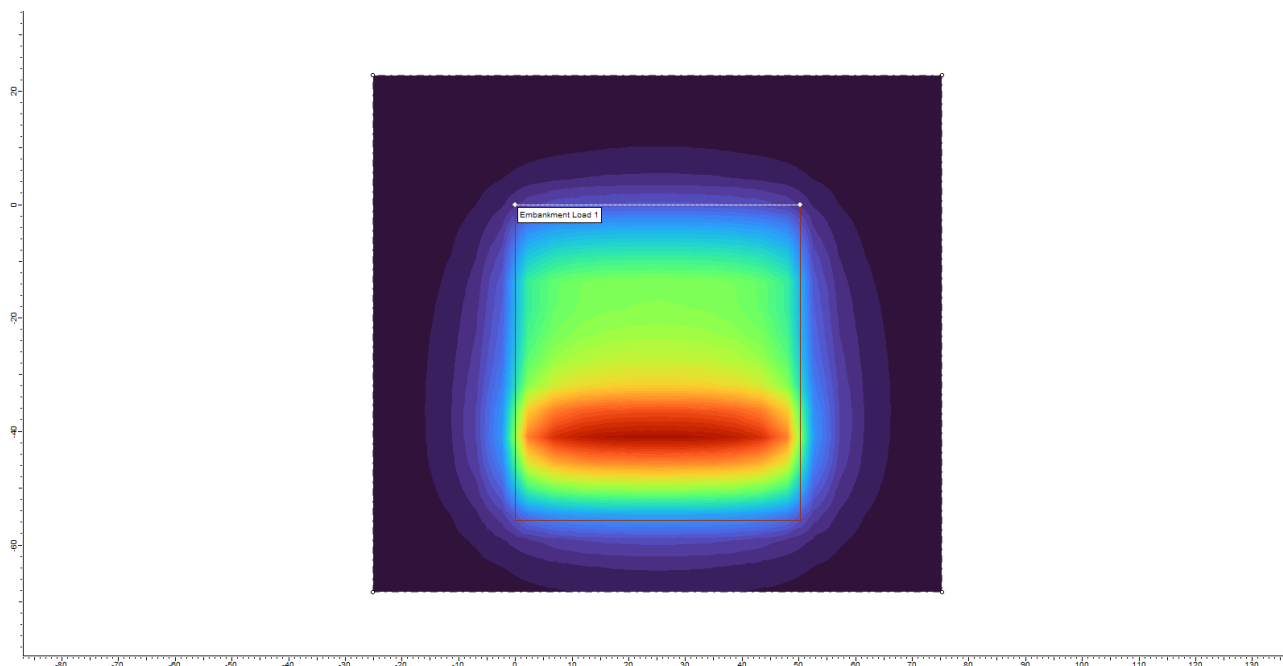
Strato	Profondità	Peso di volume totale/immerso	Modulo di compressione M
	[m da p.c.]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[MPa]
R	0 – 3	20/10	8
AC alt	3 – 20	19.5/9.5	20÷25

Le immagini riportate nelle Figure seguenti mostrano la vista 3D del modello con indicazione del rilevato esistente e di progetto ed i risultati dell'analisi svolta in termini di cedimenti attesi. Data la natura dell'intervento (ampliamento e sopralzo di un rilevato esistente), il risultato dell'analisi rappresenta l'incremento di cedimento verticale dovuto alla realizzazione del solo ampliamento, ovvero, la distribuzione dei cedimenti risente della distribuzione dei carichi associati alla realizzazione del solo ampliamento. Per la configurazione esaminata si stimano cedimenti verticali massimi intorno a 0,13 m.



**Figura 7-51 Modello 3D del rilevato alla progressiva 0+300**





**Figura 7-52 Cedimenti stimati per l'ampliamento del rilevato alla progressiva 0+300**

Come detto, in base alle valutazioni precedentemente illustrate, per i terreni di fondazione in corrispondenza dei rilevati di altezza maggiore si stimano cedimenti totali sino a 15 cm circa. In considerazione delle caratteristiche stratigrafiche e della natura prevalente dei terreni di fondazione, si tratta di cedimenti di tipo elastico, ovvero pressoché contestuali alla costruzione dell'opera stessa, e non differiti nel tempo se non in minima parte. Non vi sono, pertanto, particolari prescrizioni relative alle fasi costruttive.

In ogni caso, si ritiene opportuno programmare i lavori affinché i rilevati su terreni naturali (ossia non realizzati su ammasso roccioso variamente alterato e fratturato) siano realizzati nelle prime fasi costruttive così da consentire la piena maturazione dei cedimenti verticali.

Per l'approfondimento delle analisi svolte si rimanda ai tabulati di calcolo in allegato alla presente relazione.

PROGETTAZIONE ATI:

#### 7.4. Opere esistenti

Lungo il tracciato dell'opera oggetto di intervento sono già presenti alcune opere quali rilevati, muri di sostegno, barriere paramassi, fronti di scavo etc.

Nell'ipotesi che tali opere versino in buone condizioni e che possano garantire adeguato margine di sicurezza in condizioni statiche, il progetto dovrà comunque prevedere gli interventi necessari per garantire prestazioni accettabili anche in condizioni sismiche ed eventualmente per le mutate condizioni di carico. Tali interventi potranno essere messi a punto dopo adeguato censimento delle opere esistenti e relativo rilievo.

Di seguito si elencano le principali opere esistenti, e si descrivono gli interventi di adeguamento proposti:

- Da prog. 2+675 a prog. 2+875 presenza di reti sul versante, poste a protezione della strada e in corrispondenza della Frana 2bis (Figura 7-53). Per le opere di consolidamento del versante previste si rimanda al paragrafo sulla frana 2bis della "Relazione sulle aree in frana e sugli interventi stabilizzazione" (T01GE00GETRE03).



**Figura 7-53 Opere esistenti tra le prog. 2+675 a prog. 2+875**

- Da prog. 4+850 a prog. 4+975 a monte della strada esistente è presente a protezione della strada un muro in c.a. (circa 2-3 m) e una "barriera" della quale le informazioni disponibili sono molto limitate (Figura 7-54).

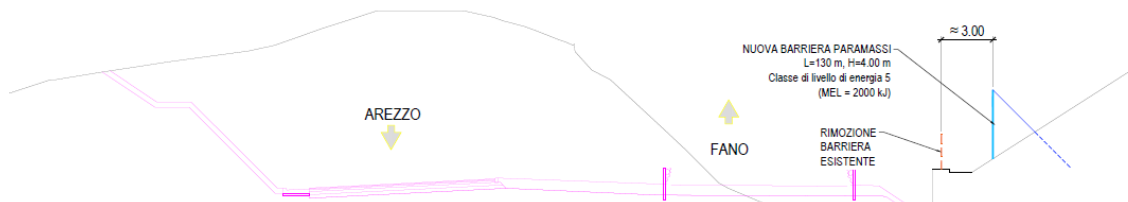
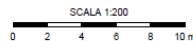
PROGETTAZIONE ATI:



**Figura 7-54 Opere esistenti tra le prog. 4+850 a prog. 4+975**

Sulla base dell'ispezione visiva si propone di intervenire rimuovendo sia il muro esistente che la "barriera" esistente. Per il rifacimento del muro si rimanda agli elaborati specifici (WBS.OS55, elab. P01OS55STRRE01\_A) mentre si propone di realizzare, almeno a 3 m di distanza a monte del nuovo muro, una barriera paramassi di altezza 4 m e di lunghezza di 130 m con classe di livello di energia 5 (MEL=2000 kJ).

**SEZIONE TIPOLOGICA**



**Figura 7-55 Sezione tipologica intervento tra prog. 4+850 a prog. 4+975**

Per le indicazioni sulle caratteristiche di dettaglio della barriera paramassi e la planimetria dell'opera in oggetto si rimanda all'Elaborato T01GE00GETDI10 - *Interventi di*

PROGETTAZIONE ATI:

*consolidamento opere esistenti da progr. 4+850 alla progr. 4+975 - Pianta e sezione tipologica e dettagli - Tav. 1 di 3.*

- Dalla progr. 5+200 alla progr. 5+300 è presente a monte della strada esistente è presente a protezione della strada un muro in c.a. (circa 5-6 m) e una “barriera” della quale le informazioni disponibili sono molto limitate. La seguente Figura mostra la tipologia delle opere esistenti.



**Figura 7-56 Opere esistenti tra le prog. 5+200 a prog. 5+300**

Sulla base dell’ispezione visiva si propone di intervenire rimuovendo sia il muro esistente sia la “barriera” esistente. Per il rifacimento del muro si rimanda agli elaborati specifici (elaborato WBS.OS55, elab. P01OS55STRRE01\_A) mentre si propone di realizzare, almeno a 3 m di distanza a monte del nuovo muro, una barriera paramassi di altezza 4 m e di lunghezza di 130 m con classe di livello di energia 5 (MEL=2000 kJ).



**SEZIONE TIPOLOGICA**

SCALA 1:200  
0 2 4 6 8 10 m



**Figura 7-57 Sezione tipologica intervento tra prog. 5+200 a prog. 5+300**

Per le indicazioni sulle caratteristiche di dettaglio della barriera paramassi e la planimetria dell'opera in oggetto si rimanda all'Elaborato T01GE00GETDI11 - *Interventi di consolidamento opere esistenti da prog. 5+150 alla prog. 5+360 - Pianta e sezione tipologica e dettagli - Tav. 2 di 3.*

PROGETTAZIONE ATI:

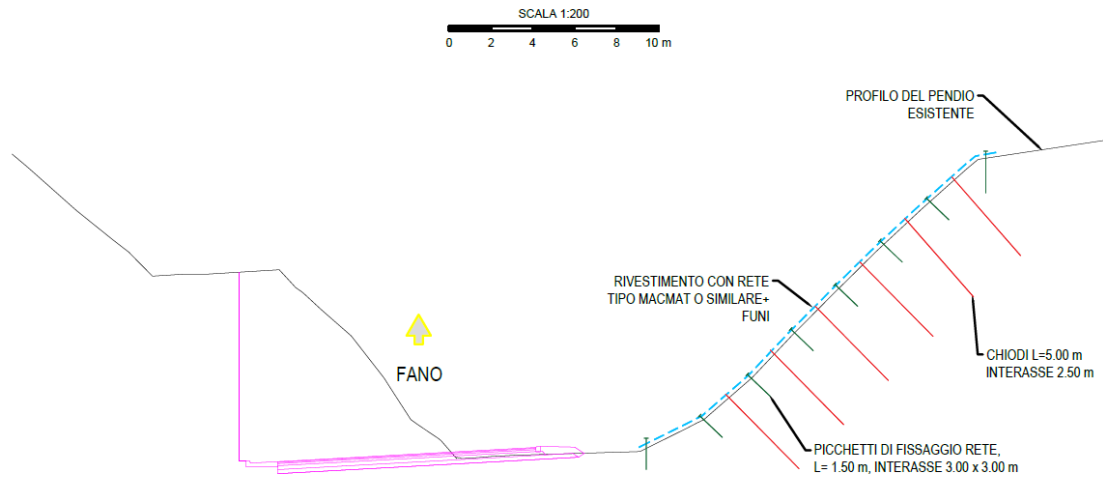
- Dalla prog. 5+875 alla prog. 6+025 attualmente, a monte della strada esistente, è presente una scarpata acclive. A protezione della strada è presente una rete con funi e chiodi, come mostra la seguente Figura.



**Figura 7-58 Opere esistenti tra le prog. 5+875 a prog. 6+025**

Sulla base dell'ispezione visiva e dato che le informazioni sulla rete esistente sono limitate si propone secondo le seguenti fasi: rimozione della rete esistente, esecuzione di un adeguato disgaggio/pulizia del pendio, installazione di una nuova rete di protezione tipo MACMAT o similari con funi e chiodi al posto di quella esistente. Si propone l'installazione di una rete rinverdibile tramite l'inserimento di teli di geostuoia. Nella seguente Figura è riportata la sezione tipologica.

**SEZIONE TIPOLOGICA**



**Figura 7-59 Sezione tipologica intervento prog. 5+875 a prog. 6+025**

Per i particolari su chiodi e ancoraggio fune, ancoraggi al piede, sistemi di ancoraggio e la palmimetria di dettaglio è possibile fare riferimento alla Tavola T01GE00GETD112 - *Interventi di consolidamento opere esistenti da progr. 5+875 alla prog. 6+025 - Pianta e sezione tipologica e dettagli - Tav. 3 di 3.*

PROGETTAZIONE ATI:

## 7.5. AGGRESSIVITÀ CHIMICA NEI CONFRONTI DEL CALCESTRUZZO

Secondo la normativa UNI EN 206-1 nel caso in cui il cls sia esposto all'attacco chimico che si verifica nel terreno naturale e all'acqua nel terreno, l'esposizione deve essere classificata come segue:

- XA1: ambiente chimico debolmente aggressivo,
- XA2: ambiente chimico moderatamente aggressivo,
- XA3: ambiente chimico fortemente aggressivo.

Gli ambienti chimicamente aggressivi sono classificati nel prospetto 2 della normativa (vedi Figura seguente) e si riferiscono ad un terreno naturale e acqua del terreno a temperature tra 5°C e 25°C. Il valore più gravoso per ognuna delle singole caratteristiche chimiche determina la classe di esposizione. Se due o più caratteristiche di aggressività appartengono alla stessa classe, l'ambiente deve essere classificato nella classe più elevata successiva.

**Tabella 7-12 Valori limite per le classi di esposizione per l'attacco chimico nel terreno naturale e nell'acqua del terreno (prospetto 2 della UNI EN 206-1)**

Caratteristica chimica	Metodo di prova di riferimento	XA1	XA2	XA3
<b>Acqua nel terreno</b>				
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> mg/l	EN 196-2	≥200 e ≤600	>600 e ≤3 000	>3 000 e ≤6 000
pH	ISO 4316	≤6,5 e ≥5,5	<5,5 e ≥4,5	<4,5 e ≥4,0
CO <sub>2</sub> mg/l aggressiva	EN 13577	≥15 e ≤40	>40 e ≤100	>100 fino a saturazione
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> mg/l	ISO 7150-1	≥15 e ≤30	>30 e ≤60	>60 e ≤100
Mg <sup>2+</sup> mg/l	EN ISO 7980	≥300 e ≤1 000	>1 000 e ≤3 000	>3 000 fino a saturazione
<b>Terreno</b>				
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> mg/kg <sup>a)</sup> totale	EN 196-2 <sup>b)</sup>	≥2 000 e ≤3 000 <sup>c)</sup>	>3 000 <sup>c)</sup> e ≤12 000	>12 000 e ≤24 000
Acidità secondo Baumann Gully ml/kg	prEN 16502	>200	Non incontrato nella pratica	
<p>a) I terreni argillosi con una permeabilità minore di 10<sup>-5</sup> m/s possono essere classificati in una classe inferiore.</p> <p>b) Il metodo di prova prescrive l'estrazione di SO<sub>4</sub><sup>2-</sup> mediante acido cloridrico; in alternativa si può utilizzare l'estrazione con acqua, se nel luogo d'impiego del calcestruzzo vi è questa pratica.</p> <p>c) Il limite di 3 000 mg/kg deve essere ridotto a 2 000 mg/kg, nel caso in cui esiste il rischio di accumulo di ioni solfato nel calcestruzzo causato da cicli di essiccamento/bagnatura o suzione capillare.</p>				

Nel corso delle indagini sono stati prelevati n. 4 campioni sui quali sono state eseguite prove di laboratorio da Agrolab Ambiente S.r.l. secondo normativa. Durante le prove eseguite è stata misurata l'acidità (secondo la EN 16502) e la quantità di solfati (EN 196-2). Nella seguente Tabella sono riportati i risultati delle prove di laboratorio.

**Tabella 7-13 Risultati delle prove di laboratorio eseguite per indagare l'aggressività dei calcestruzzi**

Campione di terreno	Profondità prelievo	Acidità* (ml/kg)	Solfati** (%)
B_S04 CA4	0.0÷5.0	8.0	<0.010
B_S06 CA4	0.0÷10.0	<2.0	<0.010
B_S13 CA4	0.0÷4.0	<2.0	0.038
B_S21 CA4	0.0÷5.0	<2.0	0.012

PROGETTAZIONE ATI:

Sono state eseguite delle prove di laboratorio anche su campioni di acqua prelevati in occasione dell'esecuzione dei sondaggi B\_S14 e B\_S09bis, eseguite dal laboratorio certificato BioChemie lab, secondo normativa. Per i risultati si rimanda agli elaborati sulle prove di laboratorio.

I risultati delle analisi chimiche eseguite sia su terreno naturale, sia su campioni di acqua hanno evidenziato che la concentrazione di CO<sub>2</sub> aggressiva impone l'utilizzo di calcestruzzo con classe di esposizione XA2 "ambiente chimico moderatamente aggressivo", così come riportato dalla Norma UNI EN 206-1.

PROGETTAZIONE ATI: