

S.G.C. E78 GROSSETO - FANO

Tratto Selci Lama (E45) - S. Stefano di Gaifa.
Adeguamento a 2 corsie del tratto della Variante di Urbania

PROGETTO DEFINITIVO

ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorini</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111 settore a-b-c</p> <p><i>Ing. Moreno Parifini</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657</p> <p><i>Ing. Claudio Muller</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 15754</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria)</p> <p>GPI INGEGNERIA GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</p> <p>cooprogetti cocoprogetti</p> <p>engeko</p> <p>AIM Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</p> <p>IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 2):</p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> ORDINE INGEGNERI ROMA N° 14035</p>
<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Salvatore Marino</i></p> <p>Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1069</p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Vincenzo Catone</i></p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>		

STUDI ED INDAGINI

Geotecnica

Relazione Geotecnica

CODICE PROGETTO			NOME FILE		REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV.PROG.	ANNO	T00GEO0GETRE01_B			
DPAN247	D	22	CODICE ELAB. T00GEO0GETRE01		B	-
D						
C						
B	Rev. Ist.U.0039705 24/01/22 e Ist.U.0057794 01/02/22	Feb. '22	Belà	Signorelli	Guiducci	
A	Emissione	Ottobre '21	Belà	Signorelli	Guiducci	
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	

INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	4
2.1. NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI TECNICHE	4
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO	5
3.1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO	5
3.1.1. <i>Caratteristiche dei litotipi affioranti nell'area</i>	5
3.2. CARATTERI GEOMORFOLOGICI GENERALI	6
3.3. CARATTERIZZAZIONE IDROGEOLOGICA	6
4. INDAGINI ESEGUITE	8
4.1. CAMPAGNE DI INDAGINE	8
4.2. PROVE IN SITO.....	12
4.2.1. <i>Prove Penetrometriche Dinamiche (SPT)</i>	12
4.2.2. <i>Prove Penetrometriche Dinamiche Continue Supepesanti (DPSH)</i>	15
4.2.3. <i>Prove Penetrometriche Statiche (CPT)</i>	15
4.2.4. <i>Rilievo dei livelli di falda</i>	16
4.2.5. <i>Prove di permeabilità</i>	17
4.2.6. <i>Prove di carico su piastra</i>	17
4.2.7. <i>Monitoraggio inclinometrico</i>	18
4.3. INDAGINI GEOFISICHE	18
4.3.1. <i>Prove sismiche in foro (Down Hole)</i>	18
4.3.2. <i>MASW</i>	19
4.4. PROVE DI LABORATORIO.....	20
4.5. RILIEVI GEOMECCANICI.....	20
5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO	21
6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	22
6.1. CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI	22
6.1.1. <i>Depositi eluvio colluviali (E/C)</i>	22
6.1.2. <i>Corpi di frana (CdF)</i>	25
6.1.3. <i>Depositi alluvionali fini (ALL-LA)</i>	28
6.1.4. <i>Depositi alluvionali grossolani (ALL-Gh)</i>	32
6.1.5. <i>Substrato alterato del flysh (Sub_alt)</i>	34
6.1.6. <i>Substrato marnoso arenaceo (Sub)</i>	38
6.1.7. <i>Parametri caratteristici</i>	40

PROGETTAZIONE ATI:

6.2.	CARATTERIZZAZIONE DEGLI AMMASSI ROCCIOSI.....	41
6.2.1.	<i>Substrato marnoso arenaceo (Sub)</i>	41
6.2.2.	<i>Parametri caratteristici</i>	42
7.	<u>RILEVATI, TRINCEE E SCAVI PROVVISORIALI – ANALISI DI STABILITÀ</u>	44
7.1.	RILEVATI.....	44
7.1.1.	<i>Piano di posa dei rilevati</i>	44
7.1.2.	<i>Cedimenti</i>	46
7.1.3.	<i>Analisi di stabilità</i>	50
7.2.	TRINCEE.....	57
7.2.1.	<i>Analisi di stabilità globali</i>	57
7.3.	SCAVI PROVVISORIALI.....	63
8.	<u>ATTACCO CHIMICO DEL CLS</u>	67
8.1.	STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE.....	68
9.	<u>STIMA DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE</u>	69
9.1.1.	<i>Metodo basato sui risultati di prove SPT (Boulanger e Idriss, 2014)</i>	70
9.1.2.	<i>Metodo basato sui risultati di prove CPT (Boulanger e Idriss, 2014)</i>	72
10.	<u>ALLEGATI</u>	74
10.1.	RISULTATI ED ELABORAZIONE DELLE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE (CPT).....	74
10.2.	RISULTATI PROVE DI LABORATORIO - SONDAGGI.....	79
10.3.	RISULTATI PROVE DI LABORATORIO -POZZETTI.....	80
10.4.	ALLEGATI DI CALCOLO.....	81

1. PREMESSA

La presente relazione illustra le problematiche geotecniche relative al Progetto Definitivo dell'intervento di adeguamento a 2 corsie del tratto della "S.G.C. E78 Grosseto – Fano, adeguamento a 2 corsie del tratto della Variante di Urbania".

Nella presente relazione vengono esaminati e sviluppati i seguenti aspetti:

- Descrizione delle campagne di indagini eseguite e delle analisi di laboratorio;
- Caratterizzazione geotecnica delle formazioni individuate lungo il tracciato in esame;
- Schematizzazione stratigrafica e geotecnica del progetto;
- Descrizione delle problematiche geotecniche e delle soluzioni tecniche adottate;
- Definizione delle metodologie per il dimensionamento delle opere geotecniche.

PROGETTAZIONE ATI:

2. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

2.1. **NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI TECNICHE**

- [1] D.M. 17/01/2018 Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- [2] Circolare 21/01/2019 “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al DM17/01/2018;
- [3] UNI EN 1997-1:2005 Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali. Versione in lingua italiana della norma europea EN1997-1;
- [4] UNI EN 1997-1:2005 Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo. Versione in lingua italiana della norma europea EN1997-2;
- [5] UNI EN 1998:2005 Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici. Versione in lingua italiana della norma europea EN1998.
- [6] AGI – Associazione Geotecnica Italiana (2005) “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica”;

PROGETTAZIONE ATI:

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

3.1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Dal punto di vista morfologico, l'area in studio è compresa nella fascia appenninica interna, lungo la dorsale Umbro-Marchigiana. Le valli intramontane sono confinate lungo i corsi d'acqua principali.

Il modellamento geomorfologico del territorio è regolato dall'assetto strutturale nonché dalle caratteristiche della litologia coinvolta dalla tettonica; i rilievi principali corrispondono infatti a strutture anticlinali e che si sono sviluppate su rocce mesozoiche di natura prevalentemente calcarea, le aree collinari, invece, sono caratterizzate da terreni di natura marnosa e calcareo marnosa su cui sono impostate pieghe di importanza minore.

La tettonica appenninica è l'agente principale dell'assetto del territorio e delle singole unità litologiche. Come in tutta la regione compresa tra lo spartiacque appenninico e il mare Adriatico, la direzione delle strutture, dai fiumi alle catene montuose alla stessa linea di costa, presenta una orientazione principale NO – SE, chiamata "Appenninica" e una, grosso modo ortogonale a questa, definita "Antiappenninica".

L'assetto tettonico visibile lungo il tracciato rispecchia la conformazione regionale. Le strutture presentano una direzione appenninica, orientata quindi NW – SE. I bacini sedimentari, compreso quello di Urbania, hanno una orientazione simile, anche se, rispetto ad altre aree del tracciato stradale, la direzione sembra leggermente diversa, più tendente a WNW – ESE.

Le formazioni presenti nel territorio non si presentano particolarmente disturbate, anche se localmente con strati tendenti al rovesciamento nei pressi dei principali sistemi di faglie e sovrascorrimenti. La causa di tale assetto è da ricercarsi nella plasticità dei sedimenti marnosi che spesso compiono la funzione di lubrificante tra i complessi più competenti e la relativa giovinezza delle formazioni.

Il fiume Metauro "taglia" in parte questa struttura attraversando le parti competenti (Arenarie di Urbania) e in parte la segue al nucleo.

Le gallerie del lotto attraversano unità flyscioidi appartenenti alla famiglia della Marnoso-Arenacea. Le due litologie principali, la arenacea e la marnosa, con una lunga serie di situazioni intermedie appaiono mischiate fra loro secondo il classico schema a canali intrecciati di differente spessore, molto difficile da seguire sul terreno. Dal punto di vista strutturale la conformazione appare più semplice, in quanto non si ha un grosso disturbo tettonico o la presenza di faglie di importanza regionale che mettono a contatto formazioni di origine o età differente. Lo stesso andamento del tracciato, nel lungo tratto interessato da gallerie, appare, in genere, parallelo alle strutture tettoniche e alla direzione di deposizione del bacino sedimentario.

3.1.1. CARATTERISTICHE DEI LITOTIPI AFFIORANTI NELL'AREA

3.1.1.1. Marnoso Arenacea

La formazione della **Marnoso Arenacea** si colloca nel Serravalliano-Tortoniano basale e il suo spessore varia tra i 200 e i 400 m. Questa Formazione, a carattere torbiditico, è costituita da un'alternanza di livelli pelitico-arenacei con una netta prevalenza dei primi sui secondi, formati da marne, marne calcaree, marne argillose, marne siltose e da arenarie arenarie siltose e siltiti arenacee.

In superficie questa formazione si presenta, a causa dell'alterazione per ossidazione, di colore giallo ocra, mentre in profondità il colore, desunto dalle carote di perforazione, è grigio con varie tonalità legate alla granulometria. Infatti, i termini prettamente arenacei si presentano grigio chiaro, mentre quelli marnosi sono decisamente più scuri. In affioramento inoltre, i passaggi tra le due diverse granulometrie si evidenziano molto bene, in quanto le peliti presentano acclività più modeste e forme più dolci grazie alla loro minor resistenza all'erosione, più aspre sono invece le forme legate al materiale arenaceo.

PROGETTAZIONE ATI:

3.1.1.2. Arenarie di Urbania

Questa formazione è costituita da arenarie, a volte conglomeratiche, in banconi massicci, anche di 30-50 metri, con cogoli e stratificazione non sempre evidente e livelli pelitici. I banchi di arenaria presentano eteropie con i livelli più fini. Il limite con la formazione sottostante è netto ed erosionale. L'età di questa formazione è compresa tra il Serravalliano superiore e il Tortoniano superiore.

3.2. CARATTERI GEOMORFOLOGICI GENERALI

Il tracciato di progetto corre nella piana del Metauro e al di sopra delle colline in destra idrografica del Fiume Metauro, nei dintorni della città di Urbania, per poi attraversare il fiume nella sua parte conclusiva.

La larghezza della valle principale aumenta nella parte terminale del lotto in concomitanza del cambio di litologia dominante.

Il territorio presenta ambienti caratterizzati dai depositi fluviali e dalla morfologia collinare, il cui aspetto dipende dalla litologia degli ammassi rocciosi e dall'assetto tettonico.

I settori pedemontani e collinari sono i territori nei quali, anche in virtù del degrado della copertura forestale e dell'utilizzo agricolo delle superfici, s'instaurano forme e processi di erosione idrica superficiale. Le coltri colluvio-detritiche favoriscono l'insediamento di attività agricole il cui impianto è generalmente associato a forme di terrazzamento artificiale delle superfici. Le pendenze spesso elevate e favoriscono l'attivazione di fenomeni di erosioni idrica superficiale, tipo gully e rill erosion.

I termini appartenenti alle formazioni substrato, costituito dai depositi torbiditici arenacei e marnosi, contrassegnano un paesaggio collinare caratterizzato da rilievi con pendenze talora sostenute che sono talora interessati da fenomeni di instabilità di versante.

La formazione più resistente all'azione meccanica delle acque sono le Arenarie di Urbania, si presentano con forme massicce, numerosi affioramenti, pareti verticali, valli incise. Gli affluenti del Metauro, in concomitanza dell'affioramento di tale unità si incassano tra le pareti rocciose, con la formazione di profondi canyon con scalzamento al piede del versante e conseguente crollo di blocchi. La formazione, affiorante essenzialmente in una lunga fascia che attraversa tutta l'area oggetto dello studio, si presenta con una serie di colline con affioramenti di colore bruno visibili a distanza. La maggiore resistenza meccanica rispetto alle unità di tetto e letto, costituite da tipi pelitico-arenacei, rende le forme impostate sulle Arenarie di Urbania, nella sua facies arenacea, particolarmente aspre e quindi riconoscibili sul terreno.

La formazione Marnoso – Arenacea, costituita da alternanze pelitico – arenacee, presenta una morfologia collinare più dolce, con valli ampie, scarsi affioramenti rocciosi. La formazione dello Schlier ha un comportamento analogo, caratterizzata da una maggiore erodibilità.

I movimenti franosi sono numerosi e attivi sui sia nei litotipi marnosi che in corrispondenza delle Arenarie di Urbania. Alcune frane attraversano il tracciato stradale e interessano gli imbocchi delle gallerie.

3.3. CARATTERIZZAZIONE IDROGEOLOGICA

Le formazioni geologiche affioranti nell'area in esame possiedono caratteristiche idrogeologiche alquanto diverse. Alla permeabilità primaria dei depositi alluvionali si contrappone la permeabilità di tipo secondario mostrata dalle formazioni flyshoidi.

La permeabilità come sopra definita ha significato puramente qualitativo e si basa su considerazioni dettate dall'esperienza. In questi terreni valutazioni di carattere quantitativo si potranno ottenere prevalentemente con prove in situ.

Il ruscellamento è diffuso sopra alle formazioni argillose, mentre sui litotipi arenaci e carbonatici i corsi d'acqua sono meno numerosi. Bisogna anche considerare l'intervento antropico, che ha "risparmiato" i versanti più resistenti, tuttora coperti di boschi, mentre i più teneri sono coltivati. Dove i litotipi sono più resistenti si hanno inoltre profonde incisioni fluviali, a volte di decine di metri, mentre sui litotipi argillosi alla dolcezza delle forme si associano corsi d'acqua con scarse pendenze.

PROGETTAZIONE ATI:

A dominare la rete idrografica resta comunque il fiume Metauro ed i suoi terrazzi antichi e recenti. Un'altra forma estremamente diffusa è costituita dalle conoidi alluvionali

In rapporto alla permeabilità dei litotipi sono state identificate 3 categorie, denominate terreni a permeabilità alta, terreni a permeabilità intermedia, terreni a permeabilità bassa o assente.

Alla prima categoria vanno associate le litologie permeabili per la loro stessa natura, vale a dire i depositi sabbiosi, ma anche i depositi terrazzati, i detriti di falda e alluvionali. Vanno inoltre considerate in questa categoria quelle formazioni con elevata permeabilità secondaria, derivata da un'intensa stratificazione o disturbo tettonico, con faglie, fratture, scorrimenti e pieghe.

Alla seconda categoria appartengono litologie con una bassa permeabilità primaria o al massimo media, a cui si aggiunge però una certa permeabilità secondaria derivante da fratturazione o tettonica.

Alla terza categoria appartengono la maggior parte delle unità affioranti nella regione di studio. Ad essa sono da associare le litologie praticamente impermeabili, costituite da unità in prevalenza argillose che non permettono l'assorbimento di acque meteoriche e che non costituiscono acquiferi. Tali litologie sono anche le più erodibili e morfologicamente dolci. Spesso si presentano con forme calanchive.

I livelli piezometrici sono stati misurati in alcuni piezometri installati nei fori di sondaggio. Data l'esiguità dei dati non è stato possibile realizzare una carta delle isopieze.

Si può comunque considerare una falda quasi sempre prossima al p.c. sia nelle aree di fondovalle nel tratto iniziale del lotto, che negli accumuli di frana o nei depositi di versante. Si è infatti misurata, nelle aree di pianura, una profondità di falda variabile tra i 0 e i 6 metri dal piano campagna. Anche nelle coltri detritiche si hanno valori di falda al p.c., in particolare nelle letture dei piezometri Casagrande, con celle poste a profondità maggiori rispetto ai piezometri a tubo aperto, interessanti in genere la sola coltre superficiale. Le misure effettuate sui versanti acclivi hanno invece fornito valori più variabili, legati alla presenza di accumuli detritici e all'assetto strutturale degli ammassi, comunque con falda sempre vicina alla superficie, probabilmente a causa della relativa permeabilità degli ammassi arenacei. Nel tratto finale del lotto si è invece notato un approfondimento del livello piezometrico nonostante il tracciato corra nella piana alluvionale del Metauro.

Lungo il tracciato del lotto e nelle aree immediatamente vicine sono state identificate numerose sorgenti, sia temporanee che perenni. In particolare, possono essere distinte le sorgenti poste in corrispondenza dei corpi detritici che bordano i versanti, sia stabili che franosi, le sorgenti presenti nelle piane alluvionali, le sorgenti in roccia, peraltro tutte di modesta portata.

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geologica (Elaborato T00GE00GEORE01A).

4. INDAGINI ESEGUITE

4.1. CAMPAGNE DI INDAGINE

Nel corso dell'iter progettuale e approvativo del progetto sono state eseguite le seguenti campagne di indagini:

- Indagini 1998-1999, committente ANAS;
- Indagini 2003-2004, committente ANAS;
- Indagini 2020-2021, committente ANAS.

Indagini 1998-1999

Durante la campagna di indagini 1998-1999, eseguita per le precedenti fasi di progettazione, sono state effettuate le seguenti indagini:

- n. 24 sondaggi geognostici a carotaggio continuo, talora a seguito di un tratto perforato a distruzione di nucleo (S35-S57)
- prove di laboratorio sui campioni prelevati dai sondaggi eseguite da A.L.P.E., Campobasso;
- n.7 prove sismiche in foro di tipo Down-Hole (in corrispondenza dei sondaggi: S44, S47, S52, S60, S63, S66, S71) eseguiti da PROGEO srl, Forlì;
- n.7 stendimenti sismici a rifrazione da sezione 17 a 23 eseguiti da PROGEO srl, Forlì.

Ai fini della caratterizzazione stratigrafica e geotecnica i sondaggi e le prove di laboratorio della campagna di indagini 1998-1999 non sono stati considerati poiché non significativi ai fini del tracciato (fuori asse). Si specifica che si è tenuto conto, in mancanza di ulteriori dati, delle sole DH effettuate in corrispondenza dei sondaggi S44, S47 e S52.

Indagini 2003-2004

Durante la campagna di indagini 2003-2004 sono state eseguite le seguenti indagini:

- n. 4 sondaggi geognostici a carotaggio continuo (S₇₁÷S₇₇) eseguiti da PERIGEO SONDAGGI, Gubbio;
- n.19 sondaggi geognostici a carotaggio continuo (S₇₈÷S₇₂₆) eseguiti da METHODO srl, Castelferretti;
- n.1 sondaggio geognostico orizzontale (SO₇₁) eseguito da PERIGEO SONDAGGI, Gubbio;
- installazione di n. piezometri Norton e Casagrande (in corrispondenza dei sondaggi: S₇₁, S₇₅, S₇₆, S₇₁₁, S₇₁₄, S₇₂₁)
- n.7 prove penetrometriche statiche CPT (P₇₁, P₇₂, P₇₉; P₇₁₂, P₇₁₇), prove dinamiche SPT e n. 9 dinamiche super pesanti DPSH (P₇₅, P₇₈, P₇₁₀, P₇₁₁, P₇₁₃÷P₇₁₆, P_{717bis}) eseguite da PERIGEO SONDAGGI, Gubbio;
- n.10 stendimenti sismici a rifrazione da sezione 7-1 a sezione 7-10 eseguiti da PROGEO srl, Forlì;
- n.3 stendimenti sismici onde di taglio SH da sezione 7-11S a sezione 7-13S eseguiti da PROGEO srl, Forlì;
- n. 3 pozzetti esplorativi (Pz₇₁÷ Pz₇₃) e n.3 prove di carico su piastra effettuate da da PERIGEO SONDAGGI, Gubbio;

PROGETTAZIONE ATI:

- prove di laboratorio sui campioni prelevati dai sondaggi eseguite da S.G.A.I. srl, Morciano di Romagna.

Indagini 2021

Durante la campagna di indagini 2020-2021, eseguita dalla Gamma-Geoservizi s.r.l, Magliano in T.na (GR), sono state effettuate le seguenti indagini:

- n. 19 sondaggi a carotaggio continuo (S1-S18);
- n. 4 sondaggi a distruzione di nucleo (S7In, S10Pz, S13 Pz; S14Pz)
- n.8 prove di permeabilità in foro di sondaggio;
- n.2 prove sismiche in foro di tipo Down-Hole (in corrispondenza dei sondaggi S3DH e S17DH);
- installazione di n.13 piezometri a tubo aperto e Casagrande (in corrispondenza dei sondaggi S2Pz, S4Pz, S5Pz, S6Pz, S7Pz, S8Pz, S10Pz, S11Pz, S13Pz, S14pz, S15Pz, S16Pz, S18Pz);
- installazione di n.7 inclinometri (in corrispondenza dei sondaggi S4In, S7In, S9In, S10In, S12In, S13In, S14In,);
- n. 2 stendimenti sismici a riflessione ibrida e n. 6 stendimenti a rifrazione tomografica;
- n.6 prove sismiche MASW/HVSR;
- n.3 pozzetti geognostici;
- n.6 prove di carico su piastra;
- n. 46 prove dinamiche SPT;
- n.14 prelievi di campioni di terreno indisturbati effettuati nel corso dei sondaggi,
- n.42 campioni di terra prelevati per finalità di carattere ambientale e chimico e n.6 campioni di acqua per finalità di carattere ambientale e chimico;
- prove di laboratorio sui campioni prelevati dai sondaggi.

PROGETTAZIONE ATI:

Nella Tabella 4-1 vengono riportati l'elenco dei sondaggi e delle prove, eseguite durante le diverse campagne di indagini, considerate ai fini della caratterizzazione stratigrafica e geotecnica (dove [TA] = tubo aperto; [C] = Casagrande).

Tabella 4-1 Elenco dei sondaggi e relative prove eseguite durante le diverse campagne di indagine.

Sondaggio	Campagna	Profondità da p.c. (m)	Campioni indisturbati	Campioni rimaneggiati	Campioni ambientali	Campioni litodi	SPT	DPSH	CPT	Lugeon	Lefranc	Strumentazione Piezometro (P) Inclinometro (I) Dohn Hole (DH)
S44	1998/1999	70										DH
S47	1998/1999	55										DH
S52	1998/1999	30										DH
S71	2003/2004	15	1	0			1					P[C][TA]
S72	2003/2004	15	1	0			1					
S75	2003/2004	40	1			2	1					P[C][TA]
S76	2003/2004	15	1	0			1					P[C] [TA]
S78	2003/2004	20										
S79	2003/2004	20	2				1					
S710	2003/2004	20	2				2					
S711	2003/2004	11	1									P[C][TA]
S712	2003/2004	20	2				1					P[C][TA]
S713	2003/2004	20				1						
S714	2003/2004	15	2				1					P[TA]
S715	2003/2004	20										
S720	2003/2004	15	2				1					
S721	2003/2004	15	2				1					P[TA]
S722	2003/2004	15	2				1					
S723	2003/2004	17	2			1	1					
S724	2003/2004	20					2					P[C][TA]
S725	2003/2004	20	0			3	1					
S726	2003/2004	15	2				1					P[C][TA]

PROGETTAZIONE ATI:

Sondaggio	Campagna	Profondità da p.c. (m)	Campioni indisturbati	Campioni rimaneggiati	Campioni ambientali	Campioni litodi	SPT	DPSH	CPT	Lugeon	Lefranc	Strumentazione Piezometro (P) Inclinometro (I) Dohn Hole (DH)
P75	2003/2004	2,2						X				
P76	2003/2004	5,80						X				
P77	2003/2004	9,60							X			
P78	2003/2004	3,80						X				
P710	2003/2004	13,60						X				
P711	2003/2004	8,60						X				
P712	2003/2004	7,60							X			
P713	2003/2004	3,60						X				
P714	2003/2004	4,80						X				
P715	2003/2004	2,80						X				
P716	2003/2004	4,00						X				
P717	2003/2004	1,40							X			
P717bis	2003/2004	8,20						X				
S1	2021	30	2	3	3		2					
S2Pz	2021	20		2	4		2					P[C]
S3DH	2021	35	1		3	3	2					DH
S4In	2021	20										In
S4Pz	2021	20		2		2	4				X	P[TA]
S5Pz	2021	30			4	3	4				X	P[TA]
S6Pz	2021	30	1		4	3	1			X		P[TA]
S7In	2021	20										In
S7Pz	2021	20	1		3	2	3				X	P[C]
S8Pz	2021	35		3	1	2	3					P[TA]
S9In	2021	20	2		2	2	3				X	In
S10In	2021	20	2			2	2				X	In
S10Pz	2021	20										P[TA]

PROGETTAZIONE ATI:

Sondaggio	Campagna	Profondità da p.c. (m)	Campioni indisturbati	Campioni rimaneggiati	Campioni ambientali	Campioni litodi	SPT	DPSH	CPT	Lugeon	Lefranc	Strumentazione Piezometro (P) Inclinometro (I) Dohn Hole (DH)
S11Pz	2021	35		4	4	1	3			X		P[TA]
S12In	2021	20	1	2		1	3					In
S13In	2021	20	2		3		3					In
S13Pz	2021	20										P[TA]
S14In	2021	25	2			2	3					In
S14Pz	2021	20									X	P[TA]
S15Pz	2021	20		3		1	3					P[TA]
S16Pz	2021	30	1		1	3	3					P[TA]
S17DH	2021	35		1		2	3					DH
S18Pz	2021	55				4						P[C]

Tabella 4-2 Elenco pozzetti eseguiti durante le diverse campagne di indagine.

Pozzetto	Campagna	Profondità da p.c. (m)	Campioni indisturbati	Campioni rimaneggiati	Prova di carico su piastra
Pz72	2003/2004	1,0	1		1
Pz73	2003/2004	1,2		1	2
Pz01	2021	1,5		2	2
Pz02	2021	1,6		2	2
Pz03	2021	1,6		2	2

4.2. PROVE IN SITO

4.2.1. PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE (SPT)

Nel corso delle perforazioni di sondaggio sono state eseguite prove di resistenza dinamica tipo SPT a profondità variabile. Nella Figura 4-1 sono riportati l'insieme dei risultati di tali prove suddivisi per unità geotecniche, in termini di numero di colpi NSPT. Nel grafico il rifiuto strumentale è indicato con il numero di colpi pari a 100.

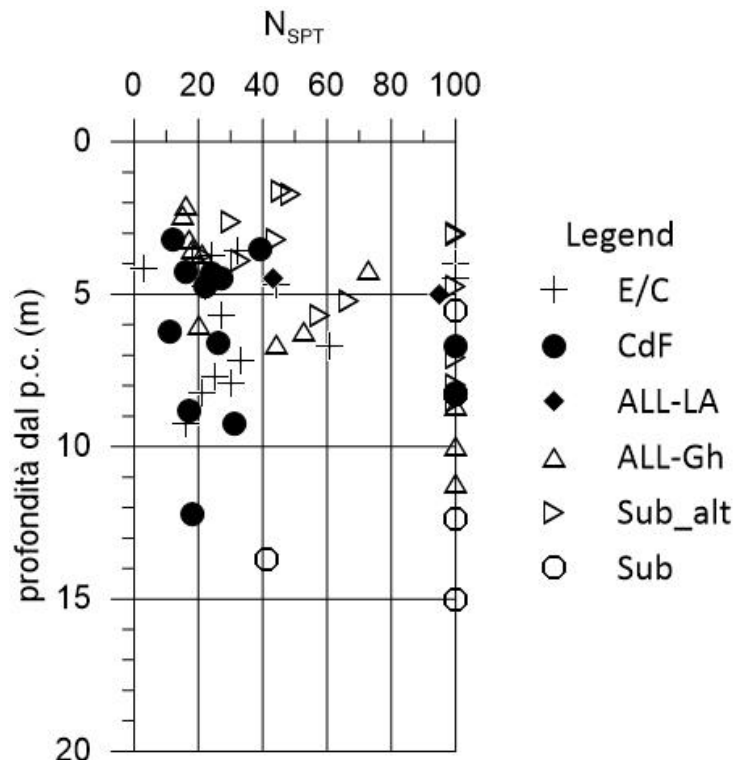


Figura 4-1 Numero di colpi NSPT per unità geotecniche.

4.2.1.1. Criteri di interpretazione

Densità relativa

Per la valutazione della densità relativa si è utilizzata la correlazione proposta da Skempton (1986):

$$D_r = \left(\frac{N_1}{60} \right)^{0,5}$$

in cui:

$$N_1 = \left(\frac{98}{\sigma'_{v0}} \right)^{0,5} N_{SPT}$$

Angolo di resistenza al taglio

Per la valutazione dell'angolo di resistenza al taglio si sono impiegati i diagrammi proposti da:

- Correlazione proposta nel Road Bridge Specification
 $\varphi = \sqrt{15 \cdot N_{SPT}} + 15$
- Correlazione di De Mello tra il valore di N_{SPT} , la tensione verticale efficace e l'angolo di resistenza al taglio di picco. Detta correlazione, in linea generale, sovrastima il valore dell'angolo di resistenza al taglio, soprattutto per bassi valori della tensione efficace verticale.

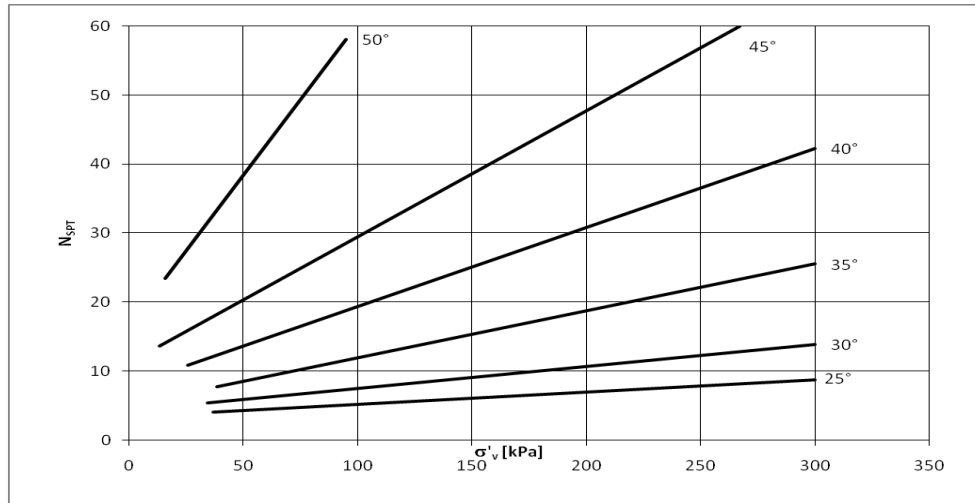


Figura 4-2 Correlazione di De Mello, fra il valore NSPT, la tensione verticale efficace e l'angolo di resistenza al taglio di picco.

- Correlazione di Schmertmann (1977) in funzione della granulometria e della densità relativa, valutata in accordo con Skempton.

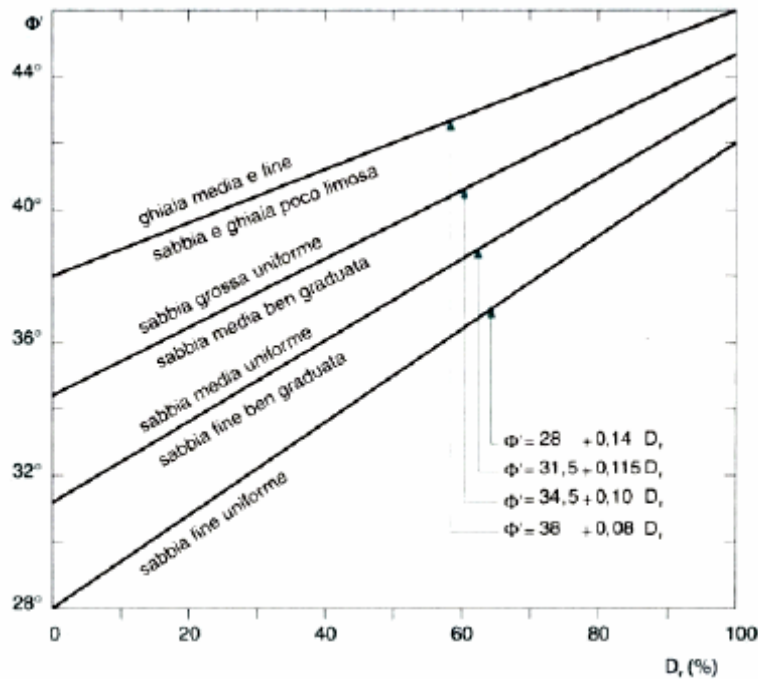


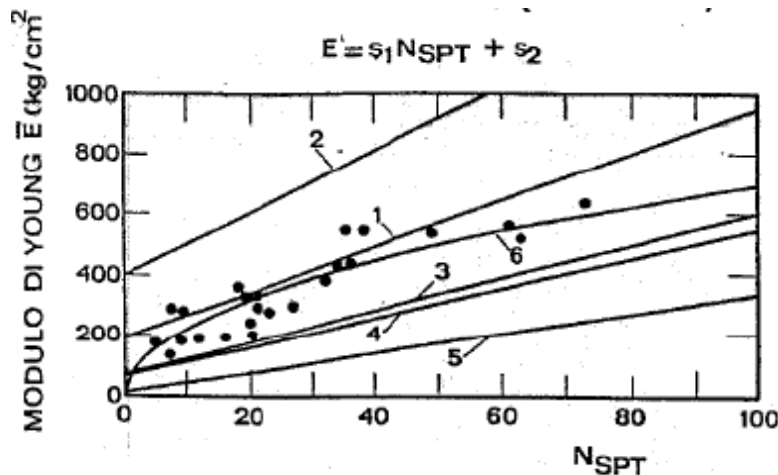
Figura 4-3 Correlazione di Schnertmann (1977) – Stima di ϕ' da D_r per differenti granulometrie.

Modulo di Young (E')

I risultati delle prove SPT sono stati interpretati adottando la correlazione di Denver, per la determinazione di un valore operativo del modulo di Young (E'):

$$E = s_1 \cdot N_{SPT} + s_2 \text{ (in MPa)}$$

nella quale i parametri s_1 ed s_2 sono scelti in funzione del litotipo.



Curva	Note	Riferimento	s_1	s_2
1	Sabbie e ghiaie NC	D'Apollonia et al, 1970	0,756	8,75
2	Sabbie OC	D'Apollonia et al, 1970	1,043	36,79
3		Schulze & Menzenbach, 1961	0,517	7,46
4	Sabbia satura	Webb, 1970	0,478	7,17
5	Sabbia argillosa	Webb, 1970	0,316	1,58
6	Terreni coesivi	D'apollonia et al.	1,160	0,029

4.2.2. PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE SUPEPESANTI (DPSH)

Durante la campagna 2003/2004 sono state effettuate n.9 prove DPSH. I risultati delle prove DPSH sono stati utilizzati per ricostruire la litologia del sottosuolo.

Per i dettagli sui valori misurati in sito si rimanda alla relazione di riferimento (T00GE00GEORE03A).

4.2.3. PROVE PENETROMETRICHE STATICHE (CPT)

Durante la campagna di indagini 2003-2004 sono state effettuate n.7 prove del tipo CPT.

Mediante tali prove è stato possibile individuare la successione stratigrafica dei terreni, identificando la natura degli strati attraversati e fornendo una stima dei parametri geotecnici. Nello specifico, sono state considerate le sole prove effettuate in prossimità del tracciato (CPT 7-1, CPT 7-2, CPT 7-6, CPT 7-7, CPT 7-9).

Per il dettaglio sulle letture in sito della resistenza alla punta R_p e della resistenza laterale R_L e sull'elaborazione delle prove si rimanda alle tabelle allegate nel paragrafo 10.1.

4.2.3.1. Criteri di interpretazione

Valutazioni litologiche

Ai fini dell'individuazione della natura litologica dei terreni in sito sono state effettuate valutazioni in base al valore assunto da R_p e dal rapporto $F=R_p/R_L$ (Begemann 1965 – Raccomandazioni A.G.I. 1977).

PROGETTAZIONE ATI:

Si riportano nella Tabella 4-3 gli intervalli dei valori assunti dal rapporto F e la corrispettiva possibile natura litologica dei terreni.

Tabella 4-3 Valori del rapporto $F=R_p/R_L$ e possibile natura dei terreni.

F=Rp/RL	Natura litologica	Proprietà
F<15	Torbe ed argille organiche	Coesive
15<F<30	Torbe ed argille organiche	Coesive
15<F<60	Limi sabbiosi e sabbie limose	Granulari
F>15	Sabbie e sabbie con ghiaia	Granulari

Resistenza al taglio in condizioni non drenate C_u

Per il calcolo della resistenza al taglio in condizioni non drenate si è utilizzato un approccio empirico che correla la C_u alla resistenza alla punta unitaria e alla tensione litostatica in sito mediante un coefficiente N_{kt} . Di seguito si riporta la relazione:

$$C_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_{kt}}$$

dove:

- q_c è la resistenza unitaria alla punta;
- σ_{v0} è la tensione verticale totale;
- N_{kt} è un coefficiente compreso tra 15 e 25 (Djoenaidi,1985). Nel caso in esame è stato assunto un valore di N_{kt} pari a 20.

4.2.4. RILIEVO DEI LIVELLI DI FALDA

Durante le diverse campagne di indagini sono stati installati rispettivamente, n°6 piezometri a tubo aperto e n°6 piezometri Casagrande nella 2003/2004 e n.10 piezometri a tubo aperto (S4Pz, S5Pz, S6Pz, S8Pz, S10Pz, S11Pz, S13Pz, S14Pz, S15Pz, S16Pz) e n.3 piezometri Casagrande nella 2021 (S2Pz, S7Pz, S18Pz).

Nelle tabelle seguenti si riportano i livelli di falda rilevati nelle campagne indagini e i dati aggiornati al mese di ottobre 2021.

Tabella 4-4 Livelli di falda in sito rilevati durante la campagna di indagini 2003/2004.

Sondaggio	Data	Tipo di piezometro	Livello falda m da p.c.
S71	18/03/2004	Norton	0,75
S71	18/03/2004	Casagrande	2,50
S75	18/03/2004	Norton	1,65
S75	18/03/2004	Casagrande	p.c.
S76	18/03/2004	Norton	2,30
S76	18/03/2004	Casagrande	6,00
S711	18/03/2004	Norton	3,00
S711	18/03/2004	Casagrande	2,25
S714	18/03/2004	Norton	p.c.
S714	18/03/2004	Casagrande	p.c.
S721	02/04/2004	Norton	3,90
S721	02/04/2004	Casagrande	4,25

Tabella 4-5 Livelli di falda in sito rilevati durante la campagna di indagini 2021

Sond.	Livello di falda da p.c.																					
	2021																					
	Marzo				Aprile				Maggio				Giugno		Luglio	Agosto	Settembre	Ottobre				
	18	22	26	30	4	8	12	14	18	22	27	02	07	11	15	20	10	21	07	05	07	06
S2Pz																		6	6,22	6,48	6,53	6,44
S4Pz							6,07	6,02	6,06	6,1	6,16	6,18	6,2	6,2	6,23	6,45	6,52	6,78	6,81	6,83	6,85	6,87
S5Pz										4,2	4,22	4,2	4,39	4,64	4,59	4,8	4,86	5,73	6,04	6,62	7,28	7,76
S6Pz				1,1	1,09	1,06	1,09	1,12	1,26	1,34	1,56	1,43	1,5	1,4	1,42	1,48	1,51	2,3	2,86	3,24	3,54	3,6
S7Pz														3,3	3,32	3,29		5,46	5,66	6,22	7	7,24
S8Pz																4,22	4,26	4,03	4,12	4,28	4,53	4,6
S10Pz													7,35	11,1	11,15	11,5	11,52	12,37	12,66	13,06	13,33	13,47
S11Pz																4,35	4,52	4,35	4,79	5,47	6,27	6,93
S13Pz	6,1	5,8	5,9	6,01	6,13	6,21	6,31	6,54	6,53	6,63	6,92	7,1	7,25	7,18	7,12	7,23	7,31	8,3	8,56	8,87	9,17	9,34
S14Pz			5,3	5,35	5,37	5,4	5,46	5,55	5,51	5,62	5,72	5,86	5,9	5,95	5,98	5,9	6,05	6,92	7,4	7,63	7,83	7,92
S15Pz				11,36	11,51	11,84	11,95	12,18	12,16	12,47	12,56	12,65	12,7	12,9	12,95	13,18	13,25	13,56	13,59	13,72	13,73	13,57
S16Pz													4,4	4,7	4,65	4,65	4,69	5,1	5,2	5,25	5,29	5,24
S18Pz														6,2	5,92	5,95		6,72	7,01	7,39	7,89	8,38

4.2.5. PROVE DI PERMEABILITÀ

Durante la campagna di indagine 2021 sono state eseguite rispettivamente n.6 prove di permeabilità Lefranc a carico variabile e n. 2 prove di permeabilità Lugeon.

Tabella 4-6 Valori del coefficiente di permeabilità ottenuto dalle prove in sito

Ubicazione prova (foro di sondaggio)	Campagna	Tratto di prova dal p.c. (m)	Formazione	Prova	Coeff. di perm. k (m/s)
S4Pz	2021	5 ÷ 10	ALL-Gh	Lefranc	4,990 x 10 ⁻⁵
S5Pz	2021	2 ÷ 7	E/C	Lefranc	2,588 x 10 ⁻³
S7Pz	2021	5 ÷ 10	Sub_alt	Lefranc	2,771 x 10 ⁻⁵
S9In	2021	2 ÷ 4	E/C	Lefranc	9,039 x 10 ⁻⁸
S10In	2021	11 ÷ 16	E/C	Lefranc	1,615 x 10 ⁻⁷
S14Pz	2021	3 ÷ 5	CdF	Lefranc	2,648 x 10 ⁻⁷
S6Pz	2021	10 ÷ 15	Sub	Lugeon	1,800 x 10 ⁻⁸
S11Pz	2021	30 ÷ 35	Sub	Lugeon	1,000 x 10 ⁻⁶

4.2.6. PROVE DI CARICO SU PIASTRA

Nella Tabella 4-7, per ogni prova di carico su piastra, sono riportati: la profondità da p.c. di esecuzione della prova, i valori del modulo di deformazione al primo ciclo di carico su piastra M_{D1} (nell'intervallo compreso tra 0,05 ÷ 0,15 MPa) e la classificazione CNR UNI 10006 per ogni campione prelevato.

Tabella 4-7 Valori del modulo di deformazione M_{D1} al primo ciclo di carico su piastra e classificazione CNR UNI 10006 dei campioni prelevati nei pozzetti

Pozzetto	n. prova	z m da p.c.	Unità geotecnica	M _{D1} MPa	CRN UNI 10006
Pz72	1	0,5	ALL-LA	2,49	A6
Pz73	1	0,5	ALL-LA	7,6	No limiti di Atterberg
Pz73	2	1,2	ALL-LA	9,3	No limiti di Atterberg

PROGETTAZIONE ATI:

Pozzetto	n. prova	z	Unità geotecnica	M _{D1}	CRN UNI 10006
PZ01	1	0,5	ALL-LA	29,7	A7-6
PZ01	2	1	ALL-LA	25,1	A7-6
PZ02	1	0,5	ALL-LA	18,7	A7-6
PZ02	2	1	ALL-LA	30,66	A7-6
PZ03	1	0,5	ALL-LA	35,74	A6
PZ03	2	1	ALL-Gh	33,39	A2-6

4.2.7. MONITORAGGIO INCLINOMETRICO

Durante la campagna di indagini 2021 sono stati installati n.7 tubi inclinometrici nei fori di sondaggio S4In, S7In, S9In, S10In, S12In, S13In, S14In.

Sono state eseguite letture nel periodo compreso tra giugno e settembre 2021. Per il dettaglio si rimanda alla relazione geologica (Elaborato T00GE00GEORE01A) e alla relazione T00GE00GEORE09A.

4.3. INDAGINI GEOFISICHE

4.3.1. PROVE SISMICHE IN FORO (DOWN HOLE)

Nella Tabella 4-8 vengono riportati, per ogni prova Down Hole, l'opera di riferimento e la categoria di sottosuolo, valutata a partire dai valori della velocità delle onde di taglio V_{eq} ottenuta secondo le prescrizioni normative contenute al paragrafo 3.2.2 delle NTC2018.

Della campagna di indagini del 1998 sono stati rielaborati i dati in funzione delle NTC2018 per n.3 prove sismiche Down Hole.

Per i dettagli sull'interpretazione dei dati e i risultati delle indagini si rimanda alla relazione sismica (Elaborato T00GE02GEORE01A).

Tabella 4-8 Elenco delle Down Hole eseguite e categorie di sottosuolo.

Sondaggio	Campagna	Opera WBS	Lunghezza del tratto di prova (m da p.c.)	V_{seq} (m/s) (NTC2018)	Categoria di sottosuolo NTC2018
S44	1998/1999	Galleria Urbania 1(GN02)	70	341	E
S47	1998/1999	Galleria Urbania 2 (GN03)	55	290	E
S52	1998/1999	Trincea (CS)	30	333	B
S03Dh	2021	Viadotto S.Eracliano (VI02)	35	541	B
S17Dh	2021	Ponte Metauro 3 (VI06)	35	465	B

4.3.1.1. Criteri di interpretazione

Ai fini della caratterizzazione geotecnica, i valori di V_s sono utilizzati per la valutazione del modulo di rigidezza a taglio a piccole deformazioni, G_0 , tramite la seguente formula:

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

dove ρ è la densità di massa del terreno.

Il modulo elastico a piccole deformazioni è ottenuto utilizzando la relazione:

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

dove ν è il coefficiente di Poisson.

Per la determinazione dei moduli elastici operativi, si utilizzano le curve di decadimento proposte da Vucetic & Dobri (1991), riportate nella figura seguente:

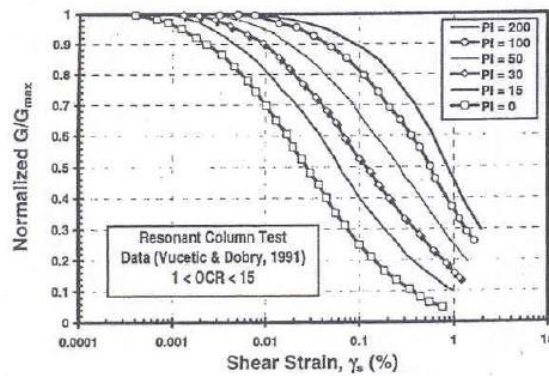


Figura 4-4 - Curva di decadimento G/G_0 .

La letteratura tecnica mostra che è possibile stimare un modulo di rigidezza a taglio operativo a partire da valori di deformazioni a taglio convenzionali associati al tipo di opera (Figura 4-5).

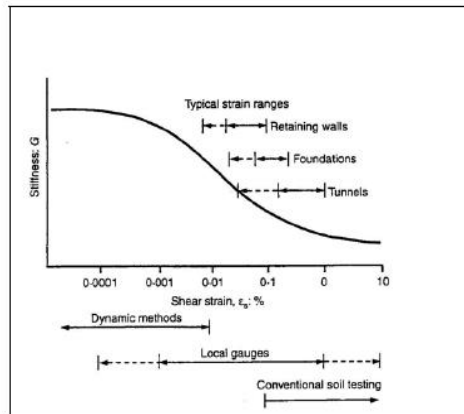


Figura 4-5 - Valori di deformazioni a taglio convenzionali per diverse opere.

Per la tipologia di opere previste in questo progetto e per la natura dei terreni interagenti, si adotta un valore del modulo elastico operativo di circa 1/10 di quello ottenuto a piccole deformazioni.

4.3.2. MASW

Nella campagna di indagini del progetto definitivo sono state eseguite n. 6 prove sismiche Masw. Per i dettagli sull'interpretazione dei dati e i risultati delle indagini si rimanda alla relazione sismica (Elaborato T00GE02GEORE01A).

Tabella 4-9 Elenco indagini geofisiche MASW e categorie di sottosuolo secondo le NTC2018

n. prova	Prova	Opera WBS	Lunghezza del tratto di prova (m da p.c.)	$V_{s,eq}$ (m/s) (NTC2018)	Categoria di fondazione NTC2018
MW01	MASW	Galleria Urbania 1(GA04)	60	361	B
MW02	MASW	Ponte Venturello	60	430	B

PROGETTAZIONE ATI:

n. prova	Prova	Opera WBS	Lunghezza del tratto di prova (m da p.c.)	V _{s,eq} (m/s) (NTC2018)	Categoria di fondazione NTC2018
		(VI03)			
MW03	MASW	Galleria Urbania 2 (GA06)	60	316	C
MW04	MASW	Ponte Santa Caterina (VI)	60	364	B
MW05	MASW	Galleria Urbania 3 (GA07)	60	365	B
MW06	MASW	Ponte Cerreto (VI05)	60	389	B

4.4. PROVE DI LABORATORIO

Nel corso delle prove di laboratorio sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio:

- Determinazione della composizione granulometrica;
- determinazione del contenuto d'acqua e dei limiti di Atterberg;
- classificazione delle terre secondo CNR UNI 10006;
- determinazione del peso specifico dei grani;
- vane test di laboratorio (VT)
- prova di taglio diretta consolidata drenata (TD) e taglio residuo;
- prova triassiale del tipo consolidata non drenata (TXCU) con misura della pressione interstiziale;
- prova edometrica;
- prova di compressione semplice;
- prova di compressione uniassiale su roccia;
- prova triassiale su roccia;
- prova di taglio su roccia;
- prova di resistenza alla trazione indiretta (Brasiliana),
- prova di costipamento AASHTO Modificato
- determinazione del contenuto di carbonato di calcio (CaCO₃)

Si riportano in allegato i risultati delle prove di laboratorio suddivisi per campagna d'indagine.

4.5. RILIEVI GEOMECCANICI

Durante la campagna di indagini 2021 sono stati effettuati n.5 rilievi strutturali geomeccanici, descritti nel dettaglio all'Elaborato T00GE00GEORE01A. I suddetti rilievi hanno consentito la caratterizzazione degli ammassi competenti delle gallerie naturali, così come descritto al § 6.2.1.

5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Nel seguito si riporta la definizione del modello geotecnico di sottosuolo necessario alla progettazione. Il modello geotecnico è stato definito con riferimento al modello geologico illustrato negli elaborati specifici, considerando gli aspetti stratigrafici, strutturali, idrogeologici e geomorfologici individuati. Sono stati, inoltre, analizzati tutti i dati disponibili (rilievo geologico e geomeccanico, risultati delle indagini in sito ed in laboratorio, rilievo della falda) per la definizione delle unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico, del regime delle pressioni interstiziali e dei valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Dal punto di vista delle caratteristiche fisico-meccaniche delle unità riscontrate si osserva una certa uniformità nei risultati delle prove. Al fine del dimensionamento delle opere si possono individuare n.6 unità geotecniche:

- **E/C** (Depositi eluvio colluviali) limo da sabbioso a debolmente sabbioso e limo da argilloso a debolmente argilloso, limo con argilla, talora debolmente ghiaioso. Sono compresi in questa unità geotecnica i depositi detritici;
- **CdF** (Corpi di frana) limo con argilla sabbioso, limo argilloso debolmente sabbioso e limo sabbioso debolmente argilloso, talora debolmente ghiaioso;
- **ALL-LA** (Depositi alluvionali fini) limo argilloso debolmente sabbioso e limo sabbioso debolmente argilloso, limo con argilla sabbioso;
- **ALL-Gh** (Depositi alluvionali grossolani) ghiaia con sabbia limosa, ghiaia con limo e argilla da sabbiosa a debolmente sabbiosa;
- **Sub_alt** (Substrato alterato del flysch) strato di alterazione dell'unità marnoso arenacea. Costituito da marna e marna siltosa, limo con argilla da sabbioso a debolmente sabbioso, limo argilloso e ghiaia limosa
- **Sub** (Substrato marnoso arenaceo) substrato costituito da marna e marna argillosa, calcarenite e arenarie. La natura di tale substrato è molto eterogenea: si passa da facies litoidi molto competenti a prevalenza arenacea/calcarenitica, ad ammassi caratterizzati dalla presenza di roccia tenera con un comportamento meccanico assimilabile a quello di una terra, passando per zone di faglia e/o molto fratturate. Nell'ambito delle opere di imbocco, l'unità geotecnica Sub è rappresentativa di marne e marne argillose il cui comportamento è assimilabile a quello di una terra. Nell'ambito delle gallerie naturali, invece, è possibile individuare 4 sotto-unità:
 - Substrato competente a prevalenza marnosa (Sub_m)
 - Substrato competente a prevalenza arenacea (Sub_a)
 - Substrato a prevalenza marnosa caratterizzato da cataclasite e/o zone ad alta fratturazione (Sub_mc)
 - Substrato a prevalenza arenacea caratterizzato da cataclasite e/o zone ad alta fratturazione (Sub_ac)

Alla luce di questa suddivisione, in prossimità degli imbocchi e per la sotto-unità Sub_mc si è proceduto caratterizzando secondo la meccanica dei terreni, mentre per le restanti sotto-unità si è utilizzata la meccanica delle rocce. Pertanto, nel seguito saranno caratterizzate entrambe le condizioni (§**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** e §6.2.1).

6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Le osservazioni sperimentali ottenute dalle prove in sito e in laboratorio sono esaminate nel seguito per ciascuna unità litologica individuata. L'elaborazione e l'interpretazione delle prove geotecniche in sito ed in laboratorio è finalizzata alla definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Nell'unità E/C sono stati prelevati n.17 campioni in foro di sondaggio (di cui n.15 indisturbati e n.2 rimaneggiato).

Nell'unità CdF sono stati prelevati n.18 campioni in foro di sondaggio (di cui n.17 indisturbati e n.1 rimaneggiato).

L'unità delle alluvioni ALL è stata suddivisa in due sub-unità denominate ALL-LA e ALL-Gh, individuate a partire dall'osservazione delle cassette catalogatrici e dai risultati delle prove di laboratorio. È stato possibile individuare lungo il tracciato una continuità stratigrafica illustrata nel profilo geotecnico.

Nell'unità ALL-LA sono stati prelevati n.3 campioni indisturbati in foro di sondaggio e n. 7 campioni da pozzetti esplorativi (di cui n.1 indisturbato e n.6 rimaneggiati).

Nell'unità ALL-Gh sono stati prelevati n.6 campioni in foro di sondaggio (di cui n.1 indisturbato e n.5 rimaneggiati) e n.1 campione rimaneggiato da pozzetto esplorativo.

Si specifica che per tale unità non sono state effettuate prove per la determinazione del peso specifico, pertanto, sono stati assegnati valori da letteratura per i terreni caratterizzati dalla granulometria dei terreni in sito.

Nell'unità Sub_alt sono stati prelevati n.11 campioni in foro di sondaggio (di cui n. 6 indisturbati e n.5 rimaneggiati).

Nell'unità Sub sono stati prelevati n. 53 campioni in foro di sondaggio (di cui n.10 indisturbati, n.1 semi disturbato e n.43 rimaneggiati).

6.1. CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI

6.1.1. DEPOSITI ELUVIO COLLUVIALI (E/C)

6.1.1.1. Caratteristiche fisiche

Granulometria e peso di volume

percentuale di ghiaia di circa 3%;
percentuale di sabbia di circa 6%;
percentuale di limo di circa 67%;
percentuale di argilla di circa 24%;

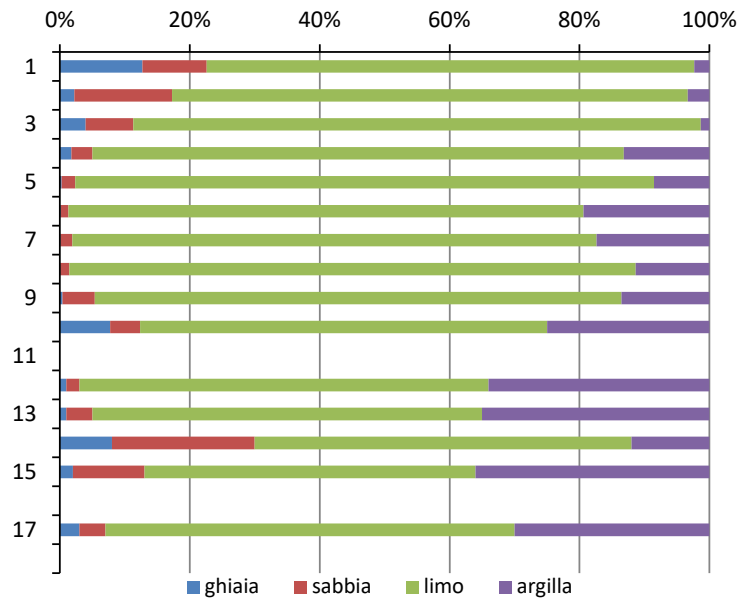


Figura 6-1 E/C - Granulometria

Il peso di volume risulta compreso nell'intervallo di 19÷21 kN/m³

Contenuto naturale di acqua e liti di consistenza

Contenuto d'acqua naturale $w = 17,5 \div 27,3 \%$
 Limite liquido $w_L = 38 \div 56 \%$
 Limite plastico $w_P = 18 \div 23 \%$

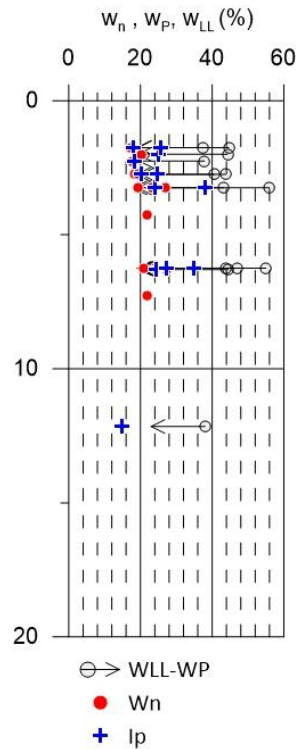


Figura 6-2 E/C - Contenuto naturale d'acqua, limiti di consistenza e indice di plasticità.

PROGETTAZIONE ATI:

6.1.1.1. Caratteristiche di resistenza in condizioni drenate

Prove di taglio diretto TD e triassiali TXCU

Dalle prove di taglio diretto e triassiali si ottengono i seguenti valori delle caratteristiche di resistenza a taglio:

Angolo d'attrito $\varphi' = 24 \div 26^\circ$ (TD)
Coesione efficace $c' = 8 \div 38$ kPa (TD)

Angolo d'attrito $\varphi' = 23 \div 28^\circ$ (TXCU)
Coesione efficace $c' = 11 \div 35$ kPa (TXCU)

Prove penerometriche dinamiche (SPT)

Angolo d'attrito $\varphi' = 30 \div 40^\circ$

6.1.1.1. Caratteristiche di resistenza in condizioni non drenate

Prove triassiali TXCU e compressione semplice ELL

Coesione non drenata $C_u = 38$ kPa (TXCU)
Coesione non drenata $C_u = 62$ kPa (ELL)

Prove penetrometriche dinamiche (SPT)

Coesione non drenata $C_u = 100 \div 150$ kPa

Prove penetrometriche statiche (CPT)

Coesione non drenata $C_u = 100 \div 150$ kPa

6.1.1.1. Caratteristiche di deformabilità

Per la determinazione del valore operativo del modulo elastico dei terreni sono stati considerati i risultati delle prove SPT, interpretate secondo le correlazioni di D'apollonia (si veda paragrafo 4.2.1.1).

Prove penetrometriche dinamiche (SPT)

Modulo di Young $E=10-30$ Mpa

Modulo Edometrico (Prova edometrica)

Si riportano di seguito i valori dei moduli edometrici ottenuti dalle prove edometriche.

Campagna	Sondaggio	Campione	Tipo di campione	da (m)	a (m)	Quota prelievo (da m a m)	Unità geotecnica	Peso specifico γ_n (kN/m ³)	Profondità della falda da p.c. z_w (m)	Tensione litostatica efficace $\sigma'v$ (kPa)	Modulo edometrico E_d kPa
2021	S1	C11	I	3	3,5	3,25	E/C	19,1	-	62,2	2972
2021	S9In	C1In	I	4	4,5	4,25	E/C	20,3	-	86,3	5607

6.1.1.2. Grafici E/C

Si riportano di seguito i grafici dei valori dei parametri caratteristici lungo la profondità dell'unità E/C.

PROGETTAZIONE ATI:

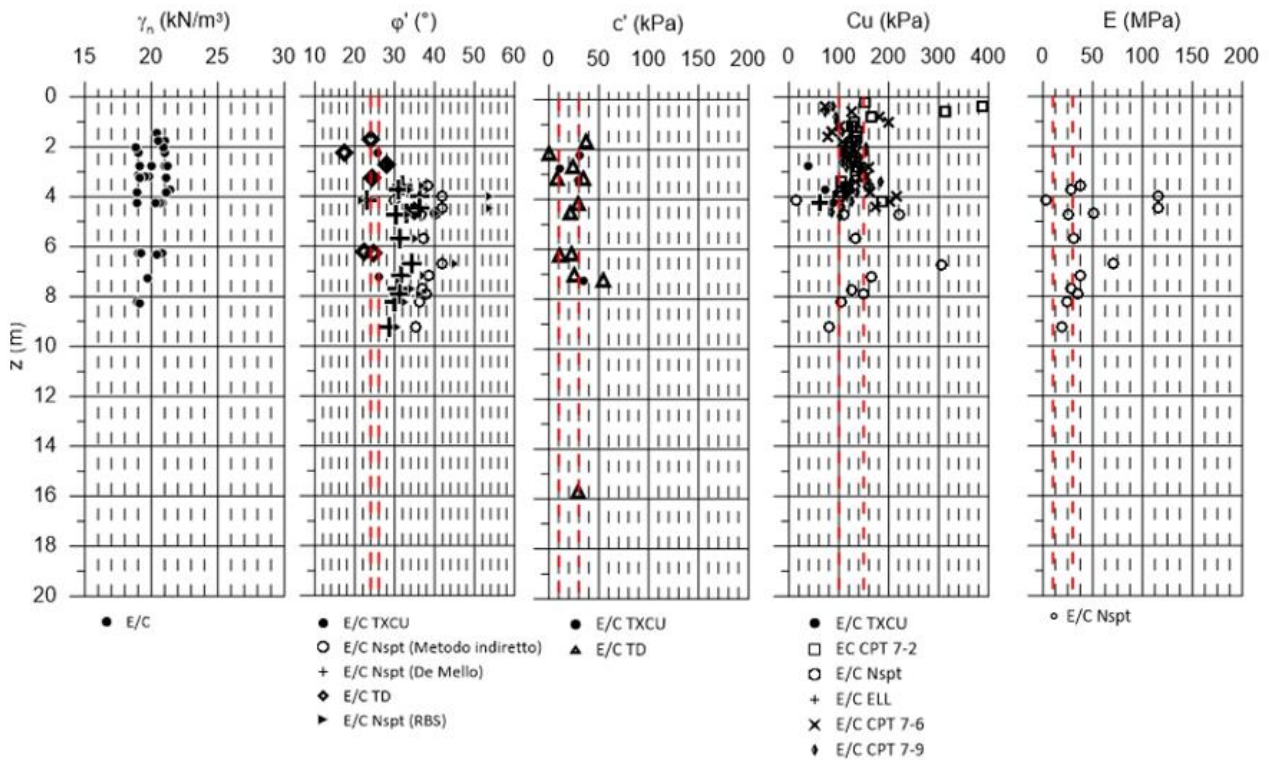


Figura 6-3 EC - Caratteristiche fisico-meccaniche da prove in sito e di laboratorio.

6.1.2. CORPI DI FRANA (CDF)

6.1.2.1. Caratteristiche fisiche

Granulometria e peso di volume

percentuale di ghiaia di circa 1%;
percentuale di sabbia di circa 10%;
percentuale di limo di circa 65%;
percentuale di argilla di circa 24%;

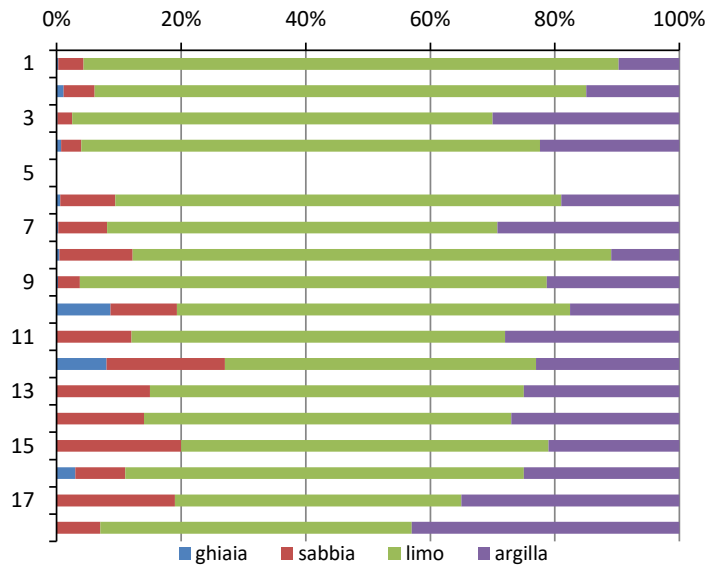


Figura 6-4 CdF – Granulometria

Il peso di volume risulta compreso nell'intervallo di 18÷19 kN/m³

Contenuto naturale di acqua e limiti di consistenza

Contenuto d'acqua naturale $w = 18 \div 26 \%$
 Limite liquido $w_L = 38 \div 58\%$
 Limite plastico $w_P = 15 \div 28 \%$

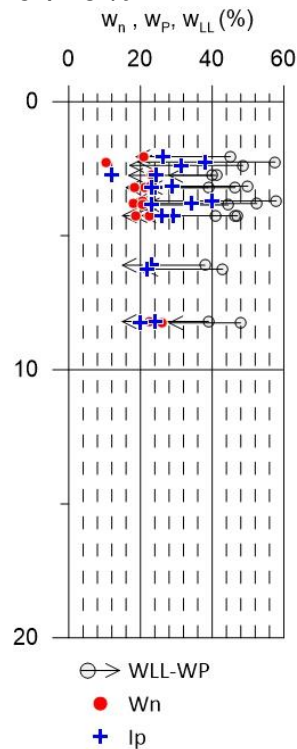


Figura 6-5 CdF - Contenuto naturale d'acqua, limiti di consistenza e indice di plasticità.

PROGETTAZIONE ATI:

6.1.2.2. Caratteristiche di resistenza in condizioni drenate

Prove di taglio diretto TD e triassiali TXCU

Parametri di picco

Dalle prove di taglio diretto e triassiali si ottengono i seguenti valori delle caratteristiche di resistenza a taglio di picco:

Angolo d'attrito $\varphi' = 22 \div 27^\circ$ (TD)
Coesione efficace $c' = 15 \div 22$ kPa (TD)

Angolo d'attrito $\varphi' = 22 \div 24^\circ$ (TXCU)
Coesione efficace $c' = 22 \div 40$ kPa (TXCU)

Parametri residui

Dalle prove di taglio diretto in condizioni residue si ottengono i seguenti valori delle caratteristiche di resistenza a taglio residue:

Angolo d'attrito $\varphi' = 14 \div 18^\circ$ (TD residuo)
Coesione efficace $c' = 0$ kPa (TD residuo)

Prove penetrometriche dinamiche (SPT)

Angolo d'attrito $\varphi' = 30 \div 40^\circ$

6.1.2.3. Caratteristiche di resistenza in condizioni non drenate

Prove triassiali TXCU

Coesione non drenata $C_u = 70 \div 90$ kPa (TXCU)

Prove penetrometriche dinamiche (SPT)

Coesione non drenata $C_u = 60 \div 130$ kPa

6.1.2.4. Caratteristiche di deformabilità

Per la determinazione del valore operativo del modulo elastico dei terreni sono stati considerati i risultati delle prove SPT, interpretate secondo le correlazioni di D'apollonia (si veda paragrafo 4.2.1.1).

Prove penetrometriche dinamiche (SPT)

Modulo di Young $E = 5 \div 30$ Mpa

Modulo Edometrico (Prova edometrica)

Si riportano di seguito i valori del modulo edometrico ottenuto dalla prova edometrica.

Campagna	Sondaggio	Campione	Tipo di campione	da (m)	a (m)	Quota prelievo (da m a m)	Unità geotecnica	Peso specifico γ_n (kN/m ³)	Profondità della falda da p.c. z_w (m)	Tensione litostatica efficace σ'_v (kPa)	Modulo edometrico E_d kPa
2004	S79	SH1	I	3	3,4	3,2	CdF	20	-	64	7,35

6.1.2.5. Grafici CdF

Si riportano di seguito i grafici dei valori dei parametri caratteristici lungo la profondità dell'unità CdF.

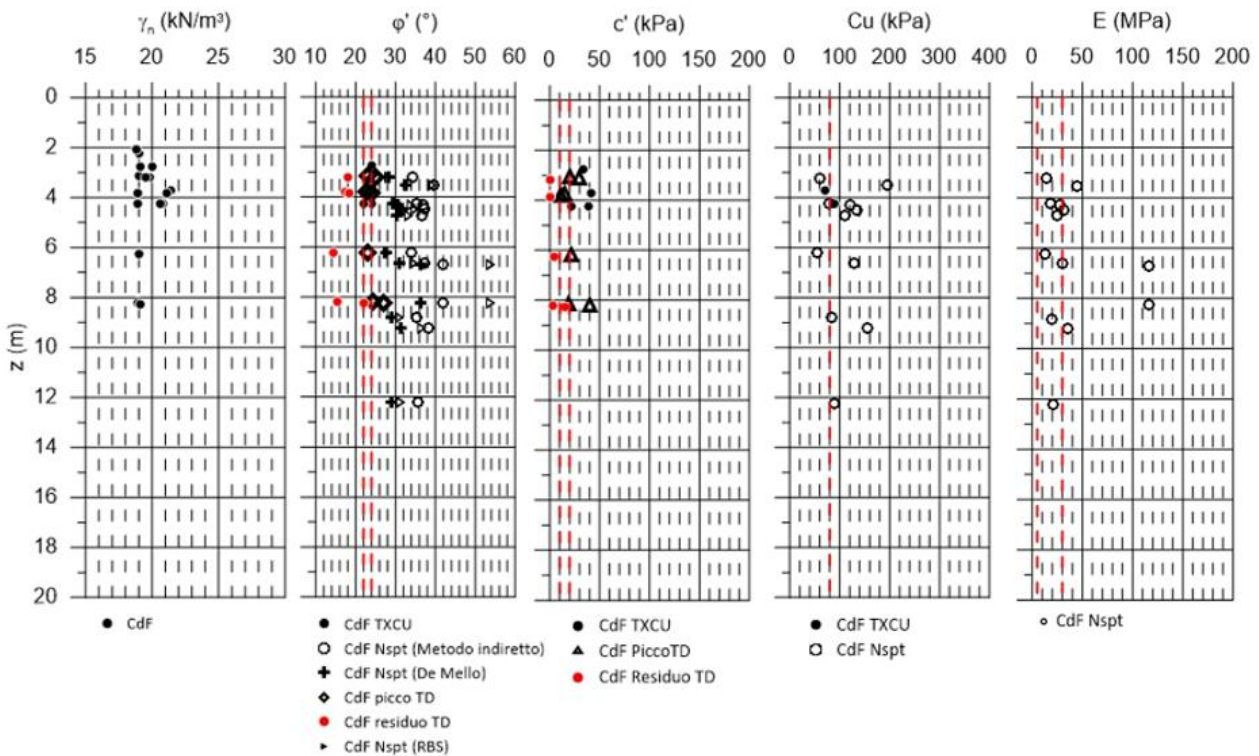


Figura 6-6 CdF - Caratteristiche fisico-meccaniche da prove in sito e di laboratorio.

6.1.3. DEPOSITI ALLUVIONALI FINI (ALL-LA)

6.1.3.1. Caratteristiche fisiche

Granulometria e peso di volume

- percentuale di ghiaia di circa 2%;
- percentuale di sabbia di circa 10%;
- percentuale di limo di circa 71%;
- percentuale di argilla di circa 17%;

PROGETTAZIONE ATI:

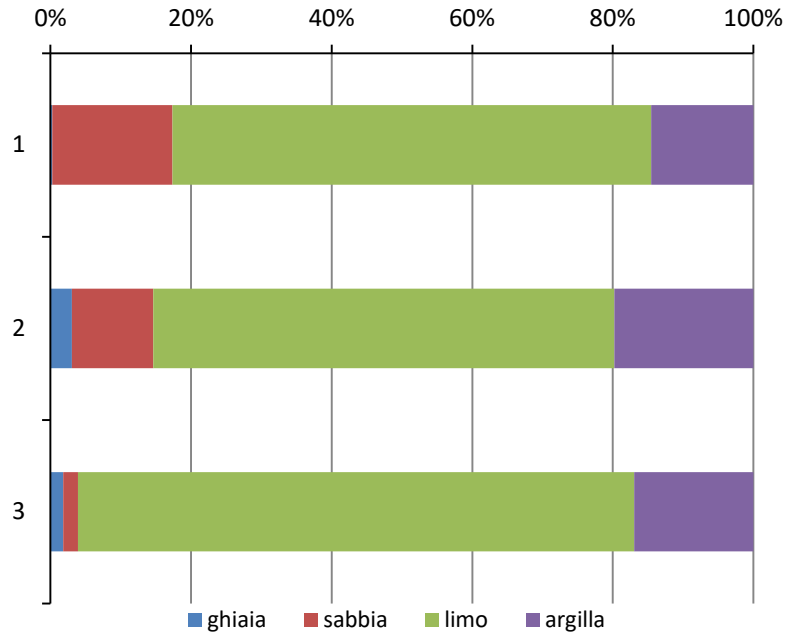


Figura 6-7 ALL-LA – Granulometria

Il peso di volume risulta compreso nell'intervallo di 19÷20 kN/m³

Contenuto naturale di acqua e limiti di consistenza

Contenuto d'acqua naturale $w = 14 \div 29 \%$
 Limite liquido $w_L = 32 \div 41\%$
 Limite plastico $w_P = 18 \div 22 \%$

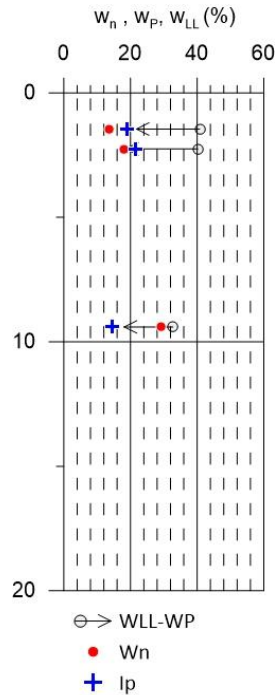


Figura 6-8 ALL-LA - Contenuto naturale d'acqua, limiti di consistenza e indice di plasticità.

PROGETTAZIONE ATI:

6.1.3.2. Caratteristiche di resistenza in condizioni drenate

Prove triassiali TXCU

Sull'unità ALL-LA è stata effettuata un'unica prova triassiale TXCU dalla quale è stato possibile ottenere i seguenti valori delle caratteristiche di resistenza a taglio:

Angolo d'attrito $\varphi' = 24^\circ$ (TXCU)
Coesione efficace $c' = 17$ kPa (TXCU)

Prove penerometriche dinamiche (SPT)

Angolo d'attrito $\varphi' = 35 \div 40^\circ$

6.1.3.3. Caratteristiche di resistenza in condizioni non drenate

Prove triassiali TXCU

Sull'unità ALL-LA è stata effettuata un'unica prova triassiale TXCU dalla quale è stato possibile ottenere il seguente valore di coesione non drenata:

Coesione non drenata $C_u = 34$ kPa (TXCU)

Prove penetrometriche dinamiche (SPT)

Sull'unità ALL-LA si hanno a disposizione solamente n.2 prove SPT, dalle quali si sono ottenuti i valori di seguito riportati:

Coesione non drenata $C_u = 215$ kPa
Coesione non drenata $C_u = 475$ kPa

Prove penetrometriche statiche (CPT)

Coesione non drenata $C_u = 100 \div 150$ kPa

6.1.3.4. Caratteristiche di deformabilità

Per la determinazione del valore operativo del modulo elastico dei terreni sono stati considerati i risultati delle prove SPT, interpretate secondo le correlazioni di D'apollonia (si veda paragrafo 4.2.1.1) e il risultato della prova a compressione monoassiale ELL.

Modulo di Young $E=30 \div 40$ Mpa

6.1.3.5. Grafici ALL-LA

Si riportano di seguito i grafici dei valori dei parametri caratteristici lungo la profondità dell'unità ALL-LA.

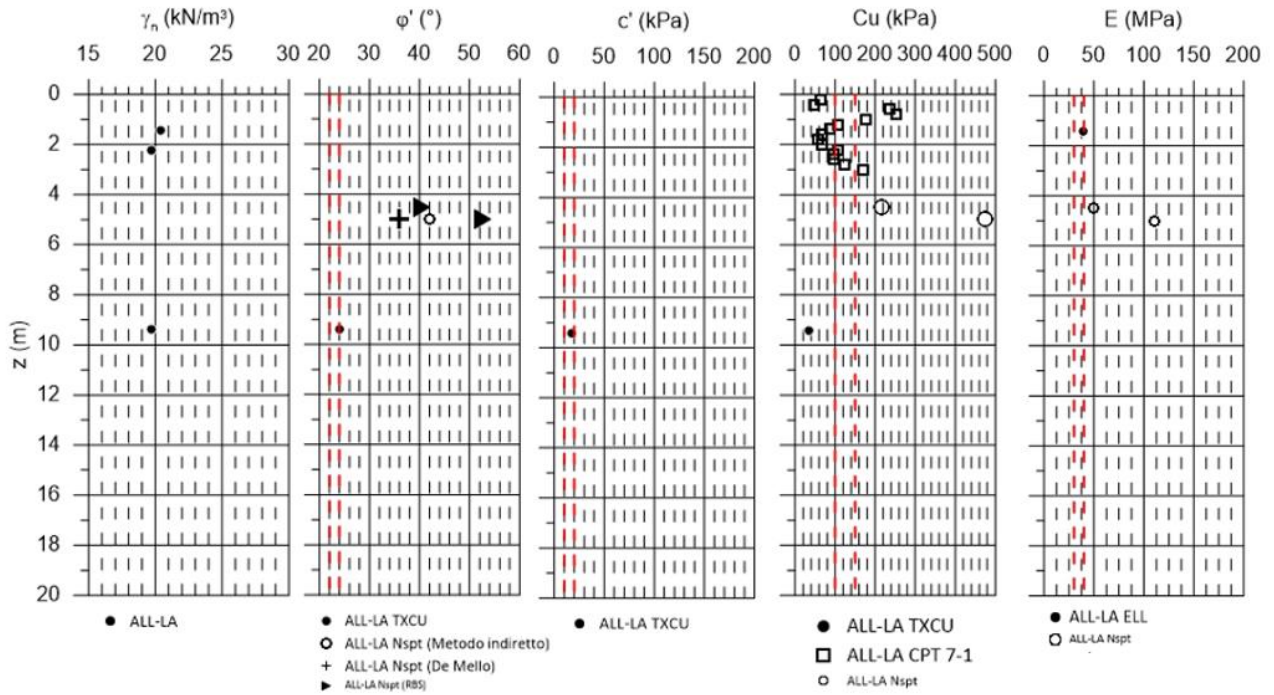


Figura 6-9 ALL-LA - Caratteristiche fisico-meccaniche da prove in sito e di laboratorio.

6.1.4. DEPOSITI ALLUVIONALI GROSSOLANI (ALL-GH)

6.1.4.1. Caratteristiche fisiche

Granulometria e peso di volume

percentuale di ghiaia di circa 48%;
percentuale di sabbia di circa 23%;
percentuale di limo di circa 18%;
percentuale di argilla di circa 11%;

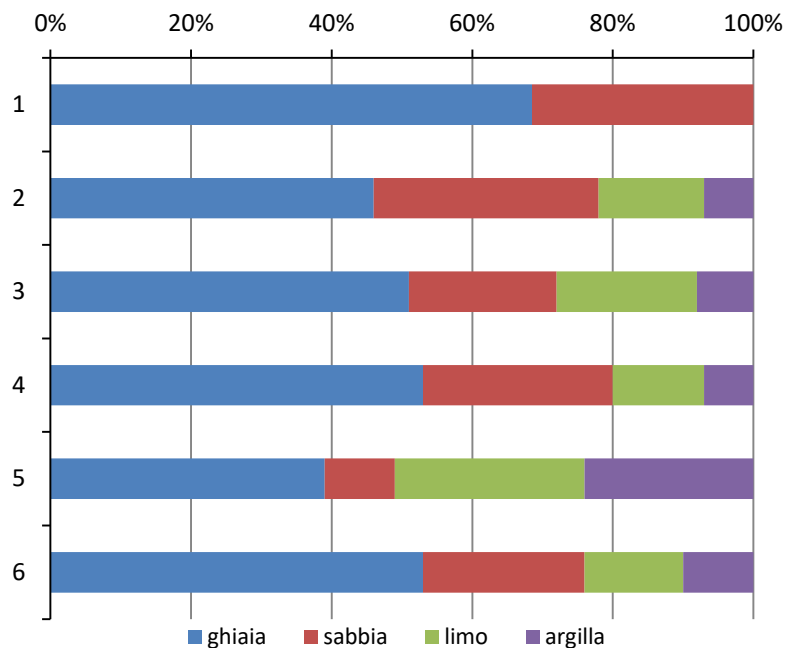


Figura 6-10 ALL-Gh – Granulometria

Il peso di volume risulta compreso nell'intervallo di 20÷21 kN/m³

Contenuto naturale di acqua e limiti di consistenza

Contenuto d'acqua naturale	w = 14 ÷ 26 %
Limite liquido	w _L = 21 ÷ 45 %
Limite plastico	w _P = 13 ÷ 30 %

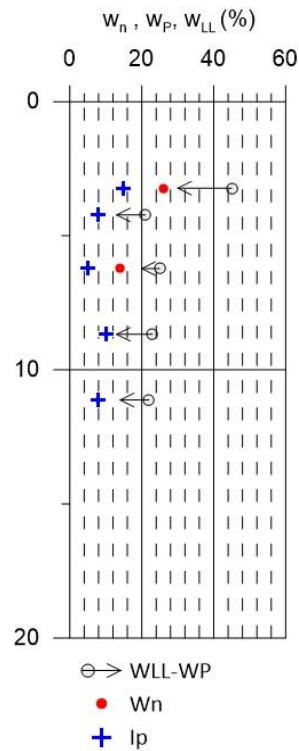


Figura 6-11 ALL-Gh - Contenuto naturale d'acqua, limiti di consistenza e indice di plasticità.

6.1.4.2. Caratteristiche di resistenza in condizioni drenate

Prove penerometriche dinamiche (SPT)

Angolo d'attrito $\varphi' = 30 \div 35^\circ$

6.1.4.3. Caratteristiche di deformabilità

Per la determinazione del valore operativo del modulo elastico dei terreni sono stati considerati i risultati delle prove SPT, interpretate secondo le correlazioni di D'apollonia (si veda paragrafo 4.2.1.1).

Modulo di Young $E=30 \div 40\text{Mpa}$

6.1.4.4. Grafici ALL-Gh

Si riportano di seguito i grafici dei valori dei parametri caratteristici lungo la profondità dell'unità ALL-Gh.

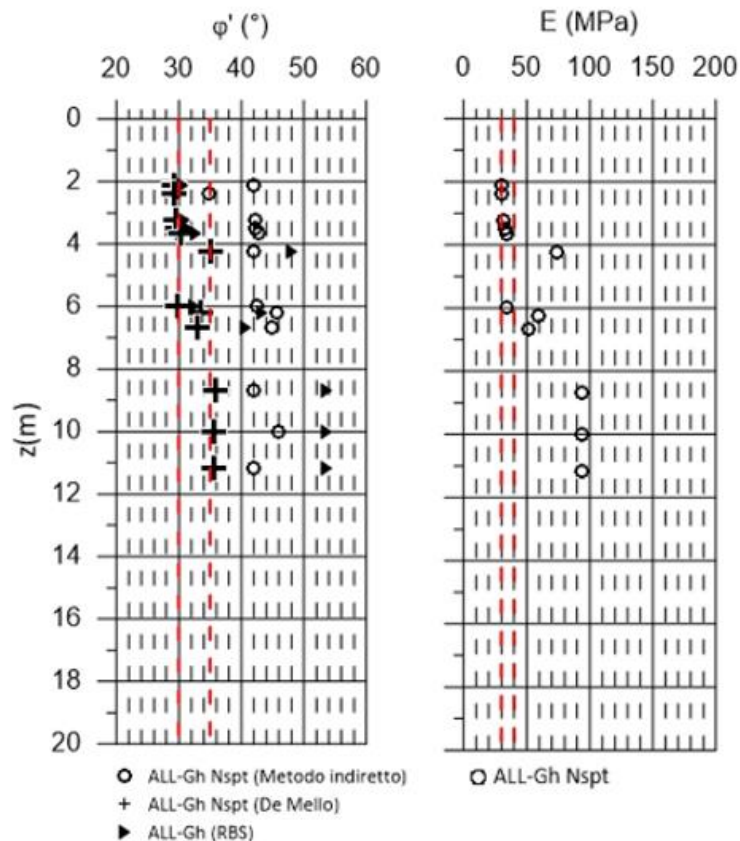


Figura 6-12 ALL- Gh -Caratteristiche fisico-meccaniche da prove in sito e di laboratorio.

6.1.5. SUBASTRATO ALTERATO DEL FLYSH (SUB_ALT)

Dall'analisi delle stratigrafie dei sondaggi e delle prove sui campioni prelevati, il substrato alterato è stato considerato come uno strato, che in virtù dell'alterazione per ossidazione, ha perso le caratteristiche di una roccia evidenziando un comportamento più in linea con quello di un terreno.

Le caratteristiche meccaniche sono state determinate facendo principalmente riferimento alle prove di laboratorio eseguite sui campioni di terreno prelevati.

6.1.5.1. Caratteristiche fisiche

Granulometria e peso di volume

percentuale di ghiaia di circa 17%;
percentuale di sabbia di circa 7%;
percentuale di limo di circa 52%;
percentuale di argilla di circa 24%;

PROGETTAZIONE ATI:

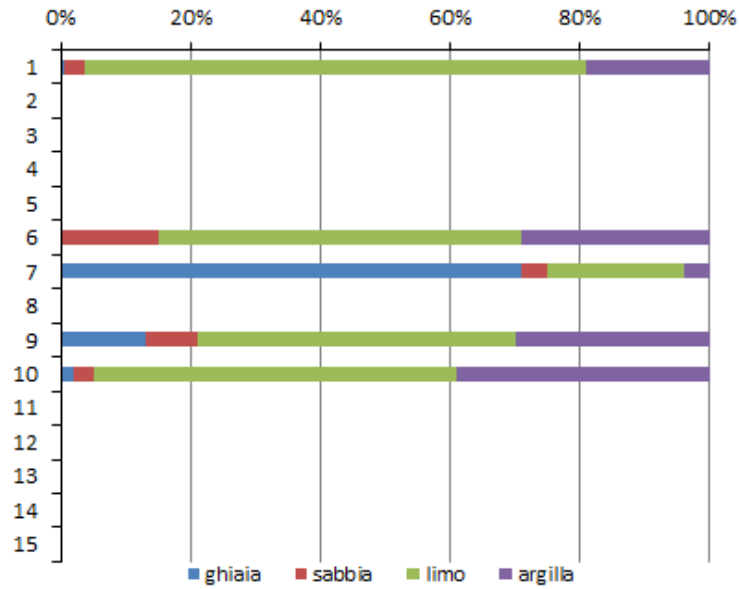


Figura 6-13 Sub_alt – Granulometria

Il peso di volume risulta compreso nell'intervallo di 20÷22 kN/m³

Contenuto naturale di acqua e liti di consistenza

Contenuto d'acqua naturale $w = 19 \div 21 \%$
 Limite liquido $w_L = 32 \div 47 \%$
 Limite plastico $w_P = 16 \div 30 \%$

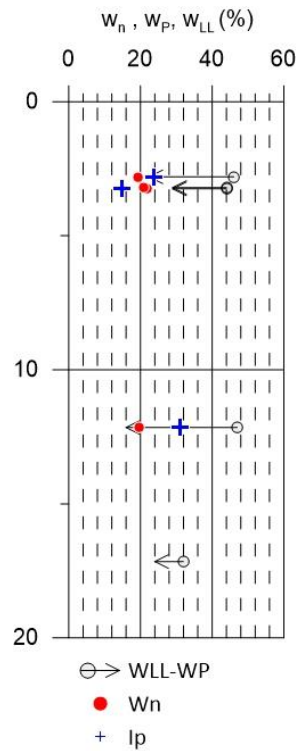


Figura 6-14 Sub-alt - Contenuto naturale d'acqua, limiti di consistenza e indice di plasticità.

PROGETTAZIONE ATI:

6.1.5.2. Caratteristiche di resistenza in condizioni drenate

Prove di taglio diretto TD e triassiali TXCU

Sull'unità Sub_alt si hanno a disposizione solamente n.1 di taglio diretto e n.1 triassiale TXCU dalle quali si sono ottenuti i valori di seguito riportati:

Angolo d'attrito $\varphi' = 28^\circ$ (TD)
Coesione efficace $c' = 28$ kPa (TD)

Angolo d'attrito $\varphi' = 28^\circ$ (TXCU)
Coesione efficace $c' = 35$ kPa (TXCU)

Prove penerometriche dinamiche (SPT)

Angolo d'attrito $\varphi' = 30 \div 40^\circ$

6.1.5.3. Caratteristiche di resistenza in condizioni non drenate

Prove triassiali TXCU

Coesione non drenata $C_u = 38$ kPa (TXCU)

Prove penetrometriche dinamiche (SPT)

Coesione non drenata $C_u = 100 \div 250$ kPa

Prove penetrometriche statiche (CPT)

Coesione non drenata $C_u = 100 \div 150$ kPa

6.1.5.4. Caratteristiche di deformabilità

Per la determinazione del valore operativo del modulo elastico dei terreni sono stati considerati i risultati delle prove SPT, interpretate secondo le correlazioni di D'apollonia (si veda paragrafo 4.2.1.1) e delle prove a compressione ELL.

Modulo di Young $E=40-60$ Mpa $z \leq 5$ m
 $E=60 \div 100$ Mpa > 5 m.

Modulo Edometrico (Prova edometrica)

Si riportano di seguito i valori del modulo edometrico ottenuto dalla prova edometrica.

Campagna	Sondaggio	Campione	Tipo di campione	da (m)	a (m)	Quota prelievo (da m a m)	Unità geotecnica	Peso specifico γ_n (kN/m ³)	Profondità della falda da p.c. z_w (m)	Tensione litostatica efficace σ'_v (kPa)	Modulo edometrico E_d kPa
2004	S713bis	SH1	I	2,60	3,00	2,8	Sub_alt	20	-	56	9,2

6.1.5.5. Grafici Sub_alt

Si riportano di seguito i grafici dei valori dei parametri caratteristici lungo la profondità dell'unità Sub_alt.

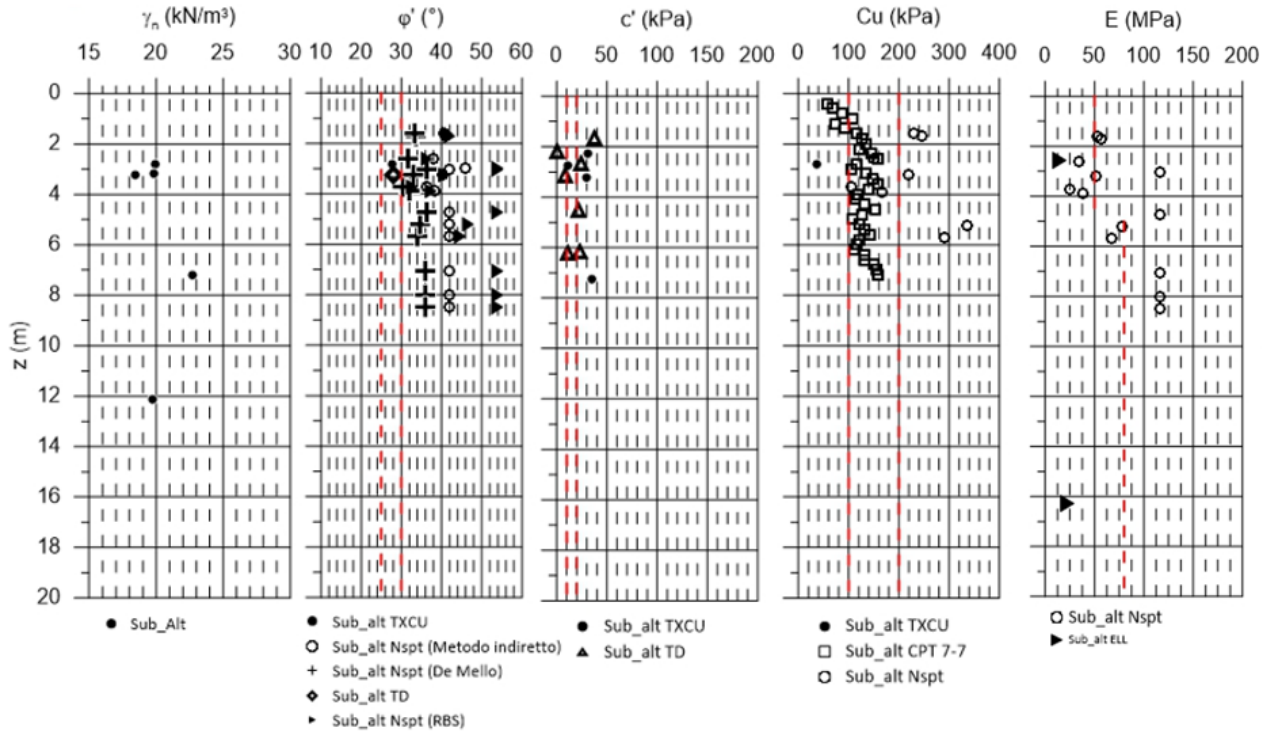


Figura 6-15 Sub_alt -Caratteristiche fisico-meccaniche da prove in sito e di laboratorio.

6.1.6. SUBSTRATO MARNOSO ARENACEO (SUB)

Nell'ambito delle opere di imbocco, l'unità geotecnica Sub è rappresentativa di marne e marne argillose il cui comportamento è assimilabile a quello di una terra. Si sottolinea come, per via della sua natura sostanzialmente terrosa - riscontrata nei sondaggi S75 e S11pz -, lo stesso comportamento può ascrivere alla sotto-unità Sub_mc, riscontrabile nell'ambito delle gallerie naturali ed in particolare in zone di faglia e/o ad alta fratturazione. Data la somiglianza, dal punto di vista meccanico, delle due unità geotecniche, si ritiene opportuno caratterizzarle alla stessa maniera.

Nel substrato marnoso arenaceo sono stati prelevati n.18 campioni di marna (marna e marna argillosa, limo con argilla da sabbioso a ghiaioso, limo con ghiaia argilloso debolmente sabbioso, ghiaia sabbioso limosa e sabbia con limo) e n.35 litoidi.

Le caratteristiche fisico meccaniche definite per l'unità sono cautelativamente riferite alla facies marnosa, che interessa il dimensionamento delle opere di linea. Nel caso delle fondazioni su pali dei viadotti si tiene conto della presenza delle arenarie nel calcolo della resistenza alla punta.

Granulometria e peso di volume

percentuale di ghiaia di circa 14%;
percentuale di sabbia di circa 6%;
percentuale di limo di circa 60%;
percentuale di argilla di circa 20%;

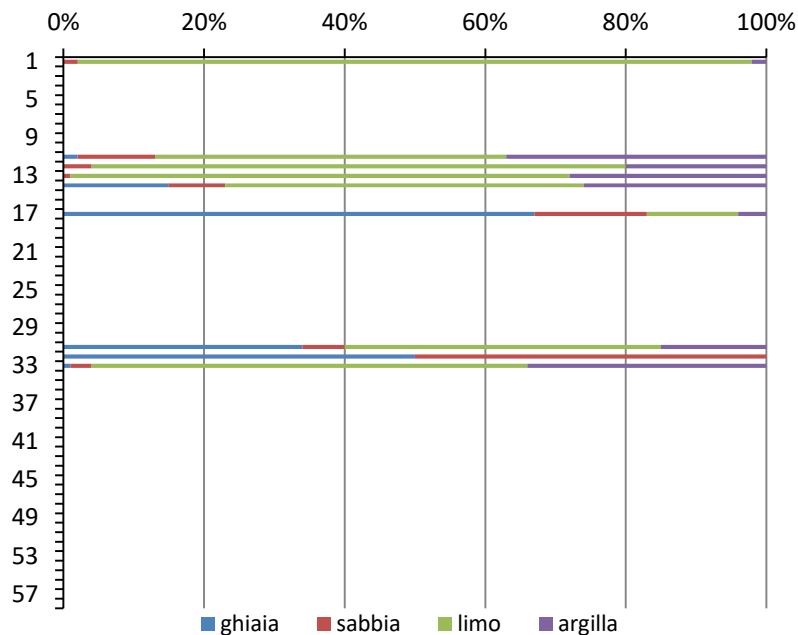


Figura 6-16 Sub – Granulometria

Il peso di volume risulta compreso nell'intervallo di 23÷24 kN/m³

Contenuto naturale di acqua e liti di consistenza

PROGETTAZIONE ATI:

Contenuto d'acqua naturale $w = 14 \div 22\%$
Limite liquido $w_L = 23 \div 58\%$
Limite plastico $w_P = 15 \div 28\%$

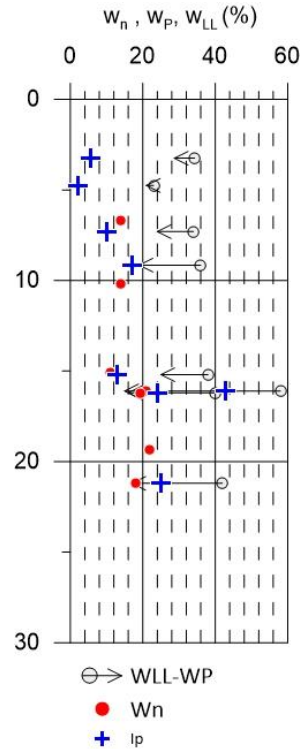


Figura 6-17 Sub - Contenuto naturale d'acqua, limiti di consistenza e indice di plasticità.

6.1.6.1. Caratteristiche di resistenza in condizioni drenate

Prove di taglio diretto TD e triassiali su Roccia

Dalle prove di taglio diretto si ottengono i seguenti valori delle caratteristiche di resistenza a taglio:

Angolo d'attrito $\varphi' = 27 \div 33^\circ$ (TD)
Coesione efficace $c' = 30 \div 55$ kPa (TD)

Dalle prove triassiali su roccia si ottengono i seguenti valori delle caratteristiche di resistenza a taglio:

Angolo d'attrito $\varphi' = 42 \div 45^\circ$
Coesione efficace $c' = 5532 \div 6250$ kPa

Prove penerometriche dinamiche (SPT)

Angolo d'attrito $\varphi' = 32 \div 35^\circ$

6.1.6.2. Caratteristiche di resistenza in condizioni non drenate

Compressione semplice ELL

Coesione non drenata $C_u = 38.8$ kPa (ELL)

PROGETTAZIONE ATI:

Prove penetrometriche dinamiche (SPT)

Coazione non drenata $C_u = 300 \div 400$ kPa

Nel definire il valore di coazione non drenata si è tenuto conto delle caratteristiche della formazione ed anche dei risultati delle prove SPT a rifiuto.

6.1.6.3. Caratteristiche di deformabilità

Per la determinazione del valore operativo del modulo elastico dei terreni dell'unità Sub sono stati considerati i risultati delle prove SPT, interpretate secondo le correlazioni di D'apollonia (si veda paragrafo 4.2.1.1) e i valori del modulo elastico ottenuto a partire dal modulo elastico dinamico ricavato dalle prove DH.

Modulo di Young $E=300 \div 350$ Mpa $z \leq 15$ m
 $E=400 \div 600$ Mpa $15 < z \leq 30$ m
 $E=300 \div 350$ Mpa $z > 30$ m

6.1.6.4. Grafici Sub

Si riportano di seguito i grafici dei valori dei parametri caratteristici lungo la profondità dell'unità Sub.

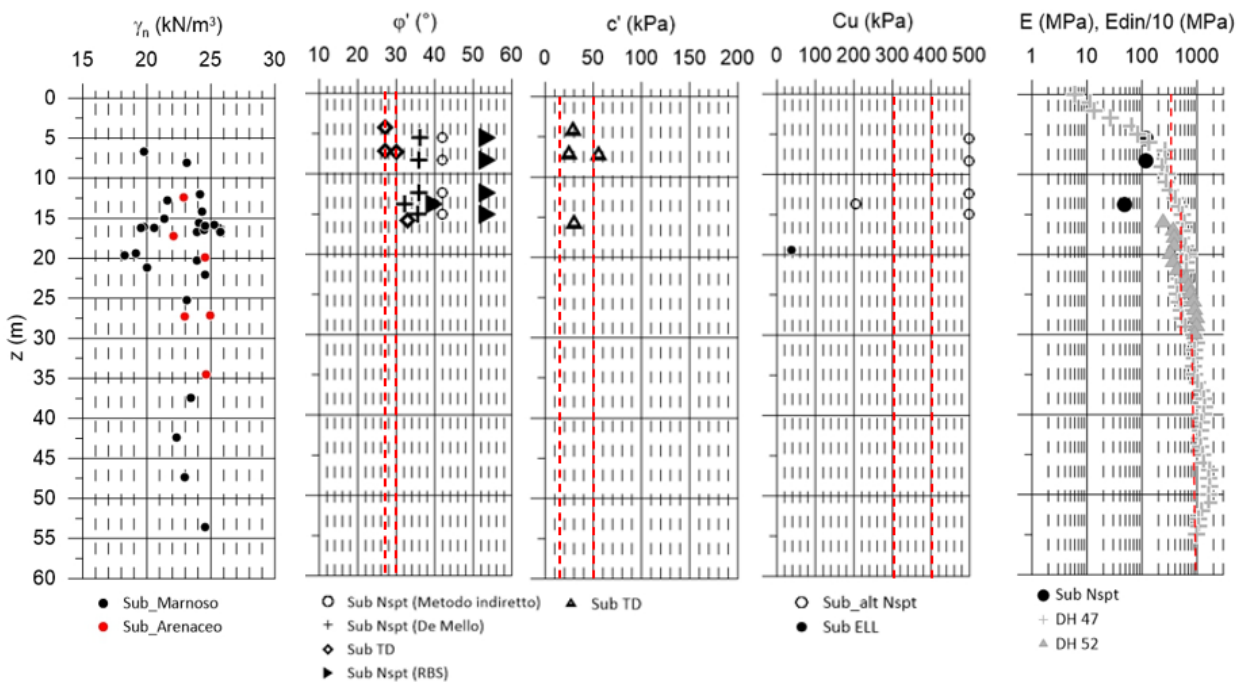


Figura 6-18 Sub -Caratteristiche fisico-meccaniche da prove in sito e di laboratorio.

6.1.7. PARAMETRI CARATTERISTICI

Con riferimento ai terreni precedentemente individuati si è proceduto a definire le caratteristiche fisico-meccaniche analizzando tutti i risultati delle prove di laboratorio e delle indagini in sito svolte nel corso delle diverse campagne di indagine, mediante correlazioni proposte in letteratura e già ampiamente verificate sul piano sperimentale.

Sono stati quindi definiti per ciascuna unità geotecnica i valori caratteristici dei parametri geotecnici. In accordo a quanto riportato in letteratura da vari autori si ritiene che, per la determinazione dei valori caratteristici dei parametri di resistenza del terreno, un approccio di tipo esclusivamente

statistico risultati poco significativo. Si è pertanto proceduto con metodologie del tutto analoghe a quelle utilizzate per la stima dei parametri geotecnici da impiegare nelle verifiche eseguite con normative basate su coefficienti globali di sicurezza.

I valori caratteristici di tutti i terreni tipo sopra indicati sono stati riassunti nella tabella di seguito riportata e nei profili geotecnici di progetto.

Tabella 6-1 Parametri fisici e meccanici delle unità geotecniche in sito.

UG	Descrizione	γ_n (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	c'_{res*} (kPa)	φ'_{res*} (°)	C_u (kPa)	E (MPa)
E/C	Depositi eluvio colluviali	19 ÷ 21	10 ÷ 30	24 ÷ 26	-	-	100÷150	10 ÷ 30
CdF	Corpi di frana	18÷19	10 ÷ 20	22 ÷ 24	0	14 ÷ 18	80	5 ÷ 30
ALL-LA	Depositi alluvionali fini	19÷20	10 ÷ 20	22 ÷ 24	-	-	100÷150	30 ÷ 40
ALL-Gh	Depositi alluvionali grossolani	20÷21	0 ÷ 5	30 ÷ 35	-	-	-	30 ÷ 40
Sub_alt	Substrato alterato del flysh	20÷22	10 ÷ 20	25 ÷ 30	-	-	100÷200	40÷60 (z<5m) 60÷100(z>5m)
Sub	Substrato marnoso arenaceo	23÷24	30 ÷ 50	27 ÷ 30	-	-	300÷400	300÷350 (z<15m) 400÷600 (z=15÷30m) 600÷800 (z>30m)

* parametri derivati da prove di taglio diretto in condizioni residue

6.2. CARATTERIZZAZIONE DEGLI AMMASSI ROCCIOSI

6.2.1. SUBSTRATO MARNOSO ARENACEO (SUB)

La caratterizzazione geomeccanica dei litotipi interessati dalle gallerie naturali si basa principalmente su rilievi di superficie, integrati con informazioni bibliografiche e localmente con prove di laboratorio e sondaggi.

In particolare, le stazioni geomeccaniche hanno permesso una stima del G.S.I. per le strutture flyschoidi (Hoek & Marinos, 2001) per quanto concerne gli ammassi competenti.

Per quanto riguarda le fasce cataclastiche e/o ad alta fratturazione della sotto-unità Sub_ac, non avendo a disposizione informazioni dirette da indagini geognostiche o stime dettagliate dai rilievi di superficie, cautelativamente si è proceduto, partendo dalla caratterizzazione degli ammassi competenti, ad una riduzione del G.S.I.

Si riporta di seguito un riepilogo delle stazioni geomeccaniche rilevate (per i relativi dettagli si veda T00GE00GEORE01):

Stazione	Unità geotecnica	GSI
SG1	Sub_m	37
SG2	Sub_a	70
SG3	Sub_m	33

SG4	Sub_m	35
SG5	Sub_a	77

Tabella 6.2 - Riepilogo delle stazioni geomeccaniche rilevate

Per la stima della resistenza a compressione della roccia intatta si è fatto riferimento alle prove di compressione monoassiale e ai Point Load Test, i cui risultati sono riportati di seguito:

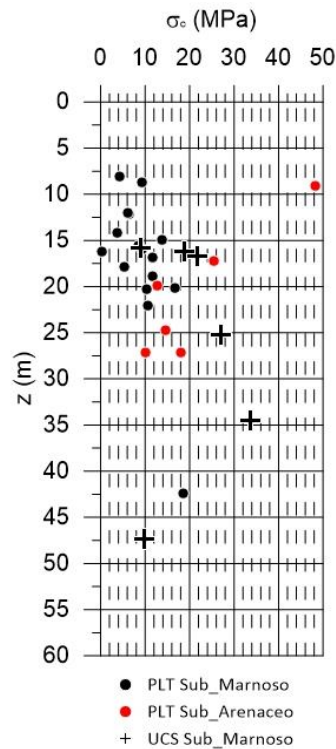


Figura 6-19 Sub - Risultati prove di compressione semplice non confinata e prove di resistenza a carico puntuale (point load test).

Si è scelto quindi di caratterizzare gli ammassi cataclasati e/o altamente fratturati con i valori di resistenza più bassi riscontrati, riservando invece i valori più alti per gli ammassi competenti.

Il parametro m_i è stato desunto da bibliografia.

6.2.2. PARAMETRI CARATTERISTICI

Si riporta di seguito un riassunto dei parametri del criterio di rottura di Hoek-Brown adottati per le sotto-unità geotecniche Sub_a, Sub_ac e Sub_m:

Unità geotec.	GSI [-]	m_i [-]	σ_c [MPa]	D [-]
Sub_m	30-40	7	10-20	0
Sub_a	60-70	17	20-25	0

PROGETTAZIONE ATI:

Sub_ac	30-40	17	10-20	0
--------	-------	----	-------	---

Tabella 6.3

Definiti i parametri che descrivono il criterio di rottura di Hoek-Brown, si è proceduto alla sua linearizzazione sulla base delle coperture delle gallerie al fine di ricavare gli intervalli equivalenti dei parametri relativi al criterio di rottura di Mohr-Coulomb:

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

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

Dove:

- $\alpha = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$
- $m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)$ (Valore ridotto del parametro m_i)
- $\sigma'_{3n} = \frac{\sigma'_{smax}}{\sigma_{ci}}$
- $\sigma'_{3max} = \sigma'_{cm} 0.47 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H}\right)^{-0.94}$ (Limite superiore tensione di confinamento)
- $\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \frac{(m_b+4s-\alpha(m_b-8s))\left(\frac{m_b+s}{4}\right)^{\alpha-1}}{2(1+\alpha)(2+\alpha)}$ (Resistenza globale dell'ammasso)
- σ_{ci} (Resistenza a compressione della roccia intatta)
- $s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)$ (Parametro legato all'assetto geostrutturale)
 - *GSI* Geological Strength Index
 - *D* Fattore di disturbo
 - m_i Parametro di Hoek e Brown della roccia intatta
 - *H* Altezza della copertura

Successivamente, a completamento della caratterizzazione dell'ammasso roccioso, è stato valutato il modulo elastico del materiale, attraverso la seguente formula proposta da Hoek (anch'essa implementata nel programma RocLab v. 1.032 della Rocscience), che tiene in conto sia le proprietà qualitative dell'ammasso roccioso (*GSI*), sia gli effetti del danneggiamento provocato dalla tipologia di scavo (*D*):

$$E = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)}$$

Per i parametri relativi al criterio di rottura di Mohr-Coulomb così individuati si faccia riferimento alle relazioni di calcolo delle gallerie.

PROGETTAZIONE ATI:

7. RILEVATI, TRINCEE E SCAVI PROVVISORIALI – ANALISI DI STABILITÀ

7.1. RILEVATI

Nei successivi paragrafi vengono riportate le analisi effettuate per la valutazione dei cedimenti e della stabilità dei rilevati presenti lungo il tracciato.

Sono riportati i risultati ottenuti per le sezioni maggiormente significative. Come si evince nei paragrafi successivi, fino a ad altezze massime pari a 5 m, il rilevato può essere realizzato con delle scarpate con pendenza 2(V)/3(H). Per altezze superiori ai 5 m, le analisi di stabilità interne del rilevato hanno evidenziato la necessità di prevedere l'esecuzione di una terra rinforzata nella banca inferiore con inclinazione della scarpata pari a 60°.

7.1.1. PIANO DI POSA DEI RILEVATI

Per il modulo di deformazione il capitolato indica un valore minimo di 20 MPa sul piano di posa del rilevato posto a 2,0 da quello della fondazione stradale.

Dall'analisi dei dati si osserva che per n.4 prove su 9, il valore misurato è inferiore al valore di capitolato.

Nei tratti in rilevato, viste le caratteristiche dei terreni in sito e i risultati delle prove di carico su piastra (eseguite a 0,5 m dal piano campagna), si prevede un intervento di bonifica con sostituzione dei terreni per uno spessore riportato nella tabella seguente.

Tabella 7-1 Valori spessore di bonifica in funzione delle progressive.

Prog. iniziale	Prog. finale	Litotipo	Descrizione e litotipo	Indagini di riferimento	Prova di carico su piastra M_{D1} (MPa)	Classificazione e UNI 10006	Spessore coltre vegetale (m)	Scotico (0,2m)	Bonifica (m)
0+000	0+738	ALL-LA	Limo sabbioso	Pz72	2,49 (0,5m)	A6	-	0,2	0,3
		ALL-LA	Limo con argilla, sabbioso	Pz01	29,7 (0,5m)	A7-6	0,4		
		ALL-LA	Limo con argilla, sabbioso	Pz01	25,1 (1,0m)	A7-6	-		
0+738	1+460	Galleria naturale Il Monte							
1+460	1+510	Sub_alt	Substrato. marnoso	-	-	-	-	0,2	-
1+510	1+700	Viaodtto S. Eracliano							
1+700	1+800	ALL-Gh CdF	Ghiaia limosa, argillosa	S78, S79	-	-	0,5	0,2	0,3
1+800	2+400	Galleria Urbania 1							
2+400	2+600	Ponte Santa Caterina							
2+600	2+660	E/C	Argilla limosa	S717	-	-	0,35	0,2	0,3
2+660	3+360	Galleria Naturale 2							
3+360	3+650	Ponte Venturello							
3+650	3+984	E/C	Limo argilloso	S717, S718	-	-	0,5	0,2	0,3
3+984	4+540	Galleria Urbania 3							
4+540	4+780			S12 S720			0,5	0,2	0,3
4+780	5+020	CdF	Argilla	S721,	-	-	0,2±1	0,2	0,8

PROGETTAZIONE ATI:

Prog. iniziale	Prog. finale	Litotipo	Descrizione e litotipo	Indagini di riferimento	Prova di carico su piastra M _{D1} (MPa)	Classificazione e UNI 10006	Spessore coltre vegetale (m)	Scotico (0,2m)	Bonifica (m)
			limosa	S ₇₂₂ , S _{13In}					
5+020	5+320	ALL-LA	Limo argilloso	Pz ₇₃	9,3 (1,2 m)	No limiti di Atterberg	-	0,2	0,3
		ALL-LA	Limo argilloso	Pz ₇₃	7,6 (0,5 m)	No limiti di Atterberg	-		
		ALL-LA	Limo argilloso	Pz ₀₂	18,7(0,5m)	A7-6	0,4		
		ALL-LA	Limo argilloso	Pz ₀₂	30,66 (1,0m)	A7-6	0,4		
		ALL-LA	Limo sabbioso argilloso	S ₇₂₃	-	-	0,5		
5+320	5+420	Ponte Cerreto							
5+420	5+800			S ₇₂₅	-	-	0,3	0,2	0,3
5+800	6+025	Ponte Metauro 3							
6+025	6+058	ALL-LA	Limo con ghiaia, argilloso	PZ ₀₃	35,74(0,5m)	A6	0,5	0,2	0,3
		ALL-LA	Limo con ghiaia, argilloso	PZ ₀₃	35,74(0,5m)	A6	0,5	0,2	0,3

PROGETTAZIONE ATI:

7.1.2. CEDIMENTI

La valutazione dei cedimenti dei rilevati è stata effettuata utilizzando il Software Settle 3D della Rocscience. Il software utilizza lo sforzo medio tridimensionale (la media delle componenti di sollecitazione volumetrica) e il cedimento viene poi calcolato come la deformazione di ogni strato dovuta al suddetto sforzo.

7.1.2.1. Sezione progressiva 4+880.0

Si riportano nel seguito i risultati del calcolo dei cedimenti del rilevato in corrispondenza della progressiva 4+880.0. In questo tratto il rilevato presenta un'altezza massima di circa 10 m.

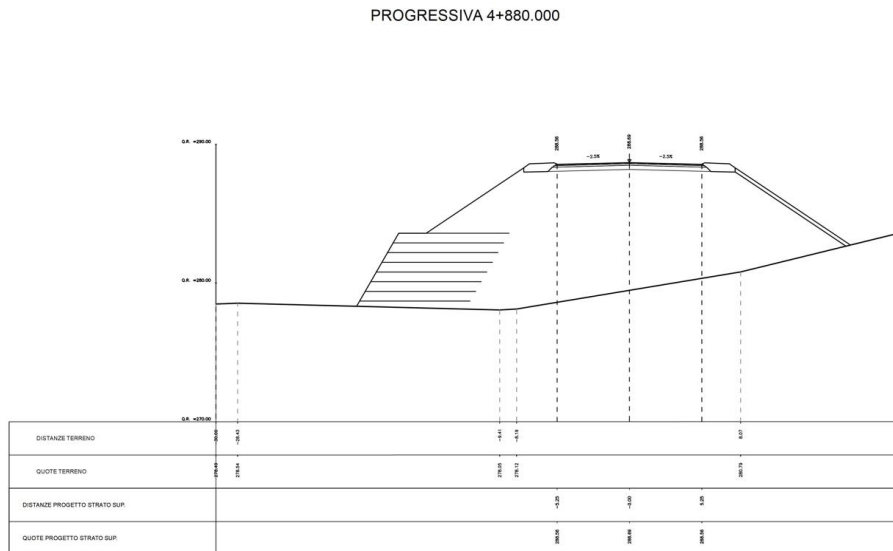


Figura 7-1 Sezione rilevato progressiva 4+880.0

Nel calcolo dei cedimenti si è considerata la presenza delle unità Cdf, Sub-alt e Sub secondo la seguente stratigrafia e la falda a 2 m dal piano campagna.

Profondità	Unità geotecnica	γ kN/m ³	c' kPa	ϕ' °	E MPa
0-8.0 m	Cdf	18.5	15	23	20
8.0-10.1 m	Sub-alt	21	15	27.5	50
>10.1 m	SUB	23.5	40	28.5	325

Caratteristiche geometriche del rilevato

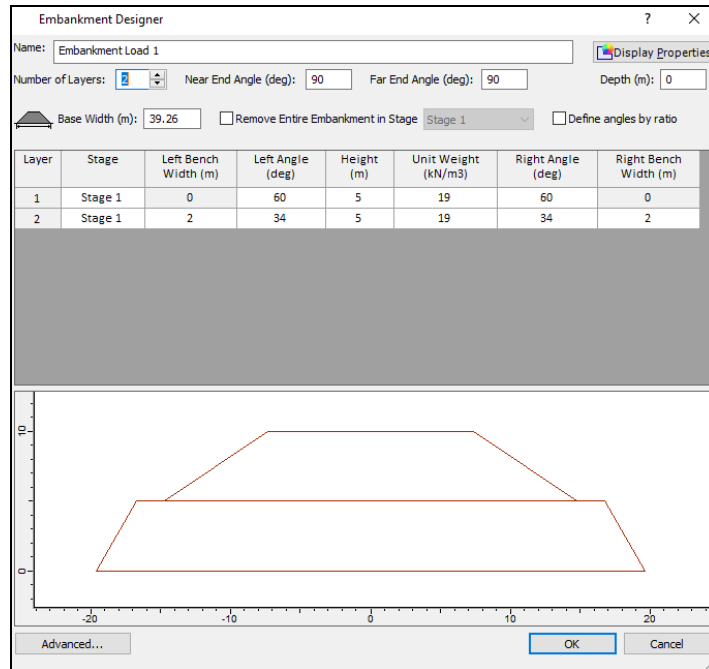


Figura 7-2 Caratteristiche geometriche rilevato progressiva 4+880.0

Cedimenti

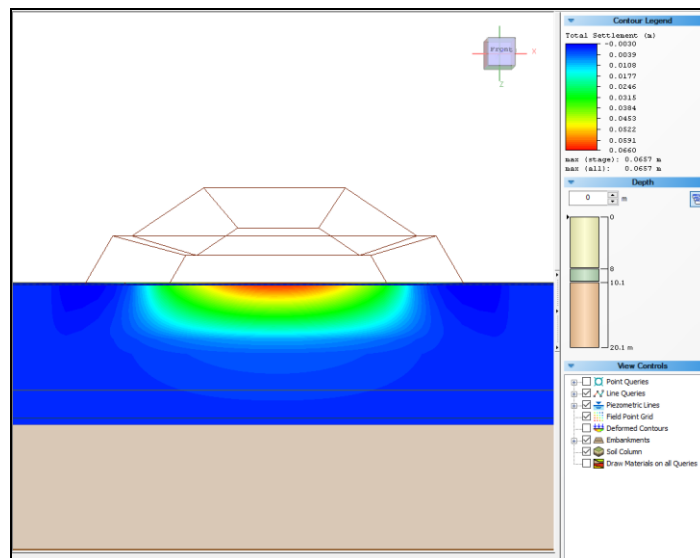


Figura 7-3 Risultati cedimenti rilevato progressiva 4+880.0

Il cedimento calcolato risulta pari a 6.57 cm.

7.1.2.2. Sezione progressiva 0+340.0

Si riportano nel seguito i risultati del calcolo dei cedimenti del rilevato in corrispondenza alla progressiva 0+340.0. In questo tratto il rilevato presenta un'altezza massima di circa 5 m.

PROGETTAZIONE ATI:

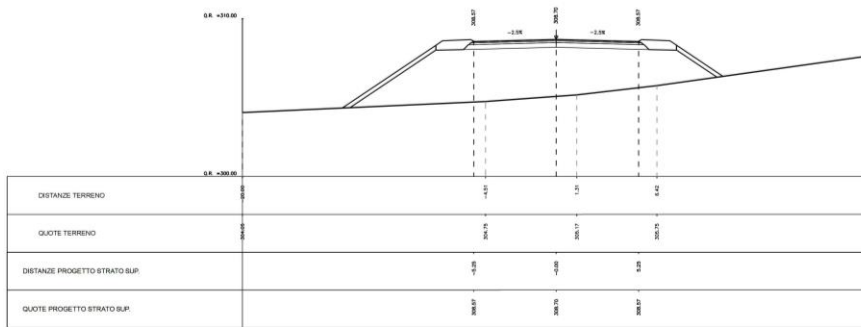


Figura 7-4 Sezione rilevato progressiva 0+340.0

Nel calcolo dei cedimenti si è considerata la presenza delle unità ALL-LA, ALL-Gh e Sub secondo la seguente stratigrafia e la falda a 1.3 m dal piano campagna.

Profondità	Unità geotecnica	γ kN/m ³	c' kPa	ϕ' °	E MPa
0-2.50 m	ALL-AL	19.5	15	23	35
2.50-6.70 m	ALL-Gh	20.5	2.5	32.5	35
>6.70 m	SUB	23.5	40	28.5	325

Caratteristiche geometriche del rilevato

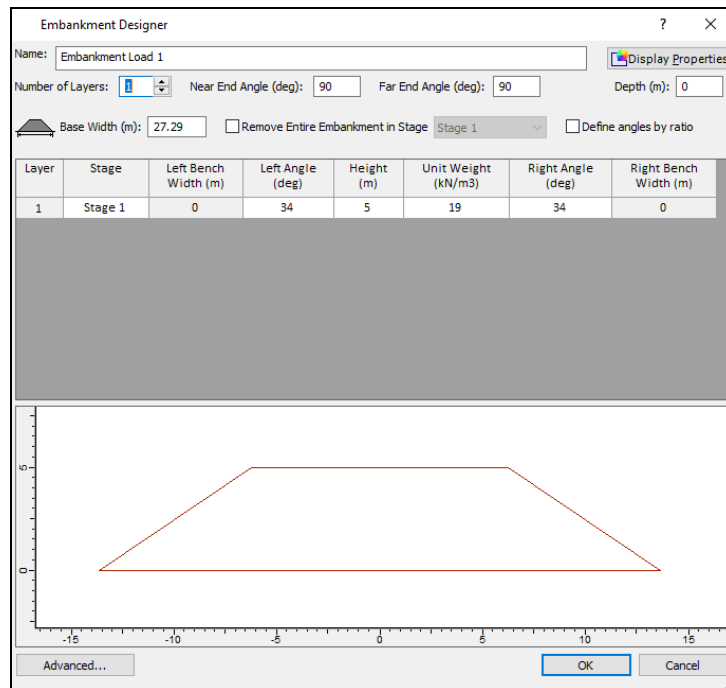


Figura 7-5 Caratteristiche geometriche rilevato progressiva 0+340.0

Cedimenti

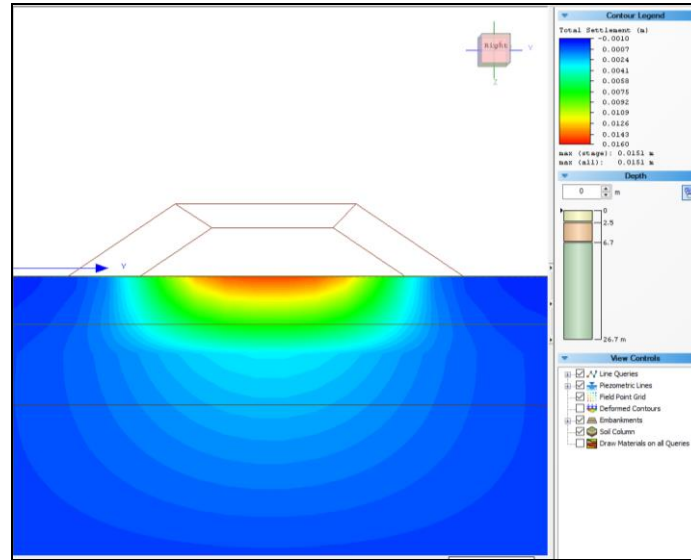


Figura 7-6 Risultati cedimenti rilevato progressiva 0+340.0

Il cedimento calcolato risulta pari a 1.51 cm.

PROGETTAZIONE ATI:

7.1.3. ANALISI DI STABILITÀ

Le verifiche di sicurezza sono state eseguite in accordo con quanto indicato nei paragrafi 6.8, 7.11.3 e 7.11.4 del DM 17/01/2018. Le verifiche di sicurezza sono state effettuate con riferimento l'Approccio 1, combinazione 2 (A2+M2+R2)

Sono stati quindi considerati i coefficienti parziali A2 per le azioni di progetto, M2 per i parametri geotecnici e R2 con γ_r pari a 1.1 per la resistenza del sistema.

In condizioni sismiche, per fronti di scavo e rilevati, le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente sono espressi come $F_h = k_h \cdot W$ e $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale. Nelle verifiche di sicurezza sono stati posti pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e $\gamma_r = 1.2$ per la resistenza del sistema.

Per la valutazione dei coefficienti k_h e k_v si sono considerati i seguenti parametri:

- Vita nominale (V_N): 50 anni
- Classe d'uso: IV ($c_u = 2$)
- Categoria di suolo: B
- Categoria topografica: T1
- Accelerazione media lungo il tracciato: $a_g = 0.227g$
- Coefficiente stratigrafico S_s : 1.172
- Coefficiente topografico S_t : 1.0
- Coefficiente di riduzione allo SLV: $\beta = 0.38$

I valori di k_h e k_v sono riportati nella seguente tabella:

Tabella 7-2 Coefficienti di intensità sismica

Dato	Simbolo
Coefficiente di intensità sismica orizzontale	$k_h = a_g / g \cdot \beta_s \cdot S_t \cdot S_s = 0.10$
Coefficiente di intensità sismica verticale	$k_v = 0.50 \cdot K_h$

Per quanto riguarda le azioni accidentali dovute al carico stradale, si è considerato un carico uniformemente distribuito $q_k = 20$ kPa, quindi:

- in condizioni **statiche** $q_d = 1.3 \cdot q_k = 26$ kPa;
- in condizione sismiche, con $\psi = 0.2$ (Coeff. di combinazione), risulta $q_d = 4$ kPa

Le analisi in condizione sismiche sono state effettuate adottando il metodo pseudo-statico. Tutte le analisi di stabilità sono state eseguite con riferimento al metodo di Bishop.

Per il materiale costituente il rilevato si sono assunti i seguenti valori dei parametri fisico-meccanici:

Unità geotecnica	γ kN/m ³	c' kPa	ϕ' °
Rilevato	19	0	35

7.1.3.1. Stabilità del corpo del rilevato (stabilità locale)

Nel presente paragrafo vengono riportate le verifiche di stabilità locali del rilevato che considerano esclusivamente le superfici di rottura che interessano il solo corpo del rilevato.

I rilevati stradali saranno realizzati con materiali idonei, sia provenienti dagli scavi sia da cave di prestito. Le banche avranno una pendenza $2(V)/3(H)$ con altezza massima di 5.0 m e banche intermedie di 2.0 m. Oltre i 5 m di altezza, la banca inferiore dovrà essere realizzata con una terra rinforzata con pendenza della scarpata pari a 60°.

PROGETTAZIONE ATI:

Altezza rilevato 5 m

Nelle due figure successive vengono riportate:

- verifica di stabilità in condizioni statiche: fattore di sicurezza = 1.323;
- verifica di stabilità in condizioni sismiche: fattore di sicurezza = 1.005.

Le verifiche di stabilità risultano soddisfatte.

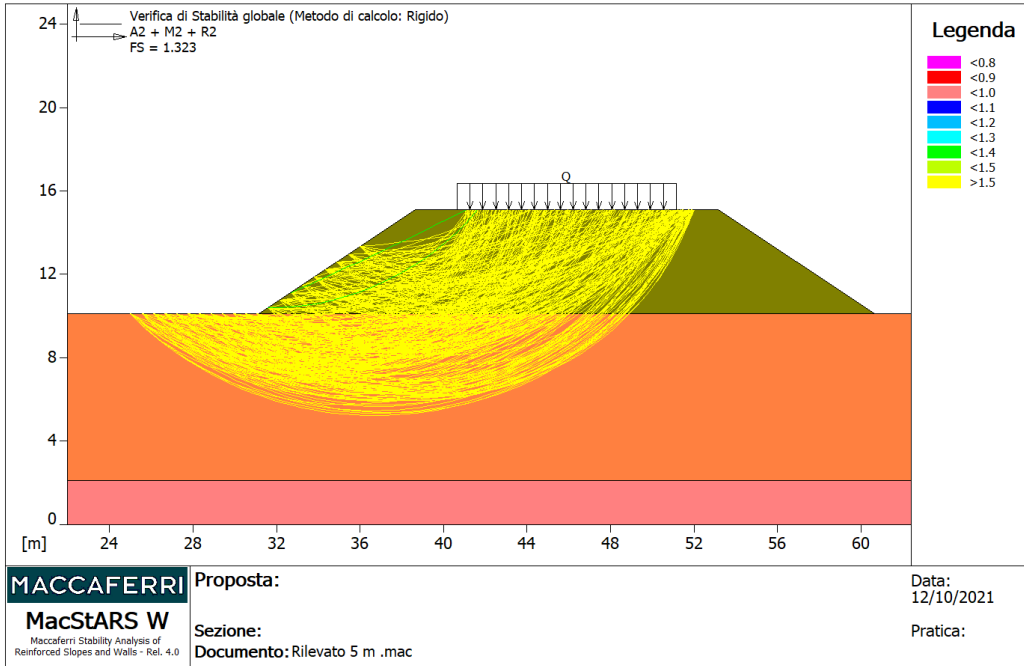


Figura 7-7 Rilevato progressiva 0+340.0-Statico

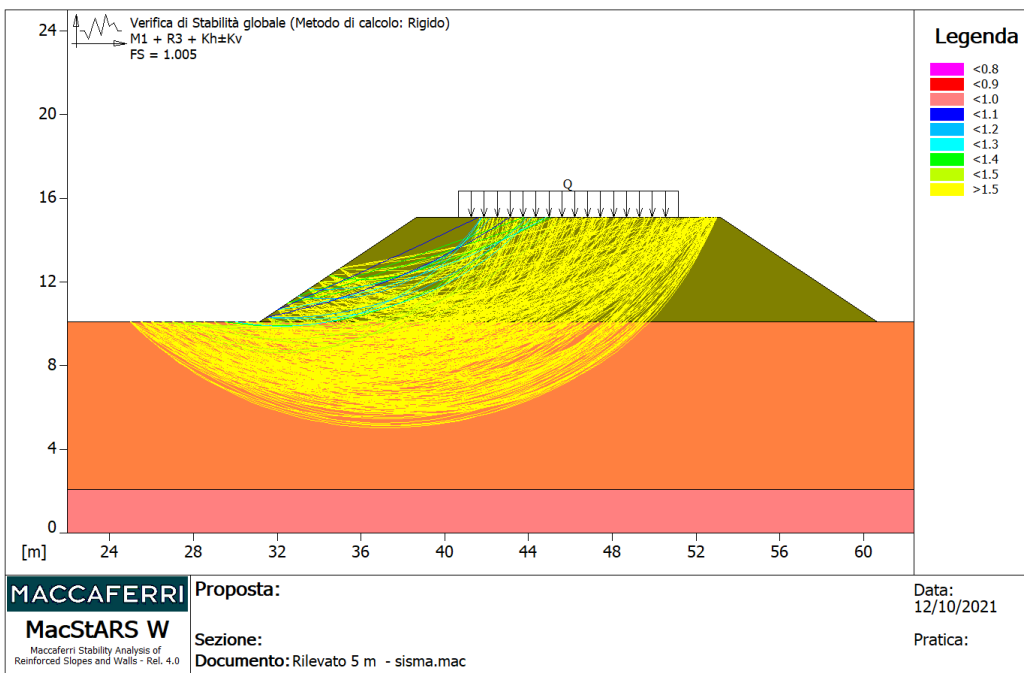


Figura 7-8 Rilevato progressiva 0+340.0-Sismico

PROGETTAZIONE ATI:

Altezza rilevato 5+5 m

Si considera la presenza di rinforzi tipo Green Terramesh-60°-8/2.7P con interasse verticali di 0.70 per la banca inferiore (Vedasi dettaglio in allegato).

Nelle due figure successive vengono riportate:

- verifica di stabilità in condizioni statiche: fattore di sicurezza = 1.137;
- verifica di stabilità in condizioni sismiche: fattore di sicurezza = 1.145.

Le verifiche di stabilità risultano soddisfatte.

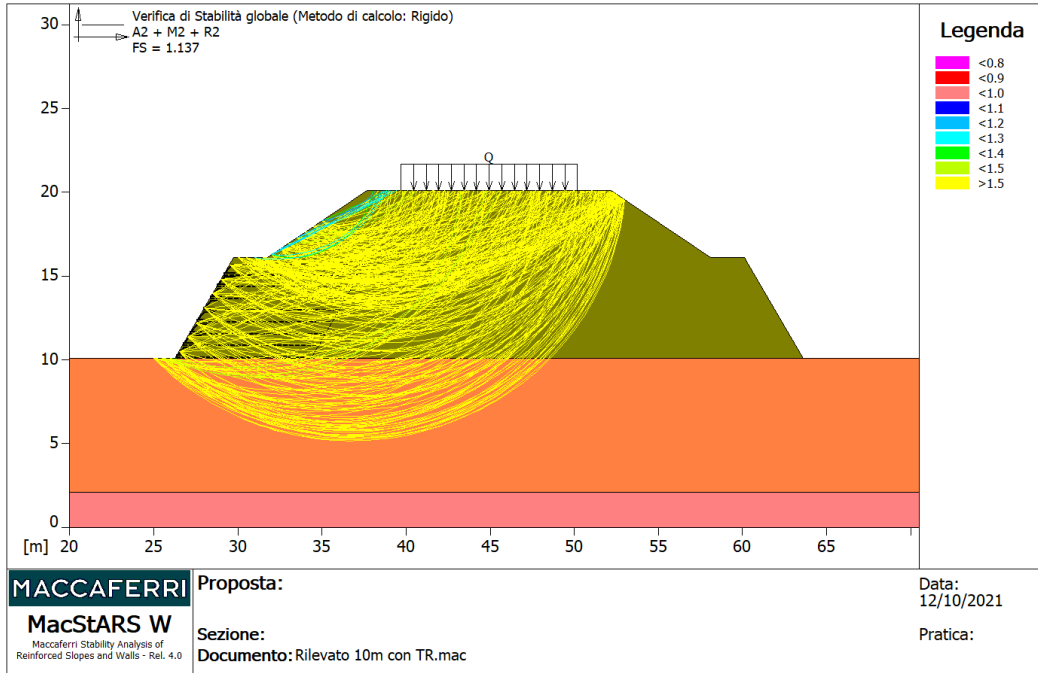


Figura 7-9 Rilevato progressiva 4+880.0-Statico

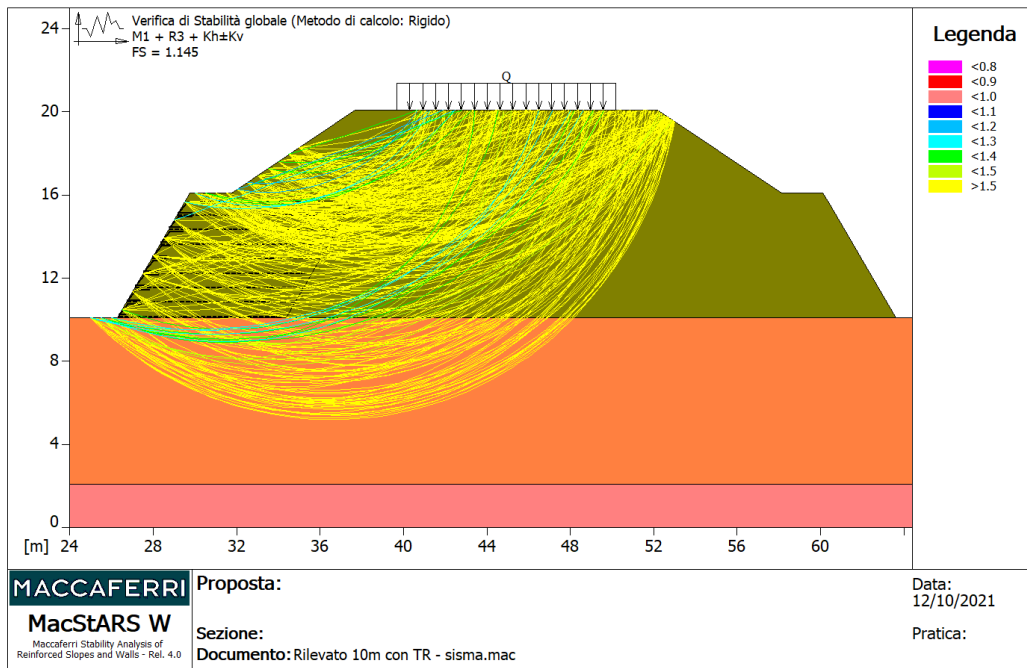


Figura 7-10 Rilevato progressiva 4+880.0-Sismico

PROGETTAZIONE ATI:

7.1.3.2. Analisi di stabilità globali

Nel presente paragrafo vengono riportate le verifiche di stabilità globali del rilevato che considerano anche le superfici di rottura che interessano terreno di fondazione. Sono state considerate le sezioni più rappresentative presenti lungo il tracciato.

Progressiva 0+340

Di seguito si riporta la verifica di stabilità globale per la sezione in corrispondenza della prog. 0+340.

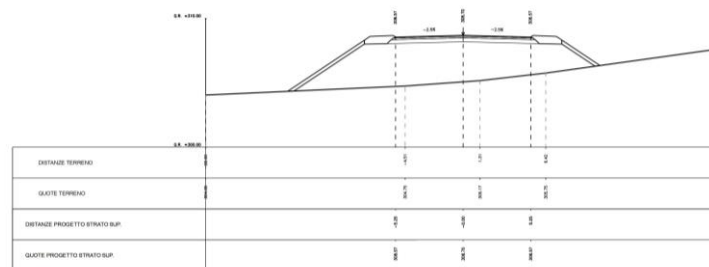


Figura 7-11 Sezione rilevato progressiva 0+340.0

Per la sezione in oggetto si sono assunti i seguenti valori dei parametri fisico-meccanici dei terreni:

Profondità	Unità geotecnica	γ kN/m ³	c' kPa	ϕ' °
0-2.50 m	ALL-AL	19.5	15	23
2.50-6.70 m	ALL-Gh	20.5	2.5	32.5
>6.70 m	SUB	23.5	40	28.5

Si è considerata cautelativamente la falda a 2 m dal p.c..

Nelle due figure successive vengono riportate:

- verifica di stabilità in condizioni statiche: fattore di sicurezza = 2.083;
- verifica di stabilità in condizioni sismiche: fattore di sicurezza = 1.725.

Le verifiche di stabilità risultano soddisfatte.

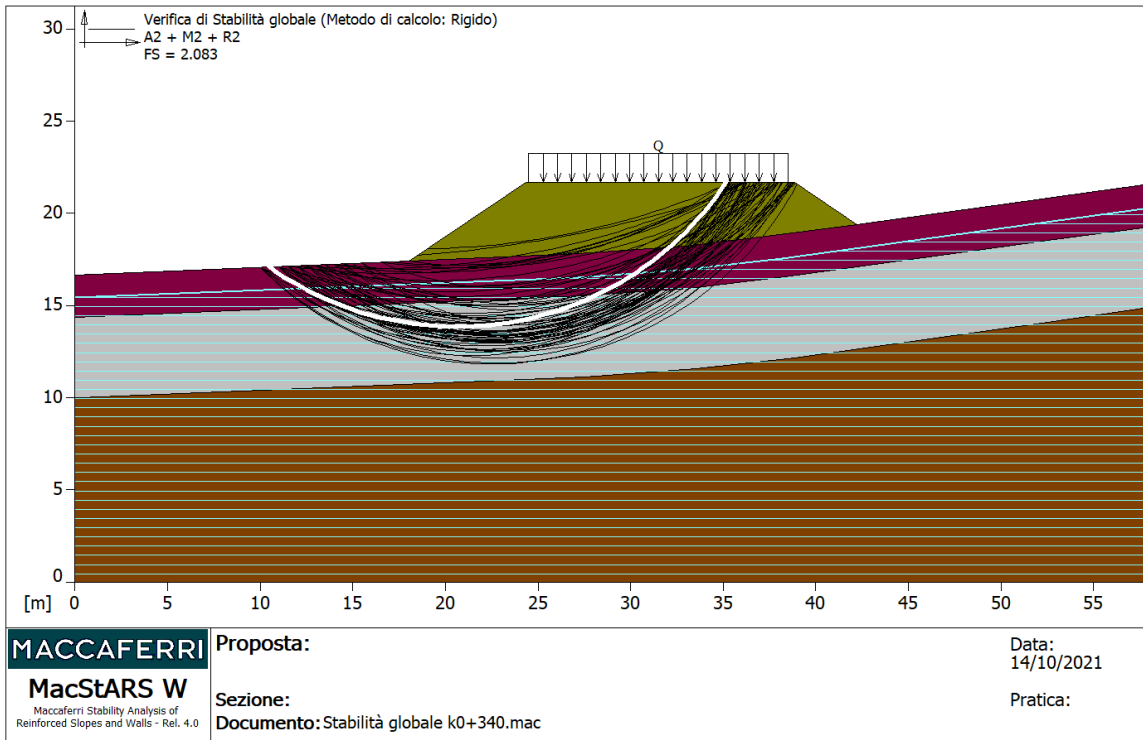


Figura 7-12 Verifica di stabilità globale progressiva 0+340.0-Condizione statiche (FS=2.083)

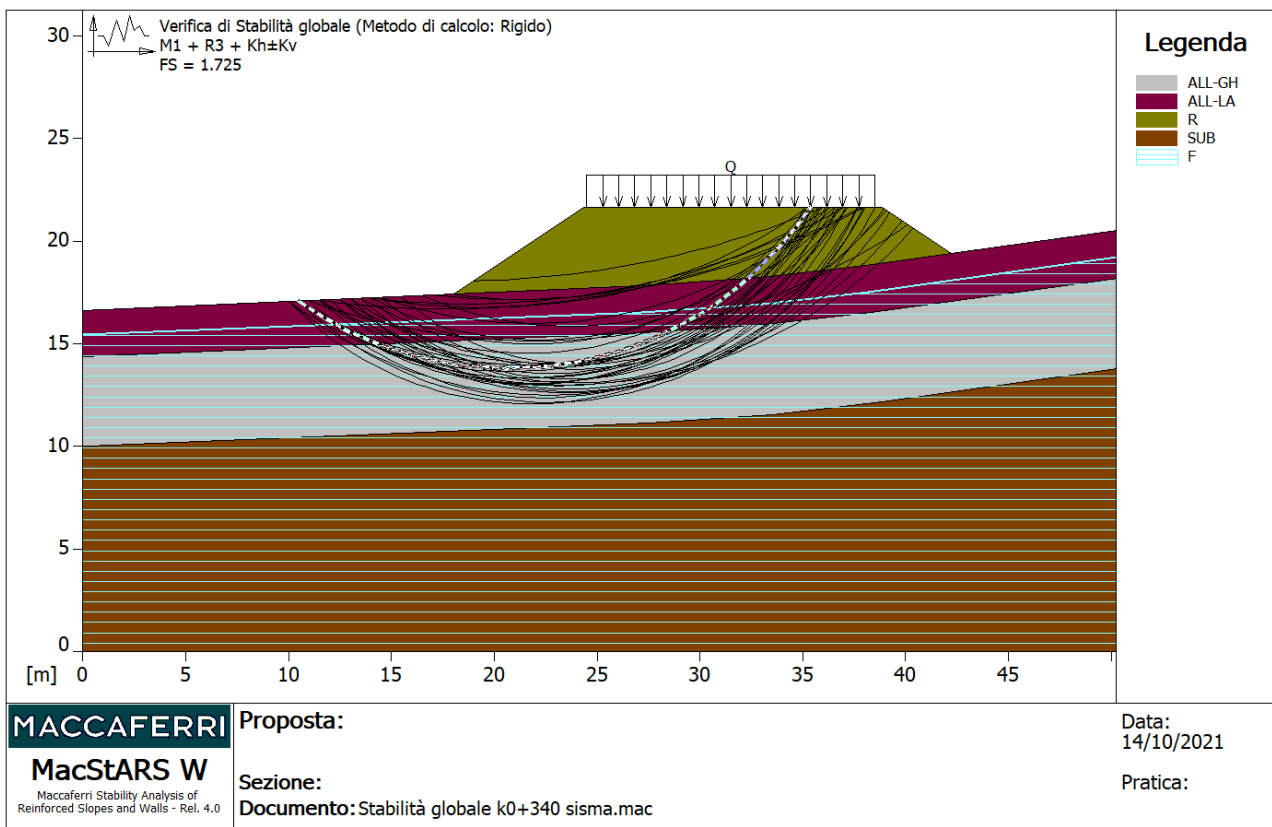


Figura 7-13 Verifica di stabilità globale progressiva 0+340.0-Condizione sismiche (FS=1.725)

PROGETTAZIONE ATI:

Progressiva 4+880

Di seguito si riporta la verifica di stabilità globale per la sezione in corrispondenza della prog. 4+880.

PROGRESSIVA 4+880.000

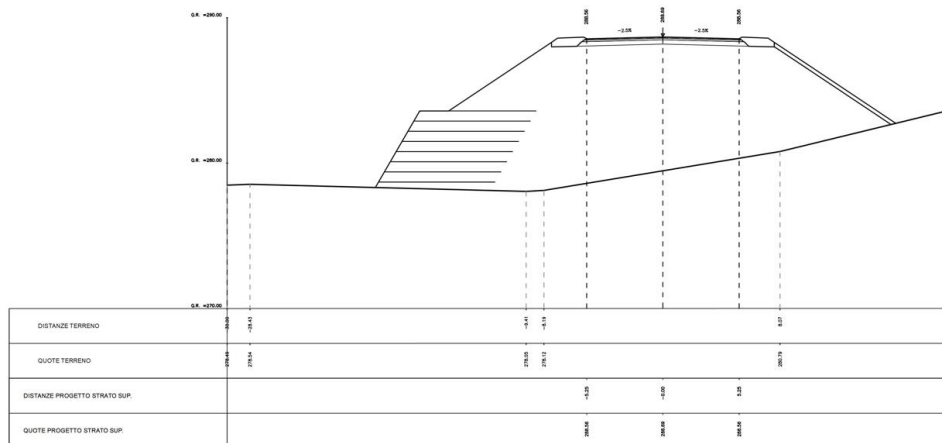


Figura 7-14 Sezione rilevato progressiva 4+880.0

Per la sezione in oggetto si sono assunti i seguenti valori dei parametri fisico-meccanici dei terreni:

Profondità	Unità geotecnica	γ kN/m ³	c' kPa	ϕ' °
0-8.0 m	Cdf	18.5	15	23
8.0-10.1 m	Sub-alt	21	15	27.5
>10.1 m	SUB	23.5	40	28.5

Si è considerata cautelativamente la falda a 2 m dal p.c..

Nelle due figure successive vengono riportate:

- verifica di stabilità in condizioni statiche: fattore di sicurezza = 1.368;
- verifica di stabilità in condizioni sismiche: fattore di sicurezza = 1.225.

Le verifiche di stabilità risultano soddisfatte.

PROGETTAZIONE ATI:

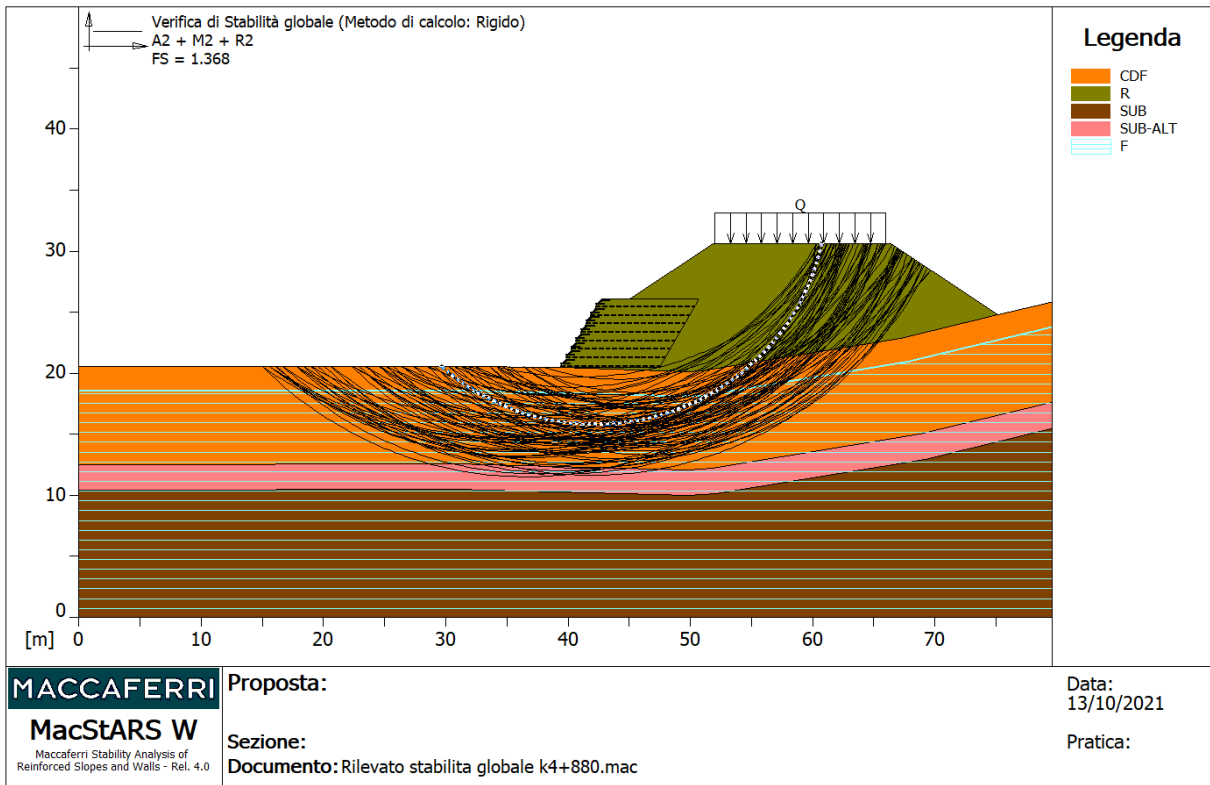


Figura 7-15 Verifica di stabilità globale progressiva 4+880.0-Condizione statiche (FS=1.368)

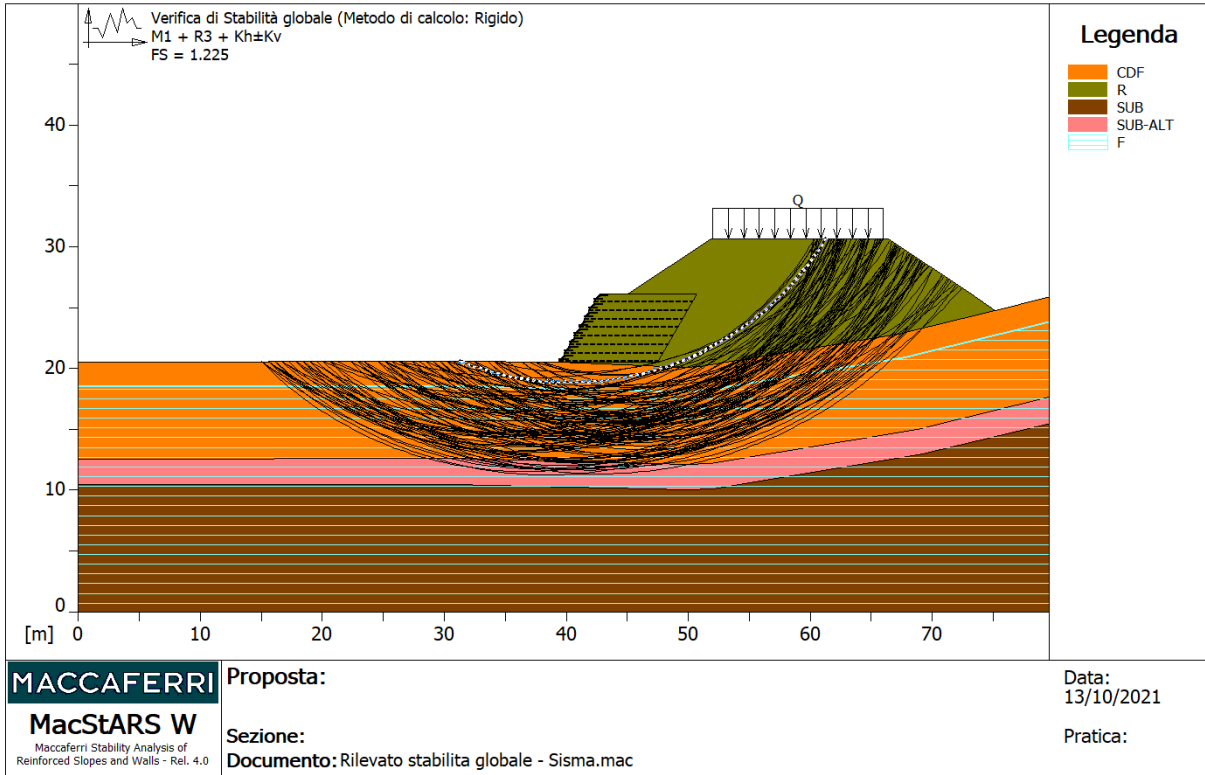


Figura 7-16 Verifica di stabilità globale progressiva 4+880.0-Condizione sismiche (FS=1.225)

7.2. TRINCEE

7.2.1. ANALISI DI STABILITÀ GLOBALI

Gli scavi in trincea saranno realizzate con scarpate con pendenza 2(V)/3(H), con banche di 2.0 m ogni 5.0 m di altezza.

Sono state considerate le sezioni più rappresentative presenti lungo il tracciato.

Per l'azione sismica si faccia riferimento a quanto già riportato nel paragrafo relativo ai rilevati.

Progressiva 1+480

Di seguito si riporta la verifica di stabilità globale per la sezione in corrispondenza della prog. 1+480.

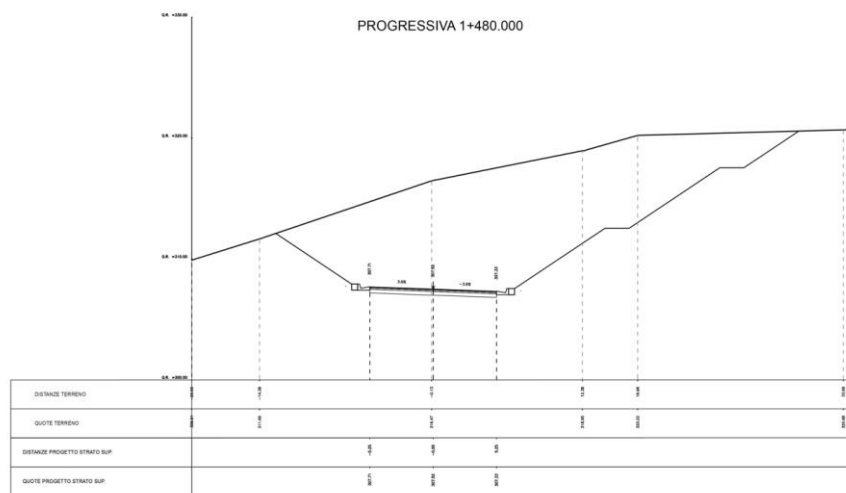


Figura 7-17 Sezione trincea progressiva 1+480.0

Per la sezione in oggetto si sono assunti i seguenti valori dei parametri fisico-meccanici dei terreni:

Profondità	Unità geotecnica	γ kN/m ³	c' kPa	ϕ' °
0-7.5 m	Sub-alt	21	15	27.5
>7.5 m	SUB	23.5	40	28.5

Si è considerata la falda a 3.6 m dal p.c..

Nelle due figure successive vengono riportate:

- verifica di stabilità in condizioni statiche: fattore di sicurezza = 1.351;
- verifica di stabilità in condizioni sismiche: fattore di sicurezza = 1.229.

Le verifiche di stabilità risultano soddisfatte.

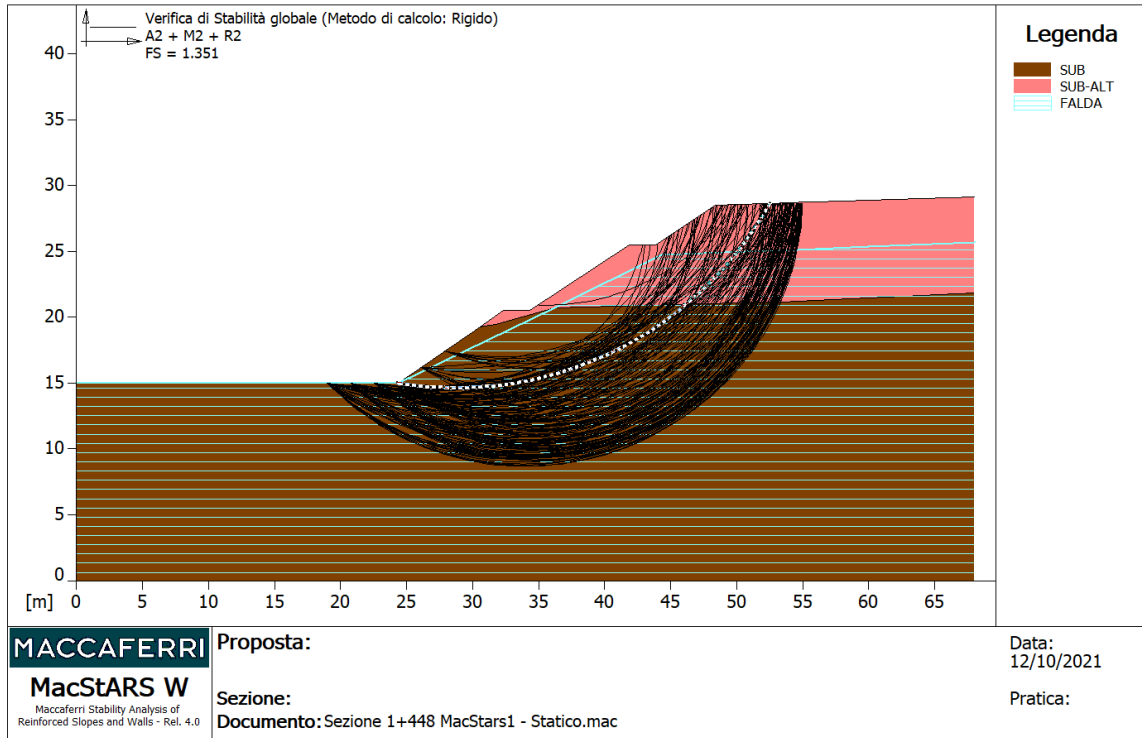


Figura 7-18 Verifica di stabilità globale progressiva 1+480.0-Condizione statiche (FS=1.351)

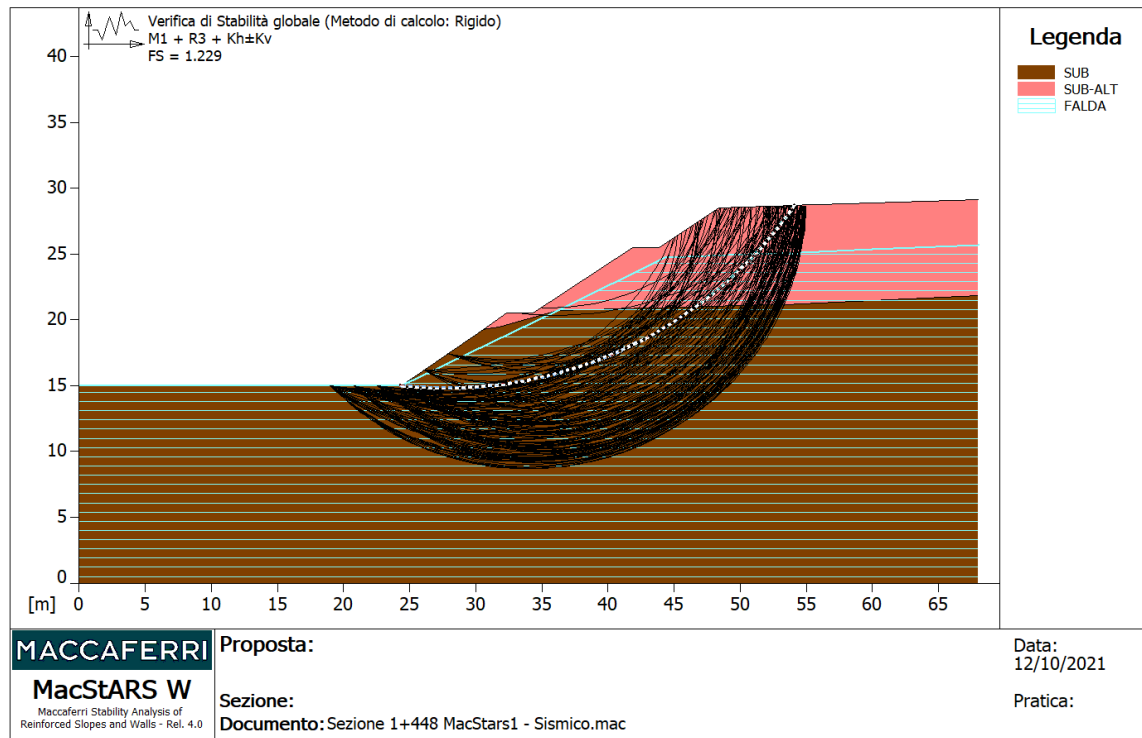


Figura 7-19 Verifica di stabilità globale progressiva 1+480.0-Condizione sismiche (FS=1.229)

PROGETTAZIONE ATI:

Progressiva 0+460

Di seguito si riporta la verifica di stabilità globale per la sezione in corrispondenza della prog. 0+460

PROGRESSIVA 0+460.000

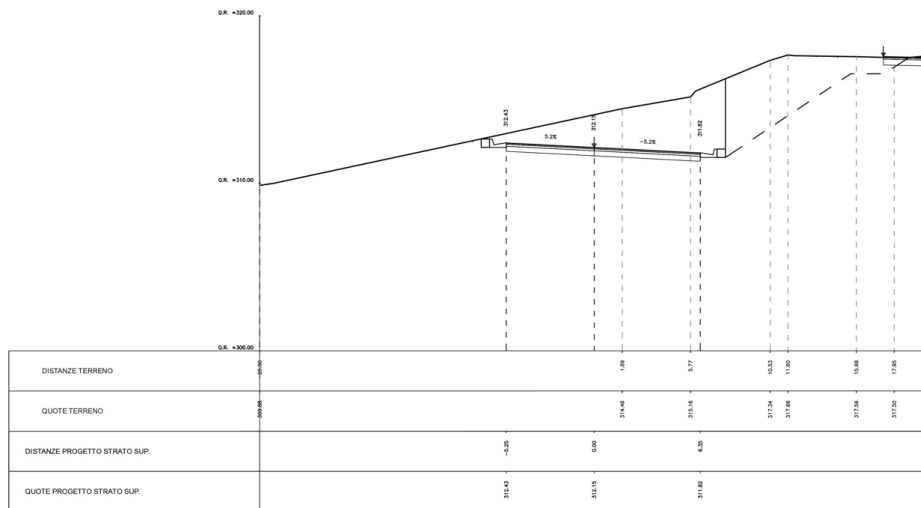


Figura 7-20 Sezione trincea progressiva 0+460.0

Per la sezione in oggetto si assumono i seguenti valori dei parametri fisico-meccanici dei terreni:

Unità geotecnica	γ kN/m ³	c' kPa	ϕ' °
Sub-alt	21	15	27.5

Si è considerata la falda a 2.0 m dal p.c..

Nelle due figure successive vengono riportate:

- verifica di stabilità in condizioni statiche: fattore di sicurezza = 1.732;
- verifica di stabilità in condizioni sismiche: fattore di sicurezza = 1.384.

Le verifiche di stabilità risultano soddisfatte.

PROGETTAZIONE ATI:

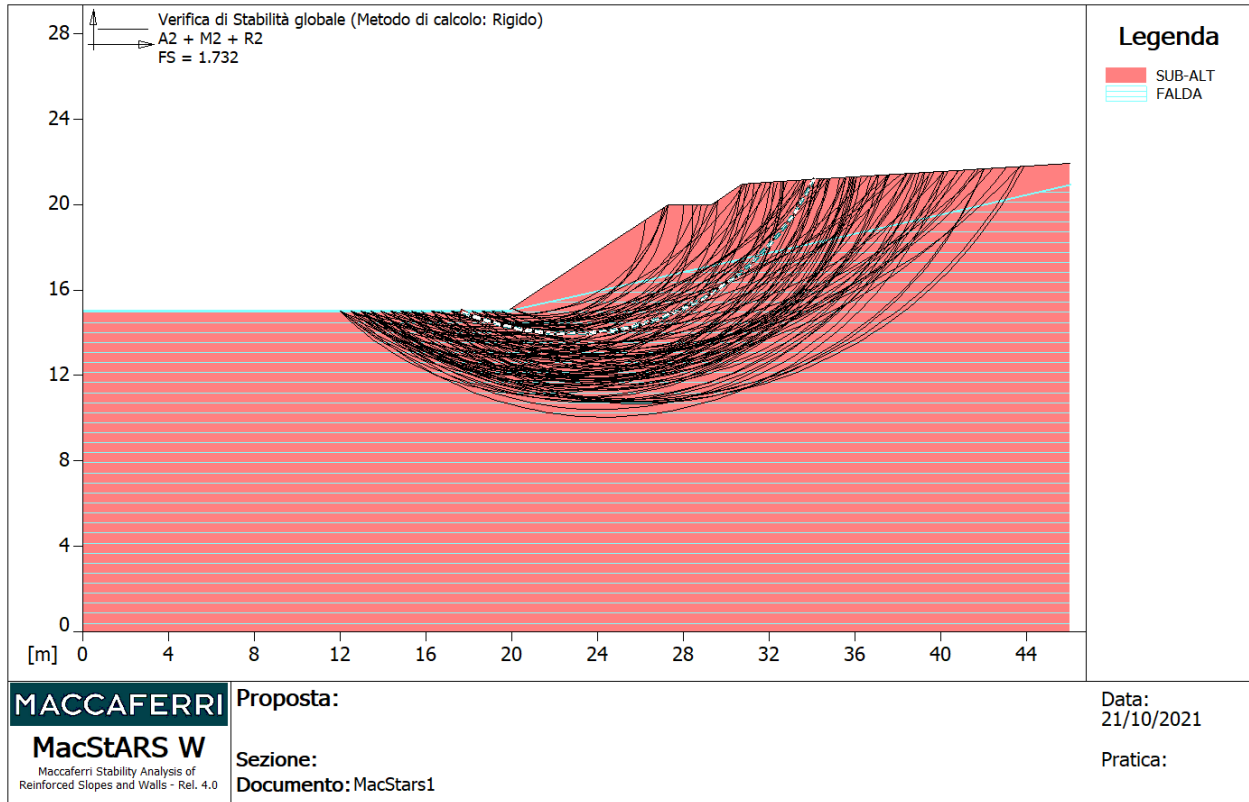


Figura 7-21 Verifica di stabilità globale progressiva 0+460.0-Condizione statiche (FS=1.732)

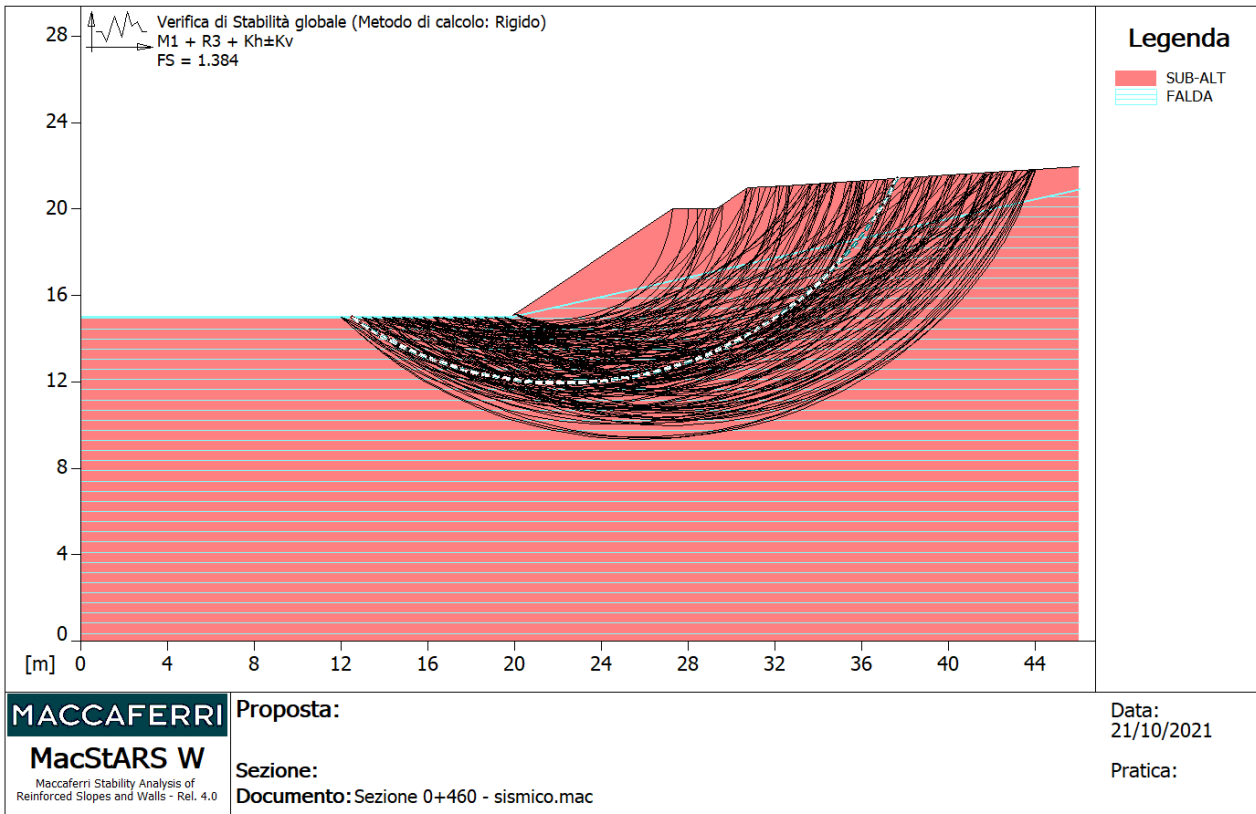


Figura 7-22 Verifica di stabilità globale progressiva 0+460.0-Condizione sismiche (FS=1.384)

PROGETTAZIONE ATI:

Progressiva 3+900

Di seguito si riporta la verifica di stabilità globale per la sezione in corrispondenza della prog. 3+900

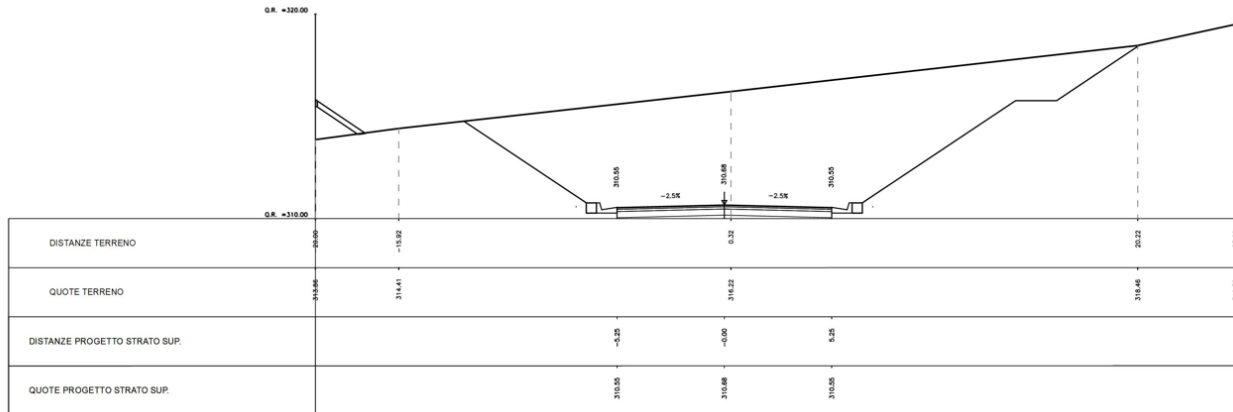


Figura 7-23 Sezione trincea progressiva 3+900.0

Per la sezione in oggetto si assumono i seguenti valori dei parametri fisico-meccanici dei terreni:

Profondità	Unità geotecnica	γ kN/m ³	c' kPa	ϕ' °
0-18.0 m	E/C	20	20	25.0
>18.0 m	SUB	23.5	40	28.5

Si è considerata la falda a 2.0 m dal p.c..

Nelle due figure successive vengono riportate:

- verifica di stabilità in condizioni statiche: fattore di sicurezza = 1.264;
- verifica di stabilità in condizioni sismiche: fattore di sicurezza = 1.109.

Le verifiche di stabilità risultano soddisfatte.

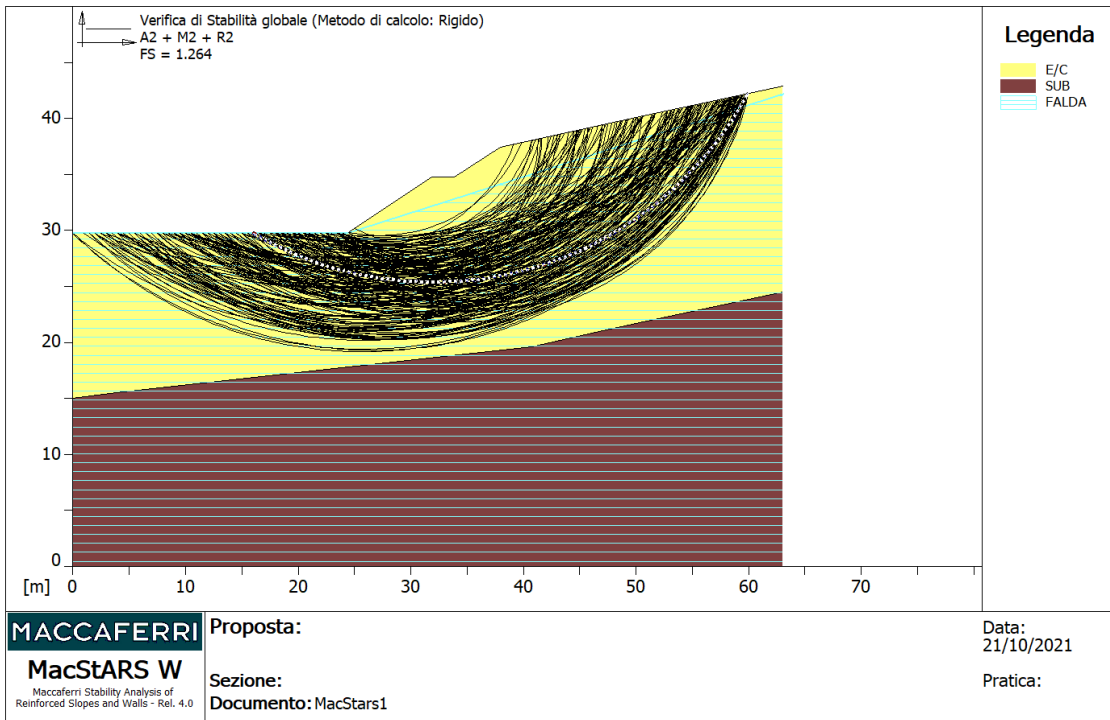


Figura 7-24 Verifica di stabilità globale progressiva 3+900.0-Condizione statiche (FS=1.264)

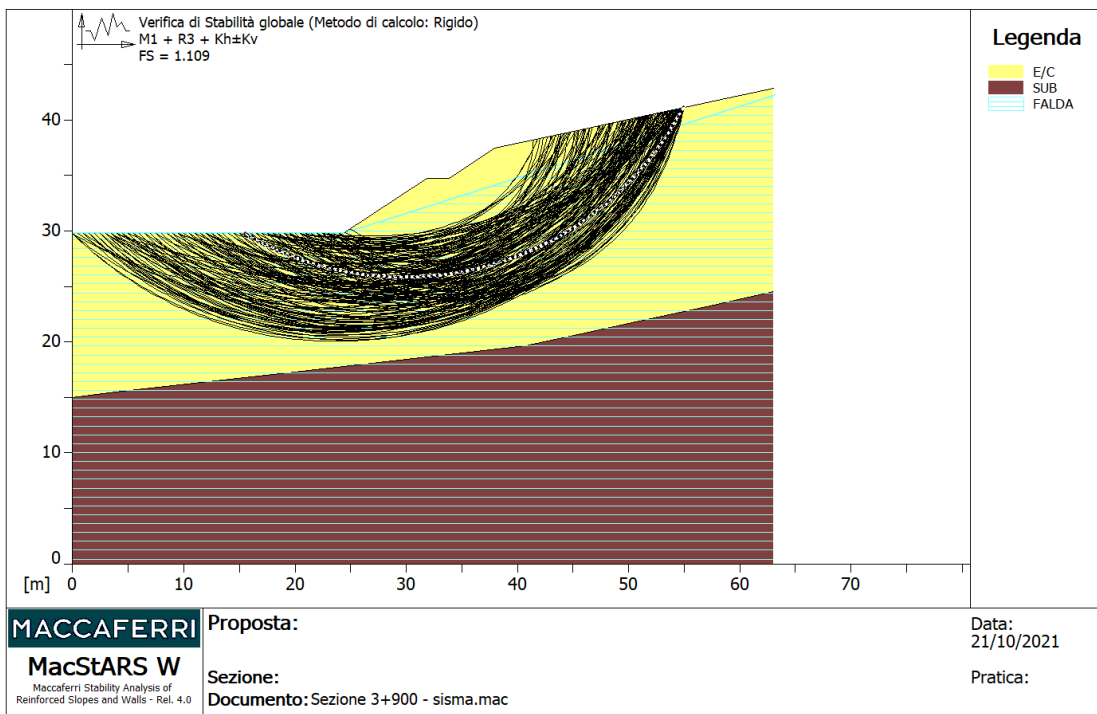


Figura 7-25 Verifica di stabilità globale progressiva 3+900.0-Condizione sismiche (FS=1.109)

7.3. SCAVI PROVVISORIALI

Gli scavi provvisoriali saranno realizzati con scarpate con pendenza 2(V)/3(H). Le verifiche sono state eseguite con riferimento alle diverse litologie individuate lungo il tracciato omettendo le verifiche sismiche, in considerazione della permanenza dello scavo inferiore a 2 anni (par. 2.4.1-NTC2018).

Scavi provvisoriali nelle E/C, H=8.50 m

Per la sezione in oggetto si sono assunti i seguenti valori dei parametri fisico-meccanici dei terreni:

Unità geotecnica	γ kN/m ³	c' kPa	ϕ' °
E/C	20	20	25.0

Nella figura successiva viene riportata:

- verifica di stabilità in condizioni statiche: fattore di sicurezza = 1.596;

La verifica di stabilità risulta soddisfatta.

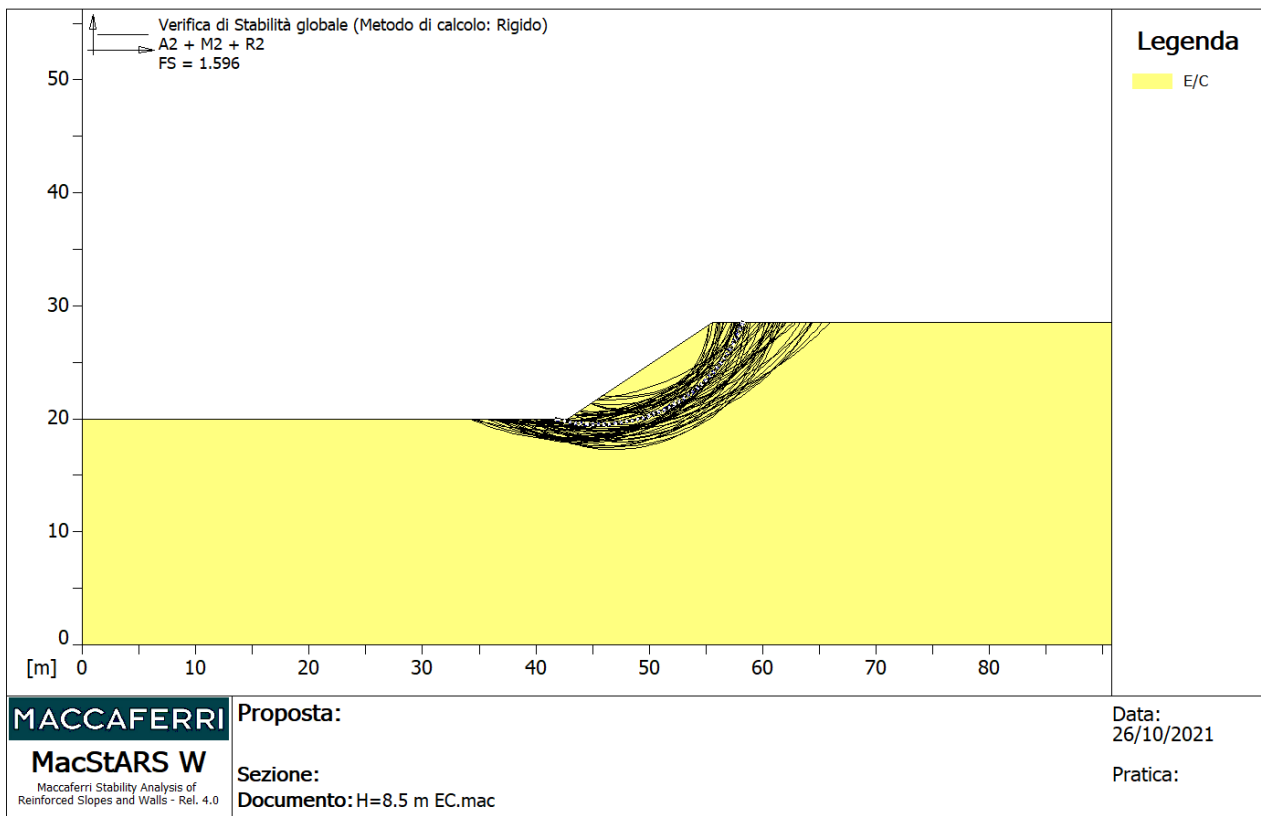


Figura 7-26 Verifica di stabilità globale in condizione statiche H=8.50 m nelle E/C

Scavi provvisionali nelle ALL-LA, H=7.50 m

Per la sezione in oggetto si sono assunti i seguenti valori dei parametri fisico-meccanici dei terreni:

Unità geotecnica	γ kN/m ³	c' kPa	ϕ' °
ALL-AL	19.5	15	23

Nella figura successiva viene riportata:

- verifica di stabilità in condizioni statiche: fattore di sicurezza = 1.253;

La verifica di stabilità risulta soddisfatta.

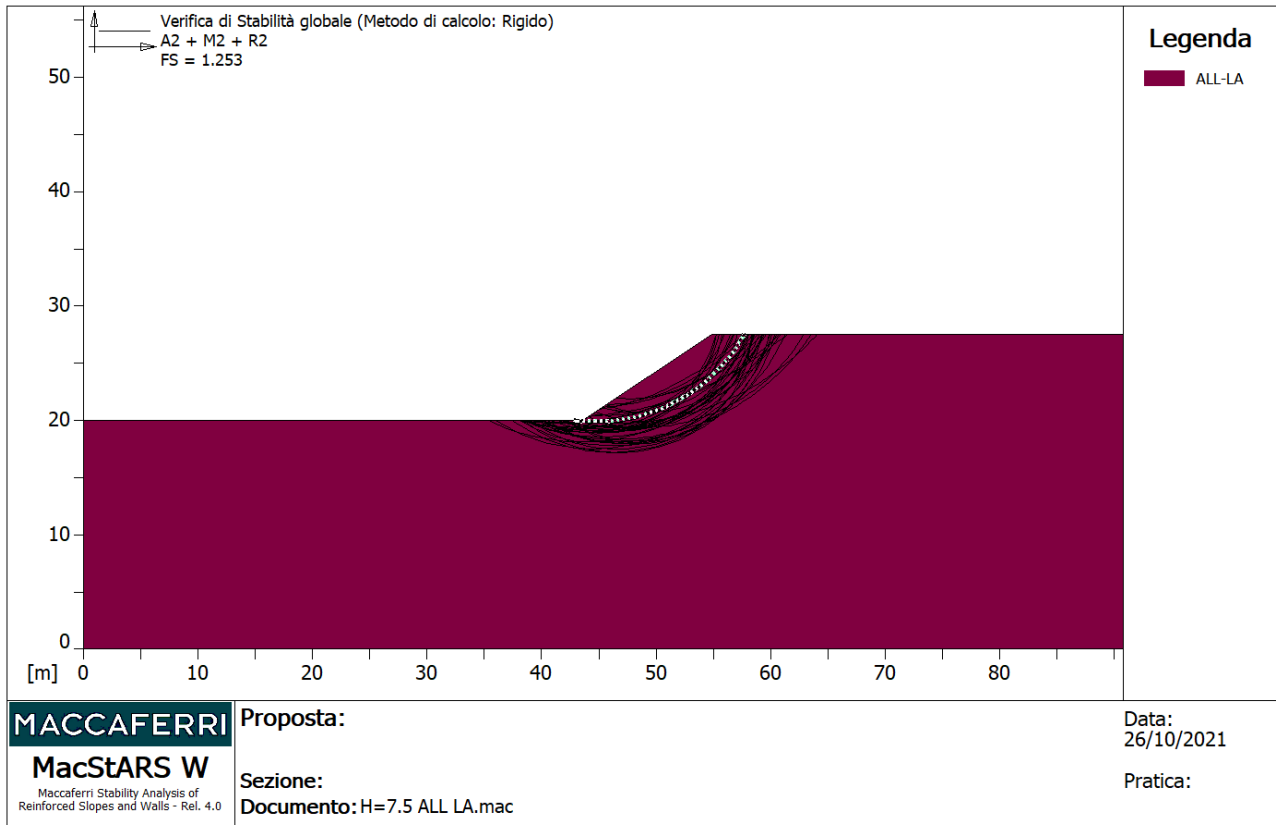


Figura 7-27 Verifica di stabilità globale in condizione statiche H=7.50 m nelle ALL-AL

Scavi provvisionali nelle ALL-Gh, H=7.30 m

Per la sezione in oggetto si sono assunti i seguenti valori dei parametri fisico-meccanici dei terreni:

Unità geotecnica	γ kN/m ³	c' kPa	ϕ' °
ALL-Gh	20.5	2.5	32.5

Nella figura successiva viene riportata:

- verifica di stabilità in condizioni statiche: fattore di sicurezza = 1.008;

La verifica di stabilità risulta soddisfatta.

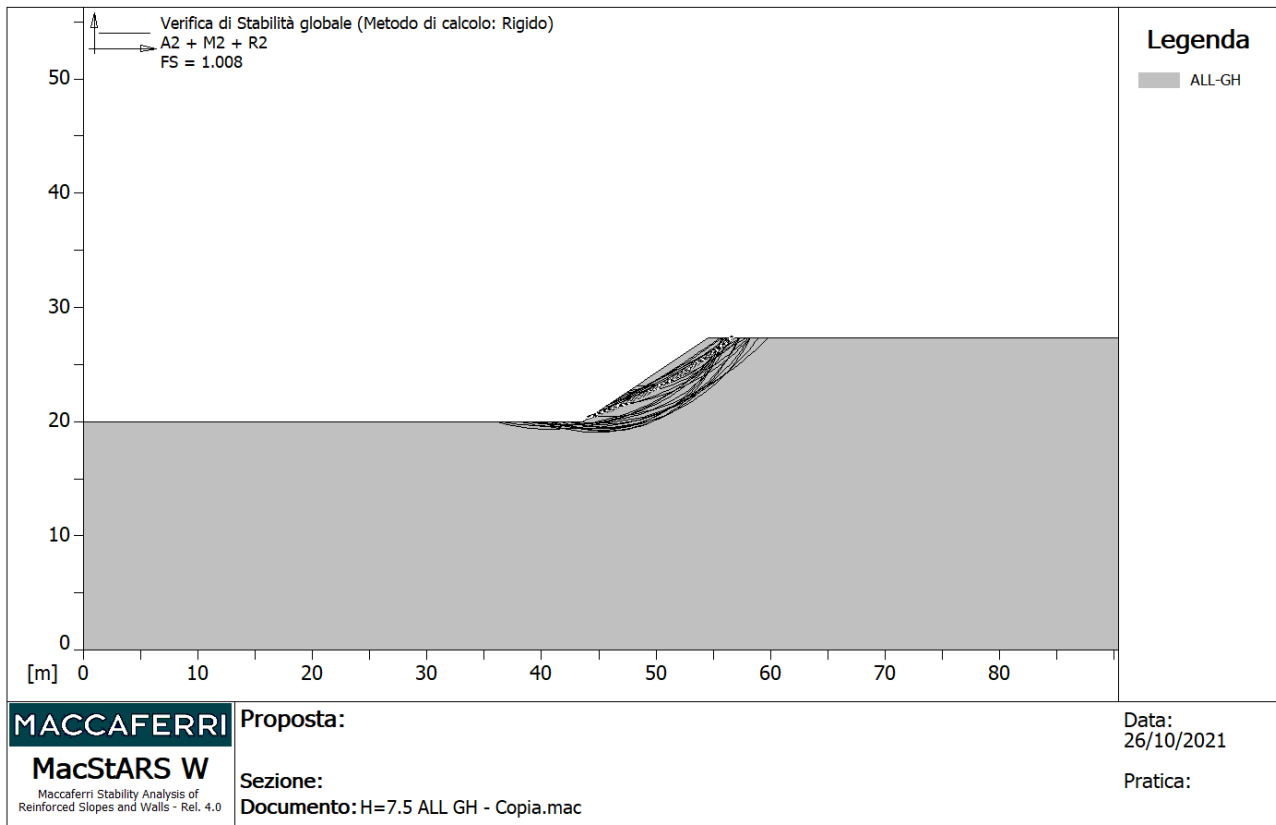


Figura 7-28 Verifica di stabilità globale in condizione statiche H=7.30 m nelle ALL-Gh

Scavi provvisionali nelle Sub-alt, H=7.50 m

Per la sezione in oggetto si sono assunti i seguenti valori dei parametri fisico-meccanici dei terreni:

Unità geotecnica	γ kN/m ³	c' kPa	ϕ' °
Sub-alt	21	15	27.5

Nella figura successiva viene riportata:

- verifica di stabilità in condizioni statiche: fattore di sicurezza = 1.344;

La verifica di stabilità risulta soddisfatta.

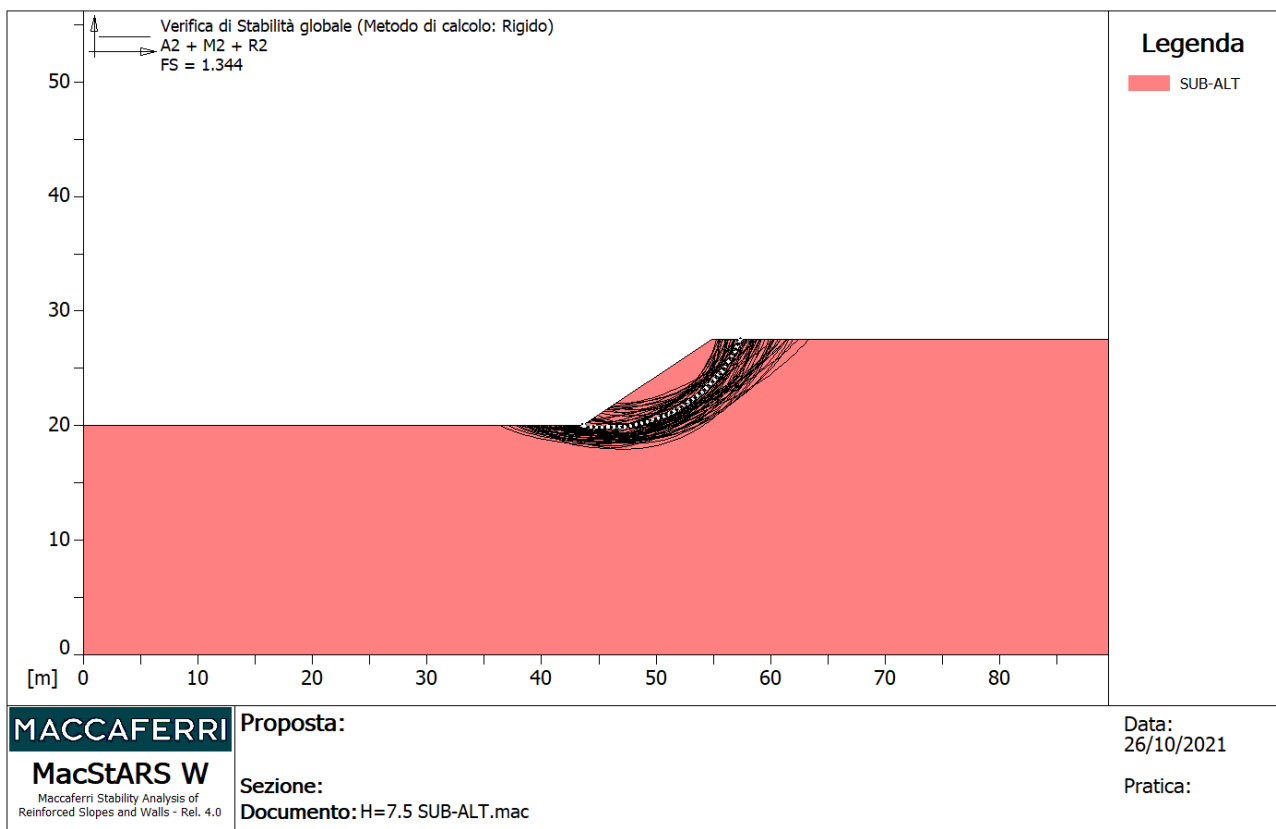


Figura 7-29 Verifica di stabilità globale in condizione statiche H=7.50 m nelle Sub-alt

8. ATTACCO CHIMICO DEL CLS

Le analisi chimiche per la determinazione dell'aggressività del terreno al cls (UNI EN 206:2016) sono state eseguite sui seguenti campioni, nel corso della campagna di indagini 2021.

Le analisi chimiche sui campioni di acqua e terreno prelevato hanno fornito i risultati esposti nelle tabelle seguenti.

Tabella 8-1 Risultati per le indagini chimiche per l'attacco chimico del cls su campioni di acqua.

Parametro	Unità di misura	Classi di esposizione			Campioni	
		XA1	XA2	XA3	S5Pz	S16Pz
Ph	Unità Ph	5,5-6,5	4,5-5,5	4,0-4,5	7,2	8,6
Azoto ammoniacale (ione ammonio)	mg/L	15-30	36-60	60-100	1,5	1,9
Solfati (ione solfato)	mg/L	200-600	600-3000	3000-6000	214	147
Anidrite carbonica aggressiva	mg/L	15-40	40-100	>100	<15	<15
Magnesio	mg/L	300-1000	1000-3000	>3000	47	4,4

Tabella 8-2 Risultati per le indagini chimiche per l'attacco chimico del cls su campioni di terreno.

Parametro	Unità di misura	Limiti UNI 206:2016			Campioni				
		XA1	XA2	XA3	S5-CA3	S5-CA4	S6-CA1	S8-CA1	S16-CA1
Solfati	mg/kg	2000-3000	3000-12000	12000-24000	390	120	<100	710	<100
Acidità	ml/kg	200			16	20	15	0	48

I risultati delle analisi chimiche eseguite non hanno evidenziato concentrazioni tali da determinare un attacco chimico del cls.

8.1. STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

Si riporta di seguito la verifica di stabilità nei confronti della liquefazione.

Le NTC18, al §7.11.3.4.2 contengono una lista delle condizioni di esclusione di tale verifica:

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
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) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

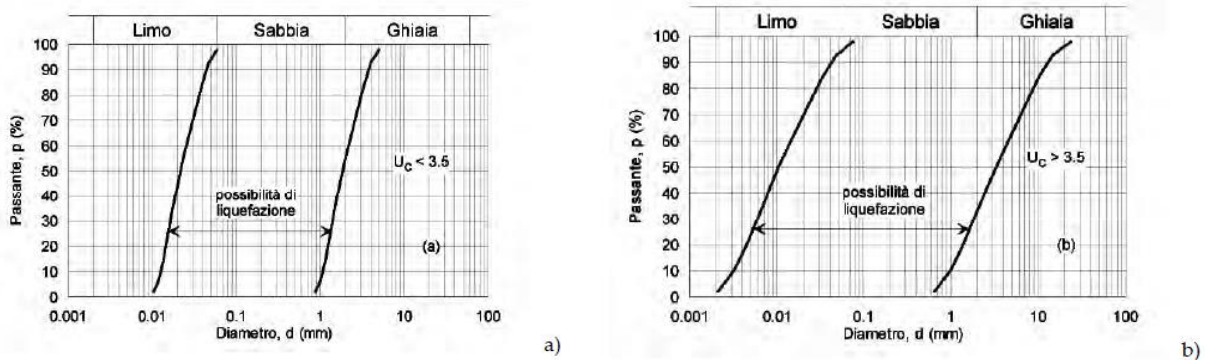


Figura 8-1 Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

L'unità E/C può essere esclusa dalla verifica in quanto caratterizzata principalmente da limi, limi deb. argillosi e deb. sabbiosi aventi fusi granulometrici esterni alle zone indicate da normativa per i depositi potenzialmente liquefacibili.

L'unità CdF può essere esclusa dalla verifica in quanto caratterizzata principalmente da limi argillosi deb. sabbiosi, limi con argilla sabbiosi aventi fusi granulometrici esterni alle zone indicate da normativa per i depositi potenzialmente liquefacibili.

L'unità ALL-LA può essere esclusa dalla verifica in quanto caratterizzata principalmente da limi sabbiosi debolmente argillosi e limi argillosi debolmente sabbiosi, limi con argilla sabbiosi aventi fusi granulometrici esterni alle zone indicate da normativa per i depositi potenzialmente liquefacibili.

Le unità Sub_alt e Sub possono essere escluse dalla verifica in quanto caratterizzata principalmente da terreni a grana fine aventi fusi granulometrici esterni alle zone indicate da normativa per i depositi potenzialmente liquefacibili.

L'unità ALL-Gh, caratterizzata principalmente terreni a grana grossa (ghiaia con sabbia limosa, ghiaia con limo e argilla da sabbiosa a debolmente sabbiosa), presenta fusi granulometrici ricadenti all'interno delle zone indicate da normativa per i terreni potenzialmente liquefacibili (Figura 8-2).

Inoltre, poiché sono stati riscontrati in sito valori di resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}$ inferiori a 30 e valori di resistenza alla punta normalizzata $q_{c1N} < 180$ e data la presenza della falda,

vengono di seguito riportate le verifiche eseguite con i metodi di Boulanger e Idriss, 2004 basati sui risultati di prove SPT e CPT.

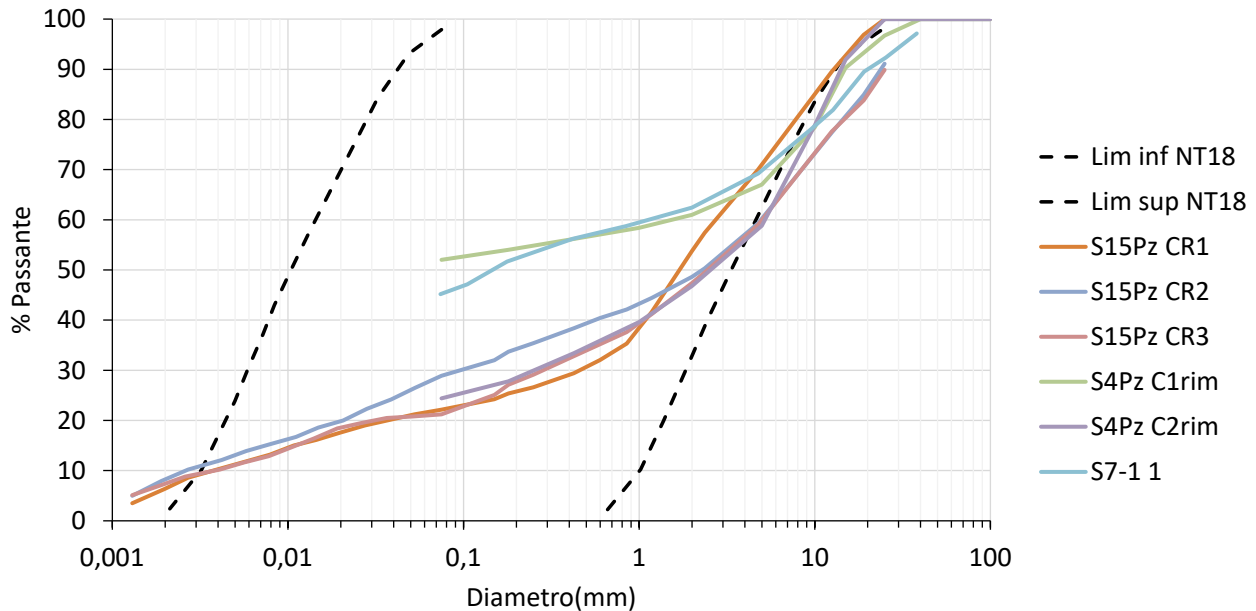


Figura 8-2 Curve granulometriche campioni dell'unità ALL-Gh

9. STIMA DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE

Il coefficiente di sicurezza alla liquefazione è stimato secondo la seguente formula:

$$F_L(z) = \frac{CRR_{M=7.5; \sigma'_v=1atm}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_\sigma \quad \text{ove:}$$

$$CRR_{M=7.5; \sigma'_v=1atm} = \frac{\tau_{ult}}{\sigma'_{v0}}$$

è il rapporto di resistenza ciclica, ovvero la resistenza normalizzata rispetto alla tensione verticale efficace iniziale σ'_{v0} , per terremoto di magnitudo $M = 7.5$ e pressione efficace di riferimento $\sigma'_v = 1atm$

MSF è il fattore di scala della Magnitudo che è funzione, oltre che del valore della magnitudo dell'azione sismica di riferimento, anche del metodo di stima di CRR,

K_σ è il fattore di correzione che tiene conto della pressione efficace alla profondità a cui la resistenza viene valutata

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

è il rapporto di tensione ciclica, ovvero la tensione di taglio ciclica media indotta dall'azione sismica di riferimento, normalizzata rispetto alla tensione verticale efficace iniziale σ'_{v0} , ove a_{maxs} è il picco di accelerazione al piano campagna, g è l'accelerazione di gravità, σ_{v0} e σ'_{v0} sono le tensioni verticali rispettivamente totale e efficace alla profondità considerata, ed r_d è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica per effetto della deformabilità del terreno. Il valore della tensione tangenziale media $\sigma_{media} = 0.65 \tau_{max}$ al variare della profondità può essere più precisamente determinato con analisi di risposta sismica locale.

PROGETTAZIONE ATI:

9.1.1. METODO BASATO SUI RISULTATI DI PROVE SPT (BOULANGER E IDRIS, 2014)

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \cdot N_{SPT} \leq 46$$

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^m \leq 1.7$$

$$m = 0.784 - 0.0768 \cdot \sqrt{(N_1)_{60cs}} \quad \text{con } (N_1)_{60cs} \leq 46$$

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

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

$(N_1)_{60cs}$ e m sono determinati per via iterativa; per prove eseguite secondo le raccomandazioni AGI (1977): $C_E = C_B = C_R = C_S = 1$; p_a è la pressione atmosferica.
FC è il contenuto di fine espresso in %, determinato con analisi granulometrica sul materiale prelevato.

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

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

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

$$K_s = 1 - C_\sigma \cdot \ln \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right) \leq 1.1$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55 \sqrt{(N_1)_{60cs}}} \leq 0.3$$

$$CSR_{M; \sigma'_v} = 0.65 \cdot \frac{a_{max s}}{g} \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d$$

$$r_d = \exp [\alpha(z) + \beta(z) \cdot M]$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \cdot \text{sen} \left(\frac{z}{11.73} + 5.133 \right)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \cdot \text{sen} \left(\frac{z}{11.28} + 5.142 \right)$$

$$F_L = \frac{CRR_{M=7.5; \sigma'_v, -1stm}}{CSR_{M; \sigma'_v}} \cdot MSF \cdot K_\sigma$$

PROGETTAZIONE ATI:

La magnitudo di riferimento è pari a $M_w = 6,5$.

Di seguito si riportano i risultati ottenuti per la verifiche a liquefazione effettuate facendo riferimento ai valori di N_{spt} ottenuti in corrispondenza dei sondaggi S₇₁, S₇₁₆, S₇₂₃ della campagna del 2004 e S_{4Pz} e S_{15Pz} della campagna 2021.

Campagna	Sondaggio	z(m)	zw (m da p.c.)	N_{SPT}	Unità geotecnica	$E_r(\%)$	$\lambda = CR*CB*CS$	σ'_{vo} (kPa)	σ_v (kPa)	$(N_1)_{60}$
2004	S ₇₁	2,4	0	15	ALL-Gh	65	1	26,6	50,6	26
2004	S ₇₁₆	2,1	6	16	ALL-Gh	65	1	42	42	21
2004	S ₇₁₆	6	6	20	ALL-Gh	65	1	120	120	20
2004	S ₇₂₃	3,5	9	18	ALL-Gh	65	1	66,5	66,5	22
2021	S _{04Pz}	3,22	7	17	ALL-Gh	65	1	64,5	64,5	21
2021	S _{04Pz}	3,67	7	21	ALL-Gh	65	1	64,5	64,5	25

Campagna	Sondaggio	z(m)	FC(%)	$(N_1)_{60}$	$\Delta(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60CS}$	CRR	a_{max}/g	r_d	CSR	FS _L
2004	S ₇₁	2,4	45,16	25,92	5,60	31,53	0,84	0,265	0,98	0,32	2,91
2004	S ₇₁₆	2,1	0	24,59	0	24,59	0,28	0,265	0,98	0,17	2,31
2004	S ₇₁₆	6	0	19,99	0	19,99	0,24	0,265	0,81	0,16	1,51
2004	S ₇₂₃	3,5	0	23,09	0	23,09	0,31	0,265	0,96	0,16	2,00
2021	S _{04Pz}	3,22	52	21,77	5,61	27,39	0,47	0,265	0,96	0,16	3,08
2021	S _{04Pz}	3,67	52	25,38	5,61	31,00	0,77	0,265	0,96	0,16	5,026

Per le prove SPT in corrispondenza del sondaggio S_{4PZ} ($z > 6m$) e S_{15Pz} non è stata effettuata la verifica a liquefazione poiché $(N_1)_{60} > 30$.

Le verifiche a liquefazione risultano soddisfatte.

9.1.2. METODO BASATO SUI RISULTATI DI PROVE CPT (BOULANGER E IDRIS, 2014)

$$q_{c1N} = C_N \cdot \frac{q_c}{p_a}$$

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^m \leq 1.7$$

$$m = 1.338 - 0.249 \cdot (q_{c1Ncs})^{0.264} \quad \text{con } 21 \leq q_{c1Ncs} \leq 254$$

$$q_{c1Ncs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$$

$$\Delta q_{c1N} = \left(11.9 + \frac{q_{c1N}}{14.6} \right) \cdot \exp \left[1.63 - \frac{9.7}{FC + 2} - \left(\frac{15.7}{FC + 2} \right)^2 \right]$$

q_{c1Ncs} e m sono determinati per via iterativa, p_a è la pressione atmosferica.
FC è il contenuto di fine espresso in %, determinato con analisi granulometrica sul materiale;

$$CRR = \exp \left[\frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{1000} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{140} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{137} \right)^4 - 2.80 \right]$$

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

$$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{180} \right)^3 \leq 2.2$$

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \cdot \ln \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right) \leq 1.1$$

$$C_\sigma = \frac{1}{37.3 - 8.27(q_{c1Ncs})^{0.264}} \leq 0.3$$

$$CSR_{M;\sigma'_v} = 0.65 \cdot \frac{a_{max s}}{g} \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d$$

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z) \cdot M]$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \cdot \text{sen} \left(\frac{z}{11.73} + 5.133 \right)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \cdot \text{sen} \left(\frac{z}{11.28} + 5.142 \right)$$

$$F_L = \frac{CRR_{M=7.5;\sigma'_v=1atm}}{CSR_{M;\sigma'_v}} \cdot MSF \cdot K_\sigma$$

La magnitudo di riferimento è pari a $M_w = 6,5$.

PROGETTAZIONE ATI:

Di seguito si riporta la verifica a liquefazione effettuata facendo riverimento ai risultati della prova CPT 7-1 (Tabella 9-1).

Tabella 9-1 Valori di q_{c1N} ottenuti dalla prova CPT 7-1

z	LP	LL	Rp	RL	F=Rp/RL	qc	Natura litologica	σ_v	σ'_v	q_{c1N}	Valore medio q_{c1N}
m	kg/cm2	kg/cm2	kg/cm2	kg/cm2	-	kPa	F	kPa	kPa	-	-
3,2	74	101	74	2,07	35,7	7259	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	60,8	28,8	135	142
3,4	74	105	74	0,73	101,4	7259	Sabbie e Sabbie con Ghiaia (Granulare)	64,6	30,6	131	
3,6	111	122	111	0,53	209,4	10889	Sabbie e Sabbie con Ghiaia (Granulare)	68,4	32,4	191	
3,8	103	111	103	2,47	41,7	10104	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	72,2	34,2	173	
4	87	124	87	3,07	28,3	8535	Limi e Argille(Coesive)	76	36	142	
4,2	93	139	93	2,07	44,9	9123	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	79,8	37,8	148	
4,4	68	99	68	3,6	18,9	6671	Limi e Argille(Coesive)	83,6	39,6	106	
4,6	72	126	72	5,27	13,7	7063	Torbe(Coesive)	87,4	41,4	110	294
4,8	193	272	193	2,47	78,1	18933	Sabbie e Sabbie con Ghiaia (Granulare)	91,2	43,2	288	
5	178	215	178	3,73	47,7	17462	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	95	45	260	
5,2	156	212	15	4	3,8	15304	Torbe(Coesive)	98,8	46,8	224	
5,4	249	309	249	4,8	51,9	24427	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	102,6	48,6	350	
5,6	251	323	251			24623	Torbe(Coesive)	106,4	50,4	347	

Dai valori medi di q_{c1N} ottenuti è possibile suddividere lo strato in due sottostrati, il primo caratterizzato da q_{c1N} pari a 142 e il secondo da un q_{c1N} pari a 294. La verifica a liquefazione viene effettuata solo nel primo strato ($q_{c1N} < 180$).

Campagna	CPT	z(m)	zw (m da p.c.)	q_c kPa	Unità geotecnica	σ'_{vo} (kPa)	σ_v (kPa)	q_{c1n} kPa
2004	7-1	4	0	8363	ALL-Gh	36	76	142

Campagna	CPT	z(m)	FC(%)	q_{c1N}	Δq_{c1N}	q_{c1Ncs}	CRR	$a_{max/g}$	r_d	CSR	FS _L
2004	7-1	4	20	123,49	40,17	163	0,60	0,265	0,95	0,346	1,91

Le verifiche a liquefazione risultano soddisfatte.

10. ALLEGATI

10.1. RISULTATI ED ELABORAZIONE DELLE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE (CPT)

CPT 7-1

Tabella 10-1 Risultati ed elaborazione della prova penetrometrica statica CPT 7-1.

CPT 7-1								
z	Rp	RL	F=Rp/RL	qc	Natura litologica	σ_v	σ'_v	Cu (Nk=20)
m	kg/cm2	kg/cm2	-	kPa	F	kPa	kPa	kPa
0,2	13	0,67	19,4	1275	Limi e Argille(Coesive)	3,6	1,6	64
0,4	10	0,93	10,8	981	Torbe(Coesive)	7,2	3,2	49
0,6	48	1,33	36,1	4709	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	10,8	4,8	235
0,8	52	2,93	17,7	5101	Limi e Argille(Coesive)	14,4	6,4	254
1	36	3,53	10,2	3532	Torbe(Coesive)	18	8	176
1,2	22	2,73	8,1	2158	Torbe(Coesive)	21,6	9,6	107
1,4	18	2,13	8,5	1766	Torbe(Coesive)	25,2	11,2	87
1,6	14	1,8	7,8	1373	Torbe(Coesive)	28,8	12,8	67
1,8	12	1,47	8,2	1177	Torbe(Coesive)	32,4	14,4	57
2	14	1,47	9,5	1373	Torbe(Coesive)	36	16	67
2,2	22	1,87	11,8	2158	Torbe(Coesive)	39,6	17,6	106
2,4	20	1,33	15,0	1962	Limi e Argille(Coesive)	43,2	19,2	96
2,6	20	1,2	16,7	1962	Limi e Argille(Coesive)	46,8	20,8	96
2,8	26	1,73	15,0	2551	Limi e Argille(Coesive)	50,4	22,4	125
3	35	1,8	19,4	3434	Limi e Argille(Coesive)	54	24	169
3,2	74	2,07	35,7	7259	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	60,8	28,8	-
3,4	74	0,73	101,4	7259	Sabbie e Sabbie con Ghiaia (Granulare)	64,6	30,6	-
3,6	111	0,53	209,4	10889	Sabbie e Sabbie con Ghiaia (Granulare)	68,4	32,4	-
3,8	103	2,47	41,7	10104	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	72,2	34,2	-
4	87	3,07	28,3	8535	Limi e Argille(Coesive)	76	36	-
4,2	93	2,07	44,9	9123	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	79,8	37,8	-
4,4	68	3,6	18,9	6671	Limi e Argille(Coesive)	83,6	39,6	-
4,6	72	5,27	13,7	7063	Torbe(Coesive)	87,4	41,4	-
4,8	193	2,47	78,1	18933	Sabbie e Sabbie con Ghiaia (Granulare)	91,2	43,2	-
5	178	3,73	47,7	17462	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	95	45	-
5,2	15	4	3,8	15304	Torbe(Coesive)	98,8	46,8	-
5,4	249	4,8	51,9	24427	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	102,6	48,6	-
5,6	251			24623	Torbe(Coesive)	106,4	50,4	-

CPT 7-2

Tabella 10-2 Risultati ed elaborazione della prova penetrometrica statica CPT 7-2

CPT 7-2								
z	Rp	RL	F=Rp/RL	qc	Natura lit.	σ_v	σ'_v	Cu (Nk=20)
m	kg/cm2	kg/cm2	-	kPa	F	kPa	kPa	kPa
0.2	31	1.8	17	3041	Limi e Argille(Coesive)	3.8	1.8	152
0.4	79	2.93	27	7750	Limi e Argille(Coesive)	7.6	3.6	387
0.6	64	4.73	14	6278	Torbe(Coesive)	11.4	5.4	313
0.8	34	2.4	14	3335	Torbe(Coesive)	15.2	7.2	166
1	27	1.47	18	2649	Limi e Argille(Coesive)	19	9	131
1.2	26	1.4	19	2551	Limi e Argille(Coesive)	22.8	10.8	126
1.4	28	1.47	19	2747	Limi e Argille(Coesive)	26.6	12.6	136
1.6	28	1.47	19	2747	Limi e Argille(Coesive)	30.4	14.4	136
1.8	26	1.67	16	2551	Limi e Argille(Coesive)	34.2	16.2	126
2	25	1.6	16	2453	Limi e Argille(Coesive)	38	18	121
2.2	24	1.47	16	2354	Limi e Argille(Coesive)	41.8	19.8	116
2.4	26	1.27	20	2551	Limi e Argille(Coesive)	45.6	21.6	125
2.6	28	1.27	22	2747	Limi e Argille(Coesive)	49.4	23.4	135
2.8	29	1.33	22	2845	Limi e Argille(Coesive)	53.2	25.2	140
3	28	1.2	23	2747	Limi e Argille(Coesive)	57	27	134
3.2	28	1.27	22	2747	Limi e Argille(Coesive)	60.8	28.8	134
3.4	22	0.53	42	2158	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	64.6	30.6	105
3.6	24	1.13	21	2354	Limi e Argille(Coesive)	68.4	32.4	114
3.8	22	1.4	16	2158	Limi e Argille(Coesive)	72.2	34.2	104
4	21	1.4	15	2060	Torbe(Coesive)	76	36	99
4.2	39	1.47	27	3826	Limi e Argille(Coesive)	79.8	37.8	187
4.4	90	1.8	50	8829	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	83.6	39.6	-
4.6	95	1.47	65	9320	Sabbie e Sabbie con Ghiaia (Granulare)	87.4	41.4	-
4.8	118	2.47	48	11576	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	91.2	43.2	-
5	59	1.93	31	5788	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	95	45	-
5.2	62	1.53	41	6082	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	98.8	46.8	-
5.4	99	2.2	45	9712	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	102.6	48.6	-
5.6	79	2.87	28	7750	Limi e Argille(Coesive)	106.4	50.4	-
5.8	60	1.33	45	5886	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	110.2	52.2	-
6	120	1.47	82	11772	Sabbie e Sabbie con Ghiaia (Granulare)	114	54	-
6.2	56	2.47	23	5494	Limi e Argille(Coesive)	117.8	55.8	-
6.4	14	1.07	13	1373	Torbe(Coesive)	121.6	57.6	-
6.6	15	0.47	32	1472	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	125.4	59.4	-
6.8	16	0.47	34	1570	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	129.2	61.2	-
7	13	0.47	28	1275	Limi e Argille(Coesive)	133	63	-
7.2	17	0.87	20	1668	Limi e Argille(Coesive)	136.8	64.8	-
7.4	37	3.8	10	3630	Torbe(Coesive)	140.6	66.6	-
7.6	71	1.33	53	6965	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	144.4	68.4	-
7.8	104	2.33	45	10202	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	148.2	70.2	-
8	57	1.07	53	5592	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	152	72	-
8.2	15	3.4	4	1472	Torbe(Coesive)	155.8	73.8	-
8.4	72	3.67	20	7063	Limi e Argille(Coesive)	159.6	75.6	-
8.6	89	2.27	39	8731	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	163.4	77.4	-
8.8	111	3.4	33	10889	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	167.2	79.2	-
9	250	2.2	114	24525	Sabbie e Sabbie con Ghiaia (Granulare)	171	81	-
9.2	273	2.07	132	26781	Sabbie e Sabbie con Ghiaia (Granulare)	174.8	82.8	-
9.4	281	2.67	105	27566	Sabbie e Sabbie con Ghiaia (Granulare)	178.6	84.6	-
9.6	285	5.53	52	27959	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	182.4	86.4	-
9.8	301	5.07	59	29528	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	186.2	88.2	-
10	317	7.6	42	31098	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	190	90	-
10.2	381			37376		193.8	91.8	-

CPT 7-6

Tabella 10-3 Risultati ed elaborazione della prova penetrometrica statica CPT 7-6

CPT 7-6								
z	Rp	RL	F=Rp/RL	qc	Natura lit.	σ_v	σ'_v	Cu (Nk=20)
m	kg/cm2	kg/cm2	-	kPa	F	kPa	kPa	kPa
0.2								
0.4	15	0.87	17.2	1472	Limi e Argille(Coesive)	7.6	3.6	73
0.6	26	0.6	43.3	2551	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	11.4	5.4	127
0.8	37	0.73	50.7	3630	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	15.2	7.2	181
1	41	1.87	21.9	4022	Limi e Argille(Coesive)	19	9	200
1.2	21	1.33	15.8	2060	Limi e Argille(Coesive)	22.8	10.8	102
1.4	18	1.4	12.9	1766	Torbe(Coesive)	26.6	12.6	87
1.6	16	1.47	10.9	1570	Torbe(Coesive)	30.4	14.4	77
1.8	22	1.2	18.3	2158	Limi e Argille(Coesive)	34.2	16.2	106
2	25	1.27	19.7	2453	Limi e Argille(Coesive)	38	18	121
2.2	28	1.33	21.1	2747	Limi e Argille(Coesive)	41.8	19.8	135
2.4	24	1.4	17.1	2354	Limi e Argille(Coesive)	45.6	21.6	115
2.6	29	1.73	16.8	2845	Limi e Argille(Coesive)	49.4	23.4	140
2.8	33	1.27	26.0	3237	Limi e Argille(Coesive)	53.2	25.2	159
3	30	1.2	25.0	2943	Limi e Argille(Coesive)	57	27	144
3.2	32	0.93	34.4	3139	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	60.8	28.8	154
3.4	28	1.07	26.2	2747	Limi e Argille(Coesive)	64.6	30.6	134
3.6	24	1.6	15.0	2354	Torbe(Coesive)	68.4	32.4	114
3.8	34	1.13	30.1	3335	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	72.2	34.2	163
4	45	1.13	39.8	4415	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	76	36	217
4.2	42	1.67	25.1	4120	Limi e Argille(Coesive)	79.8	37.8	202
4.4	36	1.4	25.7	3532	Limi e Argille(Coesive)	83.6	39.6	-
4.6	48	0.93	51.6	4709	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	87.4	41.4	-
4.8	50	1.2	41.7	4905	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	91.2	43.2	-
5	54	1.33	40.6	5297	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	95	45	-
5.2	68	0.87	78.2	6671	Sabbie e Sabbie con Ghiaia (Granulare)	98.8	46.8	-
5.4	79	1.07	73.8	7750	Sabbie e Sabbie con Ghiaia (Granulare)	102.6	48.6	-
5.6	124	0.73	169.9	12164	Sabbie e Sabbie con Ghiaia (Granulare)	106.4	50.4	-
5.8	348	0.8	435.0	34139	Sabbie e Sabbie con Ghiaia (Granulare)	110.2	52.2	-

CPT 7-7

Tabella 10-4 Risultati ed elaborazione della prova penetrometrica statica CPT 7-7

CPT 7-7								
z	Rp	RL	F=Rp/RL	qc	Natura lit.	σ_v	σ'_v	Cu (Nk=20)
m	kg/cm2	kg/cm2	-	kPa	F	kPa	kPa	kPa
0.2								
0.4	12	1.07	11	1177	Torbe(Coesive)	8	4	58.46
0.6	14	1.4	10	1373	Torbe(Coesive)	12	6	68.07
0.8	18	1.33	14	1766	Torbe(Coesive)	16	8	87.49
1	22	1.53	14	2158	Torbe(Coesive)	20	10	106.91
1.2	15	1.33	11	1472	Torbe(Coesive)	24	12	72.375
1.4	19	1.47	13	1864	Torbe(Coesive)	28	14	91.795
1.6	24	1.53	16	2354	Limi e Argille(Coesive)	32	16	116.12
1.8	26	1.4	19	2551	Limi e Argille(Coesive)	36	18	125.73
2	28	1.53	18	2747	Limi e Argille(Coesive)	40	20	135.34
2.2	25	1.93	13	2453	Torbe(Coesive)	44	22	120.425
2.4	30	2.07	14	2943	Torbe(Coesive)	48	24	144.75
2.6	33	2.2	15	3237	Torbe(Coesive)	52	26	159.265
2.8	24	2	12	2354	Torbe(Coesive)	56	28	114.92
3	22	1.93	11	2158	Torbe(Coesive)	60	30	104.91
3.2	28	2.07	14	2747	Torbe(Coesive)	64	32	134.14
3.4	31	1.8	17	3041	Limi e Argille(Coesive)	68	34	148.655
3.6	33	1.47	22	3237	Limi e Argille(Coesive)	72	36	158.265
3.8	29	1.53	19	2845	Limi e Argille(Coesive)	76	38	138.445
4	25	1.07	23	2453	Limi e Argille(Coesive)	80	40	118.625
4.2	24	0.93	26	2354	Limi e Argille(Coesive)	84	42	113.52
4.4	28	0.67	42	2747	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	88	44	132.94
4.6	32	1	32	3139	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	92	46	152.36
4.8	27	1.13	24	2649	Limi e Argille(Coesive)	96	48	127.635
5	23	1.2	19	2256	Limi e Argille(Coesive)	100	50	107.815
5.2	26	0.8	33	2551	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	104	52	122.33
5.4	28	0.73	38	2747	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	108	54	131.94
5.6	30	0.8	38	2943	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	112	56	141.55
5.8	26	0.93	28	2551	Limi e Argille(Coesive)	116	58	121.73
6	25	0.87	29	2453	Limi e Argille(Coesive)	120	60	116.625
6.2	24	0.8	30	2354	Limi e Argille(Coesive)	124	62	111.52
6.4	28	0.93	30	2747	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	128	64	130.94
6.6	28	1.07	26	2747	Limi e Argille(Coesive)	132	66	130.74
6.8	32	1.13	28	3139	Limi e Argille(Coesive)	136	68	150.16
7	33	1.27	26	3237	Limi e Argille(Coesive)	140	70	154.865
7.2	34	1.4	24	3335	Limi e Argille(Coesive)	144	72	159.57
7.4	36	1	36	3532	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	148	74	-
7.6	41	1.13	36	4022	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	152	76	-
7.8	38	0.8	48	3728	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	156	78	-
8	38	1.2	32	3728	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	160	80	-
8.2	48	1.33	36	4709	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	164	82	-
8.4	56	1.27	44	5494	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	168	84	-
8.6	79	0.6	132	7750	Sabbie e Sabbie con Ghiaia (Granulare)	172	86	-
8.8	124	0.73	170	12164	Sabbie e Sabbie con Ghiaia (Granulare)	176	88	-
9	87	0.73	119	8535	Sabbie e Sabbie con Ghiaia (Granulare)	180	90	-
9.2	112	0.6	187	10987	Sabbie e Sabbie con Ghiaia (Granulare)	184	92	-
9.4	298	0.87	343	29234	Sabbie e Sabbie con Ghiaia (Granulare)	188	94	-
9.6	350	0.67	522	34335	Sabbie e Sabbie con Ghiaia (Granulare)	192	96	-

CPT 7-9

Tabella 10-5 Risultati ed elaborazione della prova penetrometrica statica CPT 7-9

CPT 7-9								
z	Rp	RL	F=Rp/RL	qc	Natura lit.	σ_v	σ'_v	Cu (Nk=20)
m	kg/cm2	kg/cm2	-	kPa	F	kPa	kPa	kPa
0.2	18	0.67	27	1765.8				
0.4	15	0.93	16	1471.5	Limi e Argille(Coesive)	7.6	3.6	88.11
0.6	19	0.87	22	1863.9	Limi e Argille(Coesive)	11.4	5.4	73.305
0.8	20	1.27	16	1962	Limi e Argille(Coesive)	15.2	7.2	92.835
1	26	1.47	18	2550.6	Limi e Argille(Coesive)	19	9	97.65
1.2	22	1.53	14	2158.2	Limi e Argille(Coesive)	22.8	10.8	126.99
1.4	25	1.6	16	2452.5	Torbe(Coesive)	26.6	12.6	107.28
1.6	29	1.73	17	2844.9	Limi e Argille(Coesive)	30.4	14.4	121.905
1.8	32	1.47	22	3139.2	Limi e Argille(Coesive)	34.2	16.2	141.435
2	32	1.6	20	3139.2	Limi e Argille(Coesive)	38	18	156.06
2.2	24	1.87	13	2354.4	Limi e Argille(Coesive)	41.8	19.8	155.97
2.4	22	1.73	13	2158.2	Torbe(Coesive)	45.6	21.6	116.64
2.6	24	1.33	18	2354.4	Torbe(Coesive)	49.4	23.4	106.74
2.8	29	2	15	2844.9	Limi e Argille(Coesive)	53.2	25.2	116.46
3	32	1.87	17	3139.2	Torbe(Coesive)	57	27	140.895
3.2	38	1.33	29	3727.8	Limi e Argille(Coesive)	60.8	28.8	155.52
3.4	33	1.53	22	3237.3	Limi e Argille(Coesive)	64.6	30.6	184.86
3.6	28	1.33	21	2746.8	Limi e Argille(Coesive)	68.4	32.4	160.245
3.8	24	1.2	20	2354.4	Limi e Argille(Coesive)	72.2	34.2	135.63
4	26	1.07	24	2550.6	Limi e Argille(Coesive)	76	36	115.92
4.2	22	1.07	21	2158.2	Limi e Argille(Coesive)	79.8	37.8	125.64
4.4	18	1	18	1765.8	Limi e Argille(Coesive)	83.6	39.6	105.93
4.6	21	0.93	23	2060.1	Limi e Argille(Coesive)	87.4	41.4	86.22
4.8	29	0.8	36	2844.9	Limi e Argille(Coesive)	91.2	43.2	100.845
5	33	0.73	45	3237.3	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	95	45	-
5.2	34	0.93	37	3335.4	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	98.8	46.8	-
5.4	44	1	44	4316.4	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	102.6	48.6	-
5.6	89	1.53	58	8730.9	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	106.4	50.4	-
5.8	112	1.33	84	10987.2	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose(Granulare)	110.2	52.2	-
6	124	1.53	81	12164.4	Sabbie e Sabbie con Ghiaia (Granulare)	114	54	-
6.2	136	1.2	113	13341.6	Sabbie e Sabbie con Ghiaia (Granulare)	117.8	55.8	-
6.4	185	0.87	213	18148.5	Sabbie e Sabbie con Ghiaia (Granulare)	121.6	57.6	-
6.6	132	1	132	12949.2	Sabbie e Sabbie con Ghiaia (Granulare)	125.4	59.4	-
6.8	225	0.67	336	22072.5	Sabbie e Sabbie con Ghiaia (Granulare)	129.2	61.2	-
7	365	1.53	239	35806.5	Sabbie e Sabbie con Ghiaia (Granulare)	133	63	-
7.2					Sabbie e Sabbie con Ghiaia (Granulare)	136.8	64.8	-

RELAZIONE GEOTECNICA

10.2. RISULTATI PROVE DI LABORATORIO - SONDAGGI

Table with columns for Sondaggio, Caratteristiche, Descrizione, Tipo, Identificazione, and various test results (e.g., q, R, c, phi, etc.).

RELAZIONE GEOTECNICA

10.3. RISULTATI PROVE DI LABORATORIO -POZZETTI

Campagna	Pozzetto	Campione	tipo di campione	Quota di prelievo (da m a m)	Descrizione speditiva	Classificazione AGI		Unità geologica	Unità geotecnica	Classificazione CNR UNI 10006	Contenuto in acqua	Peso di volume	Peso di volume secco	Limiti di Atterberg			Indici		Composizione granulometrica							Composizione granulometrica					
							Sigla							W _n	γ _n	γ _s	W _{LL}	W _p	W _s	I _p	A	A	B	C	D	IG	Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	Limo + Argilla
													%	kN/m ³	kN/m ³	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	
2003	PZ2	1	I	0,6	Limo argilloso-sabbioso duro di colore variegato marrone chiaro-grigio alterato e ossidato. Sono presenti livelletti millimetrici sabbiosi	Limo Sabbioso	L(S)	MTIbn	ALL-LA	A6		20,4	18,0	32,1	18,3		13,8	3,1	40,0	40,0	0,0	3,8	10	2,00	20,34	73,14	4,52	77,66	98,00	93,63	77,66
2003	Z3	1	R	0,5	Limo argilloso debolmente sabbioso di colore marrone	Limo deb. sabbioso deb. argilloso	L(S)[A]	MTIbn	ALL-LA	-									40,0	40,0	0,0	0,0	8	3,29	11,51	77,27	7,93	85,20	96,71	94,48	85,20
2021	PZ01	CR1	R	0,8	Limo con argilla, sabbioso di colore marrone oliva	Limo con argilla, sabbioso	L,A(S)	MTIbn	ALL-LA	A7-6				46,0	18,0		28	0,9	40,0	40,0	6,0	18,0	16	0,0	18,0	53,0	29,0	82,000	99,700	95,0	82,7
2021	PZ01	CR2	R	1,6	Limo con argilla, sabbioso di colore marrone giallastro scuro	Limo con argilla, sabbioso	L,A(S)	MTIbn	ALL-LA	A7-6				47,0	18,0		29	0,9	40,0	40,0	7,0	19,0	17	0,0	14,0	55,0	31,0	86,000	99,6	98,0	87,5
2021	PZ02	CR1	R	1	Limo con argilla, sabbioso di colore marrone oliva chiaro	Limo con argilla, sabbioso	L,A(S)	MTIbn	ALL-LA	A7-6				48,0	20,0		28	0,8	40,0	40,0	8,0	18,0	17	1,0	16,0	49,0	34,0	83,000	99,5	91,5	83,8
2021	PZ02	CR2	R	1,6	Limo con argilla, sabbioso di colore marrone oliva chiaro	Limo con argilla, sabbioso	L,A(S)	MTIbn	ALL-LA	A7-6				45,0	19,0		26	0,8	40,0	40,0	5,0	16,0	15	1,0	10,0	56,0	33,0	89,000	99,3	96,7	89,5
2021	PZ03	CR1	R	1	Limo con ghiaia, argilloso di colore marrone giallastro	Limo con ghiaia, argilloso	L,G (A)	MTIbn	ALL-LA	A6				38,0	18,0		20,0	1,1	20,5	40,0	0,0	10,0	8	35,0	10,0	37,0	18,0	55,000	64,5	61,7	55,5
2021	PZ03	CR2	R	1,6	Ghiaia limosa, argillosa di colore marone giallastro	Ghiaia limosa, argillosa	G (L)(A)	MTIbn	ALL-Gh	A2-6				34,0	18,0		16,0	1,6	0,0	14,5	0,0	6,0	1	62,0	9,0	19,0	10,0	29,000	38,3	34,2	29,5

10.4. ALLEGATI DI CALCOLO

PROGETTAZIONE ATI: