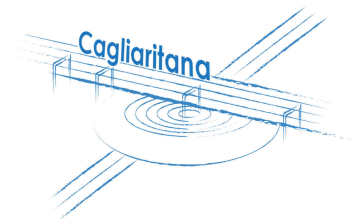




# Anas SpA

Direzione Centrale Progettazione

CUP F2602000340001 CIG 652449686B



**GARA CA 08/15 - NUOVA SS 554 CAGLIARITANA**  
ADEGUAMENTO DELL'ASSE ATTREZZATO URBANO ED ELIMINAZIONE  
DELLE INTERSEZIONI A RASO DAL KM 1+500 AL KM 11+850

## PROGETTO DEFINITIVO

### ASSE STRADALE PRINCIPALE

### GEOLOGIA E GEOTECNICA

### GEOTECNICA GENERALE

### Relazione geotecnica generale

CODICE PROGETTO			CODICE ELABORATO					SCALA	DATA
progetto	liv.	numero	campo 1	campo 2	campo 3	campo 4	rev		
D P C A 0 6	D	1 5 0 1	T 0 0	G E 0 1	G E T	R E 0 1	E	-	19/06/2019

#### CONCORRENTE:



#### PROGETTISTA INDICATO COSTITUENDO R.T.P.

Capogruppo Mandataria R.T.P.



Mandante



Mandante

ING. FRANCESCA LEO

#### RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE FRA LE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Paolo Cucino

#### RESPONSABILE ELABORATO

Ing. Paolo Cucino

## INDICE

1	PREMESSA .....	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	5
1.1	Elaborati .....	5
1.2	Bibliografia .....	5
3	QUADRO PROGETTUALE .....	6
3.1	Inquadramento geologico dell'area .....	6
3.2	Assetto geomorfologico .....	9
3.3	Assetto idrogeologico .....	9
4	INDAGINI GEOTECNICHE .....	11
5	ASSETTO IDROGEOLOGICO .....	19
6	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI .....	21
6.1	Generalità .....	21
6.2	Materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie) .....	22
6.2.1	Introduzione .....	22
6.2.2	Stato iniziale del deposito .....	22
6.2.3	Dr da prove SPT: .....	22
6.2.4	Angolo di resistenza al taglio .....	24
6.2.5	Moduli elastici iniziali .....	25
6.2.6	Moduli elastici operativi .....	26
6.2.7	Coefficienti di permeabilità .....	26
6.3	Materiali a grana fine. Unità LA .....	26
6.3.1	Introduzione .....	26
6.3.2	Classificazione .....	26
6.3.3	Stato tensionale iniziale .....	27
6.3.4	Resistenza al taglio non drenata .....	27
6.3.5	Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci .....	28
6.3.6	Moduli elastici iniziali .....	28
6.3.7	Moduli elastici operativi in condizioni drenate .....	29
6.3.8	Coefficienti di permeabilità .....	29

6.4	Rocce .....	29
6.5	Criteri di classificazione degli ammassi rocciosi come “continuo equivalente” .....	29
6.6	Criteri di caratterizzazione degli ammassi rocciosi come “continuo equivalente” .....	30
6.6.1	Coefficienti di permeabilità .....	34
6.7	Caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine.....	35
6.7.1	Unità LA.....	35
6.8	Caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana grossa.....	46
6.8.1	Unità G .....	46
6.8.2	Unità S .....	53
6.9	Caratterizzazione delle rocce .....	63
6.9.1	Unità ADP.....	63
6.9.2	Unità GST e GSTalt .....	73
6.10	Unità b2 .....	88
6.11	Materiali di riempimento.....	88
7	LIVELLO FALDA .....	88
8	OPERE D'ARTE MAGGIORI.....	89
8.1	Viadotto Monserrato: Pk 5+670 alla Pk 6+275 .....	89
8.2	Viadotto Selargius ovest Pk 6+275 alla Pk 7+397 .....	91
8.3	Viadotto Selargius centro. Pk 7+397 alla Pk 8+825.....	92
8.4	Viadotto Selargius est. Pk 8+825 alla Pk 9+500.....	95
8.5	Viadotto Quartucciu. Pk 9+500 alla Pk 11+846,26 .....	97
9	CARATTERISTICHE DEI PIANI DI POSA DEI RILEVATI E DELLE FONDAZIONI STRADALI IN TRINCEA.....	99
9.1	Classificazione dei materiali .....	99
9.2	Bonifica e preparazione del piano di posa.....	104
9.3	Riutilizzo dei materiali da scavo.....	107
10	ADDENDUM – VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE DEI RILEVATI E DELLE TRINCEE .....	109
10.1	Premessa .....	109
10.2	Verifiche di stabilità per trincee e rilevati .....	109
10.2.1	Sezioni di analisi .....	109
10.2.2	1) Rilevato in variante ad altezza massima.....	114
10.2.3	2) Trincea ad altezza massima. ....	120

10.2.4	3) Rilevato in ammorsamento all'esistente, altezza massima.....	125
10.3	Modalità operativa rilevati in ammorsamento all'esistente.....	132

## 1 PREMESSA

Il documento in oggetto costituisce parte integrante del Progetto Definitivo della SS 554 “Cagliaritana” – Asse Attrezzato Urbano, che prevede l’adeguamento in sede dell’arteria, attualmente caratterizzata per un tratto da doppia carreggiata con due corsie per senso di marcia e spartitraffico centrale e per un tratto da unica carreggiata con due corsie per senso di marcia, e l’eliminazione degli svincoli a raso.

La presente relazione geotecnica illustra ed interpreta i risultati delle indagini geotecniche eseguite nell’area interessata dal progetto.

## 2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Il calcolo viene condotto nel rispetto delle Normative Nazionali, provvedendo, dove necessario, ad integrare le informazioni in esse contenute con le indicazioni proposte negli Eurocodici e nelle più accreditate normative Internazionali:

- [1] D.M. 14.01.2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- [2] Circolare 02.02.2009 n°617/C.S.LL.PP. “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;  
Ad integrazione delle indicazioni proposte dal D.M. 14.01.2008, dove necessario, si è ritenuto opportuno riferirsi ai documenti di seguito indicati:
- [3] EN 1992-1-1: 2005 “Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”.
- [4] EN 1997-1: 2005 “Eurocodice 7: Progettazione geotecnica, Parte 1: Regole generali”.
- [5] EN 1998-1: 2005 “Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”.
- [6] EN 1998-5: 2005 “Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.
- [7] UNI EN 206-1 “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- [8] UNI EN 11104: 03.2004 “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità, Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1”.
- [9] Associazione Geotecnica Italiana (AGI) “Raccomandazioni sui pali di fondazione”, dicembre 1984.

### 1.1 Elaborati

Tutti gli elaborati grafici di progetto definitivo.

### 1.2 Bibliografia

- [10] Geotecnica, R. Lancellotta, ed. Zanichelli;
- [11] Elementi di meccanica e ingegneria delle rocce, Barla M., 2013
- [12] Prove geotecniche in sito, Cestari F., 2005
- [13] The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use” CIRIA Report n° 143, 1995, Clayton C.R.I., 1995
- [14] Estimate of relative density from in-situ penetration tests, Proceedings In-situ 2001, Bali, Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y., 2001
- [15] Design Manual DM7” U.S. Naval Publication and Formations Center, Philadelphia, NAVFAC 1971
- [16] Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6, Ohta Y., Goto N., 1978
- [17] In situ testing in Geomechanics, Schnaid F, 2009
- [18] Standard Penetration Test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation” Geotechnique 36, n° 3, Skempton A.W., 1986
- [19] The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks” Proceedings ESOPT I, Stroud M.A., 1974

[20] The Standard Penetration Test – Its application and interpretation, Penetration Testing in UK, Proceedings of the Geotechnical Conference organized by ICE, Birmingham, Stroud M.A., 1988

### 3 QUADRO PROGETTUALE

Il presente paragrafo riporta un breve inquadramento geologico, geomorfologico e idrogeologico dei terreni interagenti con le opere in progetto.

Le informazioni riportate sono estrapolate dalla Relazione Geologica, cui si rimanda per ulteriori dettagli.

#### 3.1 Inquadramento geologico dell'area

La strada statale Cagliaritano (SS 554) è ubicata nel settore centro-meridionale della Sardegna, lungo il bordo orientale della depressione tettonica del Campidano, caratterizzato da sistemi di faglie normali orientate NO-SE che hanno permesso la formazione del Graben stesso. Nell'area affiorano i depositi miocenici del Rift Sardo e quello plioquaternari del Graben del Campidano.

Le osservazioni di superficie e le indagini eseguite nell'area d'interesse, nelle diverse fasi progettuali, hanno permesso di distinguere, dalla più antica alla più recente, le seguenti unità litostratigrafiche:

- Marne di Gesturi;
- Argille di Fangario (non affioranti lungo il tracciato);
- Arenarie di Pirri;
- Calcari di Cagliari (non affioranti lungo il tracciato);
- Subsistema di Portoscuso (sintema di Portovesme) (non affioranti lungo il tracciato);
- Depositi olocenici.

La ricostruzione dello schema dei rapporti stratigrafici (Figura 4) evidenzia che sulle Marne di Gesturi (Burdigaliano sup.-Langhiano medio) poggiano le Argille di Fangario (Langhiano medio?-Serravalliano inf.) e su queste due formazioni si ha il contatto in discordanza delle Arenarie di Pirri (Serravalliano).

Verso l'alto stratigrafico, sono presenti i Calcari di Cagliari (Tortoniano-Messiniano?) che poggiano sulle Arenarie di Pirri. Nell'area investigata, al tetto dei depositi miocenici, è presente il subsistema di Portoscuso (sintema di Portovesme) che è rappresentato dalle ghiaie alluvionali terrazzate, con intercalazione di livelli e lenti di sabbie, datate al Pleistocene sup. Sui depositi pleistocenici sono presenti dei sedimenti olocenici molto variegati che comprendono: depositi di spiaggia e dei cordoni litoranei antichi, depositi alluvionali terrazzati, coltri eluvio-colluviali, depositi palustri, depositi alluvionali e depositi antropici (come ad esempio saline e discariche minerarie).

#### **Marne di Gesturi (GST)**

Le marne di Gesturi (Cherchi, 1974) consistono in una potente successione (diverse centinaia di metri) di marne arenacee e siltitiche. Le marne presentano un colore da giallastro a beige nelle porzioni più esterne, alterate ed ossidate, e grigio piombo nelle parti più profonde, non alterate. All'interno delle marne sono presenti localmente intercalazioni di arenarie, calcari a "lithothamnium" e calcareniti. Le Marne di Gesturi sono caratterizzate da due litofacies, una marnoso-arenacea (GST) ed una piroclastico-epiclastica (GSTa). Nell'area del tracciato è presente solo la

facies GST che comprende marne arenacee, arenarie marnose e siltitiche caratterizzate da secondarie intercalazioni di arenarie soprattutto nelle parti basale e sommitale. La porzione basale è costituita da un'alternanza di strati (con spessore fino al metro) di arenarie medio-grossolane localmente ben cementate e fossilifere (bivalvi, gasteropodi, briozoi), siltiti e marne siltose e/o argillose.

I sondaggi geognostici realizzati lungo il tracciato hanno mostrato una prevalenza di marne siltitiche di colore grigio scuro con giacitura suborizzontale, compatte, sottilmente laminate, interessate da rada presenza di fratture ad alto angolo frequentemente riempite di calcite. Localmente le marne siltitiche sono alternate a marne argillose, da mediamente a molto compatte. Nella parte più superficiale, le Marne di Gesturi alterate si presentano come marne siltose da tenere a compatte, con alternanza di livelli sabbiosi e siltitici giallastri; localmente si presentano come limi argilloso-sabbiosi avana, con sparse concrezioni carbonatiche.

### **Argille di Fangario (AFA)**

Sul tetto delle Marne di Gesturi poggiano le Argille di Fangario, che non affiorano lungo il tracciato in progetto. Quest'ultime consistono in argille e marne grigie e locali argille sabbiose giallo-biancastre. Sono presenti occasionalmente intercalazioni arenacee, che aumentano verso l'alto fino a diventare livelli di arenarie marnose. Le Argille di Fangario sono caratterizzate da abbondanti resti di pesci, rari gasteropodi e foraminiferi planctonici e bentonici. Sul tetto delle argille di Fangario poggia, in discordanza, con contatto più o meno erosivo la formazione delle Arenarie di Pirri.

### **Arenarie di Pirri (ADP)**

Le Arenarie di Pirri consistono in da un'alternanza di banchi, da decimetrici a metrici, ben cementati di arenarie e sabbie quasi incoerenti. Lo spessore delle sabbie aumenta progressivamente verso l'alto stratigrafico passando da decimetrico e plurimetrico. All'interno della successione si rinvengono anche lenti e livelli di conglomerati a clasti di metamorfiti paleozoiche, la cui genesi può essere ricondotta a facies fluvio-deltizie oppure ad occasionali trasporti in massa.

### **Subsintema di Portoscuso (sintema di Portovesme) (PVM2a)**

Il Subsintema di Portoscuso fa parte del Sintema di Portovesme, che comprende depositi marini e continentali, depositi dopo la penultima fase fredda pleistocenica. Il Subsintema di Portoscuso non interseca mai il tracciato, ma affiora nell'area compresa tra il tratto terminale del tracciato stesso e lo stagno di Simbirizzi.

Il PVM<sub>2a</sub> è nel dettaglio costituito da sedimenti di origine continentale del Pleistocene superiore, rappresentati da ghiaie medio-grossolane, con clasti. Localmente sono presenti anche livelli e lenti ghiaiose e sabbiose a stratificazione piano-parallela.

### **Depositi alluvionali terrazzati (Dt)**

Si tratta di depositi alluvionali grossolani contenenti scarsi livelli e lenti di sabbie e di ghiaie fini. Questi depositi sono collocati ai lati dei letti attuali o dei tratti di alveo regimati, o su depositi alluvionali terrazzati, e solitamente non vengono



coinvolti nelle dinamiche fluviali in atto, tranne che per eventi idrometeorici eccezionali. Lo spessore di questi depositi, difficilmente valutabile, può localmente superare i 9 m.

In funzione della granulometria prevalente vengono distinte 3 litofacies:

- **b<sub>na</sub>**, ghiaie grossolane prevalenti, con lenti e livelli di sabbie e ghiaie fini a stratificazione incrociata;
- **b<sub>nb</sub>**, sabbie prevalenti;
- **b<sub>nc</sub>**, limi ed argille prevalenti.

### **Coltri eluvio-colluviali (b2)**

Si tratta di depositi eterometrici costituiti da percentuali variabili di materiali fini, quali sabbia e silt, più o meno pedogenizzati e arricchiti in frazione organica, mescolati con sedimenti più grossolani.

Probabilmente derivano dall'erosione del suolo durante l'Olocene, per poi essersi mescolati con materiale di degradazione fisica del substrato; questo giustificherebbe la presenza elevata di frazione organica.

Presentano uno spessore alquanto esiguo, ma sono diffusamente presenti sul substrato pelitico-arenaceo terziario rendendone difficoltoso il riconoscimento. Questo litotipo affiora diffusamente lungo il tracciato.

### **Depositi palustri (e5)**

Sono sedimenti fini rappresentati da argille limose grigio-verdastre con frazione organica abbondante e frammenti conchigliari. In alcuni settori queste argille si presentano ciottolose e parzialmente stabilizzate e colonizzate dalla vegetazione, o localmente antropizzate. I depositi palustri non affiorano lungo il tracciato ma sono presenti nelle aree circostanti, dove sono presenti gli stagni di Simbirizzi e Molentergius.

### **Depositi alluvionali (Da)**

Si tratta di depositi grossolani a cui si intercalano localmente subordinati sottili livelli e lenti di sabbia. La loro origine è strettamente correlata ai sistemi di drenaggio locale (Riu Saliu, Riu Selargius, Riu de Is Cungiaus). Lo spessore di tali depositi varia localmente e talvolta supera i 5 m.

In funzione della granulometria prevalente vengono distinte 3 litofacies:

- **b<sub>a</sub>**, ghiaie da medie a molto grossolane prevalenti, con lenti e sottili livelli di sabbie;
- **b<sub>b</sub>**, sabbie prevalenti
- **b<sub>c</sub>**, limi ed argille prevalenti.

### **Depositi antropici (h)**

Tali depositi hanno un'estensione nell'area investigata, a causa della forte antropizzazione e della presenza di notevoli attività industriali. I depositi antropici comprendono diversi tipi di materiali:

- **Ril**, rappresenta il rilevato stradale esistente;
- **h1r**, costituiti da riporti a fine edilizio, non presenti lungo il tracciato affiorano nell'area compresa tra il tratto terminale e lo stagno Simbirizzi;
- **h1u**, rappresenta i rifiuti solidi urbani, che non intersecano il tracciato ma sono presenti a nord del tratto iniziale.

### 3.2 Assetto geomorfologico

L'area investigata fa parte della fascia costiera che delimita verso nord il Golfo degli Angeli. L'area rappresenta la porzione meridionale della piana del Campidano ed è caratterizzata da una certa complessità di ambienti costieri e di transizione nell'entroterra, con vasti stagni-lagune ai piedi del sistema collinare cagliaritano. Quest'ultimo è costituito da dieci colli con altezza massima intorno ai 140 m. I rilievi collinari presentano un generale orientamento NNO-SSE in quanto seguono le strutture tettoniche che bordano il Graben del Campidano.

L'area che raccorda la fascia collinare a quella costiera è caratterizzata dalla presenza di zone lagunari tra le più importanti del Mediterraneo.

Il tracciato stradale è situato a nord dell'agglomerato urbano principale, dove il rilievo principale è rappresentato dal Cuccuru Angius, con un'altezza di 58 m s.l.m..

Dal punto di vista idrografico, il reticolo appare poco sviluppato, caratterizzato da corsi d'acqua a prevalente regime torrentizio, che danno luogo a valli poco incise. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

I principali elementi geomorfologici riconosciuti nell'area di progetto sono terrazzi fluviali individuabili grazie alla presenza di orli di terrazzo che cingono questi gradini, più o meno alti rispetto alle alluvioni più recenti.

In generale, non sembrano esserci elementi geomorfologici particolari, tali da far ipotizzare la presenza di condizioni di rischio per l'opera da realizzare.

Dall'esame della cartografia del PAI della Sardegna recentemente aggiornate secondo la variante approvata con delibera n.11 del 21/05/2012, si è verificato che il progetto non interseca aree soggette a pericolosità da frana. Sono stati però riconosciuti due tratti del tracciato che intersecano due zone classificate come aree inondabili.

### 3.3 Assetto idrogeologico

Il principale acquifero dell'area interessata dalla realizzazione del tracciato stradale è impostato nelle litologie sabbioso arenacee della formazione delle Arenarie di Pirri, nella quale vengono scavati e trivellati pozzi per usi idropotabili. Alla base l'acquifero è sostenuto dalle litologie argilloso-limose delle Argille di Fangario a ovest e dalle Marne di Gesturi ad est e a nord, che fungono da acquiclude impermeabile. All'interno dell'acquifero si osservano significative variazioni di permeabilità e locali fenomeni di salienza della falda, a causa della presenza di livelli più costipati ed intercalazioni lapidee debolmente argillose all'interno della formazione incoerente e con facies basali grossolane.

La falda ha le caratteristiche di una falda in pressione, a causa della compressione provocata dall'intensa urbanizzazione della città di Cagliari. L'elevata urbanizzazione dell'area ha inoltre ridotto l'infiltrazione di acqua meteorica, inibendo la ricarica degli acquiferi freatici. La circolazione idrica sotterranea è infatti mantenuta grazie all'apporto di acqua proveniente dalla rete idropotabile interrata, presente nel sottosuolo di Cagliari.

L'elaborazione dei dati ha permesso di confermare l'esistenza di uno spartiacque che divide la città di Cagliari e che si estende in direzione NNO-SSE dal Colle di San Michele fino al Monte Urpinu, il tutto confermato dall'andamento delle isopieze.

I dati geochemici hanno evidenziato, nei sistemi profondi, elevate concentrazioni in solfati e in modo localizzato elevate concentrazioni in ammonio, manganese e ferro.

In conclusione la qualità delle acque profonde dell'area di Cagliari risulta estremamente influenzata dall'attività antropica, infatti, dove questa è risultata più intensa e radicata anche la qualità delle acque ne ha risentito negativamente.

## 4 INDAGINI GEOTECNICHE

Nell'ambito della presente progettazione sono stati utilizzati tutti i dati derivanti dalle documentazioni bibliografiche disponibili e dalle campagne geognostiche eseguite per la redazione del progetto preliminare.

### Banca dati (ISPRA) (1986 – 2005)

I dati riguardano sondaggi geognostici effettuati principalmente a scopi irrigui, ad uso domestico e/o industriale, risalenti al periodo temporale compreso tra il 1986 ed il 2005, di lunghezza massima pari a 100 m (Tabella 1).

Campagna di indagine 1986/2005		
Tipologia indagine	n°	Profondità (m)
Sondaggi geognostici	10	527
Misure piezometriche	10	

Tabella 1. Banca dati dell'Istituto Superiore per la Ricerca Ambientale (ISPRA)

### Indagini geognostiche da aree limitrofe (1984 – 2012)

Fra questi rientrano sondaggi effettuati dalla società Geoconsult s.r.l., per la realizzazione dell'Azienda Ospedaliera Universitaria di Cagliari (1984), indagini effettuate dalla società TEC.AM s.r.l. e sondaggi eseguiti per conto dell'Ente Autonomo del Flumendosa, per la realizzazione del Serbatoio di Selargius risalenti al periodo temporale compreso tra il 1984 ed il 2012 e di lunghezza massima pari a 45 m.

Indagini geognostiche 1984/2012		
Tipologia indagine	n°	Profondità (m)
Sondaggi geognostici a rotazione	13	243
Misure di Falda	6	
Prove SPT	12	
Prelievo di campioni disturbati e indisturbati per analisi di laboratorio	6	

Tabella 2. Indagini geognostiche precedenti realizzate dalla società Geoconsult s.r.l., dalla società TEC.AM s.r.l. e per conto dell'Ente Autonomo del Flumendosa

### Indagini geognostiche Progetto Preliminare

Comprendono le indagini effettuate dalla ditta Sidercem s.r.l. nella campagna geognostica appositamente programmata per la progettazione preliminare, risalenti al 2015 e di lunghezza massima pari a 35 m.

**Campagna indagini geognostiche 2015**

Tipologia indagine	n°	Profondità (m)
Sondaggi geognostici a carotaggio continuo	48	1131.6
Pozzetti geognostici	10	15.05
Installazione di Piezometri	7	
Prove SPT	149	
Prova di carico su piastra	10	
Prove Geofisiche Down-Hole	10	
Prelievo di campioni disturbati e indisturbati per analisi di laboratorio	139	

Tabella 3. Indagini geognostiche realizzate dalla società Sidercem s.r.l.

**Campagna geognostica conoscitiva di Progetto Definitivo (2016)**

La campagna geognostica per la Progettazione Definitiva (Tabella 4) è stata eseguita nel mese di febbraio 2016 ed è stata concepita in modo da integrare i dati e le conoscenze già acquisite durante la fase di Progettazione Preliminare.

**Campagna di indagini integrative – 2016**

Tipologia indagine	n°	Profondità (m)
Sondaggi verticali a carotaggio continuo	1	30
Pozzetti geognostici	14	30.6
Installazione di Piezometri di Casagrande	1	
Prove SPT	7	
Prova di carico su piastra	6	
Prove sismiche a rifrazione	1	
M.A.S.W.	9	
Prelievo di campioni disturbati e indisturbati per analisi di laboratorio	25	

Tabella 4. Riassunto delle indagini geognostiche previste per la campagna geognostica di progetto definitivo (2016)

Complessivamente, la caratterizzazione, derivante da indagini pregresse (progetto preliminare) e attuali (progetto definitivo) è rappresentata nel seguente diagramma di sintesi.

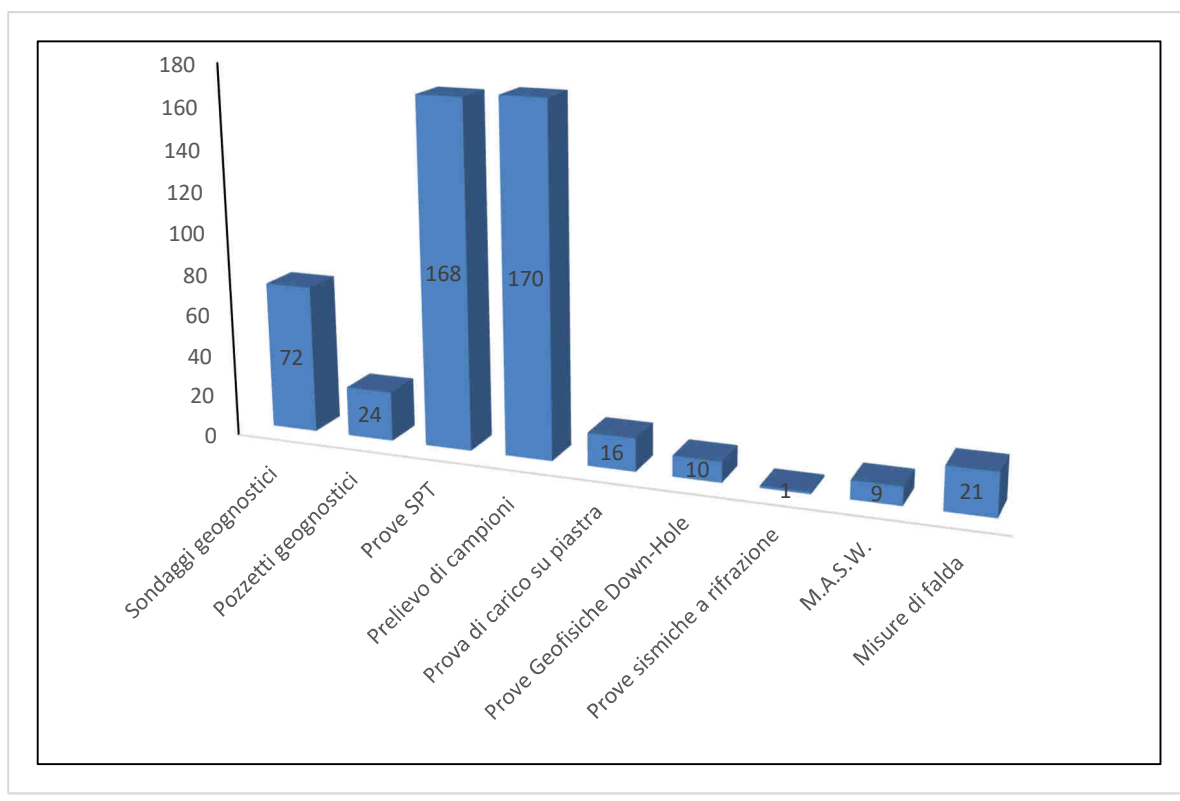


Figura 1. Quadro riassuntivo delle indagini eseguite nel Progetto Preliminare e nel Progetto Definitivo del 2016.

Nella seguente tabella si riportano nel dettaglio le indagini eseguite.

Campagna di indagine	Indagini geognostiche						
	Nome sondaggio	Profondità di perforazione (m)	Penetrometriche dinamiche SPT (n°prove)	Campioni (*)		Strumentazione installata	Prova di carico su piastra
				Rimaneggiati	Indisturbati		
Geoconsult - 1984	S2	21					
	S6	25					
	S8	25					
TEC.AM s.r.l. - 2008	S1	10	2	1			
	S2	10	1	2			
TEC.AM s.r.l. - 2009	S1	5					
	S2	5					
	S3	5					
TEC.AM s.r.l. - 2012	S1	8	1	1			
	S1	20		2			
Ente autonomo del flumendosa - 1990	S1	45.3	2				
	S2	37	3				
	S3	23	3				
Sidercem - 2015	S1	20	3	3	0		

Campagna di indagine	Indagini geognostiche						
	Nome sondaggio	Profondità di perforazione (m)	Penetrometriche dinamiche SPT (n°prove)	Campioni (*)		Strumentazione installata	Prova di carico su piastra
				Rimaneggiati	Indisturbati		
S2	25	3	4	0	T.A.		
S3	35	4	2	0	D.H.		
S4	12	3	0	2			
S5	15	1	0	1			
S6	20	2	2	2			
S7	30	2	1	2	T.A.		
S8	35	2	1	2	D.H.		
S9	29.85	3	1	3			
S10	25	3	0	2			
S11	10	3	0	1			
S12	15	2	0	2			
S13	35	3	1	2	D.H.		
S14	15	2	0	1			
S15	24	3	0	2			
S16	25	3	1	2			
S17	35	3	0	3	D.H.		
S18	26	3	2	1	T.A.		
S19	25	3	1	1			
S20	20	3	0	2			
S21	20	3	1	1			
S22	15	3	0	1			
S23	15	3	1	1			
S24	35	3	1	3	D.H.		
S25	20	3	1	2			
S26	20	3	1	2			
S27	30	3	0	2	T.A.		
S28	35	3	1	3	D.H.		
S29	27	3	0	2			
S30	22.75	3	1	2			
S31	15	3	1	1			
S32	10	3	0	1			
S33	20	3	1	2			
S34	15	3	0	1			
S35	20	3	1	2			
S36	35	3	2	2	D.H.		
S37	20	4	0	2	T.A.		
S38	20	3	0	1			
S39	20	3	1	2			

Campagna di indagine	Indagini geostatiche						
	Nome sondaggio	Profondità di perforazione (m)	Penetrometriche dinamiche SPT (n°prove)	Campioni (*)		Strumentazione installata	Prova di carico su piastra
				Rimaneggiati	Indisturbati		
	S40	35	4	1	2	D.H.	
	S41	25	3	1	2		
	S42	25	4	1	2	T.A.	
	S43	35	4	2	2	D.H.	
	S44	20	4	1	1		
	S45	15	4	0	1		
	S46	25	4	3	2		
	S47	25	3	3	1	T.A.	
	S48	35	4	3	2	D.H.	
	PZ1	1,95		1			x
	PZ2	1,3		1			x
	PZ3	1,4		1			x
	PZ4	1,4		1			x
	PZ5	1,6		1			x
	PZ6	1,4		1			x
	PZ7	1,9		1			x
	PZ8	1,2		1			x
	PZ9	1,3		2			x
	PZ10	1,6		1			x
	Si1	30	7	9	1	P.C.	
	PZi1	1,5					x
	Pzi2	1,5					
	PZi3	1,5					
	PZi4	1,5					x
	PZi5	1,5					x
	PZi6	1,5					x
	PZi7	1,5					x
	PZi8	1,5					x
	PZi9	1,5					x
	PZi10	1,5					x
	MASWi1						
	MASWi2						
	MASWi3						
	MASWi4						
	MASWi5						
	MASWi6						
	MASWi7						



Campagna di indagine	Indagini geostatiche						
	Nome sondaggio	Profondità di perforazione (m)	Penetrometriche dinamiche SPT (n°prove)	Campioni (*)		Strumentazione installata	Prova di carico su piastra
				Rimaneggiati	Indisturbati		
	MASWi8						
	MASWi9						
	MASWi10						
	SISMICA1						
S	Sondaggio						
PZ	Pozzetto						
T.A.	Piezometro a tubo aperto						
D.H.	Prova Down hole						
P.C.	Piezometro di Casagrande						

Sondaggio	Campione	Stato	profondità			Descrizione visiva	Granulometria AGI				Caratteristiche generali							Limiti di Consistenza				Taglio diretto C.D.		Prova Edometrica	TXUU		CIU			
			da	a	media		Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)	Massa volumica reale	Massa volumica apparente	Massa volumica del secco	Massa volumica umida	Umidità naturale	Indice dei vuoti	Saturazione	Porosità	Pocket Penetrometer	L.L.	L.P.	I.P.	Limite di ritiro (W <sub>L</sub> )	φ'	c'	cu	φ'	c'		
			[m]	[m]	[m]		[%]	[%]	[%]	[%]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[%]	[-]	[%]	[-]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[%]	[%]	[%]	[%]	[°]	[kPa]	[kPa]	[°]	[kPa]		
S47	CI1	Indisturbato	8,2	8,6	8,4	limo con argilla sabbioso	0,75	12,23	53,79	33,23	27,02	19,03	15,17	-	25,4	0,781	88	0,438	543	45,7	19,6	26,1	11,8	31,1	6,7	x	-	-	-	-
S47	CR1	Rimaneggiato	10,3	10,7	10,5	limo con argilla sabbioso marnoso	0,58	17,33	45,8	36,29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	56,1	25,3	30,8	-	-	-	-	-	-	-	-
S47	CR2	Rimaneggiato	16	16,3	16,15	limo argilloso sabbioso marnoso	7,15	19,02	50,02	23,81	-	-	-	-	-	-	-	-	-	42,6	24	18,6	-	-	-	-	-	-	-	-
S47	CR3	Rimaneggiato	17,3	17,65	17,475	limo con argilla sabbioso marnoso	0,9	12,15	60,35	26,6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	50,3	33,6	16,7	-	-	-	-	-	-	-	-
S46	CI2	Indisturbato	7,5	7,8	7,65	limo con argilla sabbioso	4,47	16,67	41,97	36,89	27,05	18,72	15,14	-	23,7	0,787	81	0,44	570	39,4	21,8	17,6	-	23	42,1	-	-	-	-	-
S46	CR2	Rimaneggiato	13,6	14	13,8	limo con argilla sabbioso marnoso	0,84	10,53	64,99	23,65	26,43	19,51	-	-	-	-	-	-	-	40,9	24,9	16	-	-	-	-	-	-	-	-
S1	CR3	Rimaneggiato	12,65	13	12,825	limo argilloso sabbioso marnoso	0,33	15,92	64,41	19,35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	33,9	18,2	15,7	-	-	-	-	-	-	-	-
S2	CR2	Rimaneggiato	7,5	8	7,75	limo con sabbia argilloso	0,33	28,98	50,02	20,67	-	-	-	-	-	-	-	-	-	35,2	17,2	18	-	-	-	-	-	-	-	-
S2	CR3	Rimaneggiato	11,4	11,8	11,6	limo con sabbia argilloso	0,04	15,49	59,18	25,29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	45,5	24,5	21	-	-	-	-	-	-	-	-
S3	CR1	Rimaneggiato	3,2	3,4	3,3	limo con argilla sabbioso marnoso	0,92	19,35	46,98	32,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	50,9	21,4	29,5	-	19	28	-	-	-	-	-
S4	CI1	Indisturbato	1,6	2,2	1,9	limo con sabbia argilloso	0,02	30,15	47,89	21,94	26,9	18,99	15,08	-	25,9	0,784	89	0,439	-	29,8	13	16,8	7,8	26,1	22,5	-	-	-	-	-
S4	CI2	Indisturbato	8,8	8,9	8,85	limo con argilla debolmente sabbioso	0,26	6,59	66,89	26,27	27,16	20,39	16,66	-	22,4	0,63	97	0,387	-	42,2	23,1	19,1	-	-	-	-	-	-	-	-
S8	CI1	Indisturbato	3,3	3,6	3,45	limo con argilla sabbioso marnoso	0,15	21,66	50,65	27,54	27	18,6	15,37	-	21	0,757	75	0,431	770	42,3	18,3	24	-	12,7	58	x	-	-	-	-
S8	CI2	Indisturbato	6,6	7,15	6,875	limo con argilla sabbioso	0,02	17,15	52,57	30,27	27,07	19,47	15,53	-	25,3	0,743	93	0,426	590	43	27,3	15,7	-	-	-	x	232	-	-	-
S44	CI1	Indisturbato	10	10,25	10,125	limo con argilla sabbioso debolmente ghiaioso	6,07	10,37	45,6	37,95	27,04	19,05	14,97	-	27,3	0,807	92	0,447	633	51,3	22	29,3	-	-	-	x	297	-	-	-
S48	CI1	Indisturbato	8,45	9	8,725	limo con argilla sabbioso a tratti marnoso	1,99	11	49,33	37,68	27,11	19,31	15,21	-	26,9	0,782	93	0,439	683	60,5	19,4	41,1	9,6	-	-	x	-	29	28	-
S46	CI1	Indisturbato	4,85	5,15	5	Sabbia con limo argilloso con intercalazioni di livelletti ghiaiosi	8,01	45,36	29,6	17,03	26,72	17,75	14,96	-	18,7	0,787	64	0,44	410	41	18,6	22,4	-	34,2	0,4	x	-	-	-	-
S46	CR1	Rimaneggiato	3,6	3,9	3,75	Sabbia con limo ghiaioso argilloso (NO FOTO)	25	28,91	28,36	17,73	25,25	-	-	-	-	-	-	-	34,8	15,7	19,1	-	-	-	-	-	-	-	-	
S1	CR1	Rimaneggiato	3	3,4	3,2	Sabbia con limo argilloso	1,04	43,9	40,45	14,62	26,85	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S1	CR2	Rimaneggiato	7	7,5	7,25	Sabbia limosa	0,35	83,47	12,7	3,48	#N/D	-	-	19,37	16,6	-	-	-	-	-	-	-	-	37,5	13,8	-	-	-	-	-
S2	CR1	Rimaneggiato	4,35	4,75	4,55	Sabbia debolmente ghiaiosa e limosa	8,95	79,39	8,65	3,01	#N/D	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S3	CR3	Rimaneggiato	16,4	16,7	16,55	argilla sabbioso marnosa con limo	0	14,24	36,89	48,86	#N/D	-	-	-	-	-	-	-	-	115,9	38,4	77,5	-	-	-	-	-	-	-	-
S48	CI2	Indisturbato	11,6	12,2	11,9	Argilla con limo sabbioso marnosa	0,87	12,52	38,43	48,18	27,17	19,61	16,14	-	21,5	0,684	86	0,406	683	59,3	27,3	32	-	-	-	x	270	-	-	-
S11	CI	Indisturbato	14	14,5	14,25	limo sabbioso	0,07	34,68	36,77	28,48	20,27	-	-	-	16,94	-	-	-	-	31	24	7	-	-	-	x	-	29	8	
S11	R1	Rimaneggiato	25,3	25,5	25,4	limo con argilla	0	7,78	53,98	38,24	21,36	-	-	-	16,84	-	-	-	-	32	23	9	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabella 5. Risultati prove di laboratorio - terre

Sondaggio	Campione	Stato	profondità			Descrizione visiva	dimensioni provino			massa	densità	Resistenza a compressione uniaassiale	Resistenza a compressione uniaassiale corretta (=Ca/0,88+(0,24b/h))
			da	a	media		diametro	altezza	area				
			[m]	[m]	[m]		[mm]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[g]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[Mpa]	[Mpa]
S46	CR3	Rimaneggiato	18,4	18,58	18,49	Siltite marnosa compatta	83,1	83	5424	692,1	15,37	51,3	45,79
S3	CR2	Rimaneggiato	8,7	9	8,85	Siltite marnosa compatta	78	78	4778	692,1	18,57	55,6	49,64
S3	CR4	Rimaneggiato	29,65	30	29,83	Siltite marnosa compatta	78,4	15,8	4827	136,5	17,90	59,14	28,56
S48	CI3	Indisturbato	17	17,2	17,10	Siltite marnosa debolmente cementata	-	-	-	-			
S8	CR1	Rimaneggiato	25,5	26	25,75	Siltite debolmente marnosa compatta	77,5	193,8	4717	1780,8	19,48	59,56	61,03
S44	CR1	Rimaneggiato	19,1	19,45	19,28	Siltite marnosa	83,4	88	5463	1110	23,09	13,4	12,10
S48	CR1	Rimaneggiato	20,45	21	20,73	Siltite marnosa compatta	83,1	207,8	5424	2155,3	19,12	63,22	64,78
S48	CR2	Rimaneggiato	30,6	31	30,80	Siltite compatta	77,5	193,8	4717	1780,8	19,48	73,44	75,25

Tabella 6. Risultati prove di laboratorio - rocce

## 5 ASSETTO IDROGEOLOGICO

Nell'area in esame si possono definire tre complessi idrogeologici a comportamento omogeneo, dotati di caratteristiche di permeabilità relativa ben distinte (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

### Complesso idrogeologico delle Argille di Fangario e delle Marne di Gesturi

Il complesso è costituito da argille e marne argillose e/o sabbiose grigio-giallastre, passanti ad arenarie marnose, contenenti brachiopodi, echinidi, gasteropodi, cefalopodi, bivalvi, foraminiferi e nannoplancton. L'età risale al periodo Langhiano medio - Serravalliano inf. Le Marne di Gesturi sono costituite da marne arenacee e siltitiche giallastre, con intercalazioni di arenarie e calcari, contenenti faune a pteropodi, foraminiferi, molluschi e frammenti ittiolitici. La facies risale Burdigaliano sup. - Langhiano medio. La permeabilità va da molto bassa a bassa, con significative variazioni di permeabilità, e questo complesso rappresenta l'acquicluda del sistema idrogeologico locale

### Complesso idrogeologico delle Arenarie di Pirri

Il complesso, risalente al Periodo Serravalliano, è costituito da arenarie, arenarie marnose e/o siltose grigio-verdastre, calcareniti giallastre con molluschi, echinidi, foraminiferi planctonici; sabbie biancastre, lenti di conglomerati a clasti di metamorfiti paleozoiche. La permeabilità dell'ammasso va da medio-alta a molto alta.

Secondo *Barrocu et alii* (1981) la formazione sabbioso-arenacea ha infatti una notevole conduttività idraulica per porosità. I valori di  $k$ , ottenuti su campioni indisturbati di sabbie più o meno argillose prelevate in scavi superficiali in varie parti della città, sono dell'ordine di  $10^{-3} + 10^{-4}$  cm/ sec. La conduttività sembra maggiore verso la base della serie, dove i sondaggi hanno rilevato la presenza di orizzonti essenzialmente costituiti da sabbie grossolane e ghiaie, e in corrispondenza delle numerose fratture che hanno interessato la formazione.

### Complesso idrogeologico dei depositi quaternari dell'area continentale

Il complesso è costituito da depositi di spiaggia (sabbie, ghiaie e calcareniti), alluvionali terrazzati (ghiaie grossolane con lenti e livelli di sabbie e/o limi ed argille prevalenti), eluvio-colluviali (detriti grossolani immersi in matrice sabbioso-siltosa), palustri (limi ed argille limose grigio-scure, fanghi torbosi nerastri con abbondante frazione organica), alluvionali (ghiaie da medie a molto grossolane prevalenti con lenti e sottili livelli di sabbia, sabbie prevalenti, limi ed argille prevalenti) e antropici (materiali di riporto e aree bonificate, rifiuti solidi urbani). Il complesso è dotato di permeabilità da medio-alta a molto alta.

Nel seguito le caratteristiche di permeabilità relative a ciascun complesso.




Complessi idrogeologici			Gradi di permeabilità (classi AFTES)			
			10 <sup>-8</sup> m/s	10 <sup>-6</sup> m/s	10 <sup>-5</sup> m/s	
N.	Unità litologiche	Contesto idrogeologico	K1 - da molto basso a basso	K2 - da basso a medio	K3 - da medio ad alto	K4 - da alto a molto alto
1	Arenarie di Pirri	Arenarie, arenarie marnose Permeabilità primaria da medio-alta a molto alta.				
2	Marne di Gesturi	Il complesso è dotato di valori di permeabilità, primaria, da molto bassi a bassi con variazioni significative di permeabilità.				
3	Depositi quaternari dell'area continentale	I depositi continentali sono costituiti da depositi di spiaggia, alluvionali terrazzati, eluvio-colluviali, palustri, alluvionali e antropici. Il complesso è dotato di permeabilità da medio-alta a molto alta.				

Tabella 7. Precipitazione media mensile (dal 1922 al 2009) (da <http://www.sardegna-clima.it>)

## 6 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

### 6.1 Generalità

Lungo lo sviluppo del tracciato in esame, l'insieme delle indagini in sito ed in laboratorio eseguite nelle campagne geognostiche ha consentito di individuare le unità geotecniche omogenee.

L'individuazione del tipo di terreno, e quindi la scelta del metodo di interpretazione, è stata fatta principalmente sulla base:

- della descrizione stratigrafica dei sondaggi;
- dalle prove sismiche;
- delle prove di classificazione sui campioni rimaneggiati ed indisturbati.

Si riportano nella seguente tabella le unità geotecniche individuate e la loro corrispondenza con le unità geologiche.

Unità geotecniche		Unità geologiche		
<b>G</b>	Ghiaia prevalente	<b>Da – ba</b>	Depositi alluvionali	ghiaie da medie a molto grossolane prevalenti, con lenti e sottili livelli di sabbia
		<b>Dt - bna</b>	Depositi alluvionali terrazzati	ghiaie grossolane prevalenti, con lenti e livelli di sabbie e ghiaie fini a stratificazione incrociata
<b>S</b>	Sabbia prevalente	<b>Da – bb</b>	Depositi alluvionali	sabbie prevalenti
		<b>Dt - bnb</b>	Depositi alluvionali terrazzati	sabbie prevalenti
<b>b2</b>	Coltri eluvio-colluviali	<b>b2</b>	Coltri eluvio-colluviali	Detriti grossolani immersi in matrice sabbioso siltosa....
<b>LA</b>	Limo e argilla prevalente	<b>Da – bc</b>	Depositi alluvionali	limi e argille prevalenti
		<b>Dt - bnc</b>	Depositi alluvionali terrazzati	limi e argille prevalenti
<b>ADP</b>	Arenarie di Pirri	<b>ADP</b>	Arenarie di Pirri	Banchi, da decimetrici a metrici, ben cementati di arenarie e sabbie quasi incoerenti
<b>GST</b>	Marne di Gesturi	<b>GST</b>	Marne di Gesturi	Marne arenacee e siltitiche
<b>GST Alterate</b>	Marne di Gesturi – alterazione substrato	<b>GST</b>	Marne di Gesturi – Alterazione substrato	Marne arenacee e siltitiche. Alterazione parte superficiale

Tabella 8. Corrispondenza unità geotecniche – unità geologiche

## **6.2 Materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie)**

### **6.2.1 Introduzione**

In conseguenza del fatto che nei terreni a grana grossa risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica di tali terreni è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in sito e delle prove di laboratorio di classificazione effettuate su campioni rimaneggiati.

L'interpretazione delle prove in situ è finalizzata a determinare principalmente le seguenti caratteristiche:

- stato iniziale del deposito;
- parametri di resistenza al taglio;
- parametri di deformabilità;
- coefficienti di permeabilità.

### **6.2.2 Stato iniziale del deposito**

Lo stato iniziale del deposito è definito in termini di:

- tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale;
- pressioni interstiziali;
- densità relativa  $D_r$ .

Indicazioni sulle tensioni geostatiche e sulla storia tensionale possono essere ricavate dagli studi di carattere geologico.

In questa sede si ipotizza che i corpi ghiaioso sabbiosi presenti lungo il tracciato siano mai stati soggetti a pressioni litostatiche superiori a quelle attuali; essi verranno trattati pertanto come depositi normalmente consolidati, caratterizzati da un coefficiente di spinta a riposo  $k_0 = (1 - \sin \phi') = 0.4 \pm 0.5$ .

Le pressioni interstiziali vengono ricavate sulla base dei risultati della strumentazione (piezometri) messa in opera, nonché delle risultanze degli studi di carattere idrogeologico.

La densità relativa ( $D_r$ ) è ricavata, con una certa approssimazione, dall'interpretazione delle prove dinamiche SPT come riportato di seguito.

### **6.2.3 $D_r$ da prove SPT:**

Nelle sabbie e ghiaie la determinazione della densità relativa  $D_r$  risulta meno agevole che per le sabbie per i seguenti ordini di problemi:

- per motivi esecutivi il campionatore standard a punta aperta deve essere spesso sostituito con quello a punta conica; in linea di principio non è detto che i risultati ottenibili con il campionatore standard a punta aperta in termini di numero di colpi/30 cm risultino uguali a quelli conseguiti con la punta conica e quindi possano essere interpretati direttamente con le correlazioni empiriche di letteratura sviluppate per la prova SPT con campionatore standard a punta aperta;
- causa la presenza della ghiaia spesso vengono raggiunte condizioni di rifiuto che non necessariamente sono indice di elevati gradi di addensamento.

Per il superamento delle difficoltà in questa sede si opererà come segue:

Ove possibile, nell'ambito della stessa formazione sabbioso-ghiaiosa, verrà fatto un confronto tra i risultati delle prove SPT eseguite con il campionatore standard a punta aperta e quelle eseguite con la punta conica; in base a tale confronto si valuterà la possibilità di trasformare i risultati ottenuti con la punta conica in valori NSPT equivalenti con il campionatore standard. Ove non sia possibile effettuare tale confronto i valori NSPT misurati con la punta conica verranno equiparati ai valori NSPT ottenibili con il campionatore standard.

I valori con la profondità dal p.c. degli NSPT verranno suddivisi per:

- materiali caratterizzati da contenuti di fine inferiori al 30%;
- materiali caratterizzati da contenuti di fine superiori al 50% ÷ 60%.

Nel caso dei materiali appartenenti alla prima suddivisione (sabbie e ghiaie), ad ogni valore NSPT verrà associato, ove possibile:

- il corrispondente valore misurato di  $D_{50}$  ( $D_{50}$  = diametro delle particelle corrispondente al 50% di passante o di trattenuto);
- un valore di  $D_{50}$  ipotizzato sulla base di curve granulometriche disponibili a quote superiori ed inferiori a quella della profondità di prova.

In mancanza di dati granulometrici puntuali, l'interpretazione dei valori  $N_{SPT}$ , in accordo al metodo descritto al successivo punto 4, verrà effettuata facendo riferimento, per tratte significative, ad un valore di  $D_{50}$  medio caratteristico.

Nel caso di raggiungimento delle condizioni di rifiuto, l'interpretazione geotecnica del dato sperimentale verrà effettuata facendo riferimento ad un valore  $N_{SPT}$  calcolato come segue:

- $N_{SPT} = 100$  se le condizioni di rifiuto sono raggiunte nel primo tratto di 15 cm o nel secondo tratto di 15 cm
- $N_{SPT} = N_2 + \frac{50}{a} \cdot 15 \leq 100$  se le condizioni di rifiuto sono raggiunte nel terzo tratto di 15 cm, essendo (a) l'affondamento misurato (in centimetri) per un numero di colpi pari a 50.

Verranno inoltre scartati i valori (troppo bassi o troppo alti) che si scostano decisamente dalla linea di tendenza caratteristica per ciascuna tratta significativa.

In accordo a quanto indicato in Skempton (1986) la densità relativa  $D_r$  può essere correlata al valore NSPT con la seguente legge:

$$D_R = 0,22 \cdot N_{SPT}^{0,57} \cdot \left( 100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{-0,14} \quad \text{Sabbia fine}$$

$$D_R = 0,18 \cdot N_{SPT}^{0,57} \cdot \left( 100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{-0,14} \quad \text{Sabbia 75\%, ghiaia 25\%}$$

per

$$D_R = 0,25 \cdot N_{SPT}^{0,44} \cdot \left( 100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{-0,13} \quad \text{Sabbia 50\%, ghiaia 50\%}$$

essendo:

$\sigma'_{v0}$  = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT



$N_{SPT}$  = numero di colpi per 30 cm di infissione  
 $D_R$  = densità relativa

### 6.2.4 Angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio di picco  $\varphi'$  può essere determinato facendo al metodo proposto da Bolton (1986) in base al quale:

$$\varphi' = \varphi_{cv'} + m \cdot DI$$

$$DI = D_r [Q - \ln(pf)] - 1$$

essendo:

$$\varphi' = \text{angolo di attrito di picco riferito a pressioni } \sigma_{ff}' = 272 \text{ kPa} \quad (^\circ)$$

$Q$  = fattore che dipende dalla composizione mineralogica e dalla forma delle particelle di sabbia, valore consigliato per particelle silicee = 10

$$pf = 1,4 \cdot \sigma_{ff}' \quad (\text{vedi Jamiokowski et al. 1988}) \quad (\text{kPa})$$

$\sigma_{ff}'$  = tensione efficace normale alla superficie di rottura = 272 kPa

$m$  = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti (vedi Tabella 15)  $(^\circ)$

$D_r$  = densità relativa (-)

Condizioni di rottura	$m$ ( $^\circ$ )
Tipo prova triassiale di compressione ( $\sigma_2' = \sigma_3'$ )	3
Tipo prova triassiale in estensione o di deformazione piana ( $\sigma_2' \neq \sigma_3'$ )	5
$\sigma_2'$ = tensione principale efficace intermedia	
$\sigma_3'$ = tensione principale efficace minore	

Tabella 9. Valori della costante empirica  $m$  secondo Bolton (1986)

I valori dell'angolo di attrito  $\varphi_{cv}'$  possono essere ricavati da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti a basse densità relative o, in assenza di queste ultime, assegnati in base a quanto indicato nella (vedi ad esempio Youd, 1972; Stroud, 1988).

	Sabbie ben gradate	Sabbie uniformi
Sabbie a spigoli vivi	$\varphi_{cv}' = 38^\circ$	$\varphi_{cv}' = 34^\circ$
Sabbie a spigoli arrotondati	$\varphi_{cv}' = 33^\circ$	$\varphi_{cv}' = 30^\circ$

Tabella 10. Valori dell'angolo di attrito  $\varphi_{cv}'$  per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)

In questa sede l'interpretazione è stata effettuata assumendo:

Sabbie e ghiaie

$$\varphi_{cv}' = 34^\circ$$

m = 3

Sabbie

$\varphi_{cv}' = 30^\circ$

m = 3

### 6.2.5 Moduli elastici iniziali

I moduli iniziali di taglio ( $G_o$ ) e di Young ( $E_o$ ), corrispondenti alle pressioni efficaci geostatiche medie  $p_o'$ , possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$  utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_o = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale del terreno in  $\text{kN/m}^3$

$\nu'$  = rapporto di Poisson del terreno =  $0,15 \div 0,20$

$V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio in  $\text{m/sec}$ .

La velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  può essere ricavata direttamente da prove geofisiche cross hole e down hole o indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT come descritto di seguito.

I moduli iniziali di taglio ( $G_{o1}$ ) e di Young ( $E_{o1}$ ) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche  $p'$ , possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

$$G_{o1} = G_o \cdot \left(\frac{p'}{p_o}\right)^{0,5} \quad (\text{kPa})$$

$$E_{o1} = G_{o1} \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

Go da prove SPT

La velocità delle onde di taglio da prove SPT in sabbie e ghiaie normalmente consolidate, silicee non cementate, può essere ricavata sulla base alla correlazione proposta da Ohta & Goto (1978) (vedi anche Baldi et al., 1989); in base a tale correlazione vale quanto segue:

$$V_s = C \cdot (N_{SPT})_{60\%}^{0,171} \cdot (z)^{0,199} \cdot f_A \cdot f_G \quad (\text{m/sec})$$

essendo:

$C = 67,3$ ;

$z$  = profondità dal p.c. in metri;

$f_A$  = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedi la Tabella 16

$f_G$  = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi la Tabella 17).

f <sub>A</sub>	Olocene	Pleistocene
	1,0	1,3

Tabella 11. Relazione di Otha e Goto, 1978- Coefficiente f<sub>A</sub>

f <sub>G</sub>	Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fini
	1,45	1,15	1,14	1,07	1,09

Tabella 12. Relazione di Otha e Goto, 1978- Coefficiente f<sub>G</sub>

### 6.2.6 Moduli elastici operativi

Il comportamento dei terreni risulta non lineare; i moduli elastici operativi equivalenti risultano infatti funzione sia delle pressioni efficaci medie correnti p' sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

Nel calcolo di opere di sostegno agli scavi i moduli di Young "operativi" E sono assunti pari a circa 1/3 ÷ 1/5 di quelli iniziali E<sub>0</sub>.

Nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young "operativi" E sono assunti pari a circa 1/10 di quelli iniziali E<sub>0</sub>;

### 6.2.7 Coefficienti di permeabilità

Per ogni unità verranno assunti coefficienti di permeabilità per ogni unità riportati al capitolo 5.

## 6.3 Materiali a grana fine. Unità LA

### 6.3.1 Introduzione

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine è affidata sia all'interpretazione delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove in sito; programmate ed effettuate allo scopo di classificare i materiali e di determinarne:

- lo stato iniziale;
- I parametri di resistenza al taglio;
- i parametri di deformabilità;
- i coefficienti di permeabilità.

### 6.3.2 Classificazione

La classificazione dei terreni a grana fine verrà effettuata in modo convenzionale facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio in termini di :

- fusi granulometrici;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- pesi di volume naturale e secco;

- grado di saturazione;
- contenuti d'acqua naturale;
- indice dei vuoti iniziale.

### 6.3.3 Stato tensionale iniziale

La valutazione dello stato tensionale iniziale verrà fatta sulla base:

- di quanto desumibile dagli studi di carattere geologico;
- dell'interpretazione delle prove di laboratorio.

### 6.3.4 Resistenza al taglio non drenata

#### Premesse di carattere generale

La resistenza al taglio non drenata  $c_u$  dei terreni limoso-argillosi saturi verrà valutata facendo riferimento sia ai risultati delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

Come noto la resistenza al taglio non drenata è funzione delle tensioni efficaci di consolidazione e del percorso di carico; in questa sede si farà riferimento a valori di  $c_u$  corrispondenti a tensioni efficaci di consolidazione pari a quelle geostatiche e a percorsi di carico caratteristici di prove triassiali di compressione e carico.

#### Prove di laboratorio

In questa sede si farà riferimento alle prove triassiali non drenate UU in fase di taglio effettuate su campioni indisturbati, saturi, con il presupposto che tali campioni abbiano preservato le gran parte delle tensioni di consolidazione geostatiche.

#### Valutazione di $c_u$ da prove SPT

Il numero di colpi registrato in terreni a grana fine può essere empiricamente, correlato alla resistenza non drenata, mediante la relazione proposta da Stroud (1974) (vedi anche Clayton, 1995).

$$c_u \cong (f1) \cdot N_{SPT} \quad (\text{kPa})$$

$f1$ , funzione di IP, è determinato sulla base del grafico seguente.

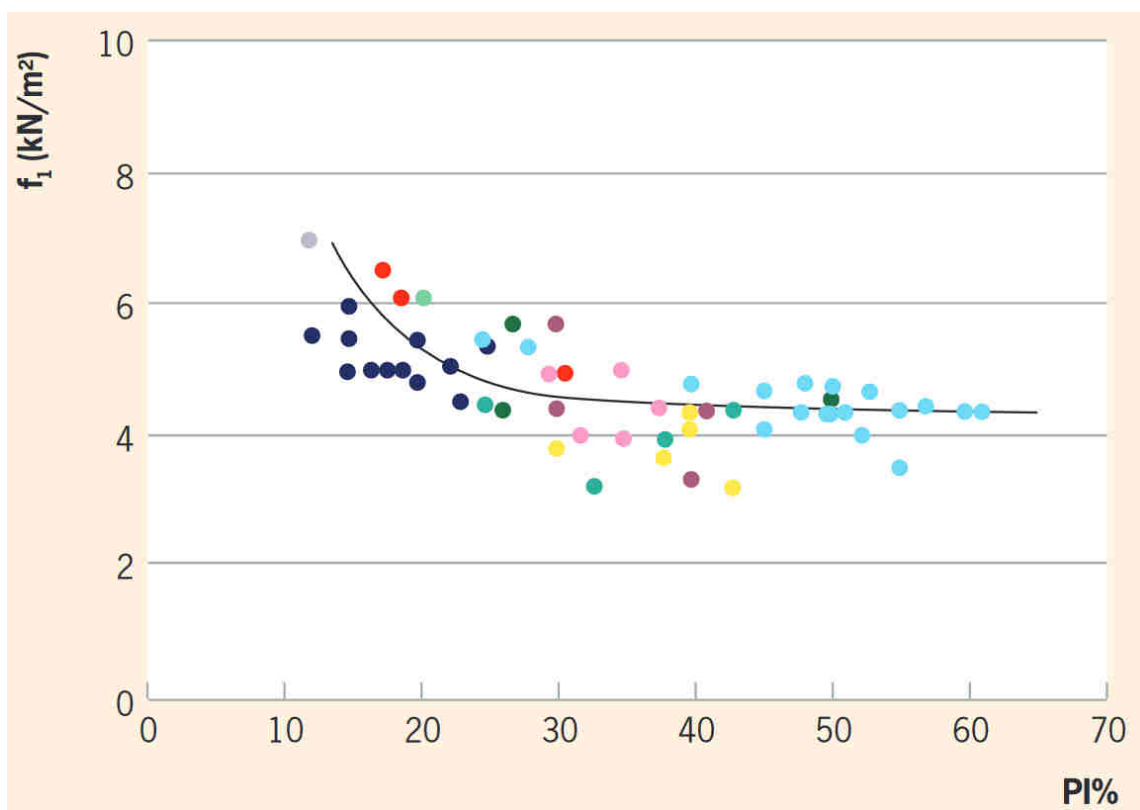


Figura 2: parametro  $f_1$  per la determinazione della  $c_u$  da prove SPT (Stroud 1974)

### 6.3.5 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

I parametri di resistenza in termini di sforzi efficaci verranno determinati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio di taglio diretto C.D. e triassiali consolidate non drenate (TX-CIU).

### 6.3.6 Moduli elastici iniziali

I moduli iniziali di taglio ( $G_o$ ) e di Young ( $E_o$ ) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci geostatiche medie  $p_o'$ , possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$  utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_o = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale del terreno in  $\text{kN/m}^3$

$\nu'$  = rapporto di Poisson del terreno =  $0,15 \div 0,20$

$V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio in  $\text{m/sec}$ .

La velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  può essere ricavata direttamente dalle prove geofisiche down hole o indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT.

### 6.3.7 Moduli elastici operativi in condizioni drenate

Il comportamento dei terreni risulta non lineare; i moduli elastici operativi equivalenti risultano infatti funzione sia delle pressioni efficaci medie correnti  $p'$  sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

Nel calcolo di opere di sostegno agli scavi i moduli di Young "operativi"  $E$  sono assunti pari a circa  $1/3 \div 1/5$  di quelli iniziali  $E_0$ ;

Nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young "operativi"  $E$  sono assunti pari a circa  $1/10$  di quelli iniziali  $E_0$ ;

### 6.3.8 Coefficienti di permeabilità

Per ogni unità verranno assunti coefficienti di permeabilità per ogni unità riportati al capitolo 5.

## 6.4 Rocce

Le formazioni in oggetto sono costituite essenzialmente da:

- Unità ADP, costituite da banchi, da decimetrici a metrici, ben cementati di arenarie e sabbie quasi incoerenti;
- Unità GST costituite da marne arenacee e siltitiche con grado medio alto di cementazione. Nella parte più superficiale si presentano tenere con grado di cementazione basso (GST alt).

Vista la prevalente predominanza degli strati sabbiosi su quelli arenacei, nella tratta di interesse, la formazione ADP verrà classificata alla stregua di quanto effettuato per la formazione incoerente S.

L'unità GST è schematizzata come un mezzo "continuo equivalente": le caratteristiche di resistenza e deformabilità dell'ammasso roccioso sono stimate a partire dai parametri della roccia intatta applicando opportune correlazioni empiriche espresse in funzione degli indici di qualità dell'ammasso;

### 6.5 Criteri di classificazione degli ammassi rocciosi come "continuo equivalente"

La classificazione degli ammassi rocciosi è stata effettuata con riferimento agli indici RMR (Bieniawski, 1989) e GSI (Hoek *et al.* 1995, 2002).

#### Indici di classificazione RMR e GSI

Le caratteristiche considerate, necessarie per la determinazione del valore del RMR e della conseguente classe qualitativa dell'ammasso roccioso, sono:

- R1: resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta;
- R2: percentuale di recupero modificata (Rock Quality Designation, RQD);
- R3: spaziatura tra i piani di discontinuità principali;
- R4: condizioni delle superfici di discontinuità;
- R5: condizioni idrauliche in sotterraneo;
- R6: orientazione dei piani di discontinuità principali rispetto al tracciato di scavo.

Dalla somma del valore assunto per ciascuno dei sei parametri che caratterizzano il metodo si ottiene il valore numerico del RMR, in funzione del quale all'ammasso roccioso viene assegnata una delle cinque classi geomeccaniche proposte da Bieniawski (dalla I alla V al decrescere della qualità dell'ammasso).

La valutazione dell'RMR è stata effettuata per i sondaggi eseguiti, confrontando anche con i dati dei rilievi geostrutturali eseguiti in superficie.

Il sistema GSI consente di effettuare una valutazione della resistenza e della deformabilità dell'ammasso roccioso sulla base dell'assetto strutturale ed in funzione delle caratteristiche delle discontinuità in esso presenti.

La stima di GSI può essere ottenuta in base a valutazioni sul campo mediante gli abachi oppure mediante correlazione con l'indice RMR. Il valore del Geological Strength Index (GSI) deriva da quello del Rock Mass Rating (RMR), attraverso la seguente relazione:

$$GSI = BMR - 5$$

ove:

$$BMR = RMR \text{ calcolato considerando } R5 = 15 \text{ e } R6 = 0.$$

Questa relazione è applicabile per valori di GSI > 25, come per gli ammassi rocciosi in oggetto.

## 6.6 Criteri di caratterizzazione degli ammassi rocciosi come "continuo equivalente"

L'ammasso roccioso è stato modellato con un modello di "continuo equivalente" descritto da un comportamento elastico-lineare perfettamente plastico con criterio di rottura alla Hoek-Brown e legge di flusso non associata.

Il comportamento degli ammassi rocciosi è stato caratterizzato mediante l'utilizzo del criterio di rottura non lineare proposto da Hoek-Brown:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \cdot \left[ \left( m_b \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} \right) + s \right]^a$$

dove:

- $\sigma_1$ : sforzo principale massimo applicato a rottura;
- $\sigma_3$ : sforzo principale minimo applicato a rottura;
- $\sigma_{ci}$ : resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta;
- $m_b$ ;  $s$ ;  $a$ : coefficienti esprimibili in funzione delle caratteristiche della roccia intatta (attraverso il parametro  $m_i$ ), della qualità dell'ammasso roccioso (GSI) e del grado di disturbo  $D$  apportato al contorno dello scavo in funzione delle modalità esecutive adottate

L'utilizzo del criterio di Hoek-Brown per la modellazione del comportamento degli ammassi rocciosi si basa, in definitiva, su quattro proprietà degli stessi che descrivono le proprietà del materiale roccia intatta di cui è costituito, le differenti condizioni di fratturazione ed alterazione (attraverso il GSI) e il disturbo indotto dalla realizzazione delle opere in progetto (attraverso il fattore  $D$ ):

- $\sigma_{ci}$ : resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta;
- $m_i$ : costante di Hoek-Brown relativa alla roccia intatta;

- GSI: valore del Geological Strength Index relativo all'ammasso roccioso;
- D: grado di disturbo dell'ammasso roccioso.

I parametri della roccia intatta sono stati stimati dalle prove di laboratorio eseguite su provini di roccia intatta.

Il valore del Geological Strength Index (GSI) deriva da quello del Rock Mass Rating (RMR), attraverso la relazione  $GSI = BMR - 5$ , con  $BMR = RMR$  calcolato considerando  $R5 = 15$  e  $R6 = 0$ .

Come citato, il fattore di disturbo "D" determina una riduzione della resistenza disponibile sulla base del disturbo apportato dalle operazioni di scavo nei confronti dell'ammasso. Lungo il tracciato in oggetto, le opere interagenti con la roccia consistono in trincee basse scavate con mezzi meccanici e pali trivellati di fondazione dei viadotti. In entrambi i casi il grado di disturbo può essere assunto pari a 0.



I parametri che descrivono la resistenza dell'ammasso roccioso sono pertanto calcolati come segue:

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

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

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$$

La resistenza d'ammasso è ottenibile dalle relazioni:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} * s^a$$

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

ove:

- $\sigma_c$  = resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso ottenuta dal criterio di rottura di Hoek-Brown ( $\sigma_1$  per  $\sigma_3 = 0$ );
- $\sigma_{cm}$  = resistenza a compressione globale dell'ammasso roccioso.

La  $\sigma_{cm}$  esprime il comportamento globale di un ammasso roccioso in condizioni di scarso confinamento; le dimensioni della zona soggetta a tali condizioni risultano nella realtà pratica superiori a quelle della zona localizzata in cui si ha effettivamente  $\sigma_3 = 0$ , per cui nell'insieme la resistenza ( $\sigma_{cm}$ ) risulta maggiore a quella limite ( $\sigma_c$ ).

I parametri  $c'$  e  $\phi'$  dell'involuppo di rottura equivalente di Mohr-Coulomb, in corrispondenza di un determinato stato tensionale, sono stati determinati da quelli dell'involuppo di rottura curvilineo di Hoek-Brown attraverso una procedura di linearizzazione nell'intorno dello stato tensionale di interesse.

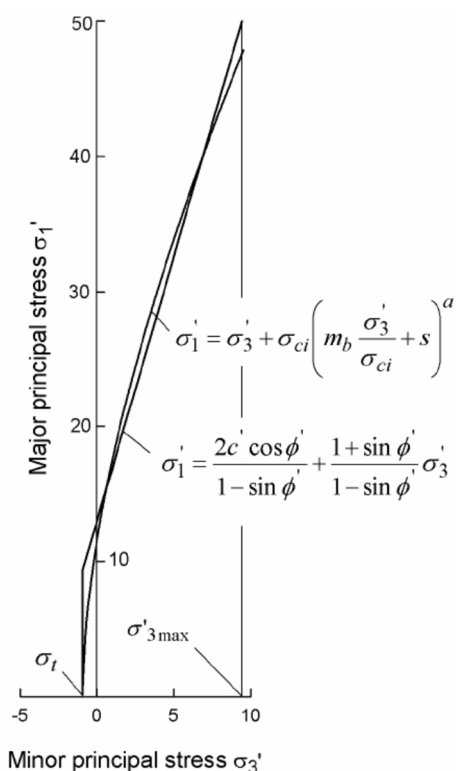


Figura 3. Relazione tra stress principali (massimo e minimo) per il criterio di Hoek-Brown e linearizzazione equivalente di Mohr-Coulomb

I valori dell'angolo di resistenza al taglio "φ" e della coesione "c" che esprimono la resistenza del materiale secondo il criterio di rottura lineare di Mohr-Coulomb sono espressi attraverso le seguenti relazioni suggerite dall'Autore:

$$\phi = \text{sen}^{-1} \left[ \frac{6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}} \right]$$

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

con  $\sigma_{3n} = \sigma_{3\max} / \sigma_{ci}$

Per quanto riguarda il modulo di elasticità dell'ammasso roccioso  $E_m$ , secondo Hoek and Diederichs (2006) esso può essere valutato mediante la seguente correlazione empirica, espressa in funzione di  $E_i$  (modulo elastico della roccia intatta), GSI e D.

$$E_m = E_i \cdot \left( 0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e((60 + 15D - GSI) - 11)} \right)$$

### 6.6.1 Coefficienti di permeabilità

Per ogni unità verranno assunti coefficienti di permeabilità per ogni unità riportati al capitolo 5.

## 6.7 Caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine

### 6.7.1 Unità LA

Si tratta di depositi alluvionali terrazzati e non, con litofacie prevalentemente limosa/argillosa.

La caratterizzazione geotecnica è sviluppata sulla base dell'interpretazione delle prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati nei sondaggi e sulle prove di campagna SPT e sismiche.

sulla base di tali curve granulometriche le percentuali di argilla, limo, sabbia e ghiaia possono variare come segue:

limo e argilla	70% ÷ 95%
sabbia	10% ÷ 22%
ghiaia	0% ÷ 6%

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL e indice di plasticità IP) possono variare come segue:

LL	36% ÷ 54%
IP	16% ÷ 32%

Facendo riferimento alla "Carta di plasticità di Casagrande", i materiali in oggetto possono essere classificati come "argille inorganiche di media plasticità".

La resistenza al taglio non drenata è determinata sulla base delle prove triassiali UU eseguite sui campioni indisturbati prelevati, e sulle prove SPT tramite la formulazione di Stroud con valore di IP medio pari a 22%.

I parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci sono derivati dai risultati delle prove di taglio diretto e dalle prove triassiali CIU, eseguite sui campioni prelevati.

I parametri di deformabilità sono stati derivati dalle prove sismiche eseguite (Down Hole e MASW).

Nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici della formazione in esame.

UNITA' LA	
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19 ± 1
cu (kPa)	124 ± 40
$\phi$ (°)	23,5 ± 7
c' (kPa)	30 ± 18
vs (m/s)	200 ± 27
G <sub>o</sub> (MPa)	81 ± 21
E <sub>o</sub> (MPa)	170 ± 55
Coefficiente di consolidazione primaria cv (mm <sup>2</sup> /sec)	0.02 ÷ 0.2
Coefficiente di consolidazione secondaria ca	0.01 ÷ 0.04
Coefficiente di permeabilità k (m/sec)	1×10 <sup>-9</sup> > k

Simbologia:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale;

$\phi'$  = angolo di attrito;

$c'$  = intercetta di coesione;

$c_u$  = resistenza a taglio non drenata;

$v_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio;

$G_0$  = modulo di taglio iniziale;

$E_0$  = modulo elastico a piccole deformazioni

$k$  = coefficiente di permeabilità

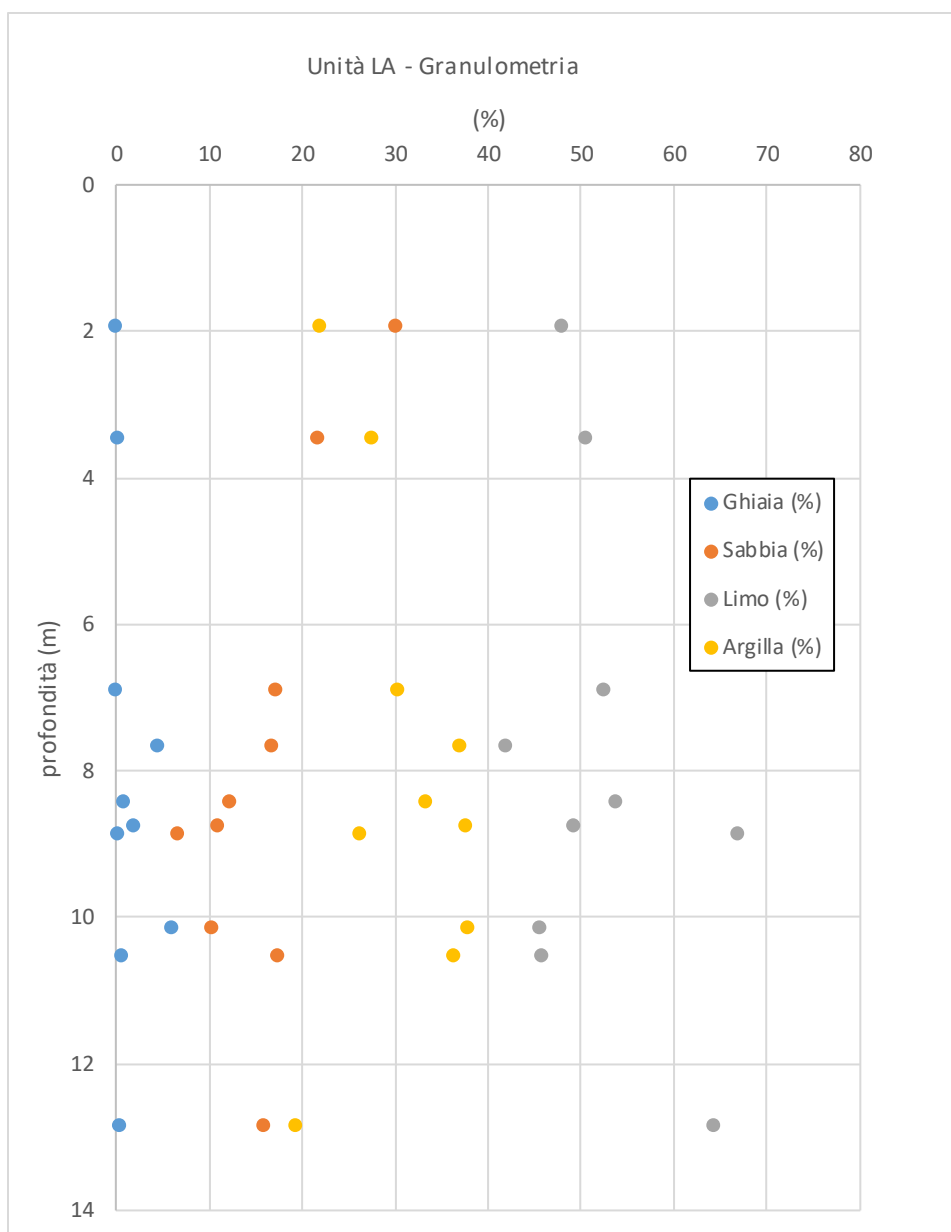


Figura 4: Granulometria

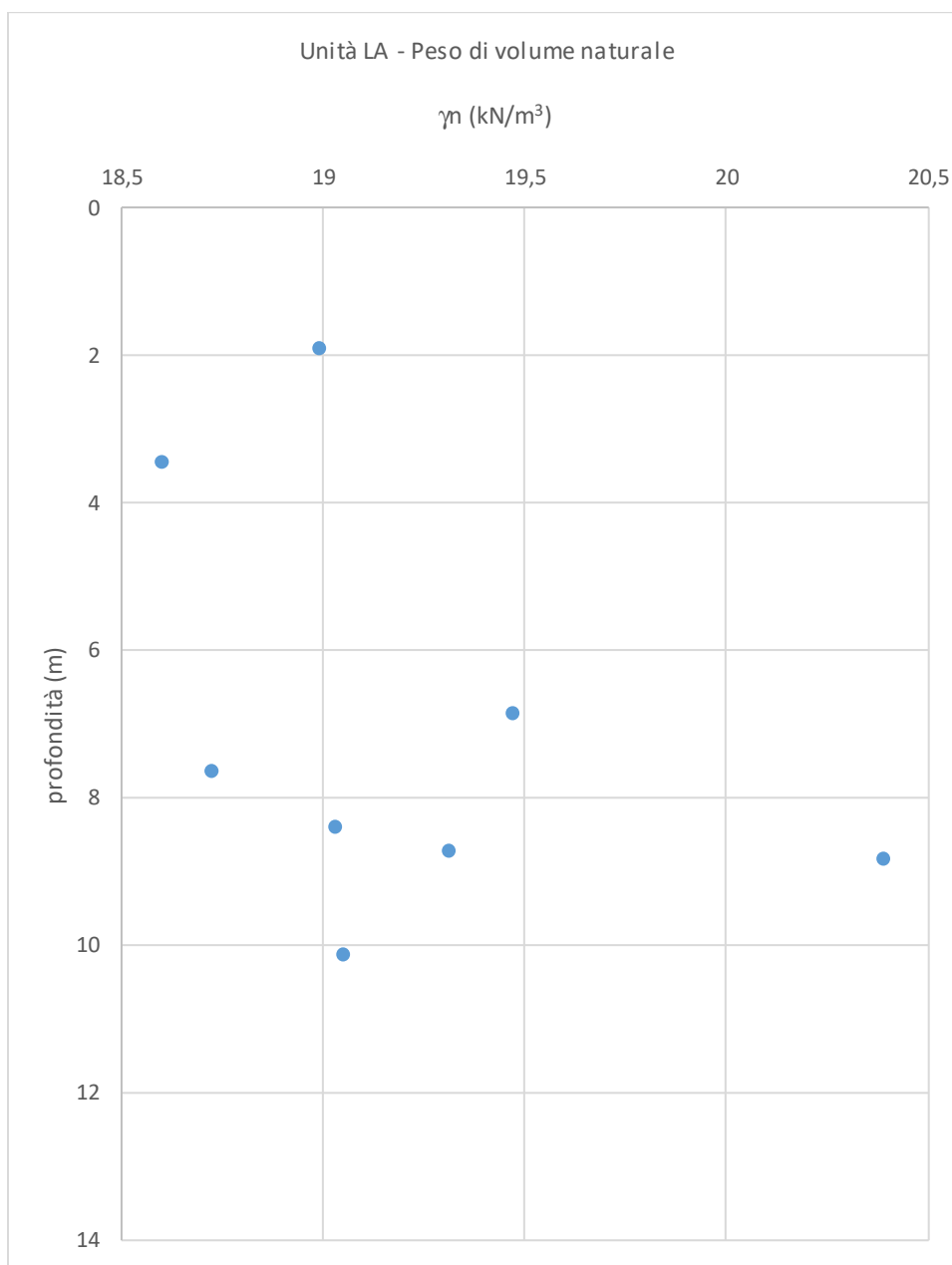


Figura 5 – Peso di volume

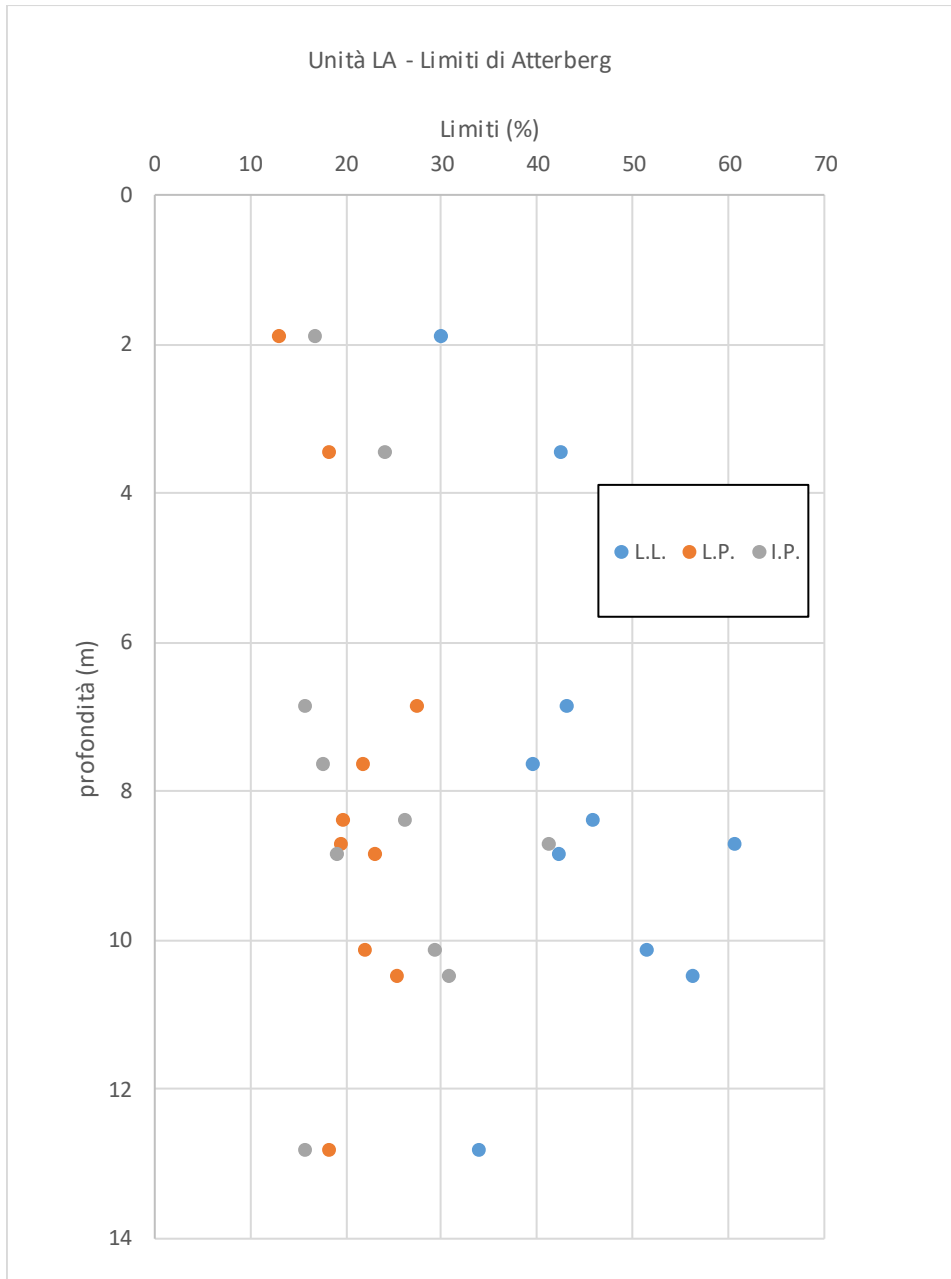


Figura 6: Limiti di Atterberg

Carta di Casagrande: LA

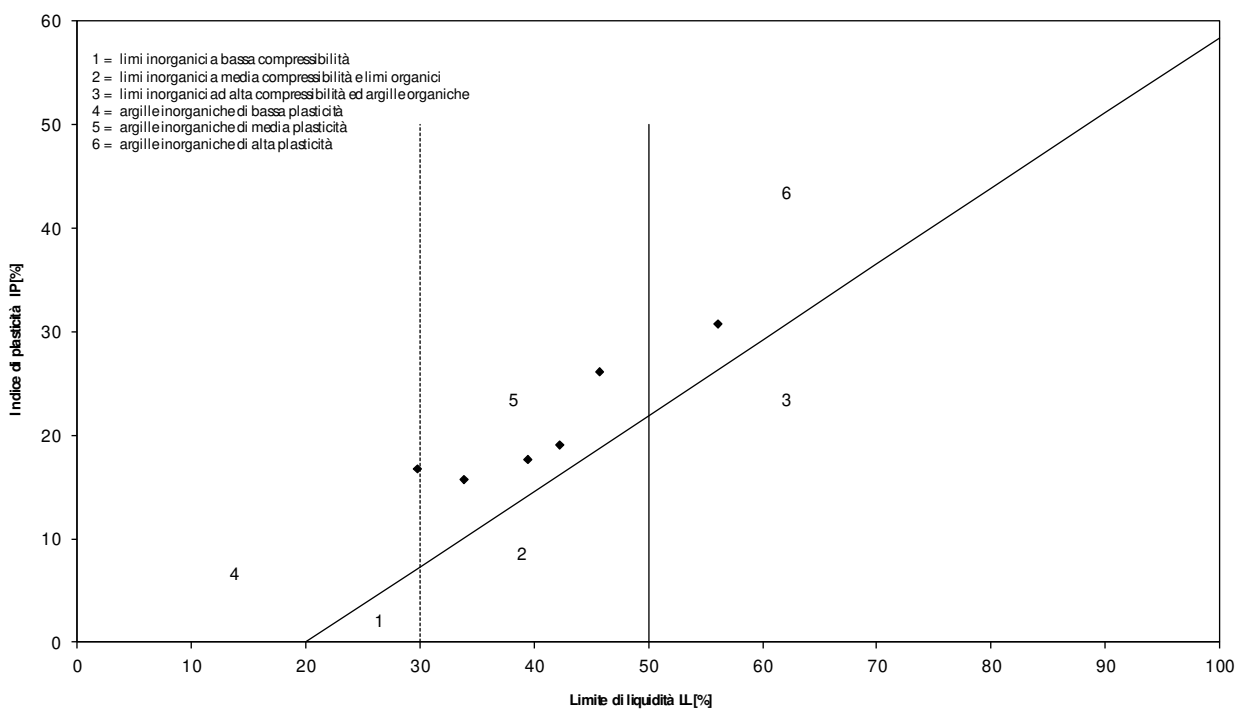


Figura 7: carta di Casagrande



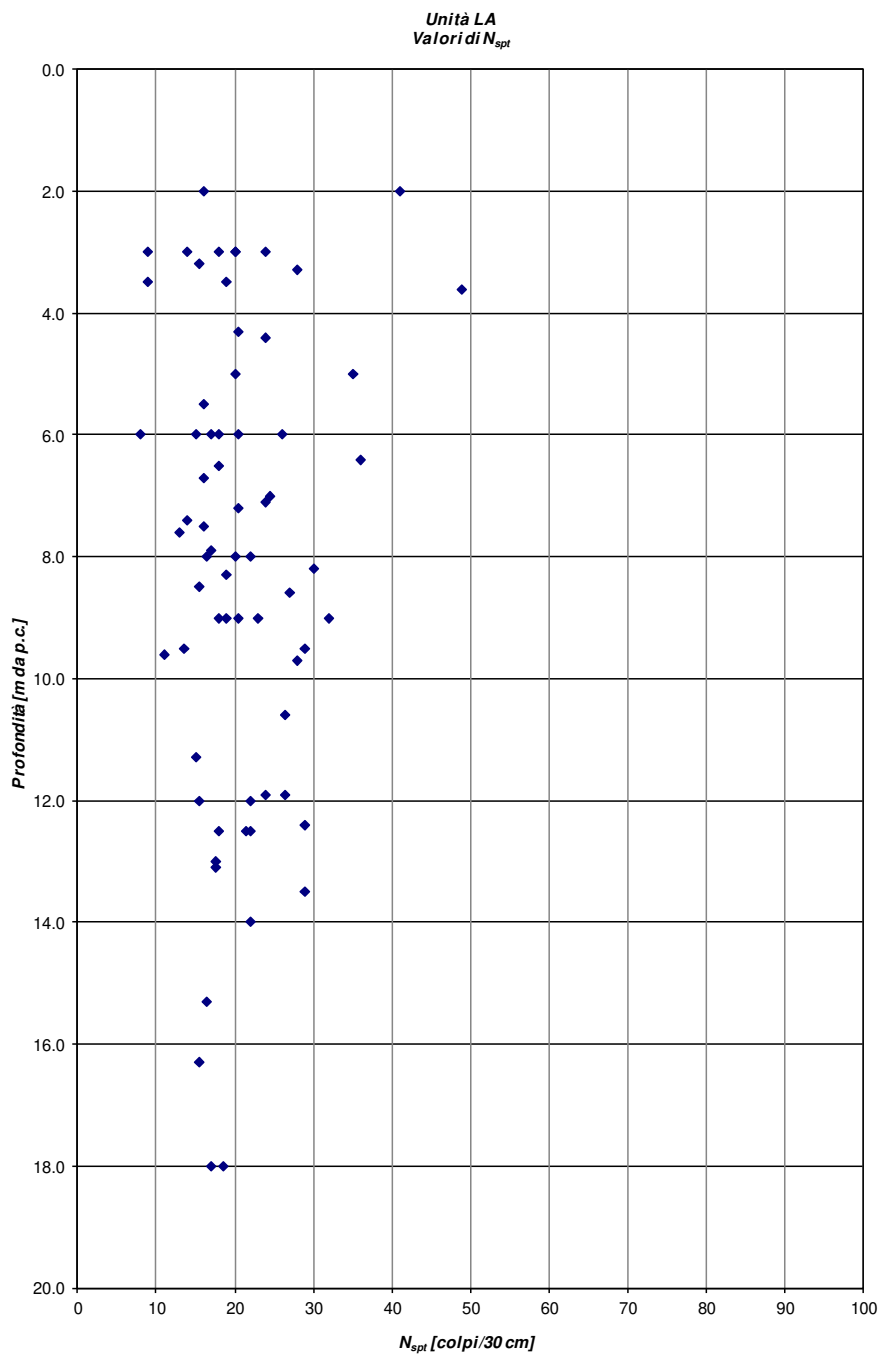


Figura 8: Valori NSPT

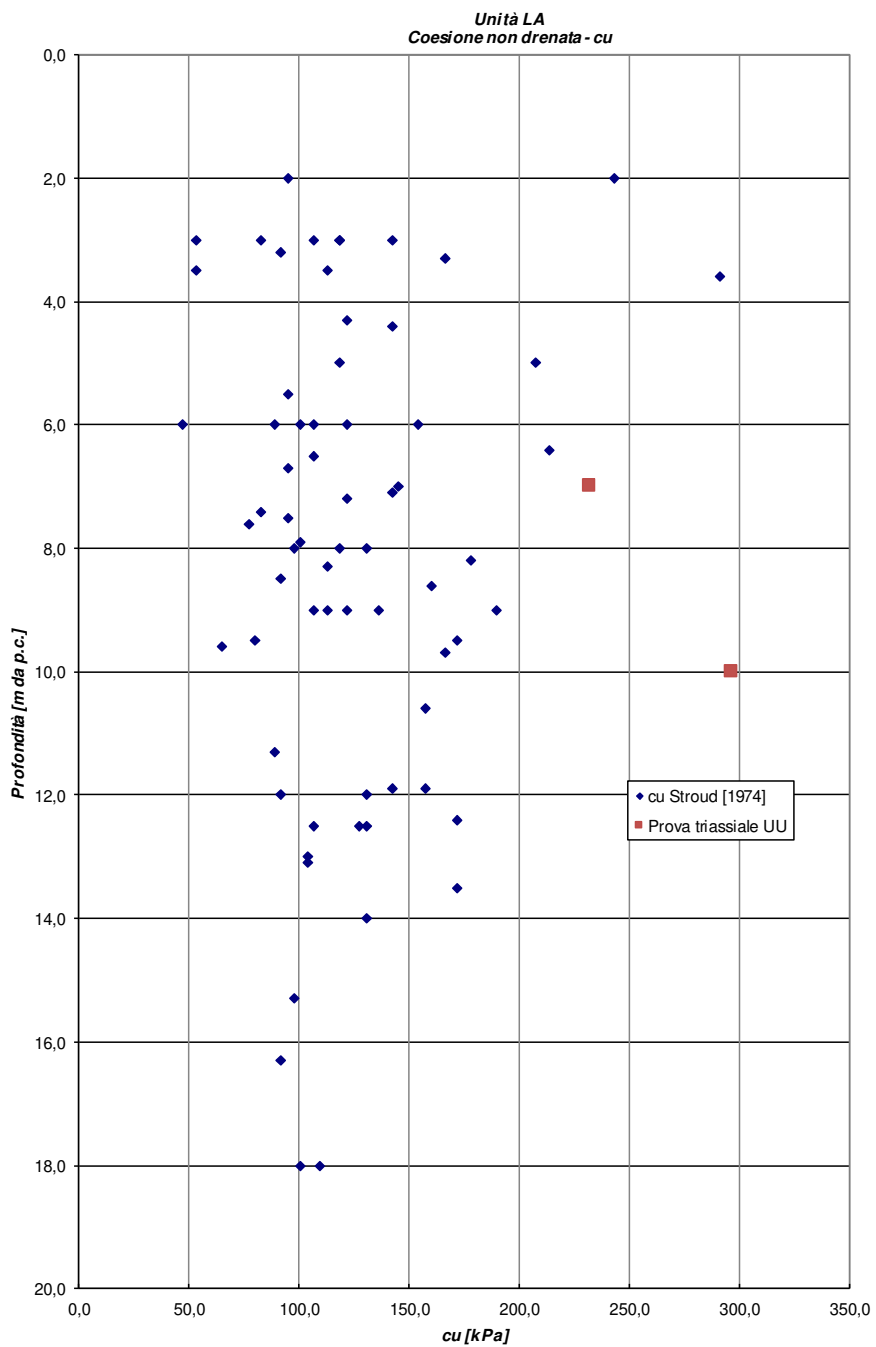


Figura 9: valori di cu

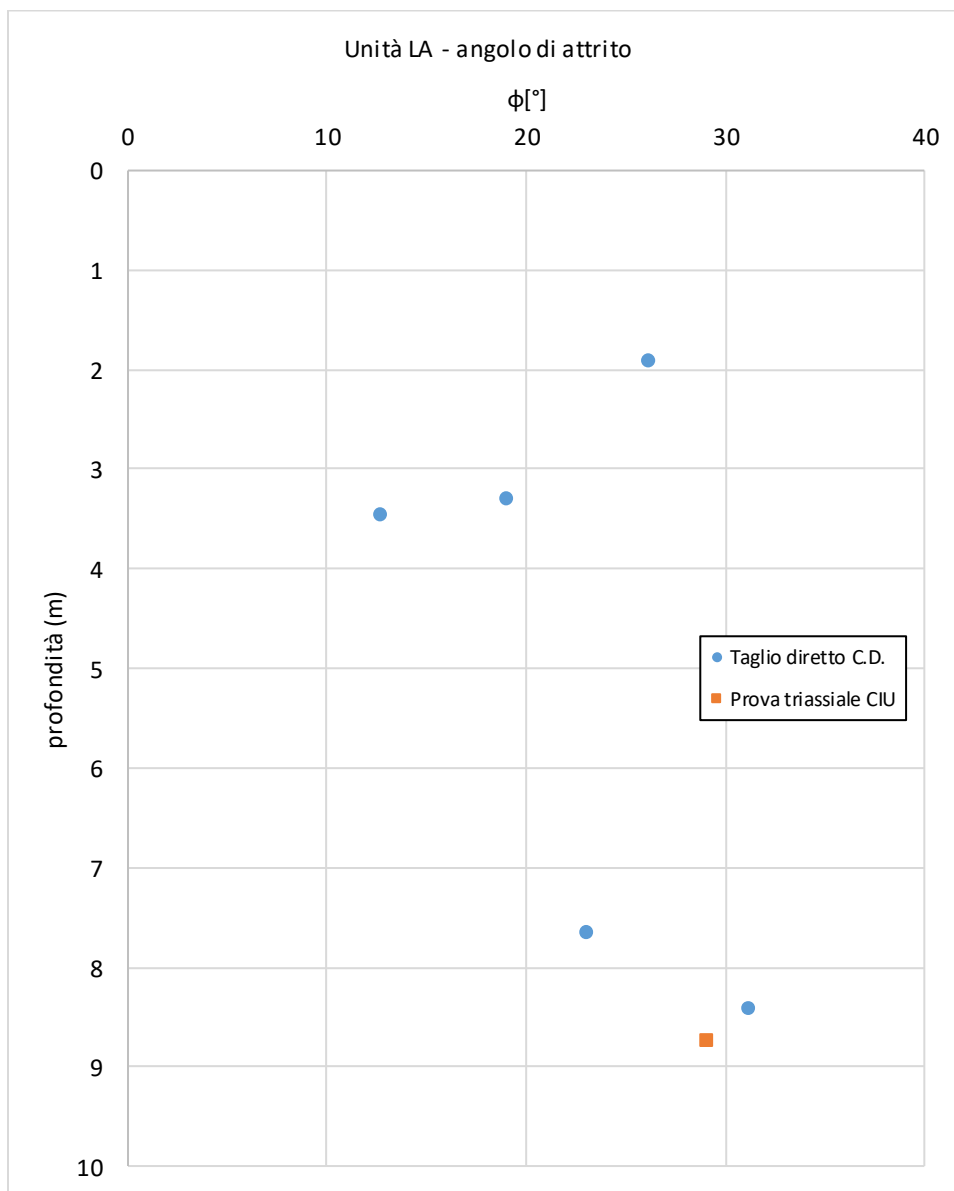


Figura 10: valori di  $\phi$

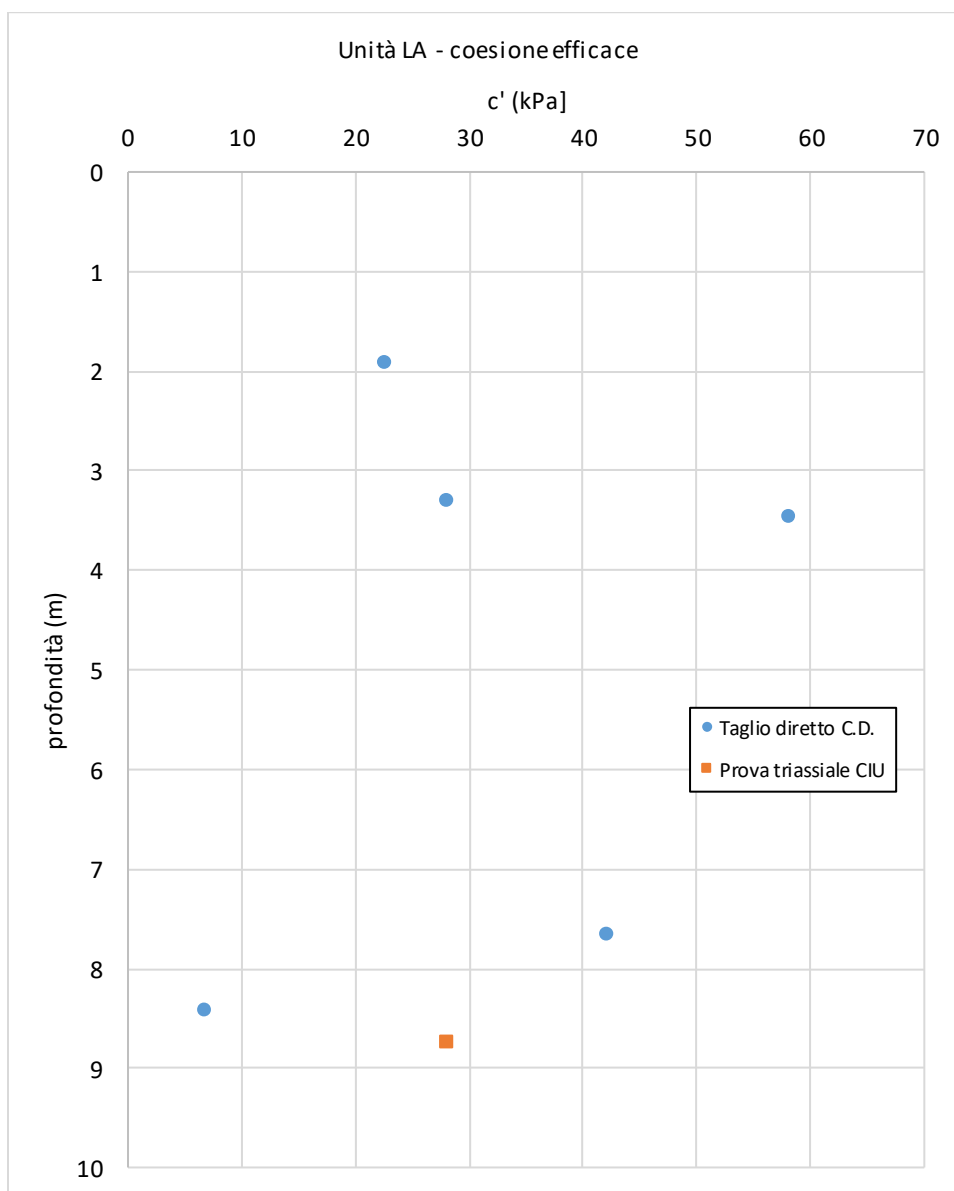


Figura 11: valori di  $c'$

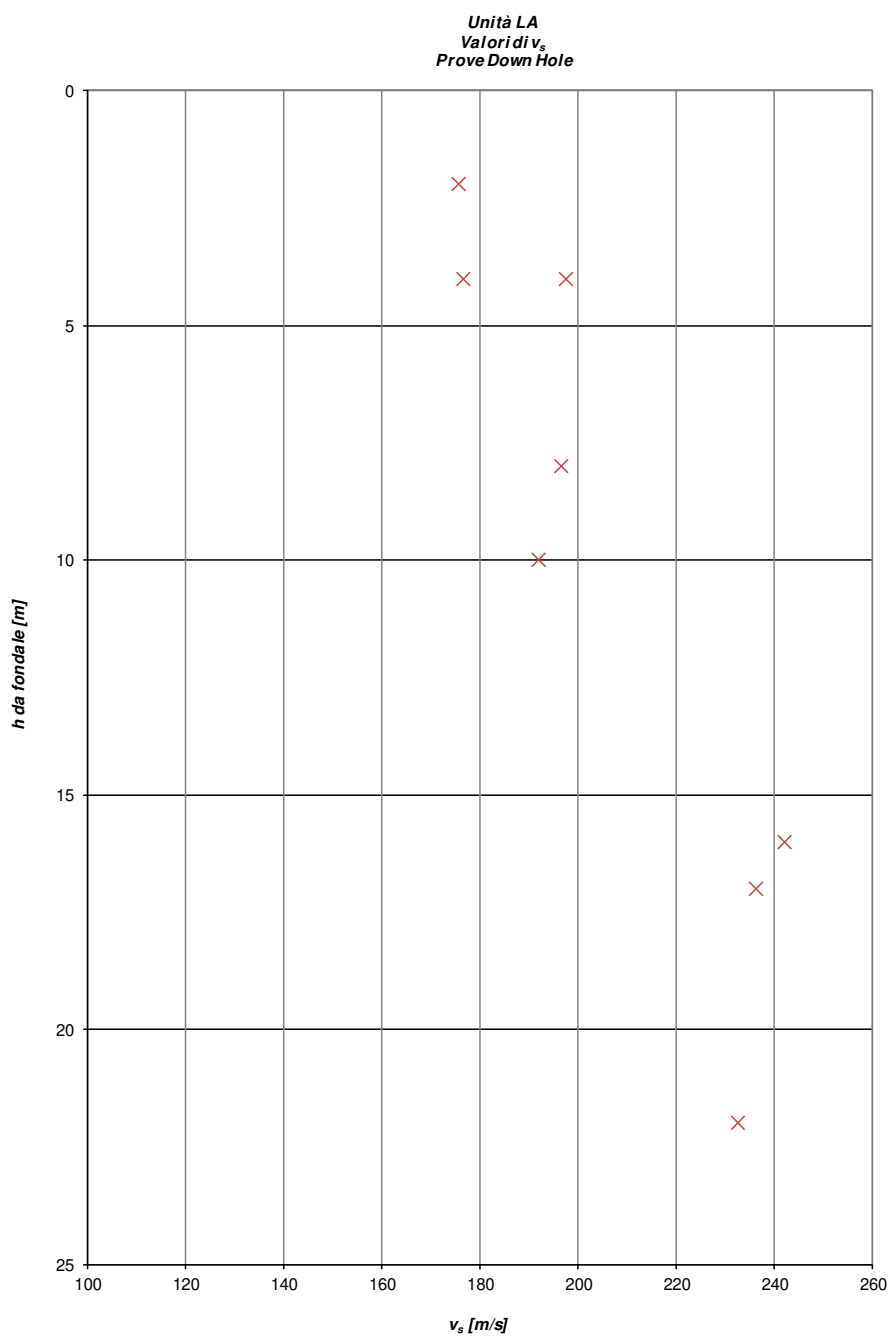


Figura 12: valori di  $v_s$

Unità LA  
Valori di  $E_0$   
Prove Down Hole

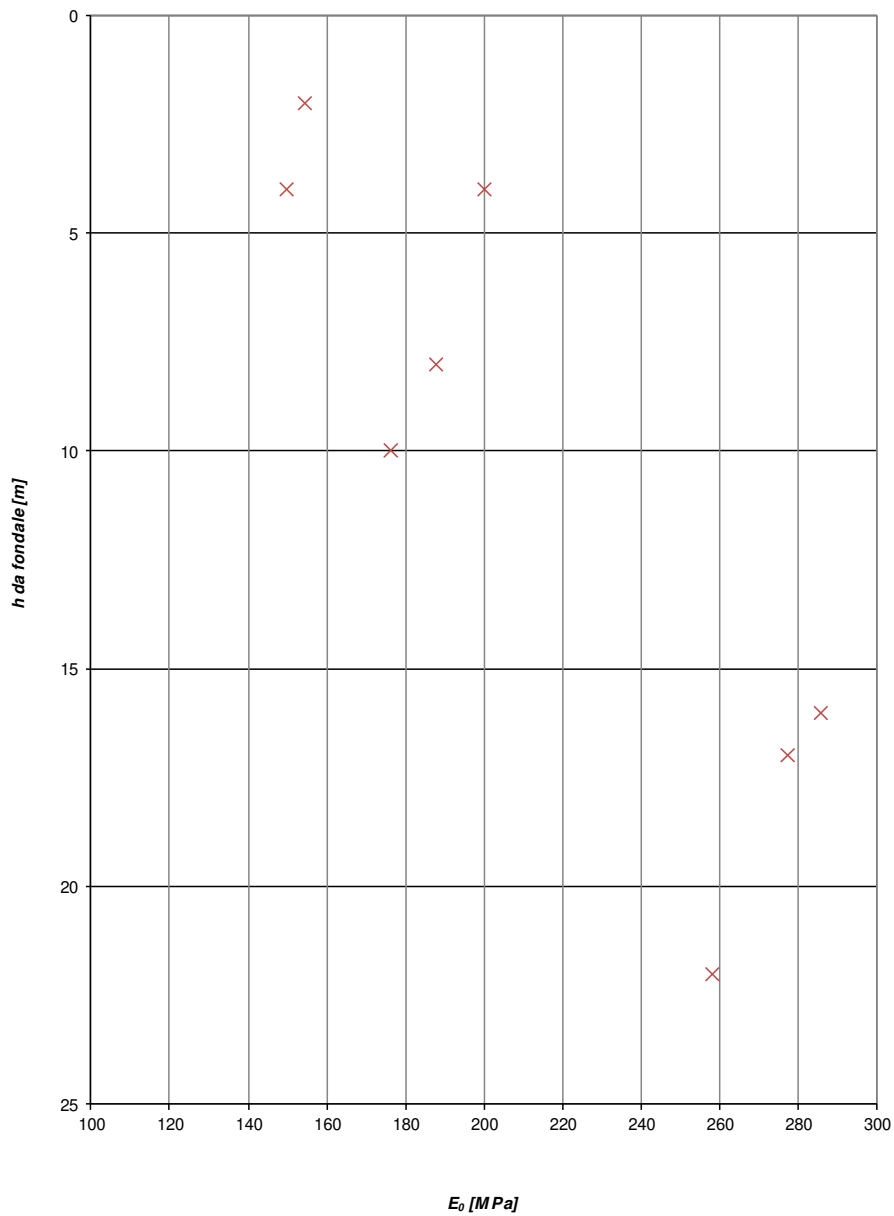


Figura 13: valori di  $E_0$

## 6.8 Caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana grossa

### 6.8.1 Unità G

Si tratta di depositi alluvionali terrazzati e non, con litofacie prevalentemente ghiaiosa.

La caratterizzazione geotecnica dei materiali è stata sviluppata sulla base dell'interpretazione:

Delle prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati nei sondaggi eseguiti;

Delle prove penetrometriche dinamiche SPT

Delle prove Down Hole

Le resistenze  $N_{SPT}$  negli strati sabbiosi ghiaiosi risultano crescenti con la profondità e comprese nell'intervallo  $35 \leq N_{SPT} \leq 59$

In generale nella tratta in oggetto i materiali sabbioso ghiaiosi prevalgono su quelli ghiaioso sabbiosi.

I materiali presentano la seguente composizione:

limo + argilla = 40%

sabbia = 28% ÷ 45%

ghiaia = 8% ÷ 25%.

La densità relativa ( $D_r$ ), determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT, risulta compresa nell'intervallo  $D_r=53\% \div 77\%$

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito ( $\varphi'$ ) è stata determinata sulla base dei risultati delle prove SPT.

I moduli di taglio iniziale ( $G_{o1}$ ), sono stati determinati sulla base dei risultati delle prove penetrometriche SPT e delle prove Down Hole.

La correlazione utilizzata per le prove SPT si riferisce a depositi recenti; quella utilizzata per le prove SPT tiene conto di un coefficiente  $f_A = 1.3$  di invecchiamento del deposito (pleistocene).

Confrontando le prove sismiche disponibili con i risultati delle prove SPT è stato possibile tarare i profili delle velocità delle onde di taglio secondo quanto precedentemente descritto.

Il best fitting si è riscontrato impostando i seguenti parametri:

$f_A = 1.3$

$f_G = 1.15$

I moduli di Young operativi ( $E_0'$ ), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di  $(1/3 \div 1/5) \cdot E_0$ .

I moduli di Young operativi, da utilizzare nel calcolo dei cedimenti dei rilevati, sono dell'ordine di  $(1/10) \cdot E_0$ .

Alla formazione S possono essere assegnati valori del coefficiente di permeabilità dell'ordine di  $k = 1 \cdot 10^{-3} \div 1 \cdot 10^{-5}$  m/sec.

Sulla base dei dati disponibili nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici della formazione in esame.

UNITA' G	
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19
$D_r$ (%)	70 ± 12
$\phi$ (°)	39 ± 1
vs (m/s)	299 ± 5
$c'$ (kPa)	0
$G_0$ (MPa)	188 ± 5
$E_0$ (MPa)	490 ± 14
$E'$ (MPa) Opere di sostegno	90
$E'$ (MPa) Cedimenti	50
k (m/sec)	1·10 <sup>-4</sup> > k > 1·10 <sup>-5</sup>

Simbologia:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale;

$\phi'$  = angolo di attrito;

$c'$  = intercetta di coesione;

vs = velocità di propagazione delle onde di taglio;

$G_0$  = modulo di taglio iniziale;

$E_0$ =modulo elastico a piccole deformazioni;

k = permeabilità



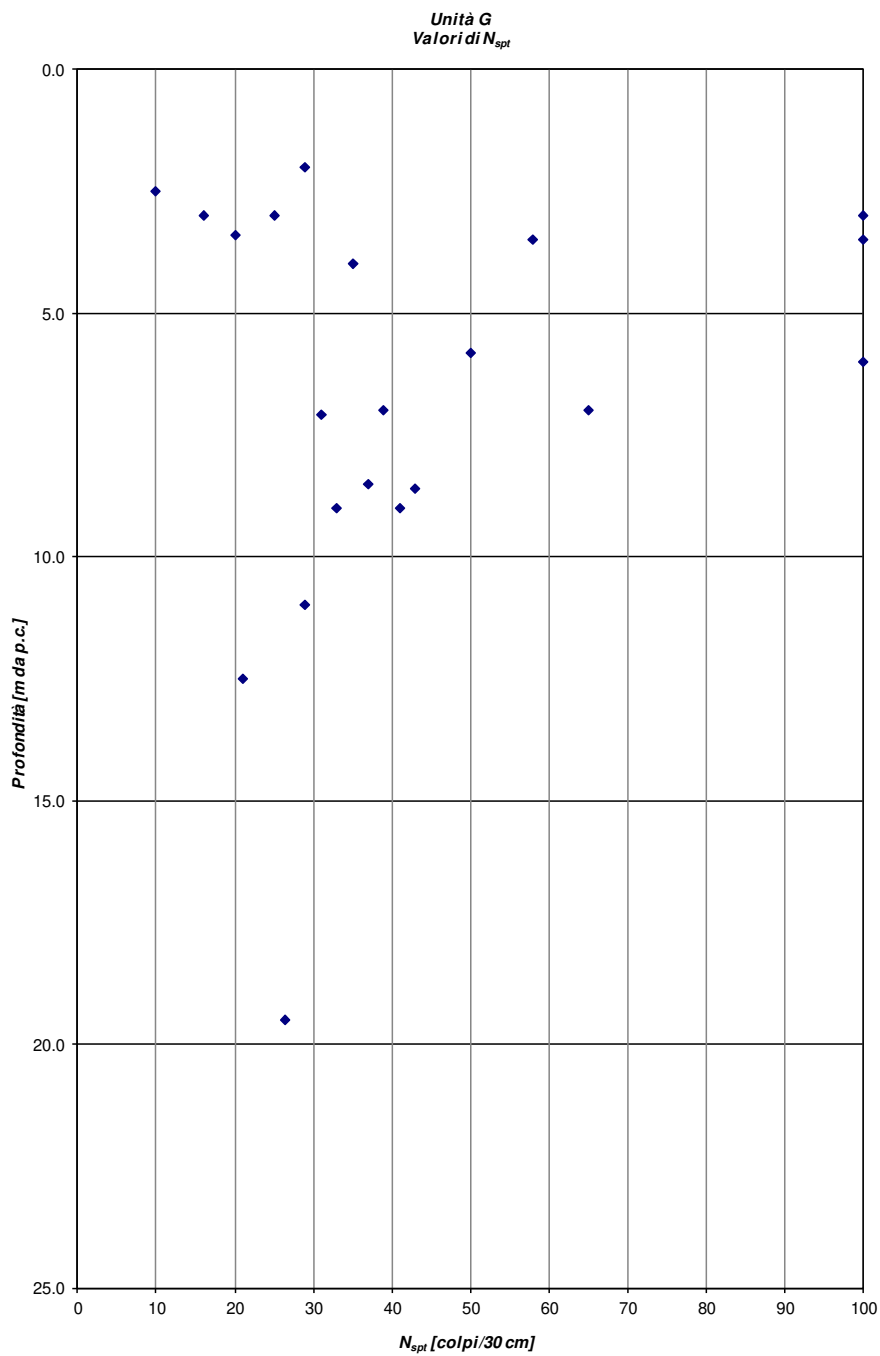


Figura 14: Valori NSPT

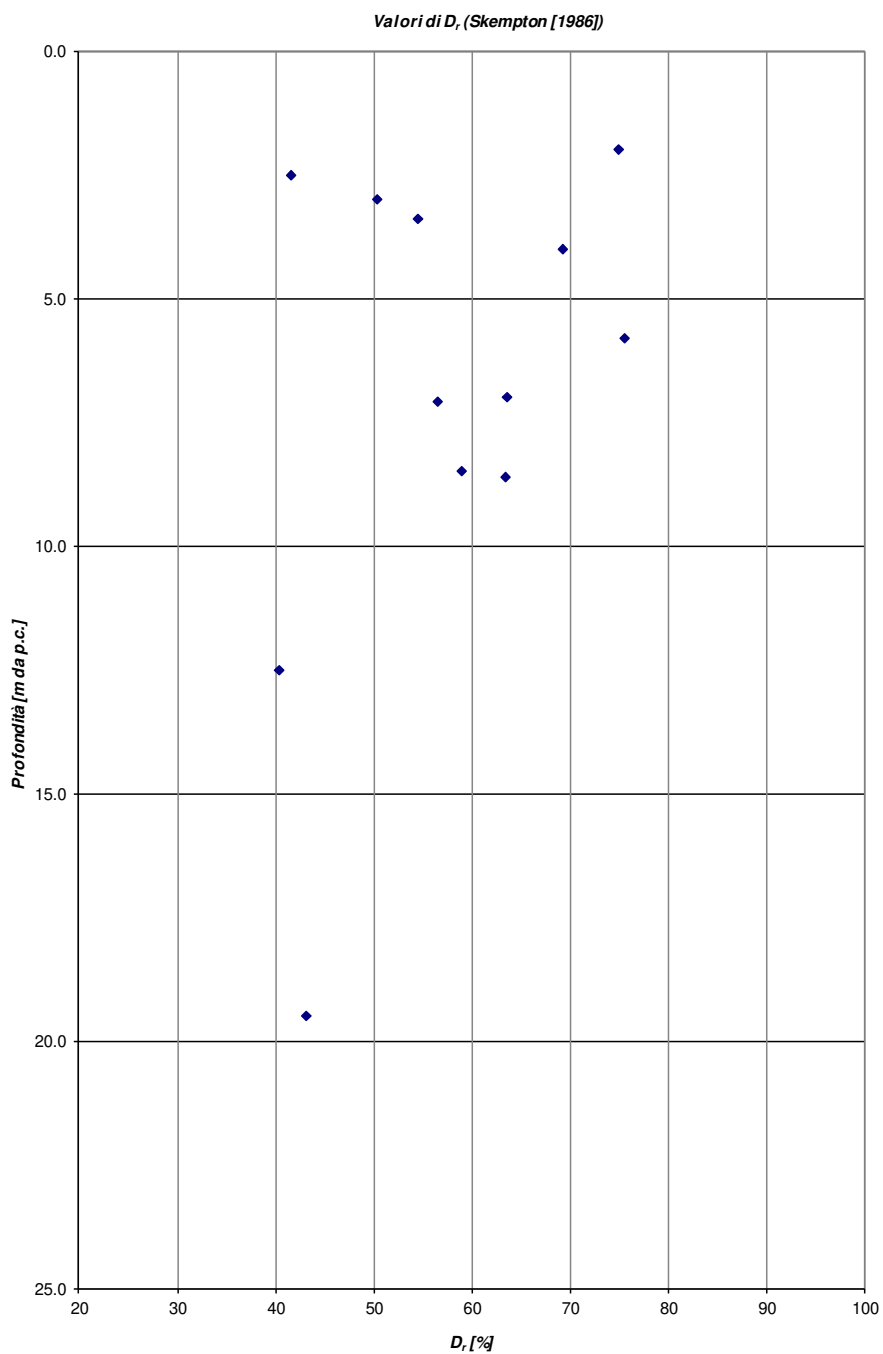


Figura 15: Densità relativa

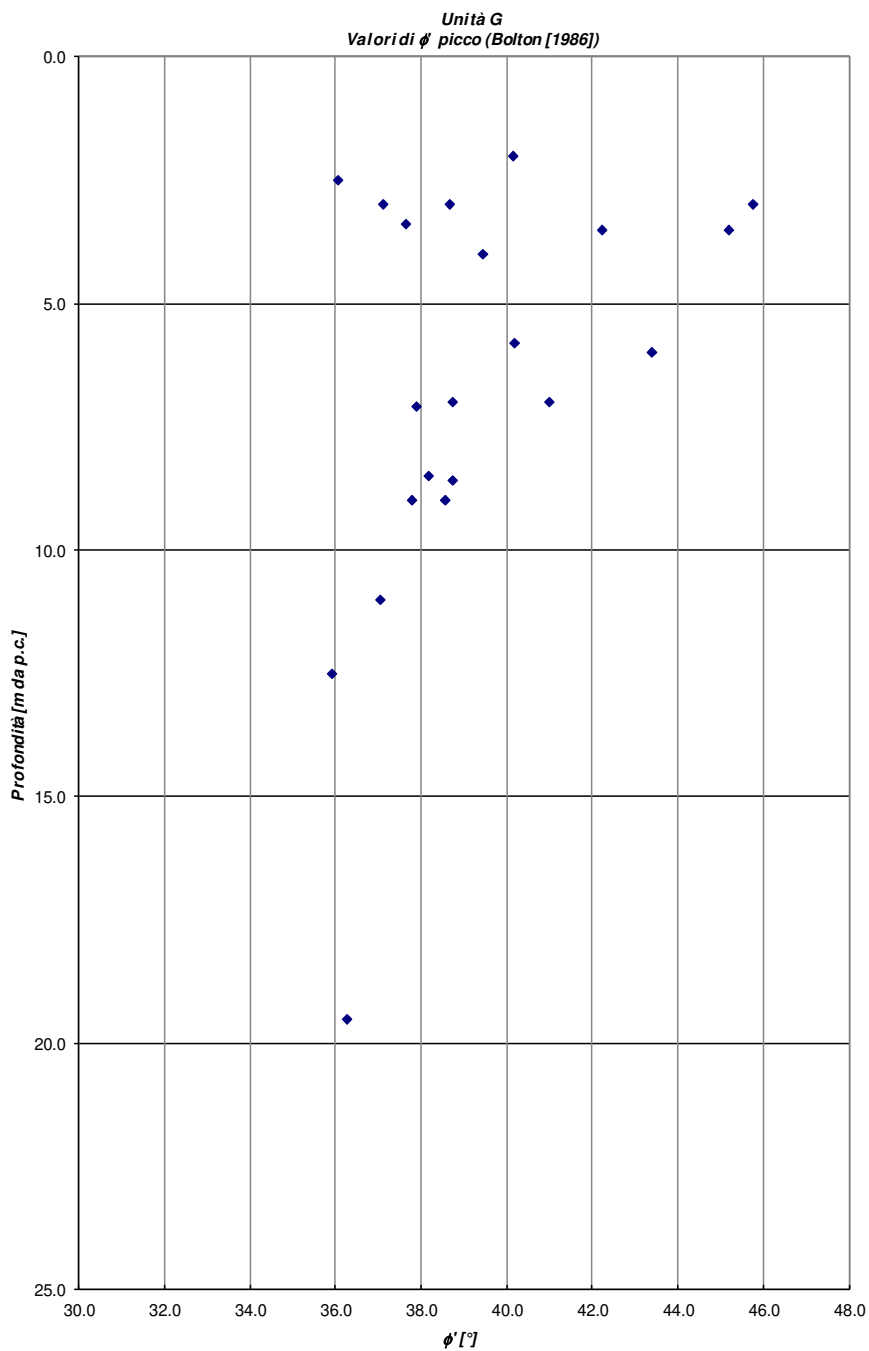


Figura 16 Angolo di attrito

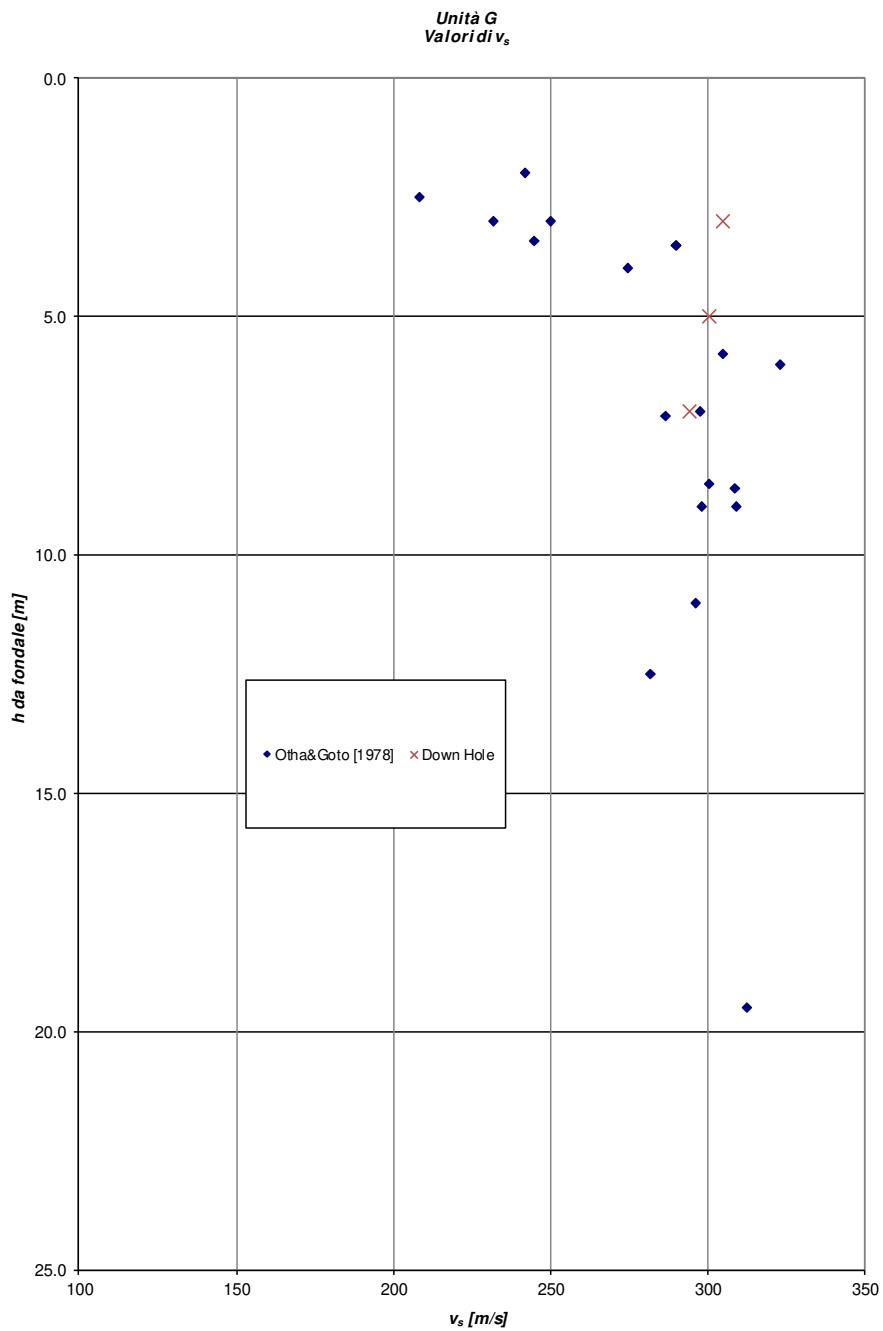


Figura 17 -  $v_s$

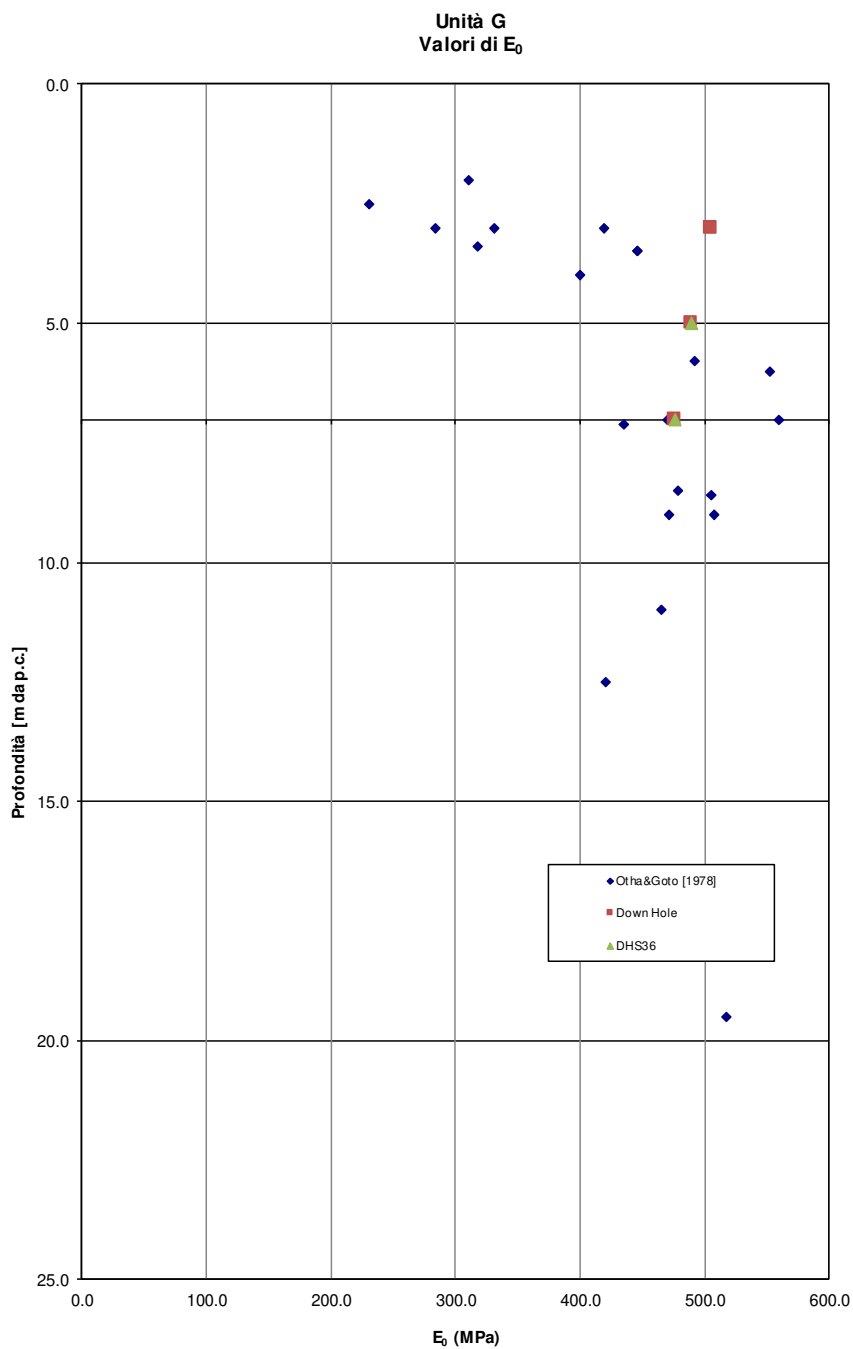


Figura 18 – E0

## 6.8.2 Unità S

Si tratta di depositi alluvionali terrazzati e non, con litofacie prevalentemente sabbiosa.

La caratterizzazione geotecnica dei materiali è stata sviluppata sulla base dell'interpretazione:

Delle prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati nei sondaggi eseguiti.

Delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

Delle prove Down Hole.

Le resistenze  $N_{SPT}$  negli strati sabbiosi ghiaioso risultano crescenti con la profondità e comprese nell'intervallo  $18 \leq N_{SPT} \leq 38$ .

I limiti di Atterberg, determinati sulla frazione di limo argillosa, risultano compresi nei seguenti intervalli.

LL = limite liquido = 34% ÷ 41%

IP = 19% ÷ 22%

La densità relativa ( $D_r$ ), determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT, risulta compresa nell'intervallo  $D_r=52\% \div 72\%$

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito ( $\phi'$ ), determinata sulla base dei risultati delle prove SPT.

I moduli di taglio iniziale ( $G_{01}$ ), sono stati determinati sulla base dei risultati delle prove penetrometriche SPT e delle prove Down Hole.

La correlazione utilizzata per le prove SPT si riferisce a depositi recenti; quella utilizzata per le prove SPT tiene conto di un coefficiente  $f_A = 1.3$  di invecchiamento del deposito (pleistocene).

Confrontando le prove sismiche disponibili con i risultati delle prove SPT è stato possibile tarare i profili delle velocità delle onde di taglio secondo quanto precedentemente descritto.

Il best fitting si è riscontrato impostando i seguenti parametri:

$f_A = 1.3$

$f_G = 1$ .

I moduli di Young operativi ( $E_0'$ ), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di  $(1/3 \div 1/5) \cdot E_0$ .

I moduli di Young operativi, da utilizzare nel calcolo dei cedimenti dei rilevati, sono dell'ordine di  $(1/10) \cdot E_0$ .

Alla formazione S possono essere assegnati valori del coefficiente di permeabilità dell'ordine di  $k = 1 \cdot 10^{-5} \div 1 \cdot 10^{-7}$  m/sec.

Nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici della formazione in esame:

UNITA' S	
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18
$D_r$ (%)	66 ± 14

$\varphi$ (°)	35 ± 2
$v_s$ (m/s)	236 ± 45
$c'$ (kPa)	0
$G_o$ (MPa)	115 ± 50
$E_o$ (MPa)	300 ± 19
$E'$ (MPa) - Opere di sostegno	60
$E'$ (MPa) - Cedimenti	30
$k$ (m/sec)	$1 \cdot 10^{-5} > k > 1 \cdot 10^{-6}$

Simbologia:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale;

$\varphi'$  = angolo di attrito;

$c'$  = intercetta di coesione;

$v_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio;

$G_o$  = modulo di taglio iniziale;

$E_o$  = modulo elastico a piccole deformazioni;

$k$  = permeabilità

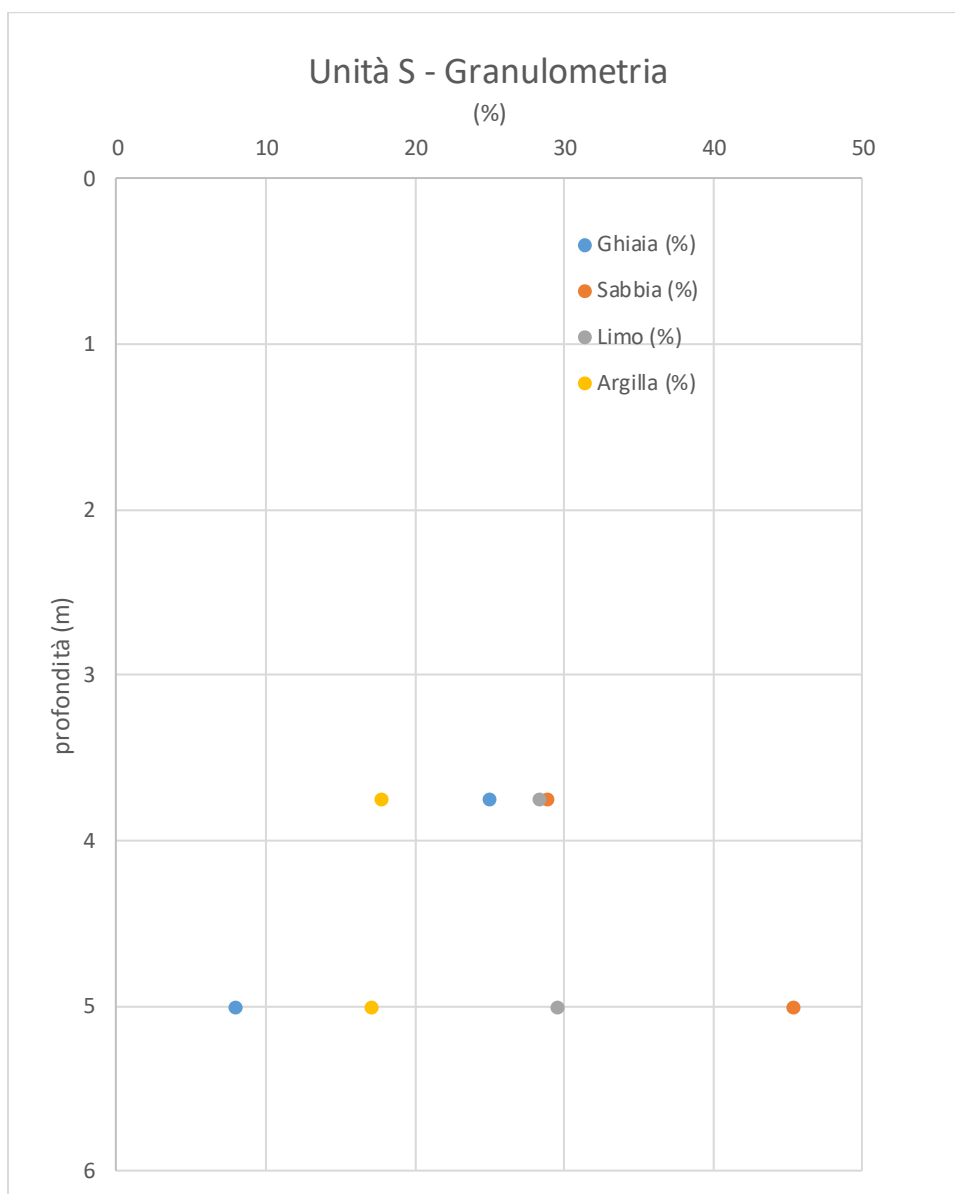


Figura 19: Granulometria



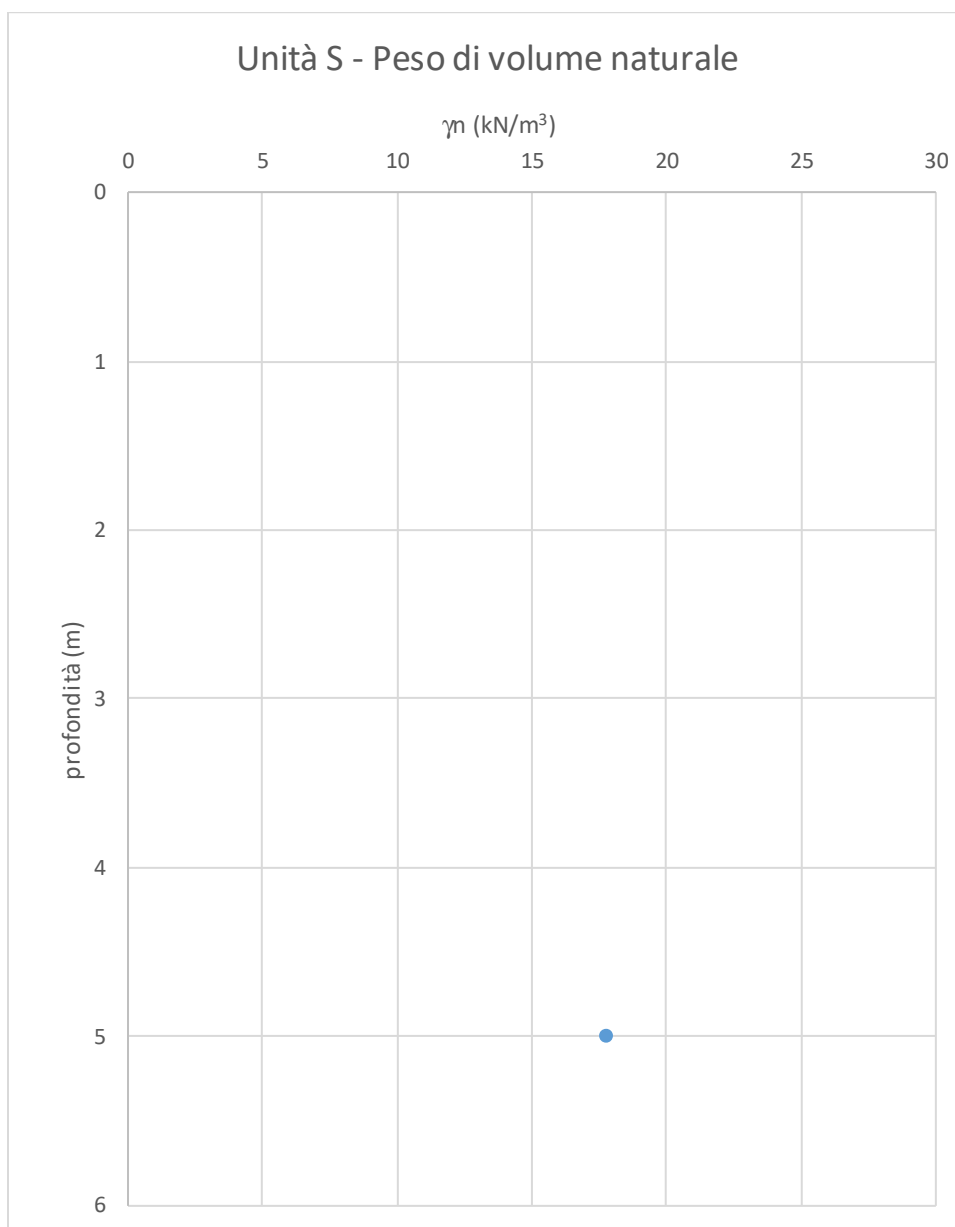


Figura 20 – Peso di volume

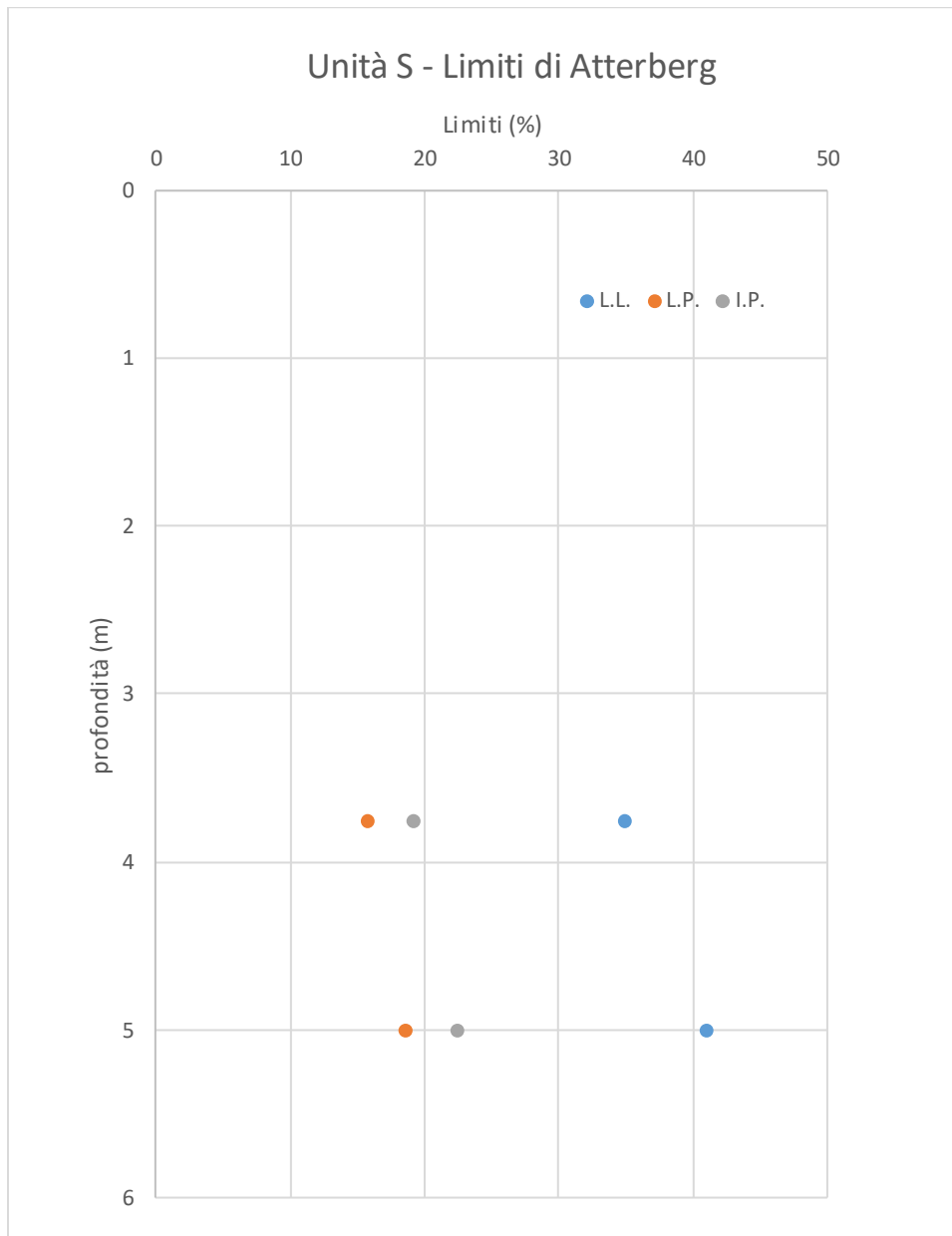


Figura 21: Limiti di Atterberg

**Unità S - Valori di  $N_{spt}$**

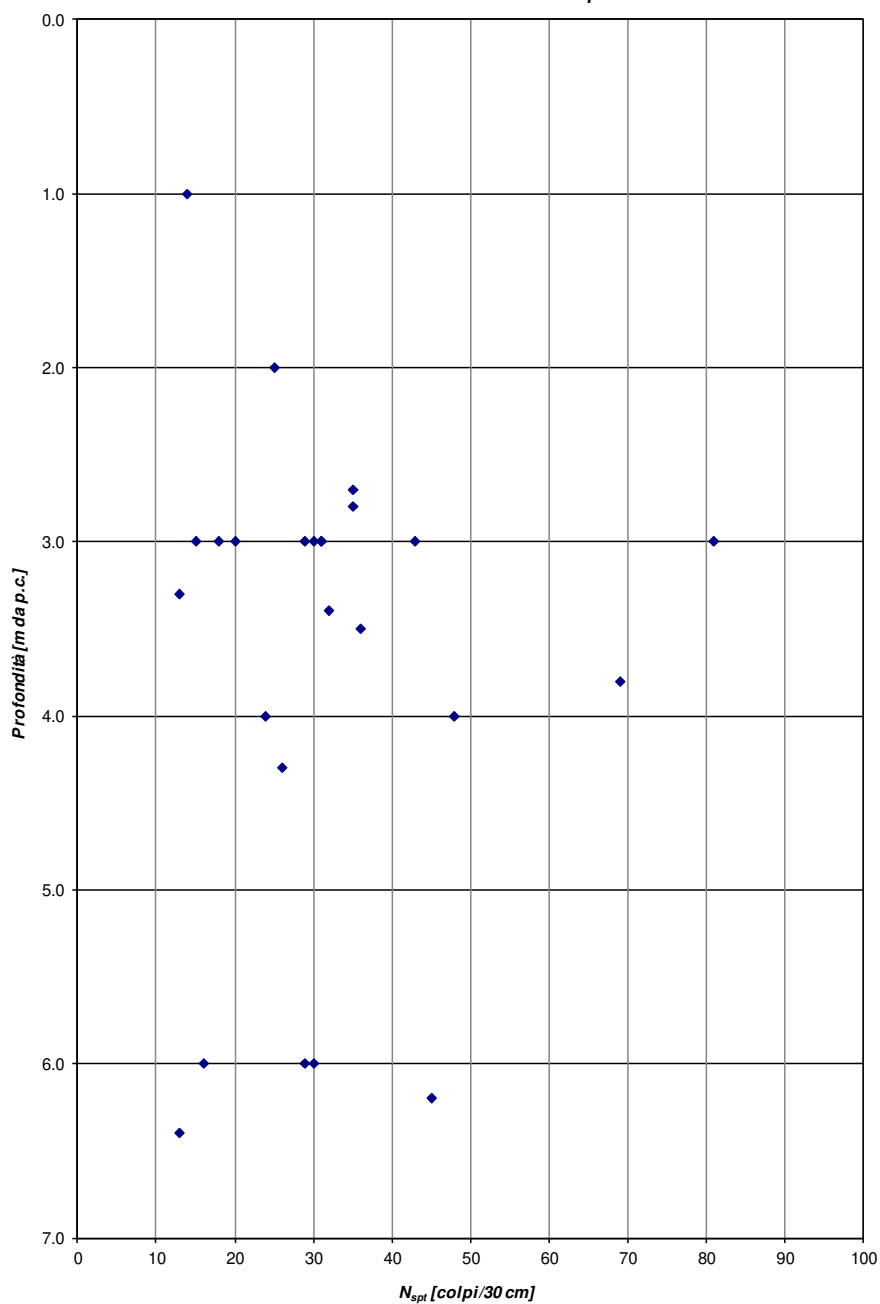


Figura 22: Valori NSPT

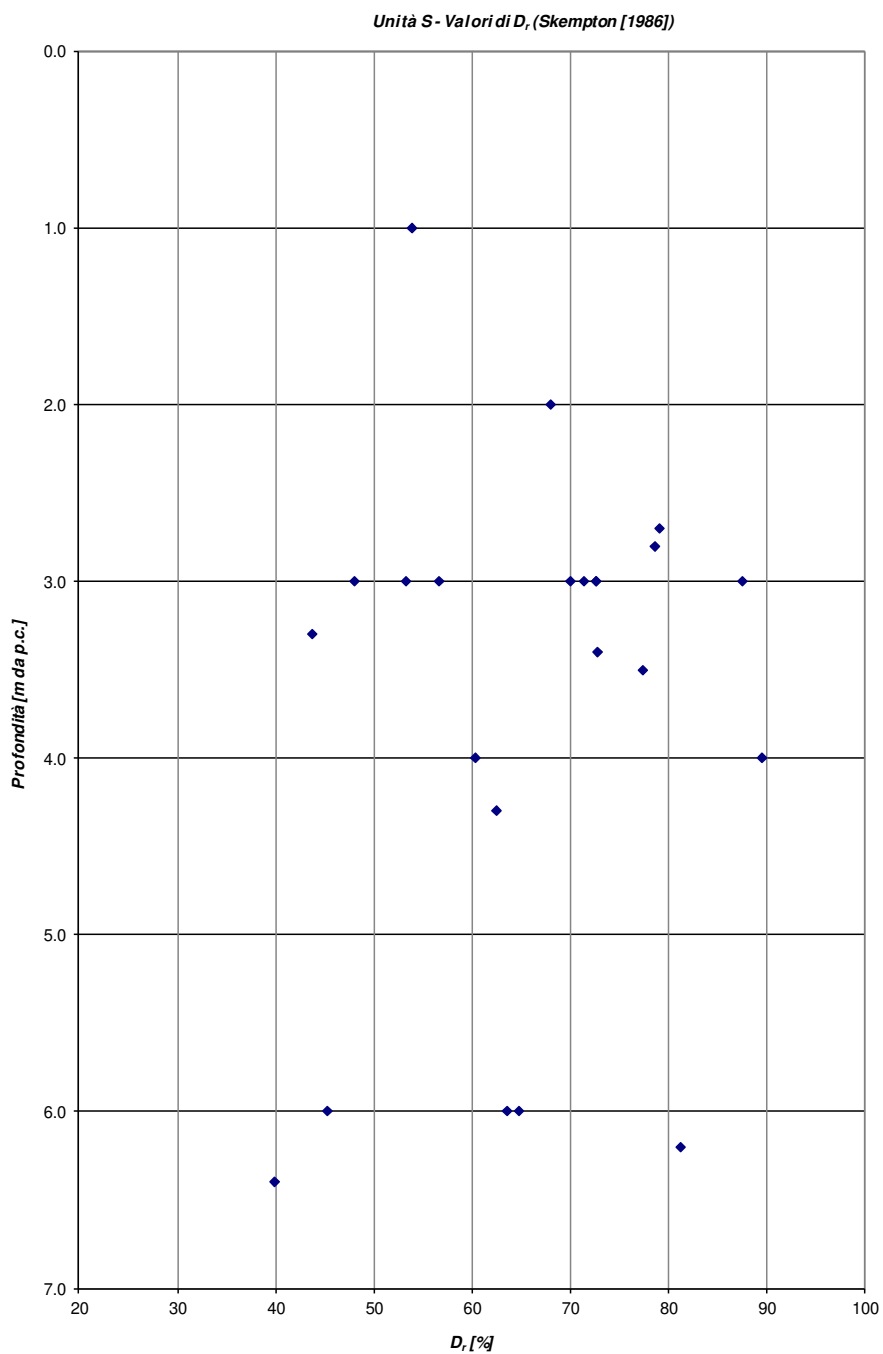


Figura 23: Densità relativa

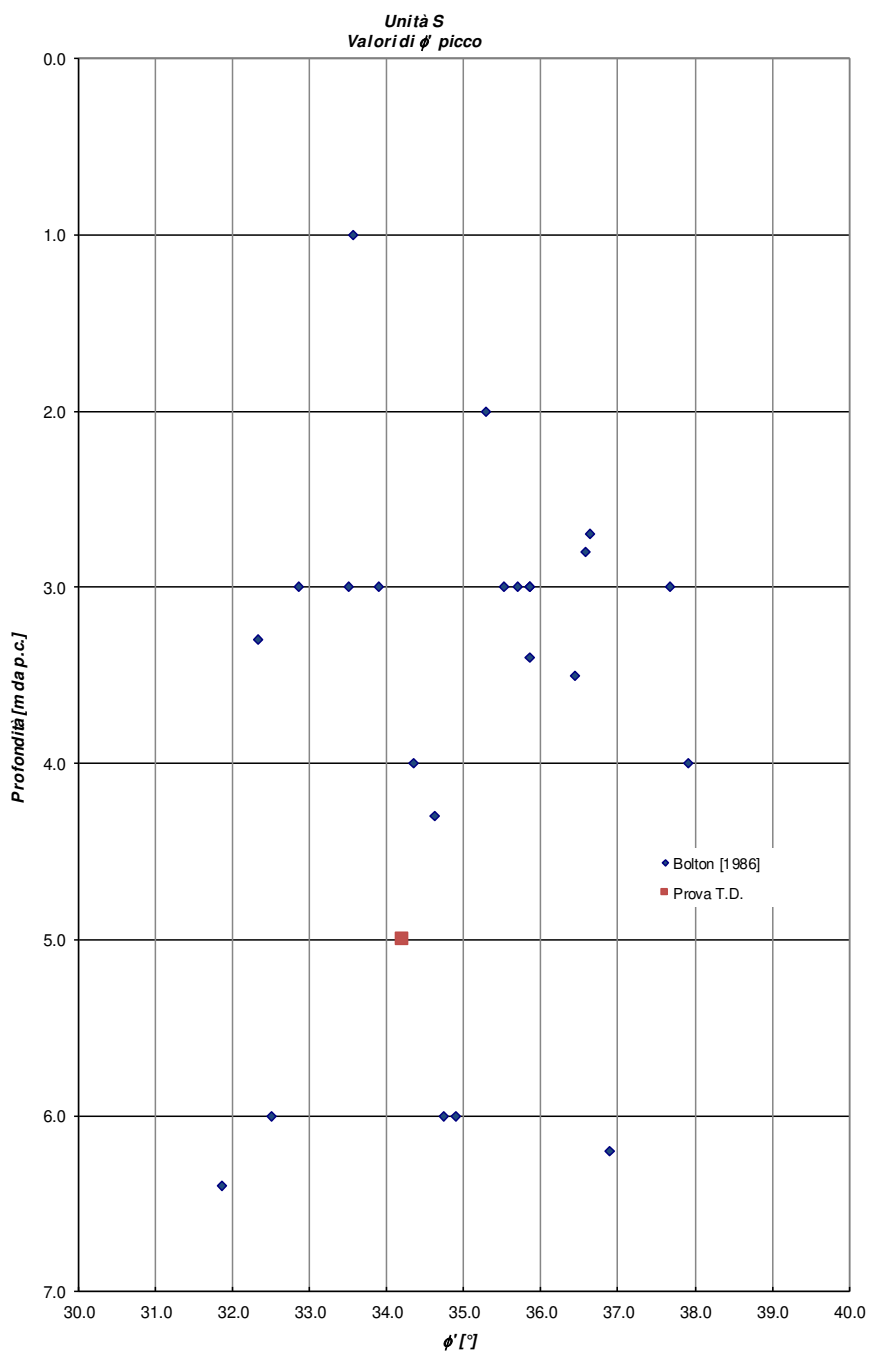


Figura 24 Angolo di attrito

Unità S  
Valori di  $v_s$

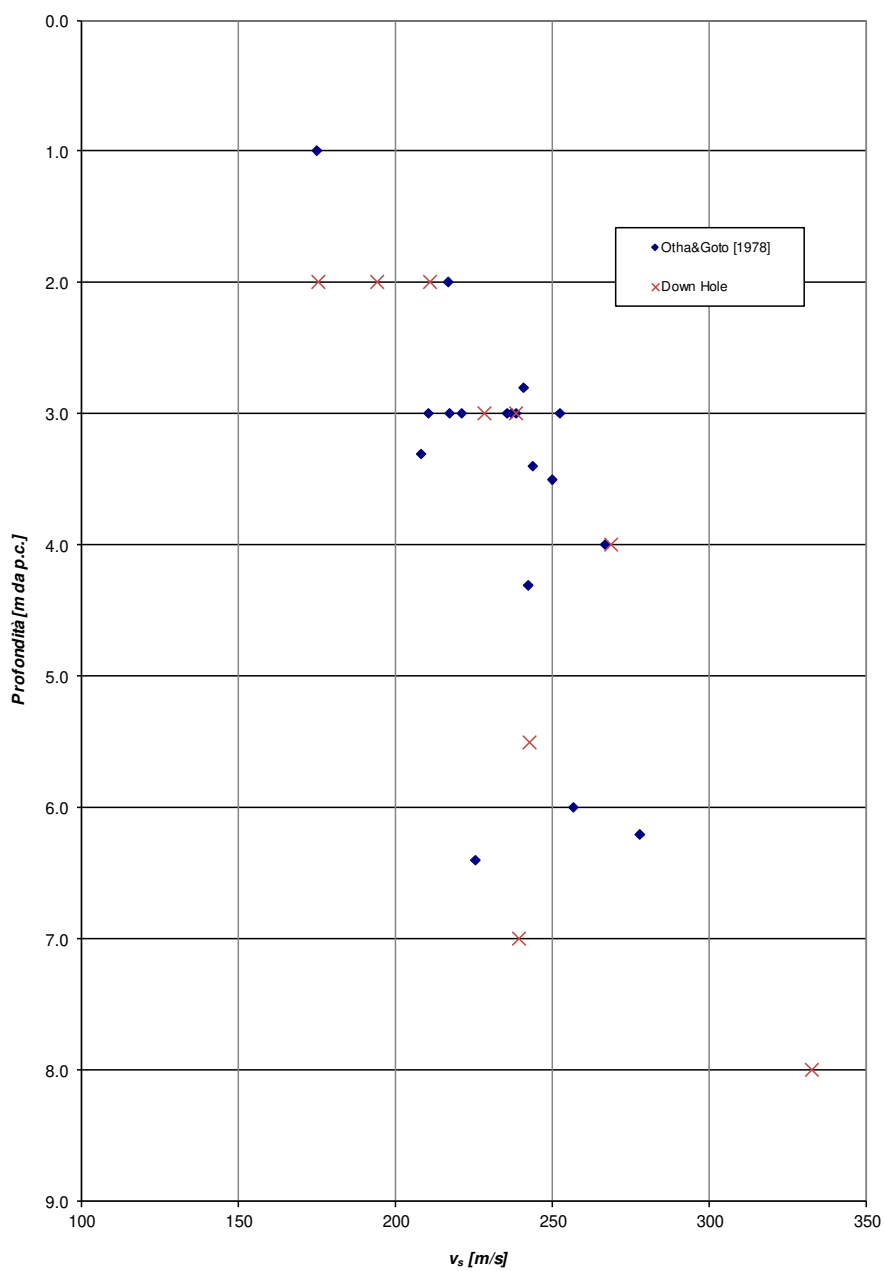


Figura 25 -  $v_s$



## 6.9 Caratterizzazione delle rocce

### 6.9.1 Unità ADP

Le Arenarie di Pirri consistono in da un' alternanza di banchi, da decimetrici a metrici, ben cementati di arenarie e sabbie quasi incoerenti. Lo spessore delle sabbie aumenta progressivamente verso l' alto stratigrafico passando da decimetrico e plurimetrico.

La caratterizzazione geotecnica dei materiali è stata sviluppata sulla base dell'interpretazione:

Delle prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati nei sondaggi eseguiti.

Delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

Delle prove Down Hole.

Le resistenze  $N_{SPT}$  sono comprese nell'intervallo  $11 \leq N_{SPT} \leq 85$ .

La densità relativa ( $D_r$ ), determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT, risulta compresa nell'intervallo  $D_r=35\% \div 100\%$

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito ( $\phi'$ ), determinata sulla base dei risultati delle prove SPT, delle prove di taglio diretto C.D. e triassiali CIU.

I moduli di taglio iniziale ( $G_0$ ), sono stati determinati sulla base dei risultati delle prove penetrometriche SPT.

La correlazione utilizzata per le prove SPT si riferisce a depositi recenti; quella utilizzata per le prove SPT tiene conto di un coefficiente  $f_A = 1.3$  di invecchiamento del deposito (pleistocene) e  $f_G 1.14$ .

Confrontando le prove sismiche disponibili con i risultati delle prove SPT è stato possibile tarare i profili delle velocità delle onde di taglio secondo quanto precedentemente descritto.

Il best fitting si è riscontrato impostando i seguenti parametri:

$$f_A = 1.3$$

$$f_G = 1.14$$

I moduli di Young operativi ( $E_0'$ ), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di  $(1/3 \div 1/5) \cdot E_0$ .

I moduli di Young operativi, da utilizzare nel calcolo dei cedimenti dei rilevati, sono dell'ordine di  $(1/10) \cdot E_0$ .

Alla formazione S possono essere assegnati valori del coefficiente di permeabilità dell'ordine di  $k = 1 \cdot 10^{-5} \div 1 \cdot 10^{-7}$  m/sec.

Sulla base dei dati disponibili nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici della formazione in esame:



UNITA' ADP	
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	20
$\varphi$ (°)	34 ± 5
c' (kPa)	11 ± 4
vs (m/s)	245 ± 30
G <sub>o</sub> (MPa)	120 ± 30
E <sub>o</sub> (MPa)	320 ± 20
E'(MPa) - Opere di sostegno	65
E'(MPa) – Cedimenti rilevati	32
k (m/sec)	1·10 <sup>-5</sup> > k > 1·10 <sup>-6</sup>

Simbologia:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale;

$\varphi'$  = angolo di attrito;

c' = intercetta di coesione;

V<sub>s</sub> = velocità di propagazione delle onde di taglio;

G<sub>o</sub> = modulo di taglio iniziale;

E<sub>o</sub>=modulo elastico a piccole deformazioni

K = coefficiente di permeabilità

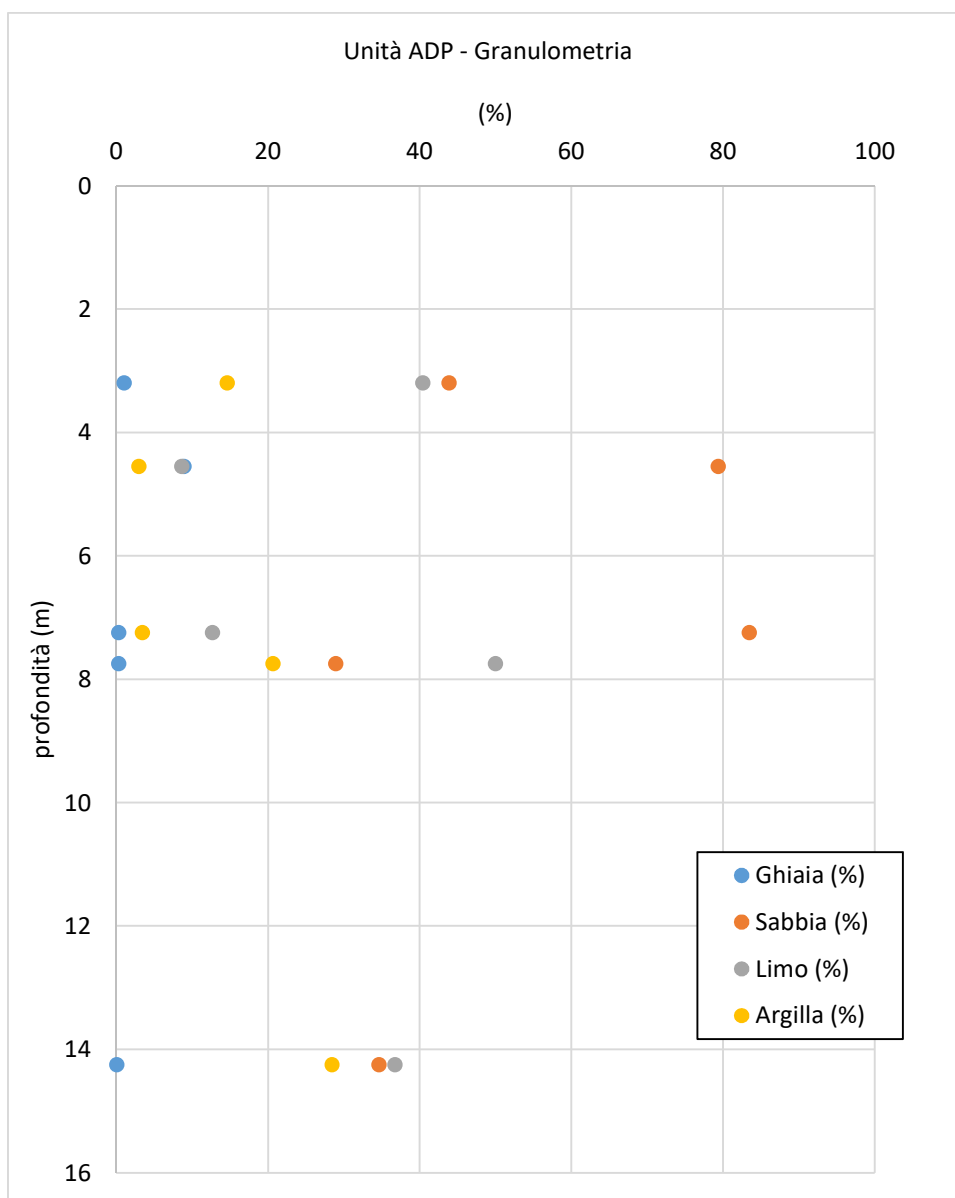


Figura 27: Granulometria

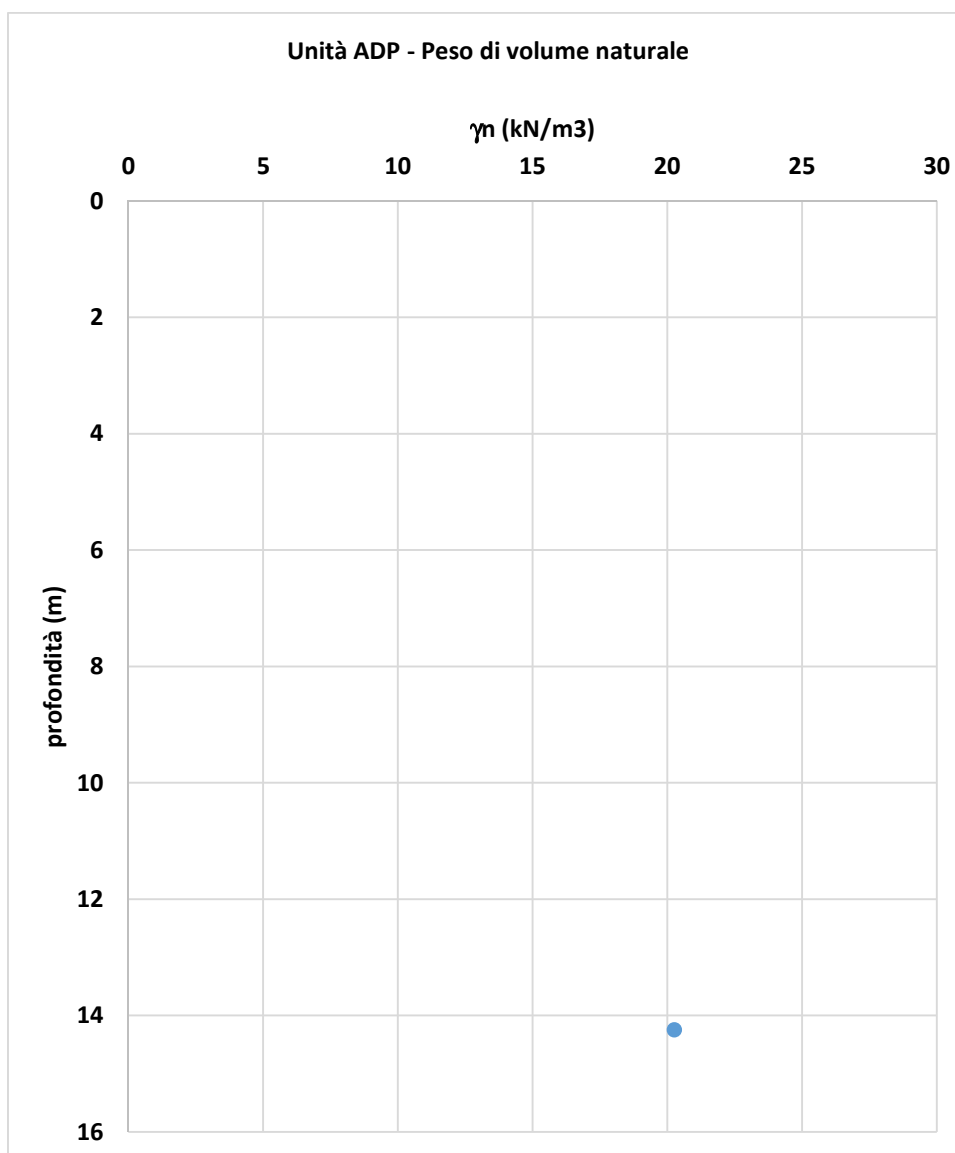


Figura 28 – Peso di volume

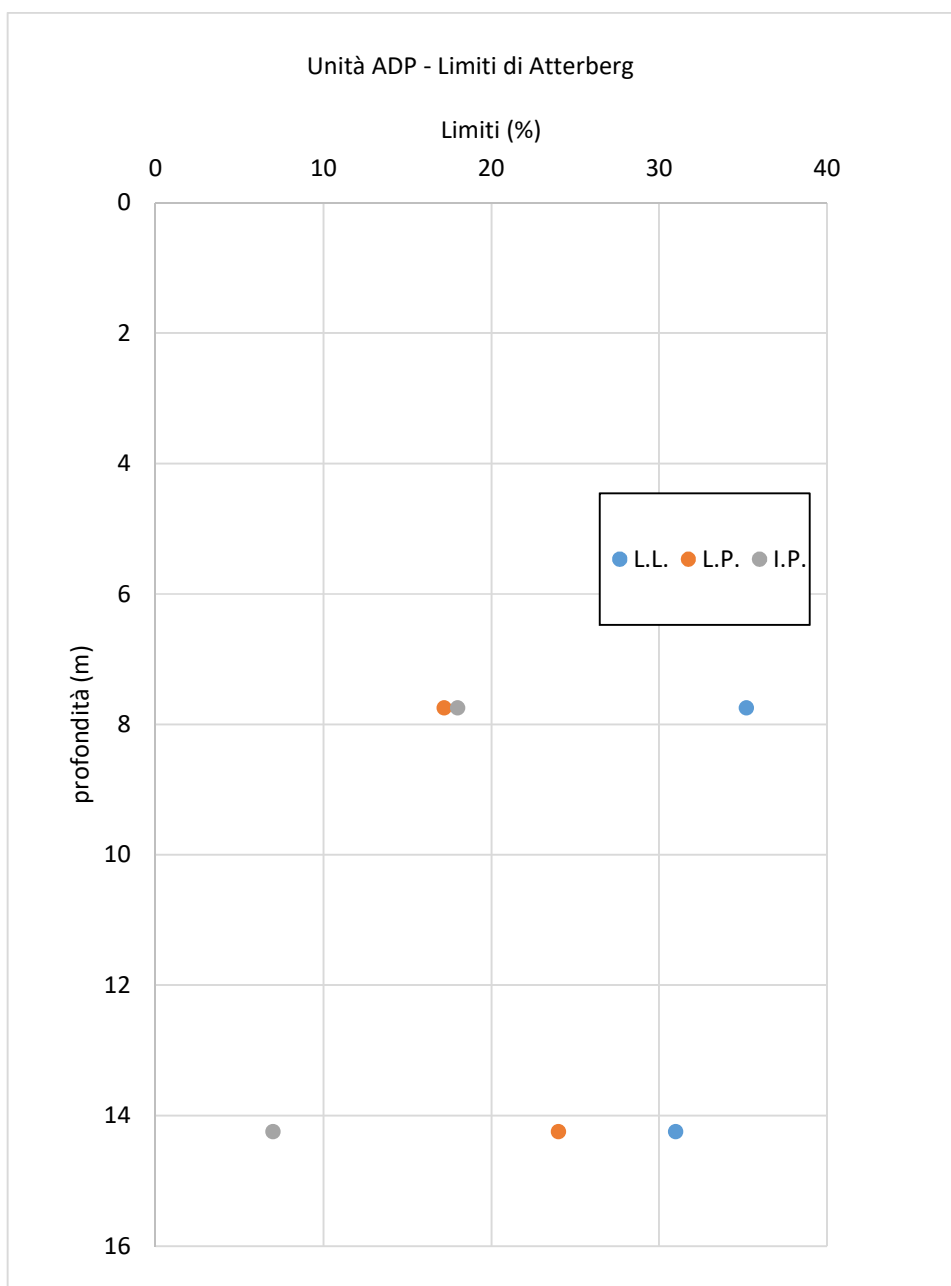


Figura 29: Limiti di Atterberg

Unità ADP - Valori di  $N_{spt}$

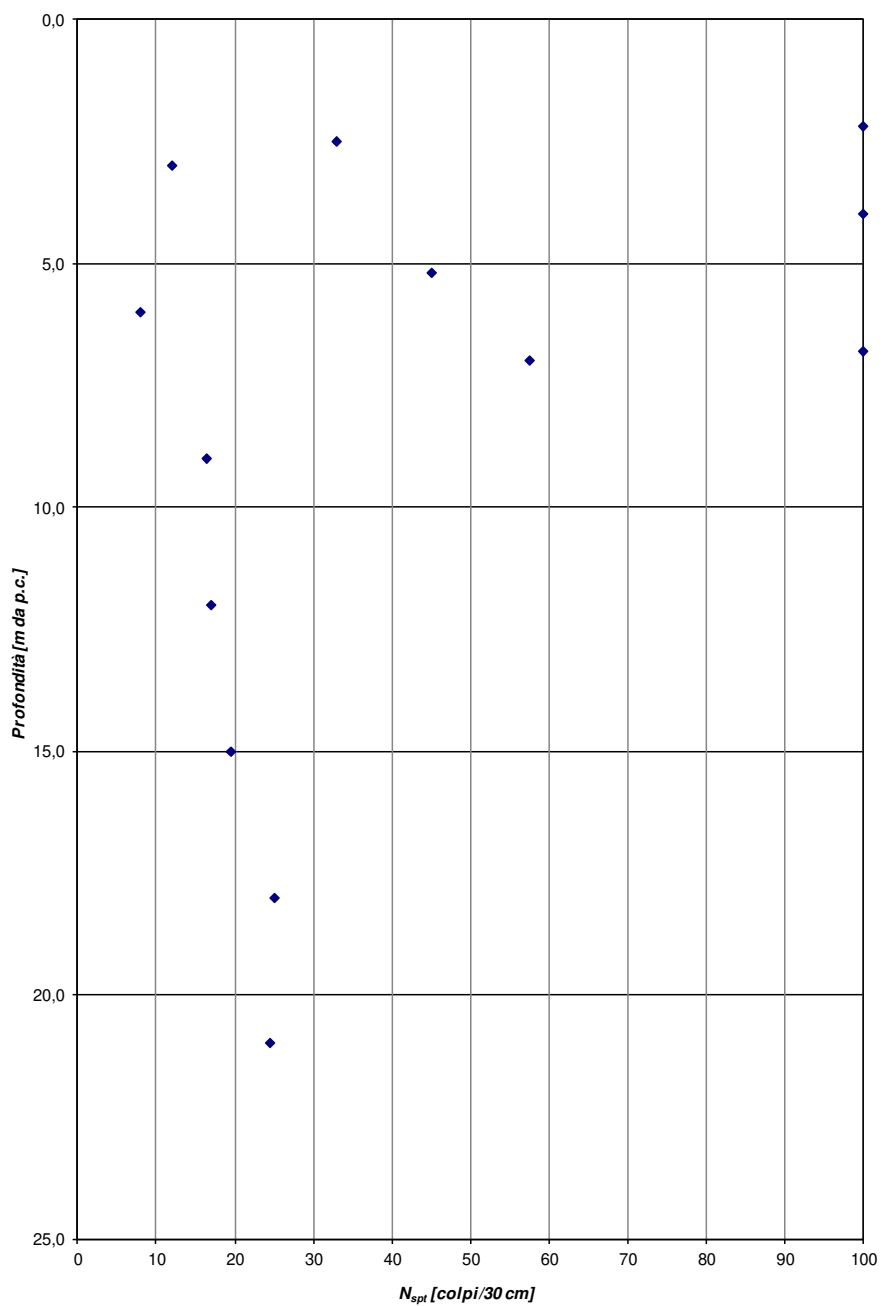


Figura 30: Valori  $N_{spt}$

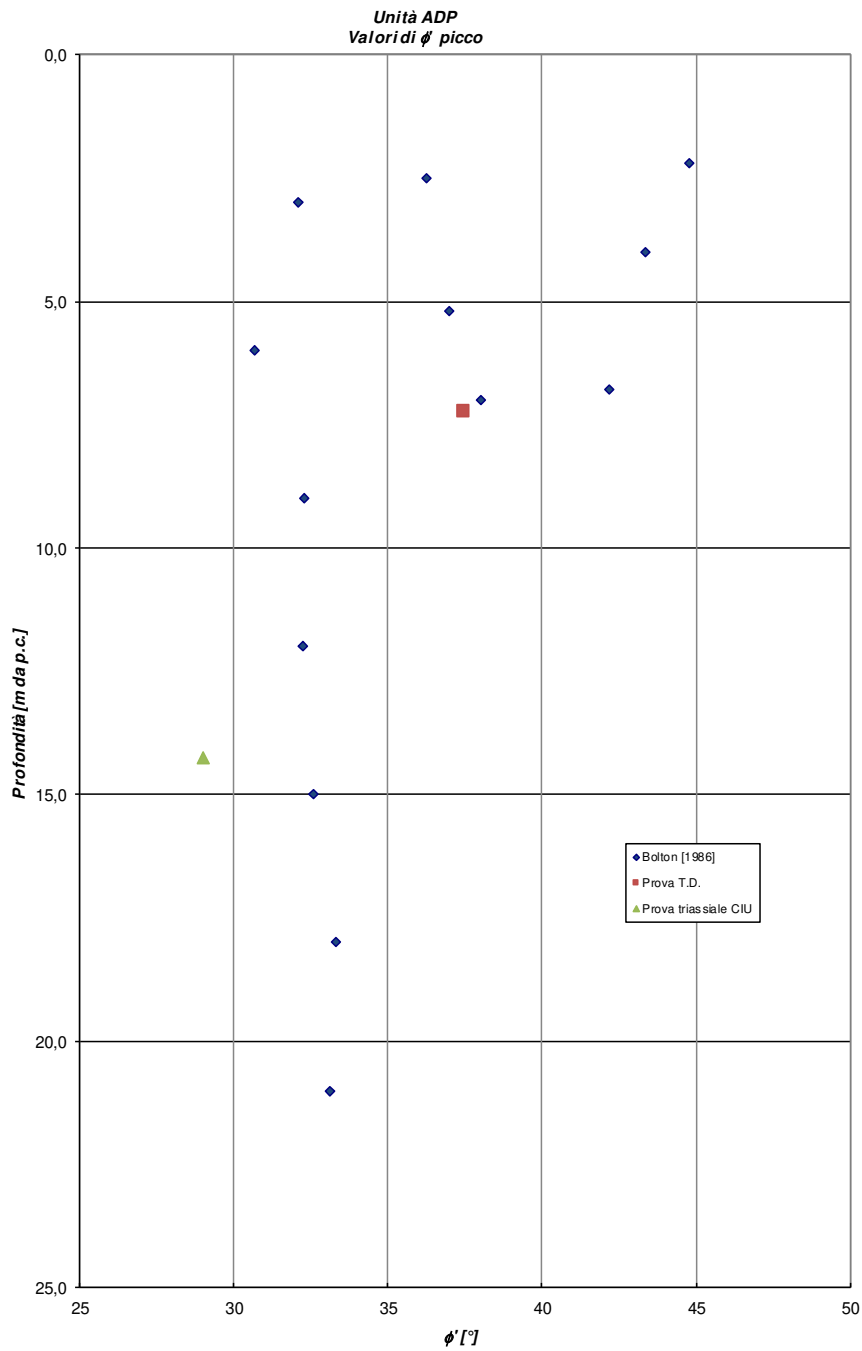


Figura 31 Angolo di attrito

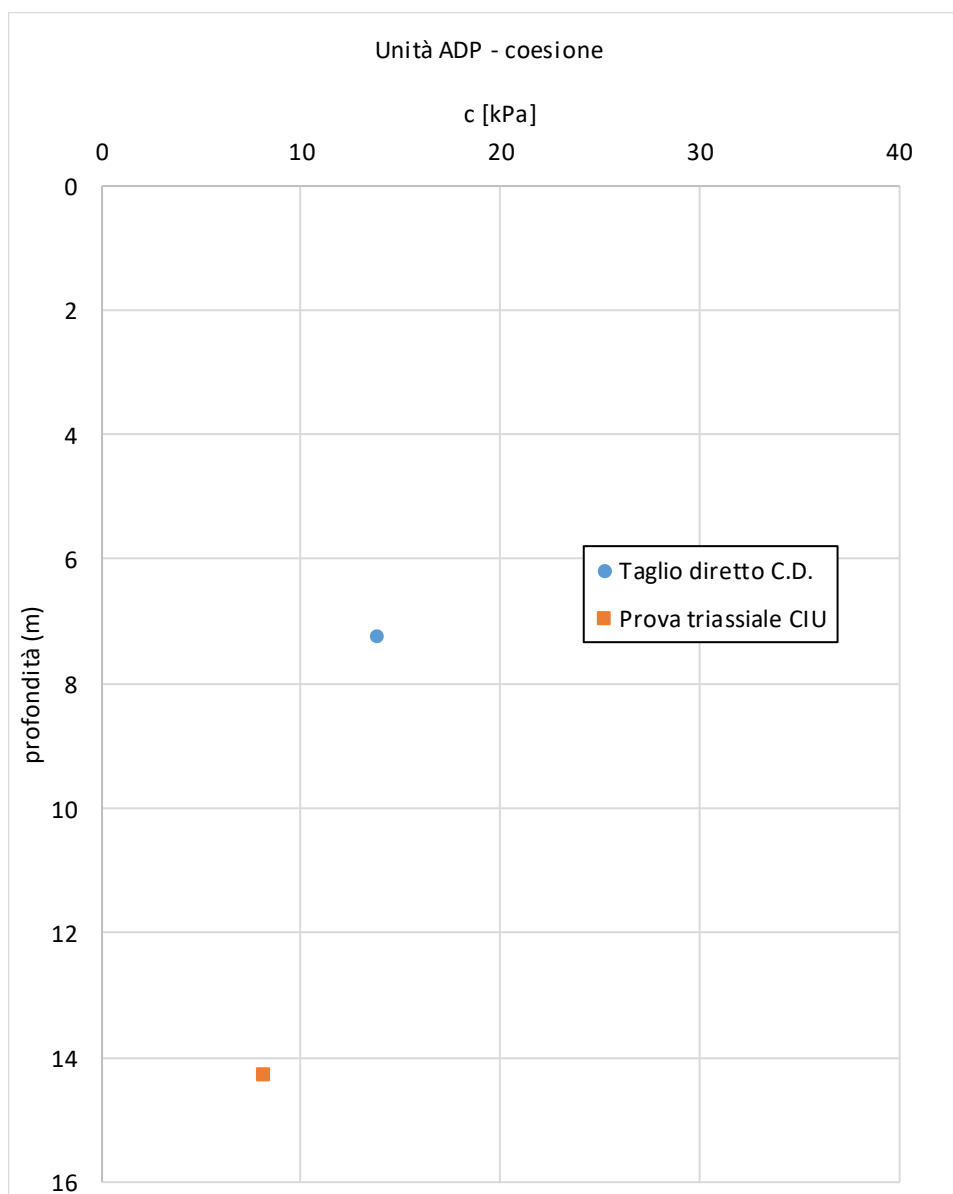


Figura 32: Coesione efficace

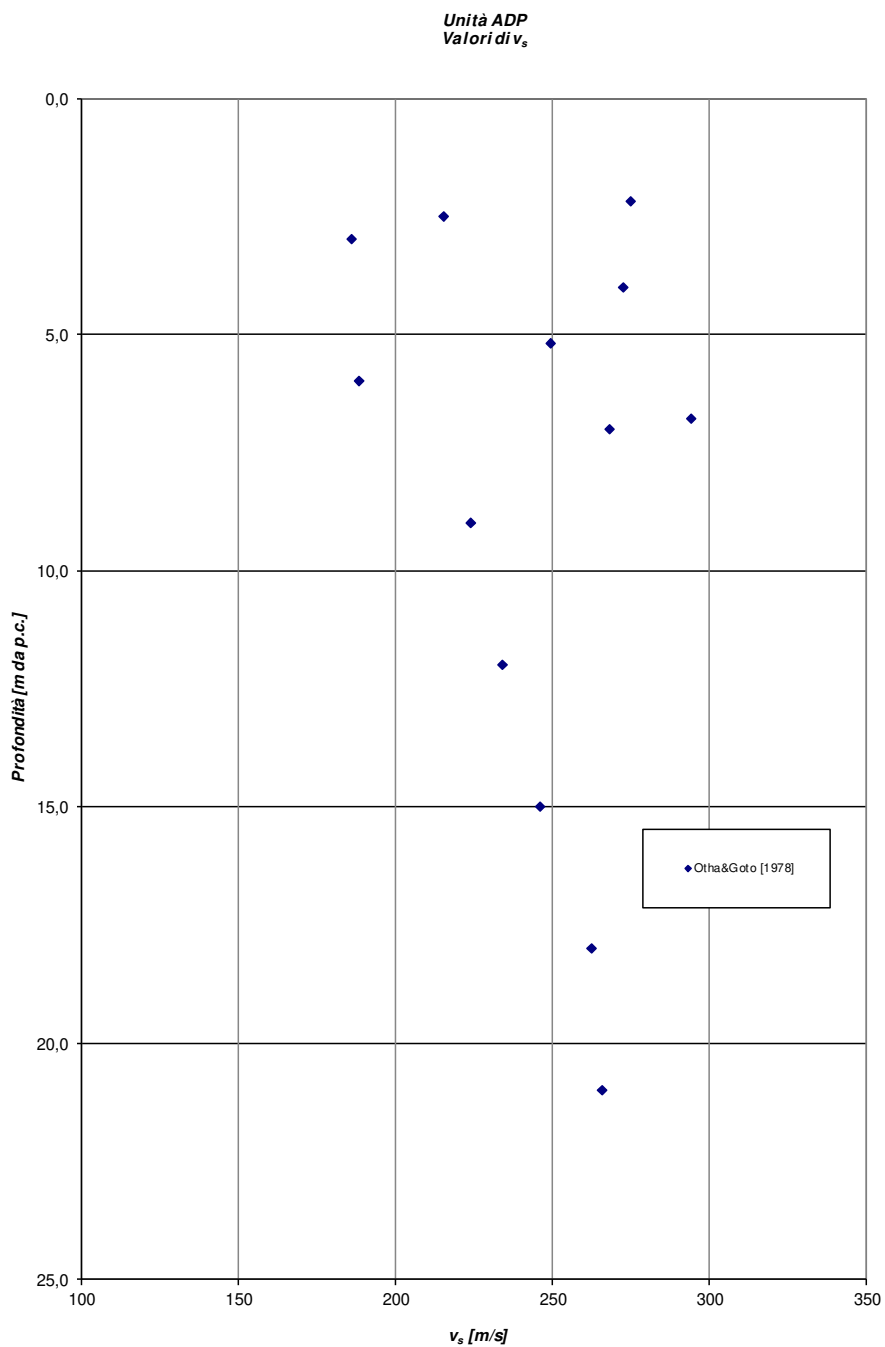


Figura 33: valori di  $v_s$



Unità ADP  
Valori di  $E_0$

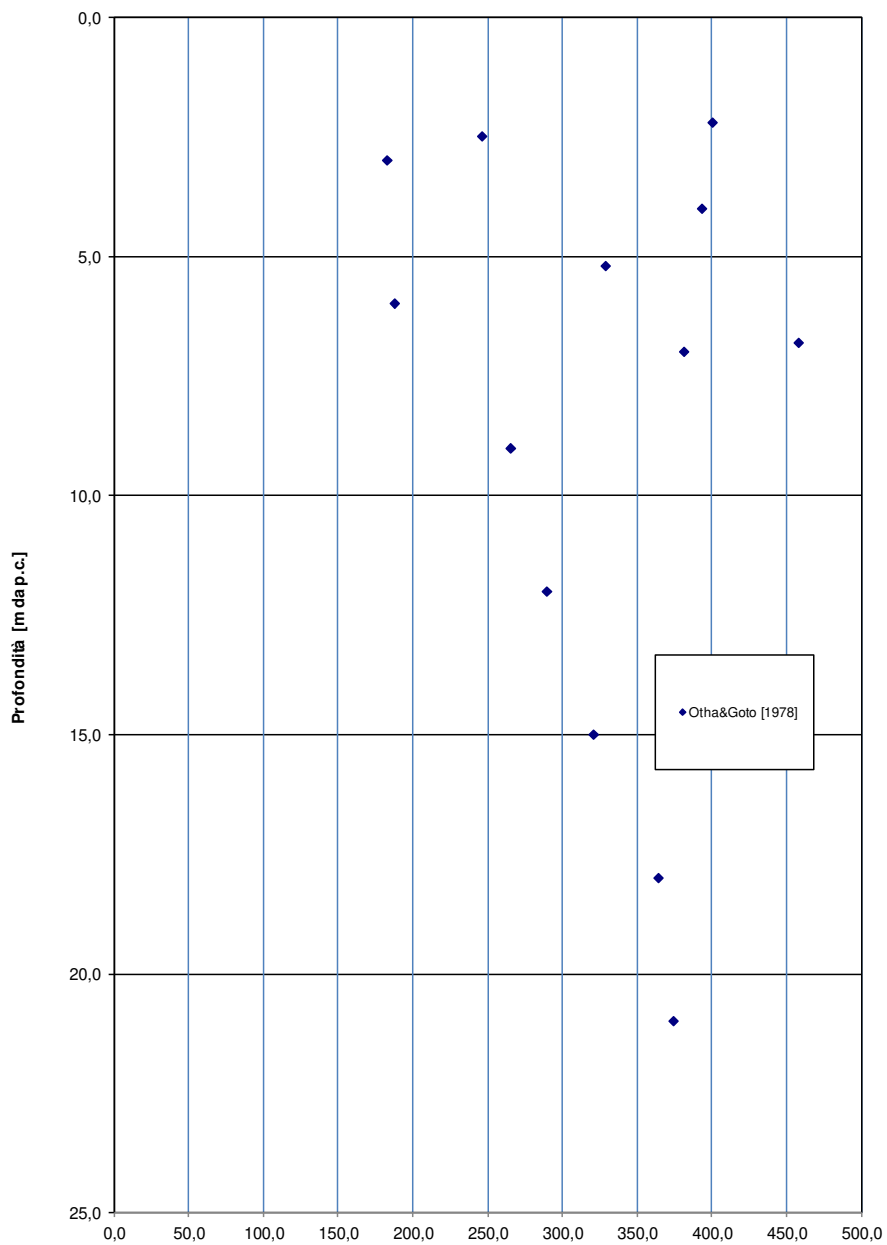


Figura 34: valori di  $E_0$

### 6.9.2 Unità GST e GSTalt

Le Marne di Gesturi alterate si presentano come marne siltose da tenere a compatte.

La parte più tenera si rinviene in superficie con grado di cementazione basso (GST alt).

Sui campioni di roccia sono state eseguite prove di resistenza a compressione ad espansione laterale libera.

Sulla porzione argillosa della parte alterata dell'ammasso, sono state eseguite prove triassiali, limiti di Atterberg, analisi granulometriche.

## Unità GST

La resistenza a compressione della roccia intatta presenta valori variabili da 14 a 70 MPa, valore medio pari a 50 MPa.

Il valore RQD varia da 20% a 90%, attestandosi su valori medi di 45%.

### Parametri ammasso roccioso

Il valore di  $m_i$  è stato attribuito secondo le indicazioni di letteratura relative al materiale in oggetto (marne).

Si assume un GSI pari a 40.

Si prende a riferimento una resistenza della roccia intatta pari a 30 MPa.

Il fattore di disturbo della roccia indotto dalla realizzazione di pali trivellati e dallo scavo di trincee con mezzi meccanici è posto pari a 0.

I parametri di resistenza e deformabilità dell'ammasso roccioso sono quindi così determinati (parametri caratteristici):

Formazione	GSI ipotizzato	$\gamma$	UCS	Ei (roccia intatta)	D	$m_i$	$m_b$	s	a	Erm (ammasso roccioso)
		[kN/m <sup>3</sup> ]	[MPa]	[MPa]						[MPa]
GST (GSI 40)	40	20	30	11000	0	7	0.821	0.0013	0.511	1756

Tabella 13 – Parametri geomeccanici ammasso roccioso come continuo equivalente.

Si riportano di seguito parametri di resistenza equivalenti  $c'$  e  $\phi'$  ottenuti linearizzando l'involuppo di rottura di Hoek & Brown (riportato nella tabella soprastante) nell'intervallo di valori di tensione di confinamento caratteristici per le opere in progetto: fondazioni profonde in progetto.

Il valore della pressione massima di confinamento  $\sigma_{3max}$  è stimato nota la tensione verticale massima alla base del palo  $\sigma_v$ , come di seguito:

$$\sigma_{3max} = k_0 \cdot \sigma_v = 0.7 \cdot 3 = 2 \text{ MPa.}$$

Dove, trattandosi di pali trivellati, il coefficiente di spinta orizzontale  $k_0$  è posto pari a 0.7

Formazione	GSI ipotizzato	c	$\phi$
		[kPa]	[°]
GST (GSI 40)	40	490	35

Tabella 14 – Parametri di resistenza marne per pali trivellati

Sulla base dei dati disponibili nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici della formazione in esame.

UNITA' GST	
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	20
$\sigma_c$ (MPa)	14÷70
RQD (%)	20÷90
$\phi$ (°)	35
$c'$ (kPa)	490
$v_s$ (m/s)	780 ± 200
$E_m$ (MPa)	1750
k (m/sec)	$k > 1 \cdot 10^{-9}$

Simbologia:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale;

$\sigma_c$  = resistenza a compressione roccia intatta;

RQD = Rock Quality Designation;

$\phi'$  = angolo di attrito ammasso;

$c'$  = intercetta di coesione ammasso

$v_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio;

$E_m$  = modulo elastico dell'ammasso roccioso;

k = permeabilità.

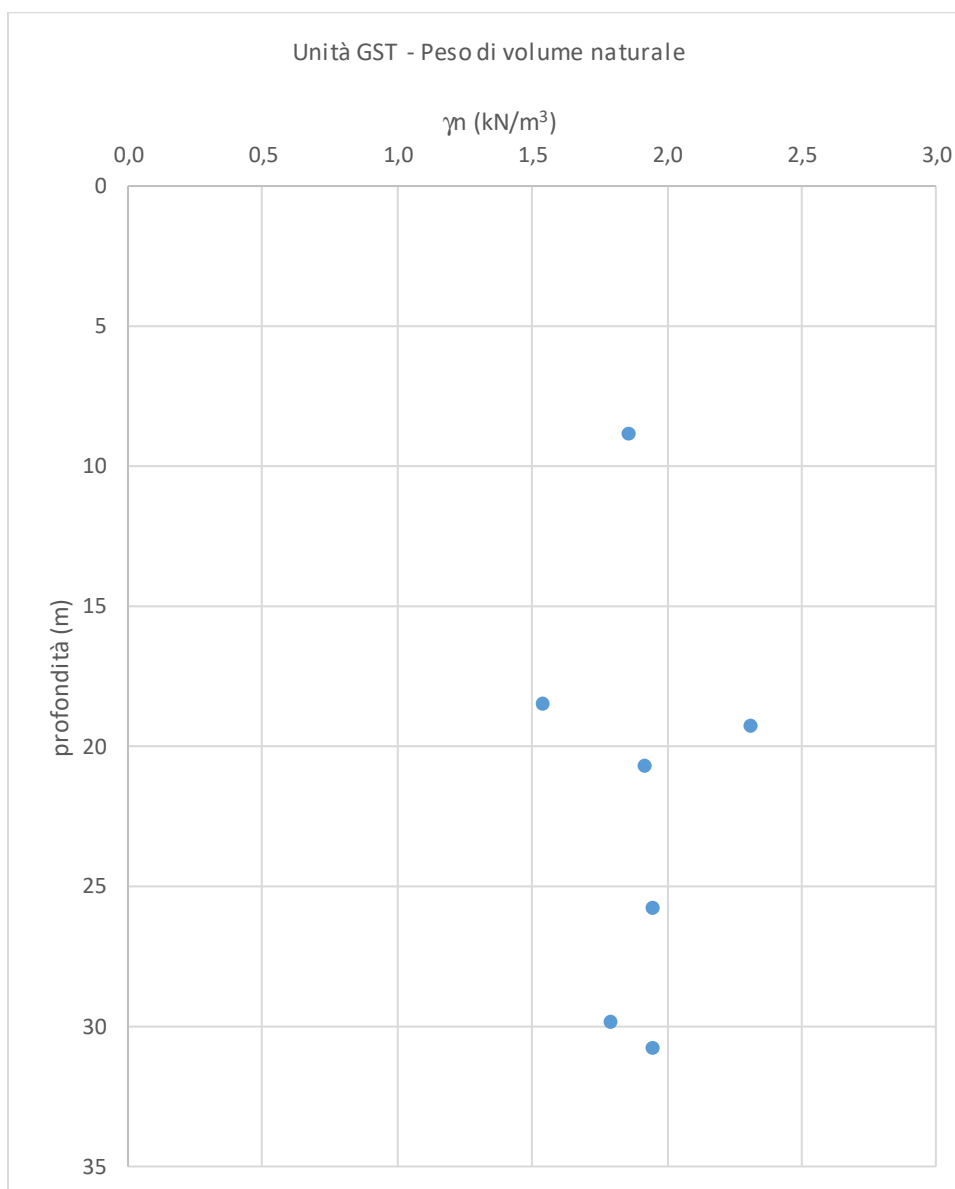


Figura 35: peso di volume

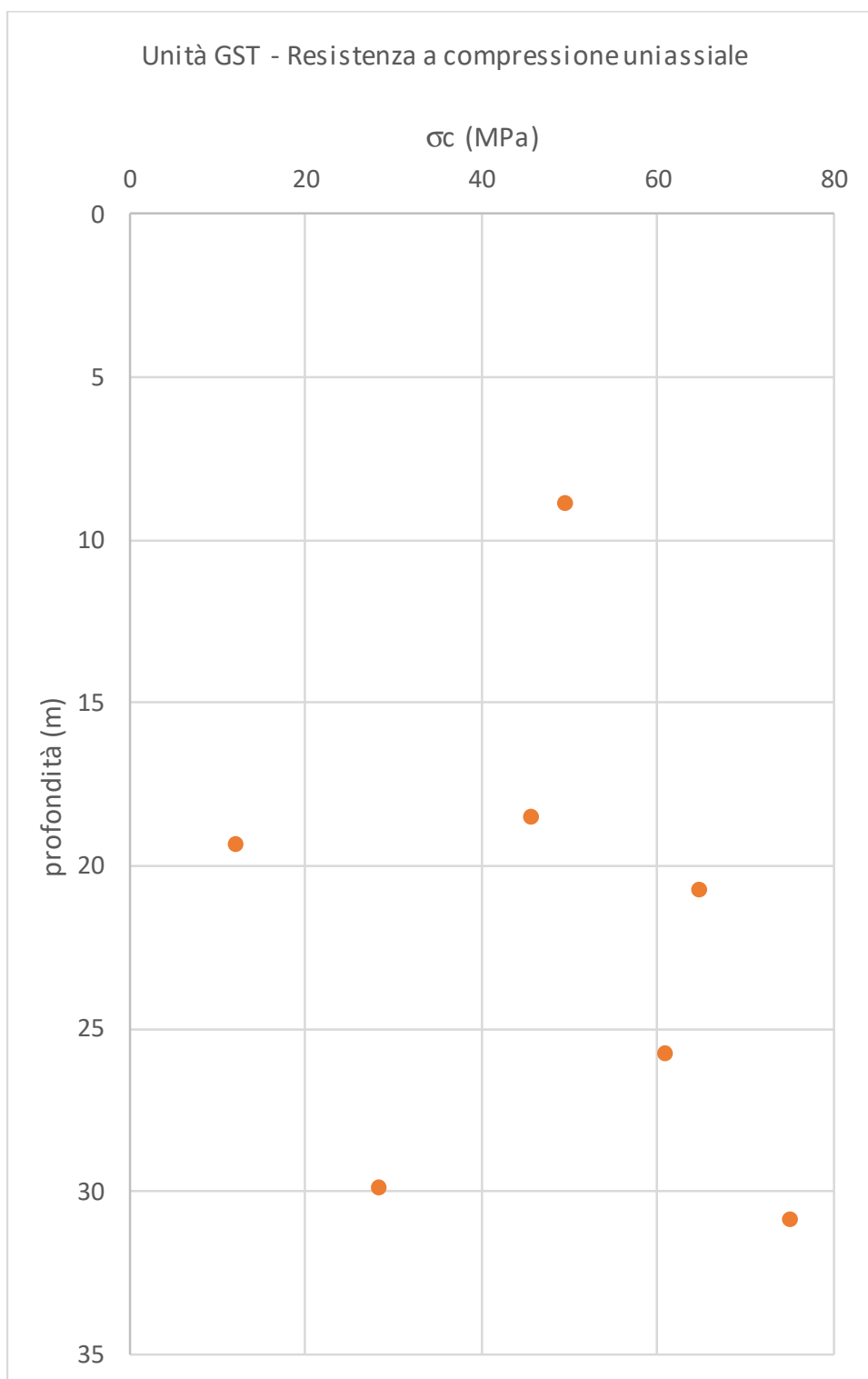


Figura 36 – resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta

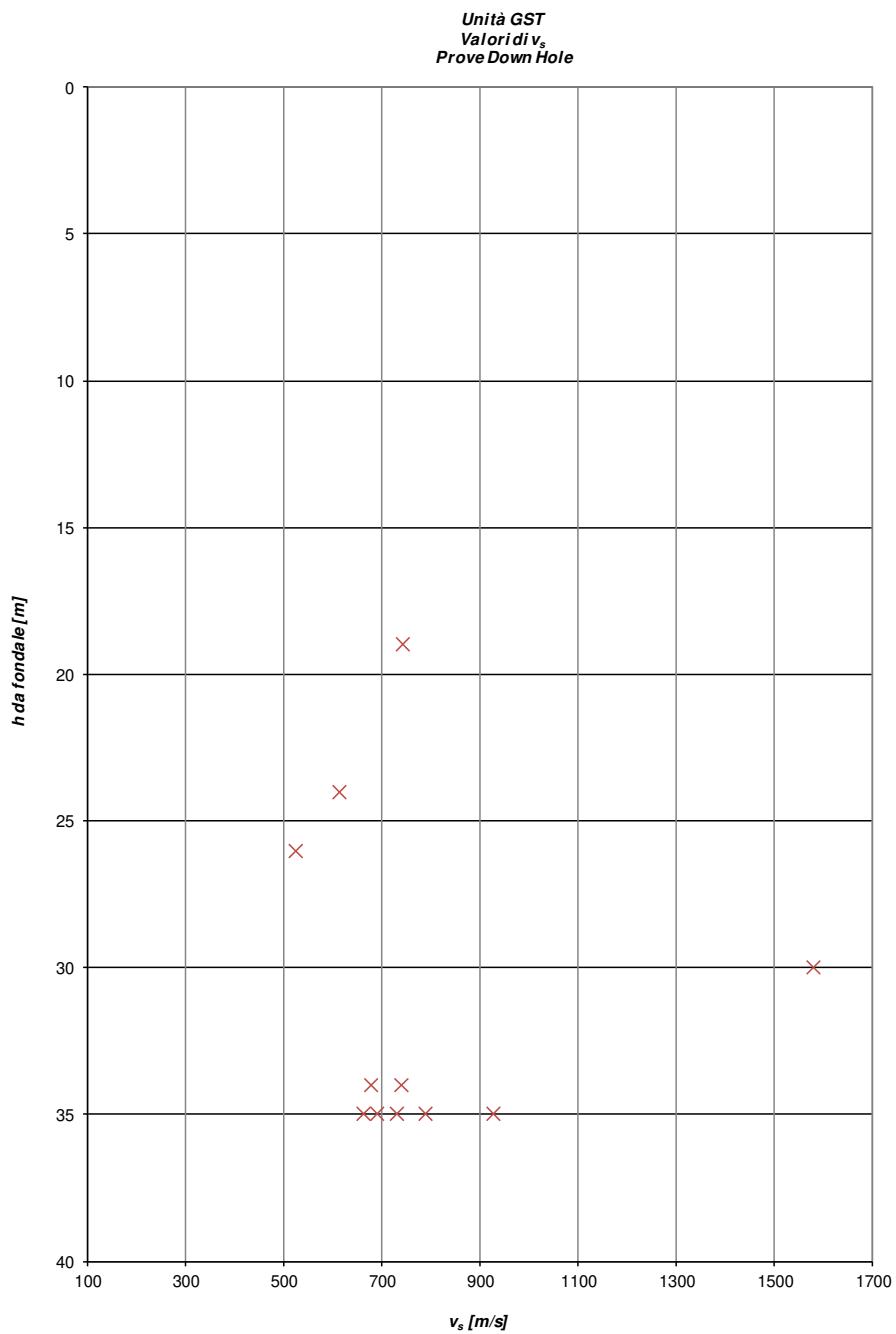


Figura 37 – valori di  $v_s$

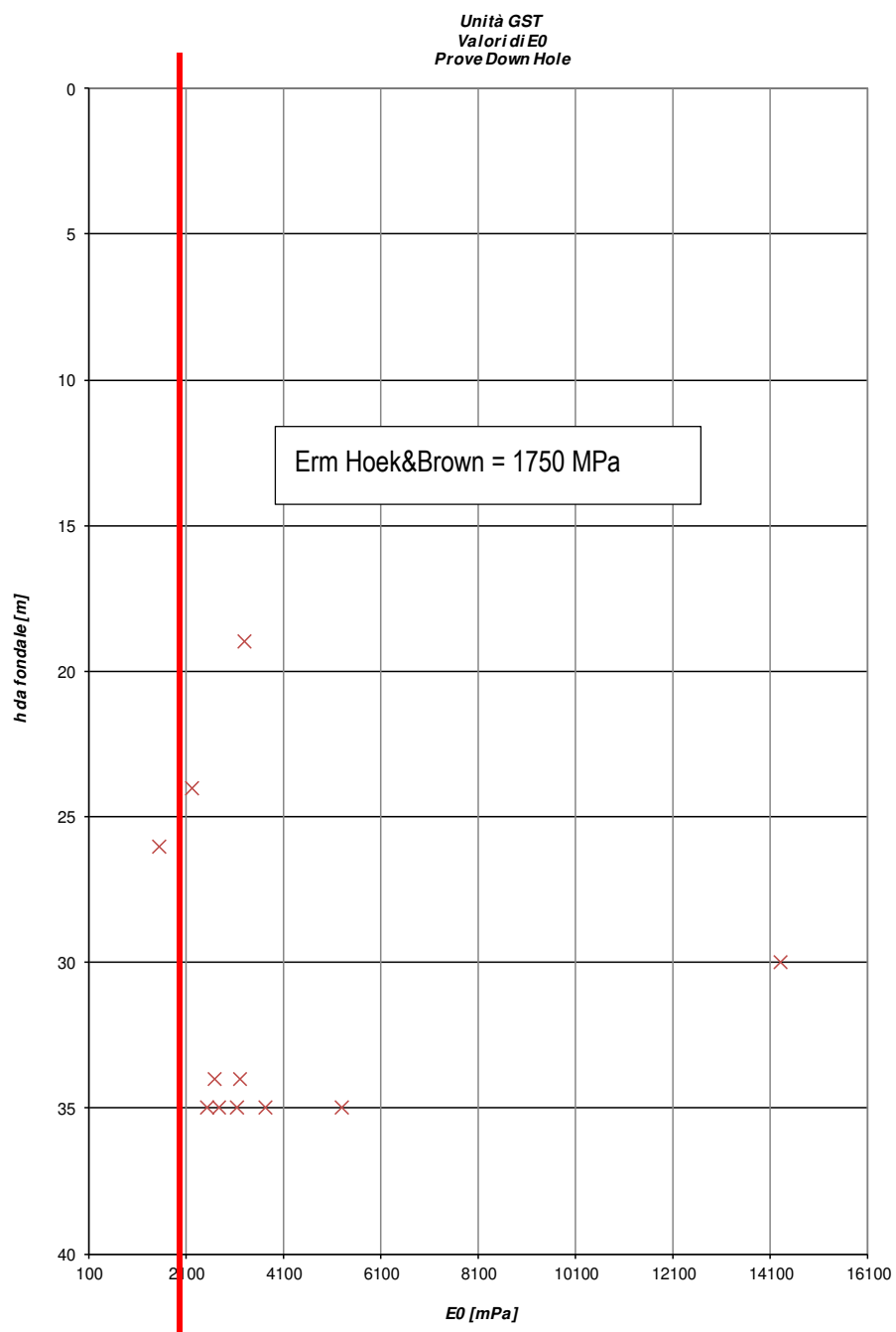


Figura 38 – valori di E0



## Unità GSTalt

Nella parte più superficiale, le Marne di Gesturi alterate si presentano come marne siltose da tenere a compatte, con alternanza di livelli sabbiosi e siltatici giallastri; localmente si presentano come limi argilloso-sabbiosi avana, con sparse concrezioni carbonatiche.

Tale formazione presenta caratteristiche geomeccaniche difficilmente definibili in maniera univoca e quindi, di seguito è caratterizzata facendo riferimento alla prevalenza della porzione più lapidea da un lato (parametri dell'ammasso equivalente) e a quella più terrosa dall'altro (porzione limoso – sabbiosa/limoso – argillosa), caratterizzata sulla base delle prove eseguite sui campioni di terreno prelevati.

### Ammasso roccioso roccioso equivalente

Analogamente a quanto effettuato per l'unità GST vengono determinati i parametri geomeccanici dell'ammasso equivalente considerando un grado di alterazione maggiore: GSI pari a 25.

I parametri di resistenza e deformabilità dell'ammasso roccioso sono quindi così determinati (parametri caratteristici):

Formazione	GSI ipotizzato	$\gamma$	$\nu$	UCS	Ei (roccia intatta)	D	$m_i$	$m_b$	s	a	Erm (ammasso roccioso)
		[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[MPa]	[MPa]						[MPa]
GST (GSI25)	25	20	0.1	30	11000	0	7	0.481	0.0002	0.531	658

Tabella 15 – Parametri geomeccanici ammasso roccioso come continuo equivalente.

Per il calcolo della capacità portante dei pali di fondazione si preferisce, generalmente, utilizzare il criterio di rottura lineare di Mohr-Coulomb. Pertanto si riportano di seguito parametri di resistenza equivalenti  $c'$  e  $\phi'$  ottenuti linearizzando l'involuppo di rottura di Hoek & Brown (riportato nella tabella soprastante) nell'intervallo di valori di tensione di confinamento caratteristici per le fondazioni profonde in progetto.

Il valore della pressione massima di confinamento  $\sigma_{3max}$  è stimato nota la tensione verticale massima alla base del palo  $\sigma_v$ , come di seguito:

$$\sigma_{3max} = k_0 \cdot \sigma_v = 0.7 \cdot 3 = 2 \text{ MPa.}$$

dove, trattandosi di pali trivellati, il coefficiente di spinta orizzontale  $k_0$  è posto pari a 0.7

Formazione	GSI ipotizzato	c	$\phi$
		[kPa]	[°]
GST (GSI25)	25	340	29

Tabella 16 – Parametri di resistenza marne per pali trivellati

#### Frazione limoso sabbiosa/limoso argillosa

Le percentuali di argilla, limo, sabbia e ghiaia rilevate nei campioni prelevati, possono variare come segue:

limo e argilla	70% ÷ 90%
sabbia	10% ÷ 16%
ghiaia	0% ÷ 4%

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL e indice di plasticità IP) possono variare come segue:

LL	40% ÷ 56%
IP	13% ÷ 27%

La resistenza al taglio non drenata determinata sulla base delle prove triassiali UU eseguite sui campioni indisturbati prelevati risulta essere pari a 270 kPa.

Nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici della formazione in esame:

UNITA' GSTalt	
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	20
$\phi$ (°)	29
c' (kPa)	340
c <sub>u</sub> (kPa) (*)	270
E <sub>m</sub> (MPa)	650
Coefficiente di permeabilità k (m/sec)	1·10 <sup>-9</sup> > k
(*) componente relativa alla porzione argillosa dell'ammasso	

Simbologia:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale;

$\phi'$  = angolo di attrito dell'ammasso roccioso equivalente;

c' = intercetta di coesione dell'ammasso roccioso equivalente;

E<sub>m</sub>=modulo elastico dell'ammasso roccioso;

k = permeabilità.

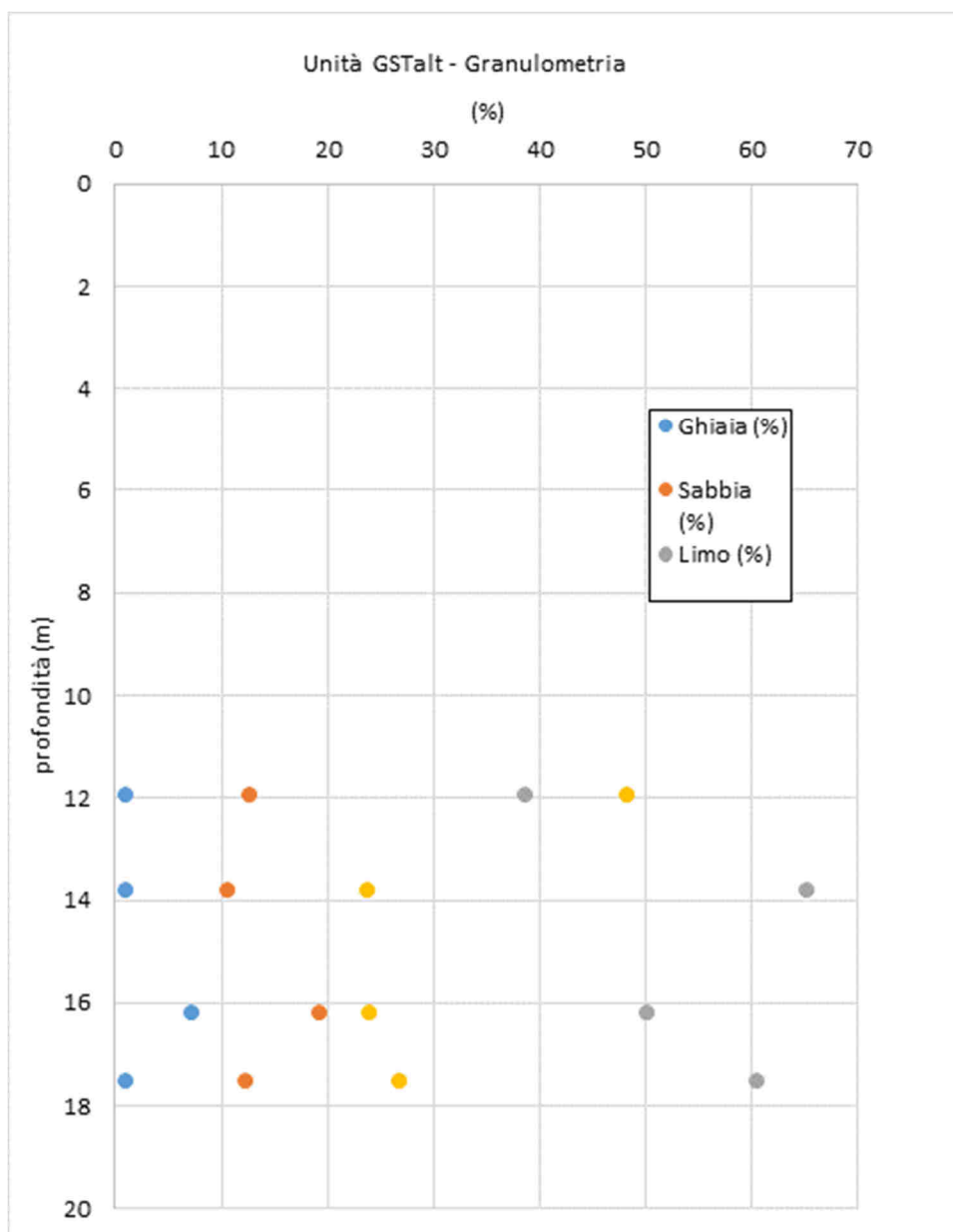


Figura 39: Granulometria

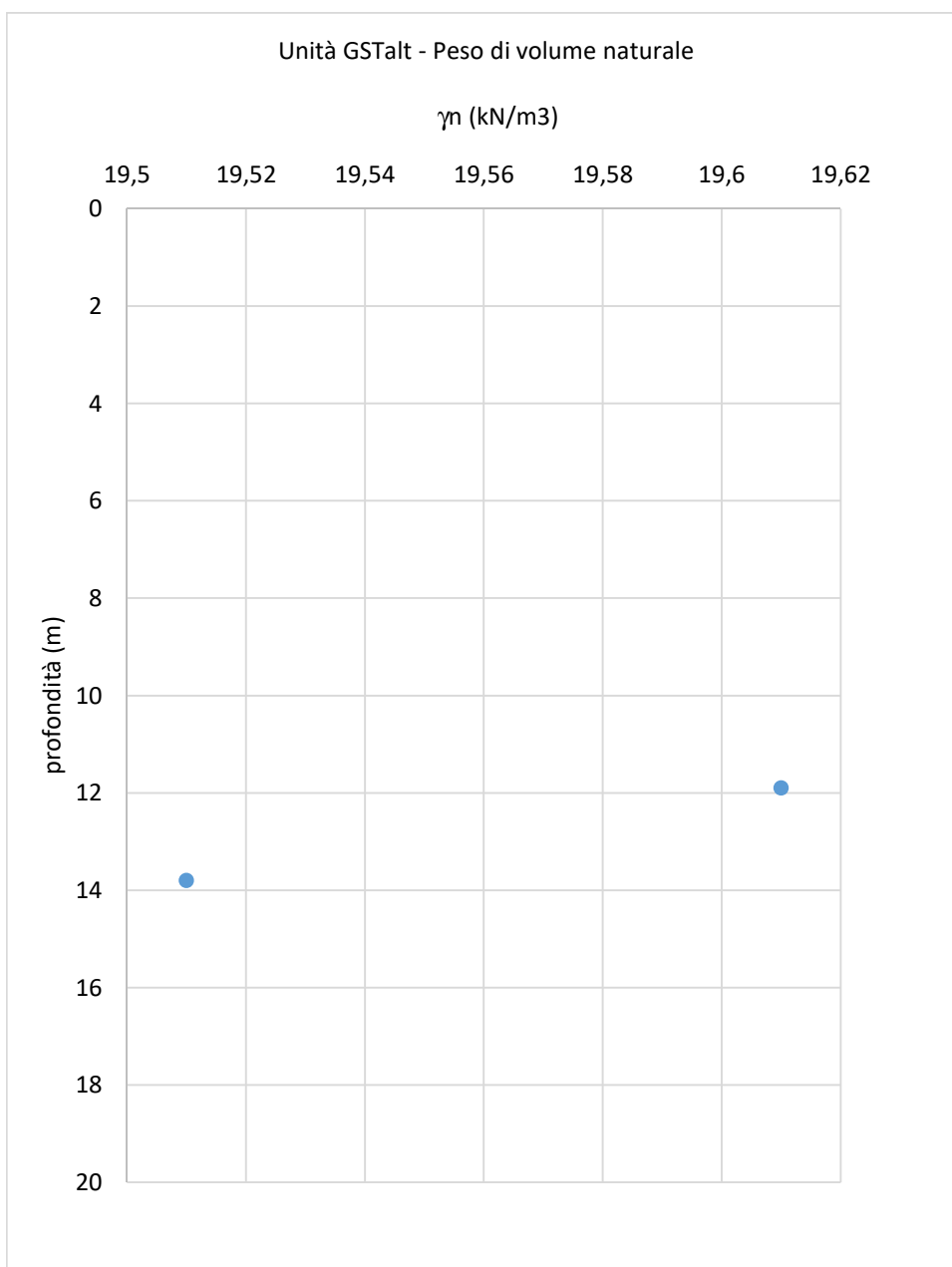


Figura 40 – Peso di volume

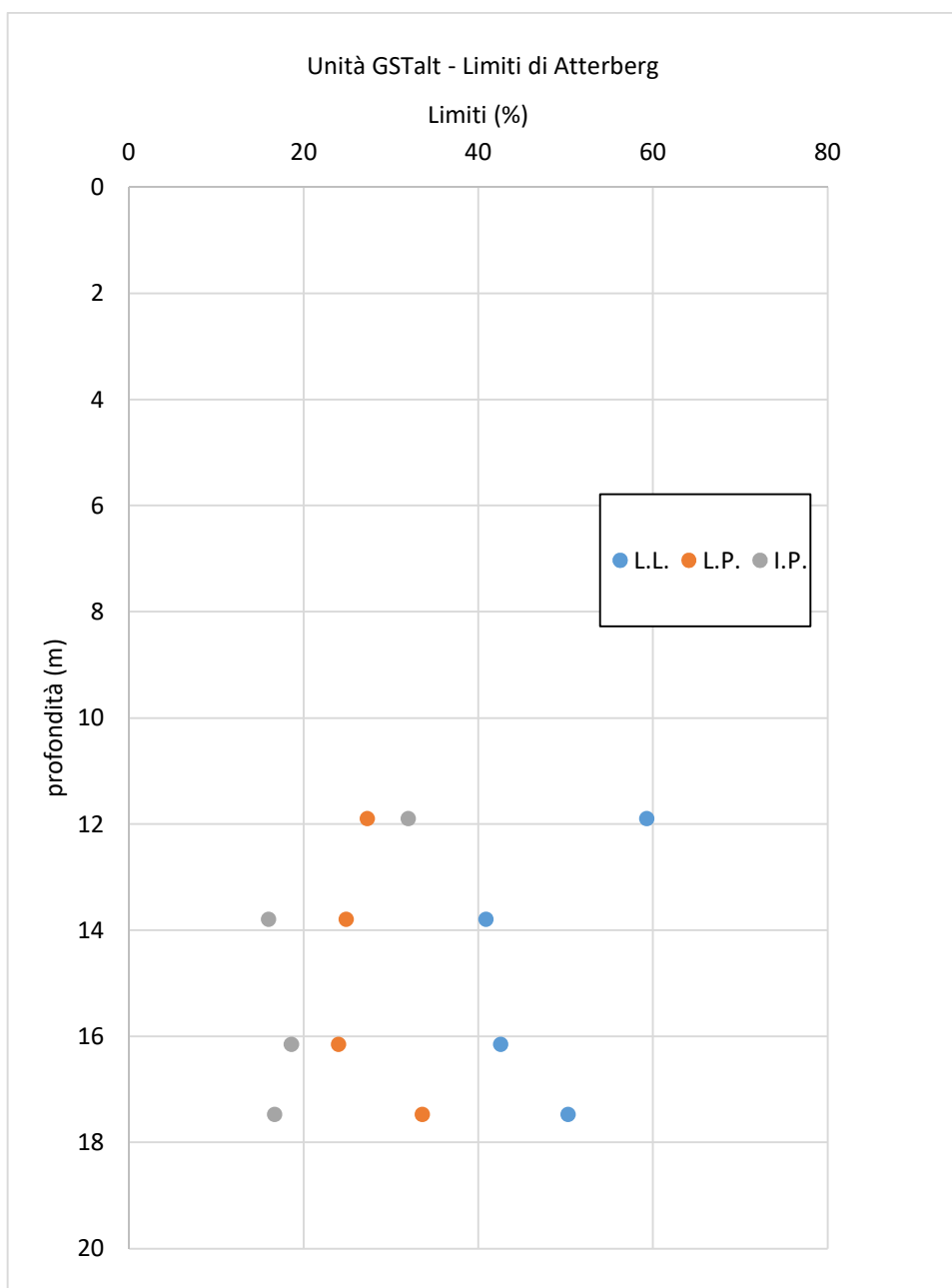


Figura 41: Limiti di Atterberg

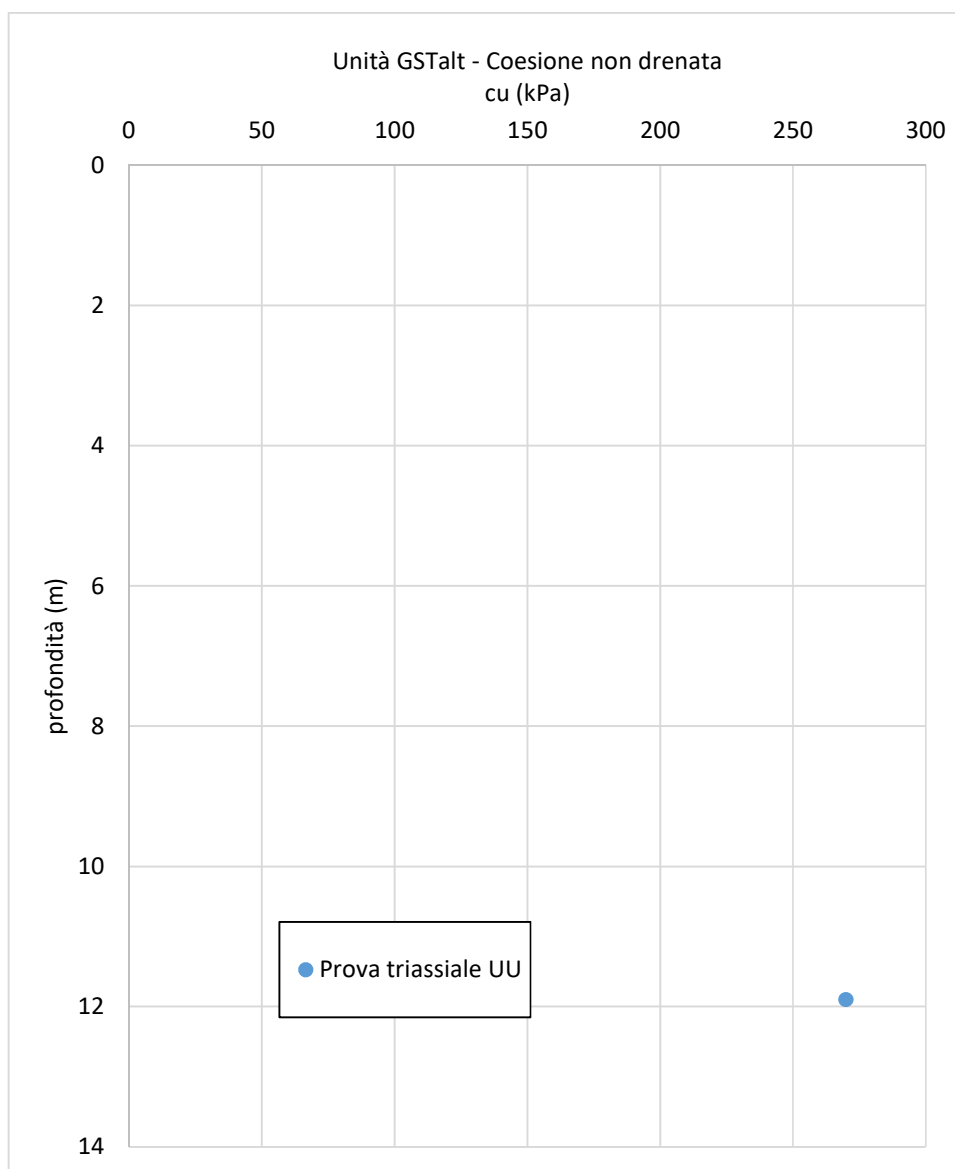


Figura 42: Valori di cu

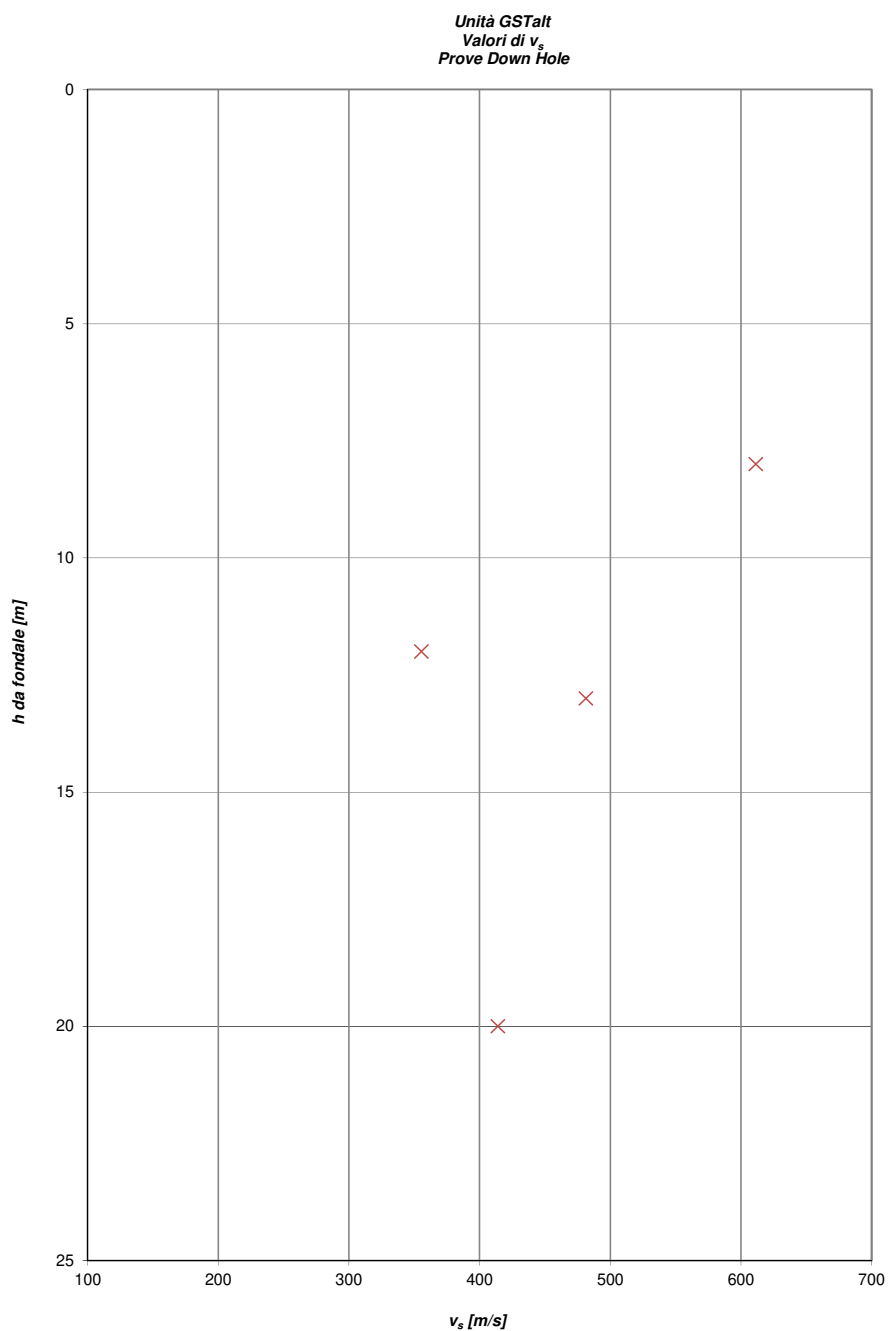


Figura 43 -  $v_s$

Unità GSTalt  
Valori di  $E_0$   
Prove Down Hole

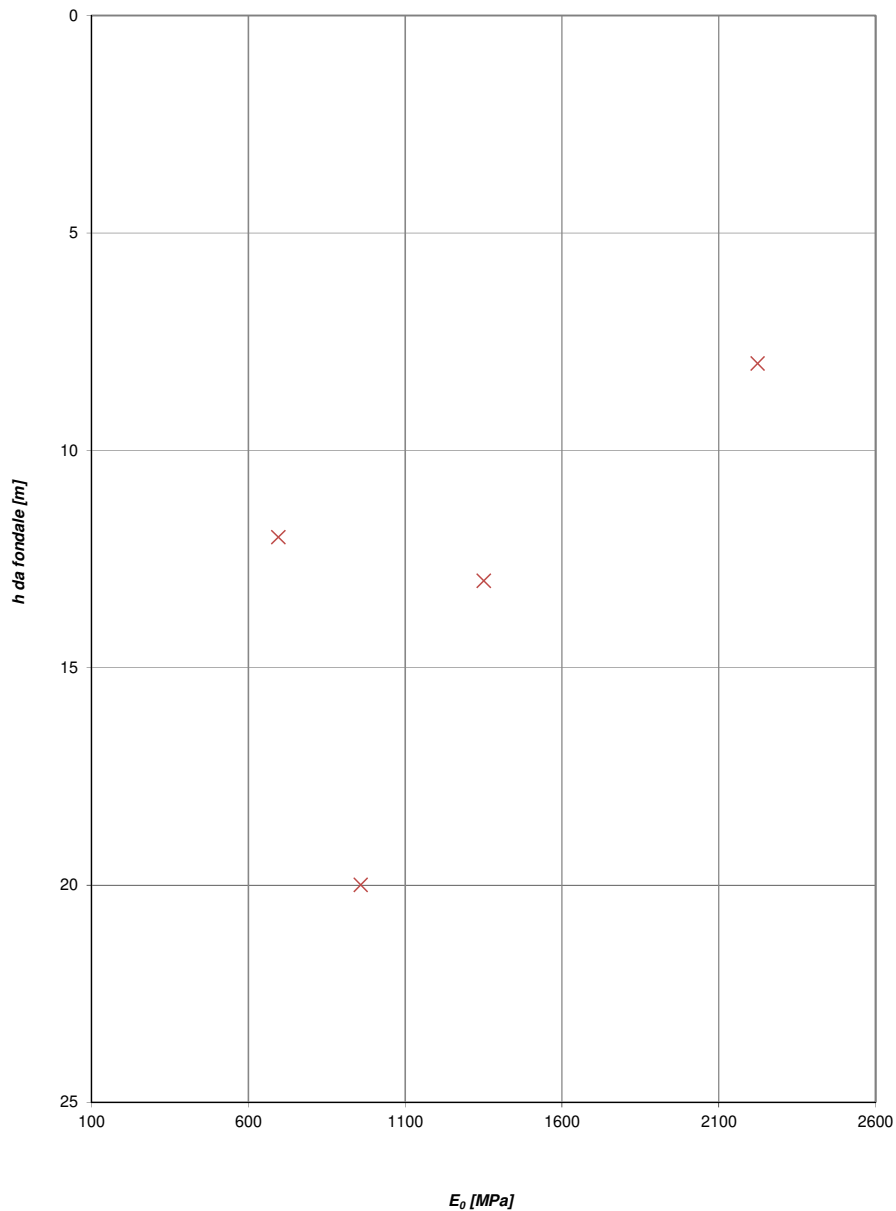


Figura 44 –  $E_0$



### 6.10 Unità b2

Si tratta di detriti grossolani immersi in matrice sabbioso – limosa.

Questo litotipo affiora diffusamente lungo il tracciato, per uno spessore di 1-2 m.

A tale materiale si possono assumere i seguenti parametri geotecnici di calcolo.

UNITA' b2	
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19
$\varphi'$ (°)	30
$c'$ (kPa)	0
E (MPa)	20

### 6.11 Materiali di riempimento

I materiali di riempimento a tergo dei muri di sostegno, delle spalle dei viadotti e di ritombamento dei sottovia devono garantire almeno le seguenti proprietà:

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 35^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

## 7 LIVELLO FALDA

Per quanto concerne il livello di falda si fa riferimento a quello indicato sul profilo geologico del progetto.

## **8 OPERE D'ARTE MAGGIORI**

### **8.1 Viadotto Monserrato: Pk 5+670 alla Pk 6+275**

In questo settore si prevede di realizzare un lungo tratto in rilevato e un viadotto (Viadotto del Monserrato) della lunghezza di circa 416 metri dalla PK 5+760 alla PK 6+176.

In corrispondenza di questo tratto sono stati effettuati i sondaggi S4, S5, S6, S7, S8, S9, S10, S11 e il pozzetto esplorativo Pz3 (2015) e il pozzetto esplorativo Pzi1 (2016).

La Spalla ovest (Pk 5+760.20) risulterà impostata al contatto fra le sabbie limoso-argillose da poco a mediamente addensate e le marne sottostanti (GST).

Le Pile 1 e 2 (Pk 5+792.20 e Pk 5+824.20), data la scomparsa relativa delle sovrastanti sabbie limoso-argillose, si ritroveranno imposte totalmente nelle Marne di Gesturi.

Le restanti pile (settore centrale del viadotto) e la spalla Est esclusivamente nei sovrastanti depositi alluvionali terrazzati costituiti da sabbie debolmente limose, limi sabbiosi debolmente argillosi e sabbie limose con ghiaia a clasti poligenici arrotondati.

In questa tratta è prevista anche la realizzazione dello svincolo di Monserrato.

Il log del sondaggio S7 evidenzia una falda a circa 8 m di profondità dal p.c..

Di seguito la stratigrafia di dettaglio per le singole opere/spalle.

	Unità geotecnica	da [m]	a [m]
Spalla Ovest	S	0,00	2,20
	GST - alt	2,20	5,00
	GST	5,00	-
Pila1	S	0,00	1,50
	GST - alt	1,50	3,00
	GST	3,00	-
Pila2	S	0,00	2,00
	GST - alt	2,00	5,50
	GST	5,50	-
Pila3	S	0,00	2,00
	LA	2,00	7,00
	GST - alt	7,00	8,50
	GST	8,50	-
Pila4	S	0,00	2,00
	LA	2,00	7,00
	GST - alt	7,00	8,50
	GST	8,50	-
Pila5	S	0,00	4,00
	LA	4,00	8,50
	GST - alt	8,50	11,00
	GST	11,00	-
Pila6	LA	0,00	9,60
	GST - alt	9,60	14,00
	GST	14,00	-
Pila7	LA	0,00	10,50
	GST - alt	10,50	14,00
	GST	14,00	-
Pila8	LA	0,00	11,00
	GST - alt	11,00	14,50
	GST	14,50	-
Pila9	LA	0,00	12,00
	GST - alt	12,00	15,00
	GST	15,00	-
Pila10	LA	0,00	12,50
	GST - alt	12,50	15,50
	GST	15,50	-
Pila11	LA	0,00	13,00
	GST - alt	13,00	15,50
	GST	15,50	-
Spalla est	LA	0,00	13,00
	GST - alt	13,00	15,50
	GST	15,50	-

Tabella 17. Stratigrafia di progetto viadotto Monserrato

## **8.2 Viadotto Selargius ovest Pk 6+275 alla Pk 7+397**

Lungo il settore esaminato si prevede di realizzare il secondo viadotto del progetto (Viadotto Selargius Ovest) che si estenderà per circa 288 metri tra le PK 6+981.40 e 7+269.40.

In corrispondenza di questo tratto sono stati realizzati i sondaggi: S12, S13, S14, S15, S16, S17, S18, S19, S20, S21 (2015) e i pozzetti esplorativi: Pz4, Pz5 (2015) e Pzi4, Pzi5 (2016).

Sia le Spalle che le Pile saranno impostate interamente nei depositi alluvionali terrazzati costituiti da sabbie, limi e ghiaie fini. Intorno alla PK 6+825 è prevista la realizzazione della sopraelevata per la presenza della ferrovia di Cagliari. Il progetto prevede inoltre la realizzazione dello svincolo Selargius Ovest.

Il log del sondaggio effettuato (S 18) riporta la presenza di falda a 8 m di profondità dal p.c..

Di seguito la stratigrafia di dettaglio per le singole opere/spalle.

	Unità geotecnica	da	a
		[m]	[m]
Spalla Ovest	S	0,00	4,00
	LA	4,00	20,00
	GST - alt	20,00	22,00
	GST	22,00	-
Pila1	S	0,00	7,00
	LA	7,00	22,00
	GST - alt	22,00	25,00
	GST	25,00	-
Pila2	S	0,00	8,00
	LA	8,00	22,50
	GST - alt	22,50	25,00
	GST	25,00	-
Pila3	S	0,00	6,00
	LA	6,00	22,00
	GST - alt	22,00	23,00
	GST	23,00	-
Pila4	LA	0,00	21,50
	GST - alt	21,50	22,50
	GST	22,50	-
Pila5	LA	0,00	21,00
	GST - alt	21,00	22,50
	GST	22,50	-
Pila6	LA	0,00	20,50
	GST - alt	20,50	22,50
	GST	22,50	-
Pila7	LA	0,00	6,70
	S	6,70	11,00
	LA	11,00	19,50
	GST - alt	19,50	21,50
	GST	21,50	-
Spalla est	LA	0,00	20,00
	GST - alt	20,00	22,00
	GST	22,00	-

Tabella 18. Stratigrafia di progetto viadotto Selargius ovest

### 8.3 Viadotto Selargius centro. Pk 7+397 alla Pk 8+825

Come parte del transetto precedente anche il terzo viadotto (il Selargius Centro) ed il rilevato stradale in tutta la sua estensione (potenze massime del rilevato rispetto il piano campagna di circa 2.5m) risultano impostati nei depositi. alluvionali terrazzati anche in questo caso con potenze che sfiorano i 25 metri. La sovrapposizione è confermata dai

pozzetti Pzi6 (2016) e PZ7 (2015) che evidenziano composizioni per i depositi alluvionali terrazzati essenzialmente argilloso-limose debolmente sabbiose. Il viadotto si svilupperà per circa 423 metri tra le Pk 8+289.70 e le Pk 8+712.70. In prossimità del viadotto vi è la presenza del canale del Rio di Selargius con i relativi depositi alluvionali. La maggior parte delle Pile e le Spalle del viadotto verranno impostate nei depositi terrazzati alluvionali che, come confermato dai sondaggi S24, S25, S26, S27, S28, S29, S30, S31 e 32 (2015), risultano costituiti da ghiaie grossolane prevalenti, con lenti e livelli di sabbie e ghiaie fini. Le Pile 1, 2 e 3 (Pk 8+321.70, Pk 8+360.70 e Pk 8+392.70 rispettivamente) invece saranno impostate nei depositi alluvionali del Rio di Selargius. Il progetto prevede inoltre la realizzazione dello svincolo Selargius Centro.

Il log del sondaggio effettuato (S27) riporta l'evidenza di una falda a circa 8 m di profondità dal p.c..

Di seguito la stratigrafia di dettaglio per le singole opere/spalle.

	Unità geotecnica	da	a
		[m]	[m]
Spalla Ovest	LA	0,00	24,00
	GST - alt	24,00	25,00
	GST	25,00	-
Pila1	LA	0,00	23,50
	GST - alt	23,50	26,00
	GST	26,00	-
Pila2	LA	0,00	23,00
	GST - alt	23,00	26,00
	GST	26,00	-
Pila3	LA	0,00	6,50
	G	6,50	8,00
	LA	8,00	22,00
	GST - alt	8,00	25,30
	GST	25,30	-
Pila4	LA	0,00	23,50
	GST - alt	23,50	25,50
	GST	25,50	-
Pila5	LA	0,00	21,50
	GST - alt	21,50	25,00
	GST	25,00	-
Pila6	LA	0,00	24,00
	GST - alt	24,00	25,50
	GST	25,50	-
Pila7	LA	0,00	3,20
	S	3,20	6,50
	LA	6,50	25,00
	GST - alt	25,00	26,00
	GST	26,00	-
Pila8	LA	0,00	3,00
	S	3,00	5,00
	LA	5,00	24,50
	GST - alt	24,50	26,00
	GST	26,00	-
Pila9	LA	0,00	20,50
	GST - alt	20,50	22,50
	GST	22,50	-
Pila10	LA	0,00	20,00
	GST - alt	20,00	21,00
	GST	21,00	-
Spalla est	LA	0,00	5,10
	S	5,10	7,50
	LA	7,50	20,00
	GST - alt	5,10	21,00
	GST	21,00	-

Tabella 19. Stratigrafia di progetto viadotto Selargius centro

#### **8.4 Viadotto Selargius est. Pk 8+825 alla Pk 9+500**

In questo tratto la realizzazione del rilevato interesserà i depositi alluvionali terrazzati. Il viadotto (Selargius Est) si estende per circa 320 metri dalla Pk 9+071.5 alla Pk 9+391.5. Le Pile e la Spalle verranno impostate interamente nei depositi alluvionali terrazzati. I sondaggi geognostici S33, S34, S35, S36, S37, S38 (2015) e il pozzetto esplorativo PZ7 confermano la presenza di ghiaie prevalenti, argilloso-limose nella porzione alta, con lenti e livelli di sabbie e ghiaie fini a stratificazione incrociata intercalate in sabbie e limi argillosi.

I dati di falda sono forniti dal sondaggio S 37 ad una profondità di 15 m dal p.c..

Di seguito la stratigrafia di dettaglio per le singole opere/spalle.



	Unità geotecnica	da	a
		[m]	[m]
Spalla Ovest	LA	0,00	20,50
	GST - alt	20,50	22,50
	GST	22,50	-
Pila1	LA	0,00	17,00
	GST - alt	17,00	19,50
	GST	19,50	-
Pila2	S	0,00	4,50
	G	4,50	9,00
	LA	9,00	15,50
	GST - alt	15,50	17,50
	GST	17,50	-
Pila3	S	0,00	3,00
	G	3,00	7,00
	LA	7,00	15,50
	GST - alt	15,50	18,00
	GST	18,00	-
Pila4	LA	0,00	1,00
	G	1,00	5,50
	LA	5,50	15,50
	GST - alt	15,50	17,50
	GST	17,50	-
Pila5	LA	0,00	2,80
	G	2,80	5,50
	LA	5,50	15,70
	GST - alt	15,70	17,50
	GST	17,50	-
Pila6	LA	0,00	2,70
	G	2,70	6,50
	LA	6,50	15,50
	GST - alt	15,50	17,50
	GST	17,50	-
Pila7	LA	0,00	6,80
	G	6,80	15,20
	LA	15,20	17,50
	GST - alt	17,50	21,50
	GST	21,50	-
Pila8	LA	0,00	1,70
	G	1,70	5,50
	LA	5,50	14,50
	GST - alt	14,50	17,00
	GST	17,00	-
Pila9	G	0,00	4,10
	S	4,10	7,50
	LA	7,50	14,00
	GST - alt	14,00	17,00
	GST	17,00	-
Spalla est	G	0,00	2,50
	S	2,50	7,00
	LA	7,00	14,50
	GST - alt	14,50	17,00
	GST	17,00	-

Tabella 20. Stratigrafia di progetto viadotto Selargius est

### **8.5 Viadotto Quartucciu. Pk 9+500 alla Pk 11+846,26**

Il viadotto Quartucciu previsto per l'ultimo tratto in esame presenterà una lunghezza di circa 352 metri e si estenderà, dalla Pk 10+145.80 alla Pk 10+497.80. Lungo l'asse si riscontrano in prevalenza depositi alluvionali terrazzati di potenza compresa tra 16-18 metri sino alla Pk 10+450; da questo punto in poi gli spessori delle coltri alluvionali si riducono assestandosi intorno ai 10-11m sino alla Pk 11+325; successivamente si osserva una riduzione degli spessori sino alla chiusura dei depositi alluvionali alla Pk 11+510 dove vengono sostituiti dalle marne di Gesturi (GST).

Le Pile e le Spalle del viadotto saranno interamente impostate nei depositi alluvionali terrazzati caratterizzati da ghiaie grossolane prevalenti, con lenti e livelli di sabbie e ghiaie fini a stratificazione incrociata intercalate in sabbie e limi argillosi come confermato dai sondaggi S39, S40, S41, S42, S43, S44, S45, S46, S47 e S48 (2015) e i pozzetti Pei8 e Pzi8 (2016). In corrispondenza di questa tratta sono stati realizzati, inoltre, i pozzetti esplorativi Pz8, PZ9, Pz10 (2015) e Pzi9 e Pei9 (2016).

Nella tratta in esame saranno realizzati 3 svincoli principali: Svincolo Quartucciu, Svincolo S.S. n°125 (esistente e da modificare) e Svincolo S.S. n°125 Quartucciu Nord.

In prossimità del PK 11+048 è riportata una faglia diretta presunta ad alto angolo.

I log dei sondaggi effettuati (S 42 e S 47) riportano la presenza di una falda alla profondità di circa 15 m dal p.c..

Di seguito la stratigrafia di dettaglio per le singole opere/spalle.

	Unità geotecnica	da	a
		[m]	[m]
Spalla Ovest	S	0,00	2,00
	LA	2,00	17,00
	GST - alt	17,00	18,00
	GST	18,00	-
Pila1	S	0,00	3,50
	LA	3,50	16,00
	GST - alt	16,00	18,00
	GST	18,00	-
Pila2	S	0,00	6,00
	LA	6,00	15,50
	GST - alt	15,50	17,00
	GST	17,00	-
Pila3	S	0,00	7,50
	LA	7,50	15,00
	GST - alt	15,00	16,50
	GST	16,50	-
Pila4	S	0,00	8,00
	LA	8,00	15,00
	GST - alt	15,00	16,00
	GST	16,00	-
Pila5	S	0,00	7,50
	LA	7,50	15,00
	GST - alt	15,00	16,50
	GST	16,50	-
Pila6	S	0,00	8,00
	LA	8,00	15,00
	GST - alt	15,00	16,50
	GST	16,50	-
Pila7	S	0,00	9,50
	LA	9,50	15,50
	GST	15,50	-
Pila8	S	0,00	9,50
	LA	9,50	13,00
	GST - alt	13,00	15,00
	GST	15,00	-
Pila9	S	0,00	8,00
	LA	8,00	11,00
	GST - alt	11,00	14,00
	GST	14,00	-
Spalla est	S	0,00	7,50
	LA	7,50	11,00
	GST - alt	11,00	14,00
	GST	14,00	-

Tabella 21. Stratigrafia di progetto viadotto Quartucci

## 9 CARATTERISTICHE DEI PIANI DI POSA DEI RILEVATI E DELLE FONDAZIONI STRADALI IN TRINCEA

### 9.1 *Classificazione dei materiali*

Le Norme Tecniche del Capitolato Speciale d'Appalto Autostrade relative alla formazione dei piani di posa dei rilevati e della pavimentazione autostradale in trincea prescrivono quanto segue (§3.2.5.7.1):

«Salvo diverse e più restrittive prescrizioni motivate in sede di progettazione dalla necessità di garantire la stabilità del rilevato e della sovrastruttura stradale in trincea o in rilevato, il modulo di deformazione al primo ciclo di carico su piastra (diametro 30 cm) (CNR 146 – 1992) dovrà risultare non inferiore a:

- 50 MPa: nell'intervallo compreso tra  $0.15 \div 0.25$  N/mm<sup>2</sup> sul piano di posa della fondazione della pavimentazione stradale (sottofondo) sia in rilevato sia in trincea;
- 20 MPa: nell'intervallo compreso tra  $0.05 \div 0.15$  N/mm<sup>2</sup> sul piano di posa del rilevato posto a 1.00 m da quello della fondazione della pavimentazione stradale;
- 15 MPa: nell'intervallo compreso tra  $0.05 \div 0.15$  N/mm<sup>2</sup> sul piano di posa del rilevato posto a 2.00 m, o più, da quello della fondazione della pavimentazione stradale.

La variazione di detti valori al variare della quota dovrà risultare lineare.

Per altezze di rilevato superiori a 2 m potranno essere accettati valori inferiori a 15 MPa sempre che sia garantita la stabilità dell'opera e la compatibilità dei cedimenti, sia totali che differenziali, e del loro decorso nel tempo.

Le caratteristiche di deformabilità dovranno essere accertate in modo rigoroso e dovranno ritenersi rappresentative, anche a lungo termine, nelle condizioni climatiche e idrogeologiche più sfavorevoli; si fa esplicito riferimento a quei materiali a comportamento "instabile" (collassabili, espansivi, gelivi, etc.) per i quali la determinazione del modulo di deformazione sarà affidata a prove speciali (edometriche; di carico su piastra in condizioni sature ecc.)

Il conseguimento dei valori minimi di deformabilità sopra indicati sarà ottenuto compattando il fondo dello scavo mediante rullatura eseguita con mezzi consoni alla natura dei terreni in posto.

A rullatura eseguita la densità in sito dovrà risultare come segue:

- almeno pari al 90% della densità massima AASHTO modificata (CNR 69-1978), (CNR 22-1972), sul piano di posa dei rilevati;
- almeno pari al 95% della densità massima AASHTO modificata (CNR 69-1978), (CNR 22-1972), sul piano di posa della fondazione della pavimentazione autostradale in trincea.

Laddove le peculiari caratteristiche dei terreni in posto (materiali coesivi o semicoesivi, saturi o parzialmente saturi) rendessero inefficace la rullatura e non si pervenisse a valori del modulo di deformazione accettabile, la Direzione Lavori, sentito il Progettista, potrà ordinare un intervento di bonifica di adeguato spessore, con l'impiego di materiali idonei adeguatamente miscelati e compattati.»

La **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** Tabella 22 e la Tabella 23 riportano i dati dalle prove di carico su piastra eseguite in pozzetto al fine di determinare, lungo tutto il tracciato, le caratteristiche di deformabilità dei terreni nei primi metri di profondità. I dati disponibili sono riferiti alle campagne di indagine del 2015 e del 2016.

Da un confronto tra i valori misurati in pozzetto al primo ciclo di carico nell'intervallo compreso tra 0.05÷0.15 N/mm<sup>2</sup> e i requisiti richiesti nel capitolato (Figura 45) emerge la necessità di un intervento di bonifica presso tutto l'asse principale (circa 10000 m). Fanno eccezione infatti solo le tratte in corrispondenza dei pozzetti PZi1, PZi4, PZ4, PZi5, PZ5 PZ6, PZi7, rappresentative di un totale di soli 800 m (compreso il tratto finale ove affiora la formazione rocciosa delle marne di Gesturi).

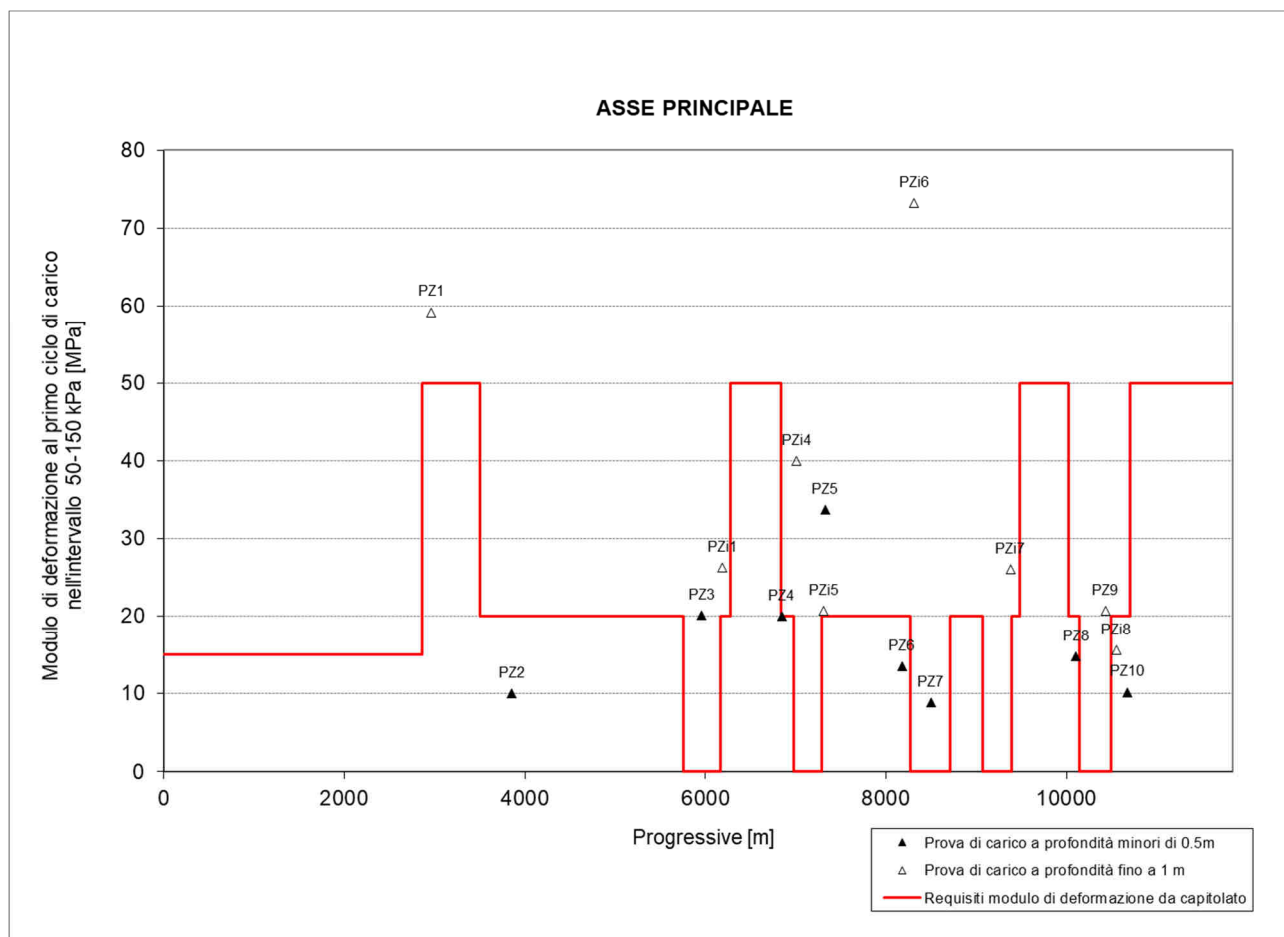


Figura 45 – Confronto tra i moduli misurati da prove di carico in pozzetto e i valori richiesti sul piano di posa

Campagna di indagine	Pozzetto	Opere	Progressiva pk	Profondità prova	Modulo di carico primo ciclo 50-150 kPa	Modulo di carico secondo ciclo 50-150 kPa	Modulo di carico primo ciclo 150-250 kPa	Profondità pozzetto	Terreno vegetale	Stratigrafia	campioni	Classificazione CNR 10006
			m	m	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	m	m		m	
2015	PZ1	svincolo SS131	2964,3	0,75	59,2	450	-	2	-	Materiale di riporto composto da misto granulometrico con presenza di frustoli vegetali (0,6m); conglomerato bituminoso (0,1m); misto granulometrico composto in prevalenza da sabbia fine a grossolana e da clasti carbonatici poligenici (1m) e poi misto roccioso con trovanti decimetrici	0,7-1,1	A3
	PZ2	svincolo Baracca Mannu	3853,4	0,4	10	83,3	-	1,3	0,4	Sabbia con limo, presenza di inclusi clastici poligenici (0,6m) poi sabbie limose debolmente argillose con concrezioni carbonatiche	0,35-1	A6
	PZ3	viadotto Monserrato	5955,4	0,3	20,1	333,3	-	1,4	0,3	Sabbia debolmente limosa addensata con presenza di concrezioni carbonatiche a clasti arrotondati (0,9m) poi limo sabbioso con livelli di sabbia limosa, addensato, con sporadici clati di natura carbonatica arrotondati	0,3-1,2	A6
	PZ4	sottovia ferroviario scatolare	6843,9	0,3	20	155,2	-	1,4	0,4	Sabbia limosa con alternanza di limo sabbioso, addensata, con concrezioni carbonatiche arrotondate	0,4-1	A6
	PZ5	Viadotto Selargius Ovest	7325	0,3	33,7	104,7	-	1,6	0,4	Sabbia limosa con presenza di concrezioni carbonatiche centimetriche arrotondate (0,6m) poi limo sabbioso debolmente argilloso con sparse concrezioni carbonatiche	0,4-1	A6
	PZ6	asse principale	8175,3	0,4	13,5	219,5	-	1,4	0,4	Limo sabbioso debolmente argilloso con concrezioni carbonatiche arrotondate (0,7m) poi limo argilloso sabbioso con concrezioni di natura carbonatica	0,4-1,1	A6
	PZ7	Viadotto Selargius Centro	8495,8	0,5	8,9	98,9	-	1,9	0,5	Sabbia limosa con alternanza di livelli di limo debolmente sabbioso, con sparse concrezioni di natura carbonatica. Falda a 1,8m	0,5-1	A6
	PZ8	Viadotto Quarticciu	10105,5	0,4	14,8	321,4	-	1,2	-	Materiale di riporto composto da misto granulometrico (0,7m) poi sabbia debolmente limosa con presenza di clastici (0,3m)	0,7-1,2	A7-6

	PZ9	Viadotto Quarticciu	10429,3	0,7	20,7	59,6	-	1,3	0,1	Materiale di riporto, composto da misto granulometrico e massi di roccia (0,6m) e da sabbia e sparsi inclusi di roccia (0,4m), poi sabbia limosa ghiaiosa	0,7-1,1	?
											1,1-1,3	A6
	PZ10	svincolo SS125	10670,9	0,3	10,2	116,9	-	1,6	0,3	Sabbia debolmente limosa con clasti poligenici, centimetrici, angolosi (1m) poi sabbia limosa addensata con clasti grossolani policenici e angolosi	0,3-0,7	A7-6

Tabella 22 – Risultati delle prove di carico su piastra eseguite nella campagna di indagine 2015

Campagna di indagine	Pozzetto	Opere	Progressiva pk	Profondità prova	Modulo di carico primo ciclo 50-150 kPa	Modulo di carico secondo ciclo 50-150 kPa	Modulo di carico primo ciclo 150-250 kPa	Profondità pozzetto	Terreno vegetale	Stratigrafia	campioni	Classificazione CNR 10006
			m	m	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	m	m		m	
2016	PZi1	svincolo Monserrato	6187,8	1,5	26,3	-	42,86	1,5	0,6	Limo sabbioso debolmente ghiaioso, presenti concrezioni	-	-
	PZi4	viadotto Selargius Ovest	7010,3	0,8	40	-	50,85	1,5	0,6	Limo sabbioso debolmente argilloso molto consistente e debolmente ghiaioso con elementi arrotondati e sub arrotondati arenacei	-	-
	PZi5	viadotto Selargius Ovest	7312,8	0,8	20,69	-	44,78	1,5	0,4	Limo sabbioso con concrezioni centimetriche di limo cementato	-	-
	PZi6	asse principale	8312,8	0,8	73,17	-	22,22	2,4	0,4	Argilla limosa debolmente sabbiosa , leggermente umido a a circa 2m	-	-
	PZi7	viadotto Selargius	9380,3	0,8	26,09	-	44,78	2	0,5	Argilla limosa consistente debolmente ghiaiosa con elementi centimetrici (0,6m) poi limo sabbioso con concrezioni	-	-

		centro								centimetriche di limo cementato		
	PZi8	viadotto Quarticcio	10549,9	0,8	15,63	-	48,39	2	0,5	Argilla e limo debolmente ghiaiosa molto consistente (1m) poi ghiaia e sabbie limose, addensate	-	-

*Tabella 23 – Risultati delle prove di carico su piastra eseguite nella campagna di indagine 2016*



## 9.2 Bonifica e preparazione del piano di posa

La coltre vegetale pedogenizzata verrà asportata per uno spessore minimo di 0.2 m ovunque e potrà essere comunque riutilizzabile per il rinvenimento delle scarpate.

Gli spessori di bonifica sono definiti sulla base della differenza di quota tra la livelletta di progetto e il profilo del terreno attuale e della tipologia del terreno di fondazione.

In particolare, il dimensionamento dello strato di bonifica è stato calcolato con il criterio formulato da Burmister (1943), basato sullo studio dell'equilibrio di due solidi elastici di diversa natura sovrapposti, l'uno di spessore finito  $s$ , modulo di elasticità  $E_1$  e coefficiente di Poisson  $\nu_1$ , l'altro semi-infinito (terreno di sottofondo) con modulo elastico  $E_0$  e coefficiente di Poisson  $\nu_0$ . Al variare dello spessore di bonifica  $s$  e del relativo modulo elastico compreso, per un terreno stabilizzato a calce nell'intervallo da 30 a 75 MPa, si calcola il cedimento per un carico pari a 100 kPa agente su una piastra di diametro 300 mm ed è quindi possibile ricavare le curve corrispondenti al valore del modulo su piastra equivalente  $M_d$ , misurato all'estradosso della bonifica.

Per la determinazione del modulo elastico  $E_0$  da attribuire al terreno di sottofondo nelle elaborazioni numeriche si è fatto riferimento ai risultati delle prove di carico su piastra in termini di modulo di deformazione  $M_d$  condotte nelle diverse campagne di indagine (Tabella 22 e Tabella 23), utilizzando la relazione seguente:

$$E_0 = M_d \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (1 - \nu^2)$$

dove  $\nu$  è il coefficiente di Poisson, assunto pari a 0.5.

Per lo strato di bonifica viene ipotizzato un valore del modulo elastico  $E_1 = 55$  MPa compatibile con i valori ottenibili mediante la stabilizzazione a calce dei terreni superficiali presenti lungo l'asse principale.

Gli spessori di bonifica determinati tramite il metodo di Burmister (Figura 46) vengono brevemente descritti in seguito:

- per i rilevati di altezza superiore a 1 m il trattamento verrà eseguito con spessori pari a 20 cm (sotto il piano di scotico) realizzati mediante stabilizzazione in sito;
- per i rilevati di altezza minore a 1 m e trincee minori di 1 m la bonifica consiste nella stabilizzazione del sottofondo, previo scotico, con spessori maggiori o uguali a 50 cm.

In presenza di terre appartenenti al gruppo A2-6 e A2-7 sarà predisposto uno strato anticapillare di spessore non inferiore a 20 cm (tra quota +0 cm e -20 cm del piano di campagna). Come specificato nel Capitolato Speciale d'Appalto al par. 3.2.5.7.3 tale strato sarà composto da materiali con granulometria assortita da 2÷50 mm, con passante al vaglio da 2 mm non superiore al 15% e con passante al vaglio UNI 0.075mm non superiore al 3%.

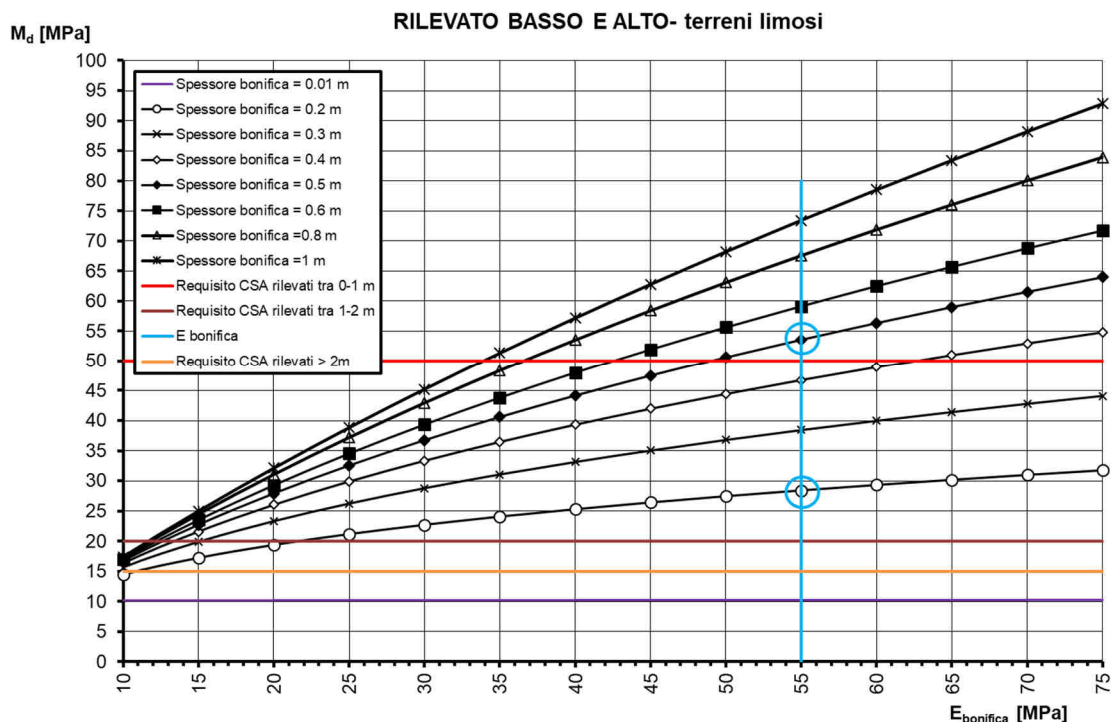


Figura 46 – Spessori di bonifica per rilevati alti e bassi

La preparazione del piano di posa per rilevati di altezza inferiore ad 1m segue le lavorazioni di seguito descritte.

- scavo di scotico del terreno vegetale per uno spessore di circa 20 cm;
- scavo della profondità di bonifica prevista del terreno in situ;
- compattamento in situ del materiale di posa;
- bonifica con materiale trattato a calce (compattato come previsto per la realizzazione del corpo del rilevato);
- realizzazione del corpo del rilevato;
- realizzazione, al di sotto del piano di fondazione della pavimentazione, di uno strato di spessore minimo pari a 30 cm, realizzato con materiali appartenenti ai gruppi A1-a e A3.

In merito alle modalità di rullatura e compattazione dei terreni, il sottofondo per imposta dei rilevati e pavimentazioni, nonché la costruzione dei rilevati stessi, dovranno garantire requisiti prestazionali richiesti dal Capitolato Speciale d'Appalto – Norme tecniche Vol.1 -sez. 4.8.

La tabella seguente riporta l'entità degli interventi di bonifica necessari lungo l'asse principale. Gli spessori e i metri lineari di intervento sono quantificati sulla base dei criteri sopra esposti, valutata la natura del piano di posa e l'altezza dei rilevati di progetto in accordo con i profili geologico e geotecnico.

In totale risultano spessori di bonifica minimi di 50 cm per un totale di 5350 m e di 20 cm minimi per un totale di 3854 ml. Gli spessori di bonifica devono intendersi escluso uno spessore di scotico di 20 cm.

Nel tratto finale dove affiora la formazione rocciosa delle marne di Gesturi (da pk 11450m) non si prevede nessun intervento di bonifica.

Nel corso dei lavori le previsioni di progetto dovranno essere verificate mediante prove di carico su piastra eseguite sui terreni di appoggio dei rilevati e di fondo delle trincee.

progressive		ml di bonifica	opera	altezza (*)	terreno del piano di posa	indagini in pozzetto	spessore di bonifica (m)
da pk	a pk						
0	1675	1675	Rilevato	Basso	limo argilloso	-	50
1675	2460	785	Rilevato	Basso	limo argilloso	-	50
2460	2860	400	Trincea	Basso	limo argilloso	-	50
2860	3300	440	Rilevato	Basso	limo argilloso	-	50
3300	3500	200	Rilevato	Basso	limo argilloso	-	50
3500	4160	660	Rilevato	Alto	limo argilloso	-	20
4160	4460	300	Piano campagna		limo argilloso	-	20
4460	4740	280	Piano campagna		limo argilloso	-	20
4740	5520	780	Piano campagna		limo argilloso	-	20
5520	5760	240	Rilevato	Alto	limo argilloso	-	20
6170	6250	80	Rilevato	Alto	limo argilloso	PZi1	0
6250	6280	30	Rilevato	Alto	limo argilloso	PZi1	0
6280	6840	560	Rilevato	Basso	limo argilloso	-	50
6840	6980	140	Rilevato	Alto	limo argilloso	PZi4 -PZ4	0
7290	7360	70	Rilevato	Alto	limo argilloso	PZi5-PZ5	0
7360	8269	909	Rilevato	Alto	limo argilloso	PZ6	20
8713	9071	358	Rilevato	Alto	limo argilloso	-	20
9391	9450	59	Rilevato	Alto	limo argilloso	PZi7	0
9450	9480	30	Rilevato	Alto	limo argilloso	PZi7	0
9480	9620	140	Rilevato	Basso	limo argilloso	-	50
9620	9950	330	Trincea	Basso	limo argilloso	-	50
9950	10020	70	Trincea	Basso	limo argilloso	-	50
10020	10125	105	Rilevato	Alto	limo argilloso	PZ8/PZ9/PZi8/PZ10	20
10125	10145	20	Rilevato	Alto	limo argilloso	PZ8/PZ9/PZi8/PZ10	20
10498	10700	202	Rilevato	Alto	limo argilloso	PZ8/PZ9/PZi8/PZ10	20
10700	10720	20	Rilevato	Basso	limo argilloso	PZ8/PZ9/PZi8/PZ10	50
10720	10750	30	Trincea	Basso	limo argilloso	PZ8/PZ9/PZi8/PZ10	50
10750	10840	90	Trincea	Basso	limo argilloso	PZ8/PZ9/PZi8/PZ10	50
10840	11450	610	Rilevato	Basso	limo argilloso	PZ8/PZ9/PZi8/PZ10	50
11450	11840	390	Rilevato	Basso	Marne di Gesturi	-	0

Tabella 24 – Sintesi degli interventi di bonifica

### 9.3 Riutilizzo dei materiali da scavo

La tabella seguente, riporta la classificazione dei campioni prelevati dai pozzetti e dai sondaggi nei depositi superficiali presenti lungo la tratta (depositi alluvionali terrazzati e coltri eluvio-colluviali), secondo i criteri esposti nelle norme CNR UNI 10006.

Le analisi effettuate mostrano che i depositi superficiali sono classificabili come terre limo-argillose appartenenti ai gruppi A6 e A7 e pertanto sono idonee all'utilizzo della tecnica di trattamento a calce per la costruzione del corpo dei rilevati in accordo alle prescrizioni del Capitolato Speciale d'Appalto (§ 3.2.5.10.1).

La distribuzione granulometrica di tutti i campioni indagati risulta interna alle curve limite del fuso granulometrico riportato nella norma CNR n.36 (Figura 47).

In fase esecutiva i dati disponibili dovranno essere integrati mediante un piano di indagini che consenta di verificare i requisiti di tutte le terre interessate dagli scavi, mediante nuovi pozzetti geognostici posizionati presso le zone di scavo e spinti fino alle profondità degli scavi in progetto. Da tali pozzetti saranno prelevati campioni di terre da sottoporre alle prove di laboratorio necessarie alla prequalifica del materiale e alla scelta della miscela di progetto.

Le terre impiegate non dovranno presentare un contenuto di sostanza organica superiore al 2% e un contenuto di solfati superiore all'1%.

SONDAGGIO/ POZZETTO	PROFONDITA'		Descrizione AGI	PASSANTE AL SETACCIO 0,075 %	LL	IP	GRUPPO classificazione UNI 10006
	da (m)	a (m)					
S1	3	3,4	sabbia con limo argillosa	69	NP	NP	?
S2	4,35	4,75	sabbia debolmente ghiaiosa e limosa	13	NP	NP	?
S3	3,2	3,4	limo con argilla sabbioso	84	81	30	A7_5
S4	1,6	2,2	sabbia con limo argilloso	78	30	17	A6
S5	3	3,5	limo argilloso sabbioso	88	50	13	A7_5
S8	3,3	3,6	limo con argilla sabbioso	86	42	24	A7_6
S46	3,6	3,9	sabbia con limo ghiaiosa argillosa	52	35	19	A6
S46	4,85	5,15	sabbia con limo argillosa debolmente ghiaiosa	52	41	22	A7_6
PZ1	0,7	1,1	sabbia ghiaiosa	4	NP	NP	A3
PZ2	0,35	1	sabbia con limo argillosa debolmente ghiaiosa	52	33	18	A6
PZ3	0,3	1,2	limo argilloso sabbioso ghiaioso	63	37	14	A6
PZ4	0,4	1	ghiaia con sabbia e limo argillosa	46	32	15	A6
PZ5	0,7	1,1	limo con sabbia argilloso ghiaioso	63	35	17	A6
PZ6	0,4	1	limo con argilla sabbioso	76	36	19	A6
PZ7	0,5	1	limo con argilla sabbioso	79	35	18	A6
PZ8	0,7	1,2	sabbia con limo argillosa ghiaiosa	59	41	19	A7-6
PZ9	0,7	1,1	limo con sabbia argilloso debolmente ghiaioso	65	NP	NP	?
	1,1	1,3	limo con sabbia argilloso debolmente ghiaioso	63	32	15	A6
PZ10	0,3	0,7	limo con sabbia argilloso debolmente ghiaioso	68	41	24	A7-6

Tabella 25 – Riepilogo classificazione terre da pozzetti e sondaggi

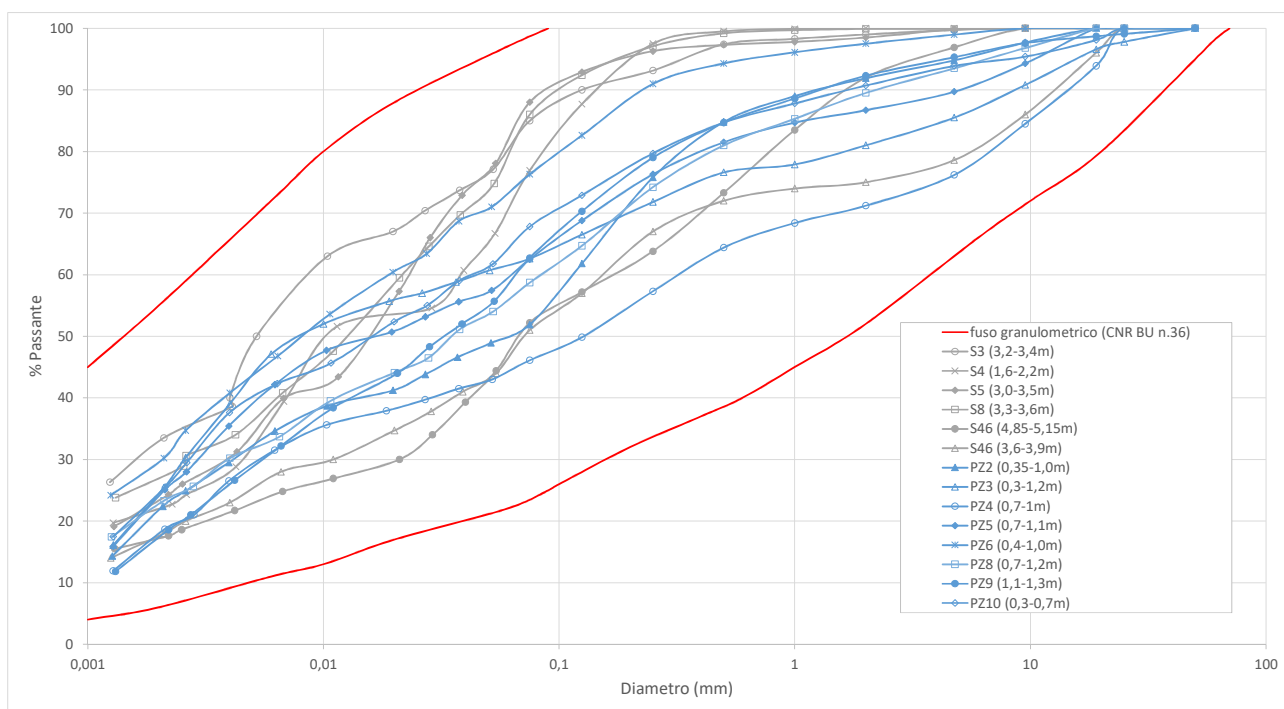


Figura 47 – Analisi granulometrica sui campioni di indagine a quote interessate dagli scavi

## 10 ADDENDUM – VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE DEI RILEVATI E DELLE TRINCEE

### 10.1 Premessa

Il presente capitolo costituisce parte integrante del Progetto Definitivo della SS 554 “Cagliaritano” – Asse Attrezzato Urbano, che prevede l'adeguamento in sede dell'arteria, attualmente caratterizzata per un tratto da doppia carreggiata con due corsie per senso di marcia e spartitraffico centrale e per un tratto da unica carreggiata con due corsie per senso di marcia, e l'eliminazione degli svincoli a raso.

Il presente addendum alla relazione geotecnica riporta i calcoli effettuati ed i risultati ottenuti in relazione alla stabilità di trincee e rilevati nonché calcolo dei cedimenti delle configurazioni più critiche.

### 10.2 Verifiche di stabilità per trincee e rilevati

#### 10.2.1 Sezioni di analisi

Sono state analizzate una serie di sezioni prese a riferimento in ragione delle condizioni maggiormente gravose riscontrate lungo il tracciato per ciascuna tipologia di opera in progetto.

- 1) rilevato in variante, condizione di altezza massima
- 2) scavo in trincea, condizione di profondità massima, con riferimento alla condizione in corrispondenza dell'asse principale, fra le pk 3+000.00 e 3+020.00;
- 3) nuovo rilevato in ammorsamento al rilevato esistente, per condizione di altezza massima, con riferimento alla condizione in corrispondenza della pk 6+736.05 – Sezioni 75-76, dell'asse principale.

##### 10.2.1.1 Modalità di calcolo e verifica

Le verifiche di stabilità globale sono condotte in accordo alla combinazione

$$A2+M2+R2,$$

con  $R2=1.1$

Le verifiche di stabilità globale sono state condotte attraverso il metodo di Bishop semplificato.

##### 10.2.1.2 Definizione dell'azione sismica

Le verifiche in condizioni sismiche sono state condotte con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), con riferimento alla configurazione finale delle opere.

Il Tipo di costruzione risulta 3 e si individua una classe d'uso IV,

- Vita nominale:  $VN = 100$  anni
- Coefficiente d'uso:  $CU = 2.0$
- Periodo di riferimento per l'azione sismica:  $VR = VN \times CU = 200$  anni

La sismicità della regione Sardegna risulta molto bassa, sia i dati storici che quelli strumentali non evidenziano criticità nella pericolosità sismica di base, pertanto, in coerenza con le NTC 2008 si ritiene ragionevole assumere per l'intera

isola un valore uniforme di accelerazione orizzontale massima al bedrock ( $a_g$ ) pari a quella indicata all'Allegato B, Tabella 2, delle stesse NTC 2008 (cfr. Tabella Successiva).

Isole	$T_R=30$			$T_R=50$			$T_R=72$			$T_R=101$			$T_R=140$			$T_R=201$			$T_R=475$			$T_R=975$			$T_R=2475$		
	$a_g$	$F_o$	$T_c$	$a_g$	$F_o$	$T_c$	$a_g$	$F_o$	$T_c$	$a_g$	$F_o$	$T_c$	$a_g$	$F_o$	$T_c$	$a_g$	$F_o$	$T_c$	$a_g$	$F_o$	$T_c$	$a_g$	$F_o$	$T_c$	$a_g$	$F_o$	$T_c$
Arcipelago Toscano, Isole Egadi, Pantelleria, Sardegna, Lampedusa, Linosa, Ponza, Palmarola, Zannone	0,186	2,61	0,273	0,235	2,67	0,296	0,274	2,70	0,303	0,314	2,73	0,307	0,351	2,78	0,313	0,393	2,82	0,322	0,500	2,88	0,340	0,603	2,98	0,372	0,747	3,09	0,401
Ventotene, Santo Stefano	0,239	2,61	0,245	0,303	2,61	0,272	0,347	2,61	0,298	0,389	2,66	0,326	0,430	2,69	0,366	0,481	2,71	0,401	0,600	2,92	0,476	0,707	3,07	0,517	0,852	3,27	0,564
Ustica, Tremiti	0,429	2,50	0,400	0,554	2,50	0,400	0,661	2,50	0,400	0,776	2,50	0,400	0,901	2,50	0,400	1,056	2,50	0,400	1,500	2,50	0,400	1,967	2,50	0,400	2,725	2,50	0,400
Alicudi, Filicudi,	0,350	2,70	0,400	0,558	2,70	0,400	0,807	2,70	0,400	1,020	2,70	0,400	1,214	2,70	0,400	1,460	2,70	0,400	2,471	2,70	0,400	3,212	2,70	0,400	4,077	2,70	0,400
Panarea, Stromboli, Lipari, Vulcano, Salina	0,618	2,45	0,287	0,817	2,48	0,290	0,983	2,51	0,294	1,166	2,52	0,290	1,354	2,56	0,290	1,580	2,56	0,292	2,200	2,58	0,306	2,823	2,65	0,316	3,746	2,76	0,324

Conservativamente si assumono i limiti sotto definiti,

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	$A_g/g$	$F_o$	$T_c^*(sec)$
SLO	Default (81)	120	0.0333	2.757	0.31
SLD	Default (63)	201	0.0393	2.817	0.322
SLV	Default (10)	1898	0.0703	3.059	0.393
SLC	Default (5)	2475	0.0747	3.093	0.401

Tabella 26. Parametri sismici di riferimento

Con specifico riferimento allo stato limite SLV, i parametri di riferimento risultano:

- $K_h = \beta_s \cdot a_{max}/g = 0.20 \cdot (1.20 \cdot 0.0703) = 0.016872$
- $K_v = \pm 0.5 K_h = \pm 0.008436$

### 10.2.1.3 Codici di calcolo

#### Analisi di stabilità all'equilibrio limite

Le analisi di stabilità (e la definizione dei corrispondenti coefficienti di sicurezza) sono state eseguite mediante il programma di calcolo bidimensionale Slide di Rocscience Inc., Toronto. In particolare il programma permette l'analisi di superfici di scorrimento circolari o non, considerando terreni variamente stratificati e quindi innumerevoli tipologie di materiali; l'analisi è effettuata in presenza di falda idrica, pressioni interstiziali, sollecitazioni sismiche per via statica equivalente. È possibile inoltre l'inserimento di elementi di "carico" distribuiti, lineari o sismici. Il software ha la possibilità di inserimento di meccanismi di supporto: ancoraggi tirantati, geotessili, chiodature, micropali. Il programma è in grado di fornire una soluzione generale al problema bidimensionale di stabilità del versante ricavando il coefficiente di sicurezza  $F_s$ . Le verifiche di stabilità sono effettuate fornendo il coefficiente di sicurezza secondo diversi possibili criteri, di cui i più utilizzati Morgenstern & Price, Spencer, Bishop, Janbu.

#### Analisi agli elementi finiti bidimensionali

PLAXIS è un codice di calcolo agli elementi finiti utilizzabile per eseguire analisi di stabilità e di deformazione nell'ambito di molteplici applicazioni geotecniche. Il programma permette di simulare situazioni reali riconducibili a condizioni di deformazione piane (plane strain) o a condizioni assialsimmetriche (axisymmetric).

Questo codice di calcolo e i modelli in esso utilizzati, sono stati sviluppati con estrema cura.

Tuttavia l'accuratezza ottenuta è correlata all'esperienza dell'utente riguardo, la modellazione del problema, la conoscenza dei modelli del terreno e dei loro limiti, la selezione dei parametri del modello e l'abilità nel giudicare la attendibilità dei risultati del calcolo.

Per effettuare un'analisi agli elementi finiti attraverso PLAXIS, l'utente deve creare un modello agli elementi finiti, specificare le proprietà dei materiali ed imporre le condizioni al contorno. Ciò viene fatto nel programma Input il quale contiene tutti gli strumenti per creare e modificare un modello geometrico, per generare la corrispondente mesh agli elementi finiti e per generare le condizioni iniziali. Inizialmente è necessario inserire il nome e la descrizione del progetto, il tipo di modello e il numero di elementi finiti, i dati sull'accelerazione, le unità fondamentali di lunghezza, forza e tempo ed impostare le dimensioni dell'area di disegno.

La generazione di un modello agli elementi finiti comincia con la creazione di un modello geometrico che è la rappresentazione del problema da studiare. Un modello geometrico si compone di punti, linee e clusters. Oltre a questi componenti di base si possono assegnare al modello geometrico oggetti strutturali o condizioni speciali in modo da simulare rivestimenti di galleria, setti, piastre, interazioni terreno-struttura o sollecitazioni.

Dopo aver creato i componenti geometrici del modello l'utente può introdurre carichi distribuiti, carichi lineari o carichi concentrati e spostamenti imposti applicati ai contorni del modello così come al suo interno.

L'utente poi è chiamato a definire le caratteristiche dei materiali ed assegnare i set di parametri alle corrispondenti componenti geometriche. In particolare occorre definire il modello costitutivo del terreno, il tipo di comportamento del terreno (drenato o non drenato), le proprietà generali del terreno come il peso dell'unità di volume e la permeabilità, i parametri di rigidità e resistenza del modello di terreno selezionato e quelli che mettono in relazione le proprietà dell'interfaccia con quelle del terreno. Tutti i dati relativi ai materiali sono immagazzinati in un archivio dei materiali dal quale i materiali possono essere assegnati ai clusters di terreno o ai corrispondenti oggetti strutturali del modello geometrico.

Quando il modello geometrico è completamente definito e le proprietà dei materiali sono state assegnate a tutti i clusters ed agli oggetti strutturali, la geometria deve essere divisa in elementi finiti (discretizzazione) prima di poter eseguire il calcolo. Un insieme di elementi finiti viene chiamato mesh. PLAXIS consente una generazione completamente automatica di mesh agli elementi finiti, basata su una robusta procedura di triangolazione, che da luogo a mesh "non strutturate" la cui prestazione numerica è di solito migliore rispetto alle mesh regolari ("strutturate"). L'utente può inoltre infittire globalmente o localmente la mesh in modo da ottimizzarne le prestazioni.

La parte finale della procedura di input comporta la definizione delle condizioni iniziali attraverso la generazione delle pressioni neutre e delle tensioni efficaci iniziali.

Le pressioni neutre e le pressioni idrauliche al contorno possono essere generate con riferimento ai livelli di falda o in base all'analisi del moto di filtrazione. Condizioni al contorno aggiuntive per le sovrappressioni neutre sono richieste per le analisi di consolidazione. Infatti per default, tutti i contorni della geometria sono "aperti", il che implica che l'acqua possa fluire attraverso i contorni ovvero sovrappressioni neutre nulle sul contorno. Su alcuni contorni questa condizione



può non essere corretta come per esempio sui contorni verticali che rappresentano un asse di simmetria o se la base del modello geometrico è posizionata su uno strato impermeabile. In questi casi non vi è alcun flusso attraverso questi contorni. In questi casi è possibile utilizzare lo strumento Closed consolidation boundary (contorno di consolidazione chiuso) per “chiudere” i contorni.

Le tensioni iniziali possono essere generate utilizzando la procedura K0 (K0 - procedure) oppure utilizzando la procedura di generazione delle tensioni iniziali per incremento della gravità (gravity loading)<sup>6</sup>, disattivando rilevati o strutture, ed oggetti inizialmente non attivi (come carichi, piastre, geotessili, ancoraggi, interfacce o cluster di terreno al di sopra del piano di campagna iniziale).

Dopo la generazione del modello agli elementi finiti, può essere eseguito l'effettivo calcolo agli elementi finiti ed è pertanto necessario definire quale tipo di calcolo debba essere effettuato e quali tipi di sollecitazioni o fasi di costruzione debbano essere attivati durante i calcoli; ciò viene fatto nel programma Calculations.

PLAXIS consente di svolgere diversi tipi di calcolo agli elementi finiti distinguendo tra calcoli di tipo Plastico (plastic), Analisi di consolidazione (consolidation), Analisi di stabilità con il metodo della riduzione dei parametri di resistenza (phi-c reduction) e Analisi dinamiche (dynamic).

Nella pratica ingegneristica, un progetto è suddiviso in fasi esecutive; analogamente, un processo di calcolo in PLAXIS è anch'esso suddiviso in fasi di calcolo. Esempi di fasi di calcolo sono l'attivazione di un particolare carico, la simulazione di uno stadio della costruzione, l'introduzione di un periodo di consolidazione, il calcolo del fattore di sicurezza, ecc.. Ogni fase di calcolo è suddivisa in un numero di step (passi) di calcolo; ciò è necessario in quanto il comportamento non lineare del terreno richiede che le sollecitazioni vengano applicate per incrementi successivi (chiamati step di carico). In PLAXIS, procedure robuste ed automatiche sono dedicate alla suddivisione in adeguati step di carico. Ogni fase di calcolo dovrà essere definita indicando il tipo di calcolo e la fase di partenza, il numero di step di calcolo, i parametri di controllo delle procedure iterative, la modalità di carico.

A questo punto può essere avviato il processo di calcolo e tutte le fasi definite saranno eseguite in successione purché non si verifichi la rottura del terreno. Durante un'analisi di deformazione, le informazioni sul processo d'iterazione vengono mostrate in una finestra separata. Esse comprendono i valori correnti dei moltiplicatori di carico totali e tutta una serie di parametri caratteristici del processo iterativo che consentono un rapido controllo sull'evoluzione della procedura di calcolo.

Un ampio gruppo di strumenti sono disponibili in PLAXIS per visualizzare i risultati di un'analisi agli elementi finiti; questi strumenti possono essere selezionati dal programma Output. Le principali grandezze di output di un calcolo agli elementi finiti sono:

- spostamenti totali e spostamenti incrementali;
- deformazioni totali, componenti cartesiane di deformazione, deformazioni incrementali e incrementi delle componenti cartesiane di deformazione;
- tensioni efficaci e tensioni totali, componenti cartesiane delle tensioni totali ed efficaci, pressioni neutre, sovrappressioni interstiziali, ecc.;

- forze e spostamenti, tensioni e deformazioni negli elementi strutturali.

#### 10.2.1.4 Definizione dell'angolo d'attrito in funzione delle caratteristiche di addensamento del materiale

Lo sviluppo della resistenza al taglio per materiali sabbiosi è caratterizzato dai seguenti elementi:

- L'involuppo di rottura risulta curvilineo;
- Lo sviluppo della resistenza dipende principalmente dalla densità relativa ( $D_R$ ) e della tensione efficace agente ( $\sigma'$ );
- La storia dello stato tensionale non influenza il valore dell'angolo d'attrito ( $\phi'$ );
- il valore dell'angolo d'attrito ( $\phi'$ ) non è influenzato dal percorso di sollecitazione;
- il valore dell'angolo d'attrito ( $\phi'$ ) è indipendente dal grado di saturazione.

Risultano numerosi gli studi relativi alla dipendenza dell'angolo di resistenza a taglio dalla tensione agente sul piano di rottura (Bellotti et Al, 1985; Bolton, 1986).

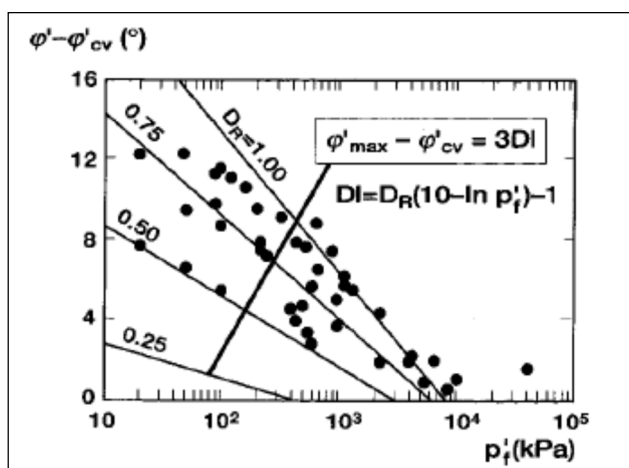


Figura 48 – Dipendenza dell'angolo di resistenza al taglio dalla tensione agente sul piano di rottura (Bolton, 1986)

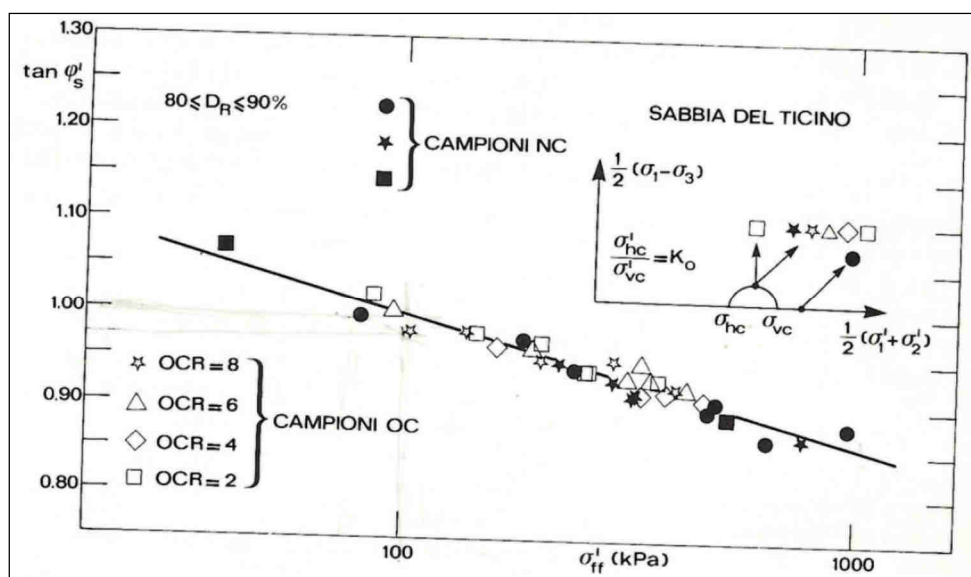


Figura 49 – Dipendenza dell'angolo di resistenza al taglio dalla tensione agente sul piano di rottura (Bellotti et Al., 1985)

La valutazione della non linearità dell'involuppo di rottura può essere definita in maniera discreta attraverso la definizione delle caratteristiche attritive in funzione della profondità attraverso la formulazione di Bolton che ha definito una relazione che lega la tensione efficace all'effetto di dilatanza:

$$\phi'_p - \phi'_{cv} = m DI$$

dove:

- $m$  = 5 in condizioni di deformazione piane;
- $DI = Dr[10 - \ln(p'_f)] - 1$  dove  $p'_f$  è la tensione media efficace a rottura.
- $Dr$  = densità relativa
- $\phi'_p$  = angolo d'attrito di picco
- $\phi'_{cv}$  = angolo d'attrito a volume costante

È dunque possibile definire i valori delle resistenze attritive al variare della tensione agente.

I valori definitivi dell'angolo d'attrito, da utilizzare nel calcolo verranno in ogni caso definiti e determinati in fase di progettazione esecutiva tramite apposita sperimentazione.

### 10.2.2 1) Rilevato in variante ad altezza massima.

La zona in esame mostra la presenza un'area di rilevato che ha lo scopo di sopraelevare due rampe, con altezze massime dell'ordine di 9m. Nell'area insiste anche un sottovia al di sotto delle rampe. Un muro di sostegno separa la zona delle rampe con l'asse principale alla pk 10+660.

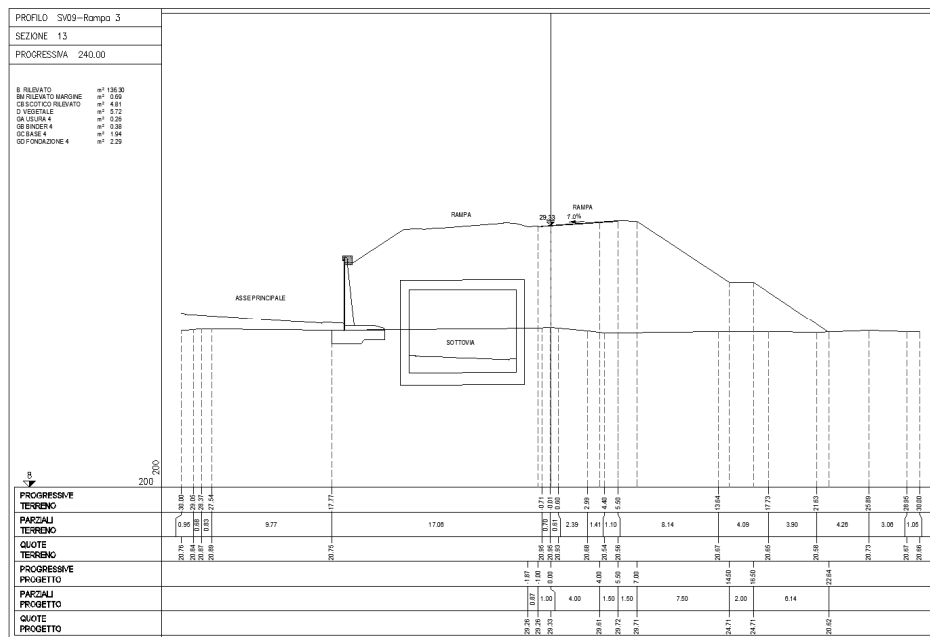


Figura 50 – Sezione di progetto alla pk 10+660

La condizione geotecnica è illustrata nella figura seguente.

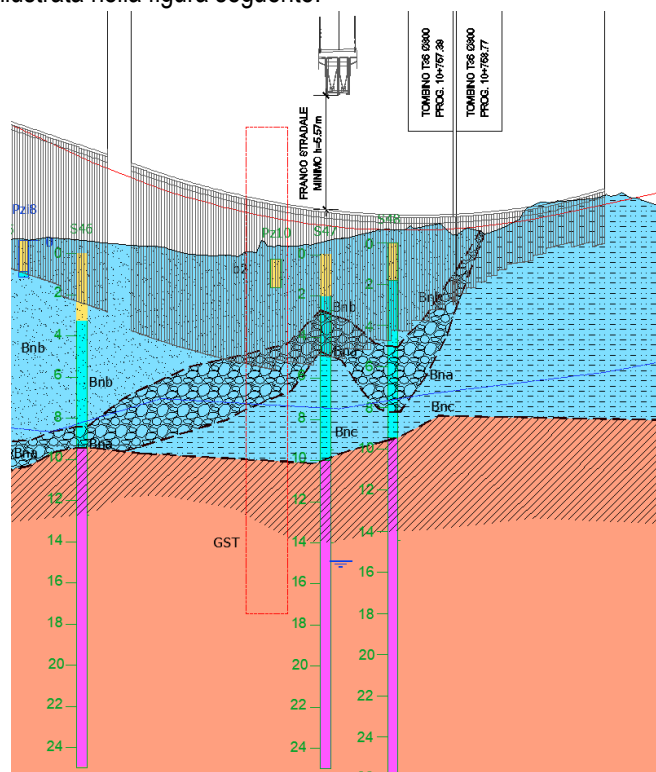


Figura 51 – Estratto profilo geotecnico in corrispondenza della pk 10+660

La condizione stratigrafica mostra:

- formazione b2 (coltri eluvio colluviali) con spessore di 2m circa

- formazione Bnb (sabbie prevalenti) per uno spessore di 3m circa
- formazione Bna (ghiaie grossolane prevalenti, con lenti e livelli di sabbie e ghiaie fini a stratificazione incrociata) per uno spessore di 2.5m circa
- formazione Bnc (depositi alluvionali terrazzati, nella facies con limi ed argille prevalenti "bnc") per uno spessore di 3m circa
- formazione GST alterata per la porzione sottostante.

Formazione GST alterata per la porzione sottostante.

Il livello di falda è posto a 7.5m da p.c.

La stratigrafia dell'area in associazione alle caratteristiche geotecniche dei suoli è riportata nella tabella seguente.

Formazione	Profondità da p.c. [m]		$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	c' [kPa]	Cu [kPa]	E
	da	a					
b2	0	2.0	19	30	0	-	20
S-Bnb	2.0	5.0	18	35	0	-	30
G- Bna	5.0	7.5	19	39	0	-	50
LA-Bnc	7.5	10.5	19	23±7	30±18	124±40	34
GST alt.	11.0	>11.0	20	29	340		650

Tabella 27. Stratigrafia e proprietà geotecniche dei materiali in corrispondenza della pk 10+660

Le caratteristiche dei rilevati risultano assunte come di seguito.

Rilevato	$\gamma$	$\phi'$ cv	c'	Compattazione	E
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[%]	[MPa]
Nuovo	19	32	0	90(base)- 95(sommità)	40

Tabella 28. Caratteristiche del nuovo rilevato in progetto

Il sovraccarico stradale in corrispondenza delle rampe risulta per il caso in esame di tipo instabilizzante, per cui interviene nell'analisi in accordo alla fattorizzazione A2:  $q=20 \text{ kPa} * 1.30 = 26 \text{ kPa}$ .

Il sovraccarico stradale sull'asse principale risulta stabilizzante, per cui il coefficiente di combinazione risulta zero.

La presenza del sottovia in c.a. rappresenta un effetto stabilizzante. La posizione dell'elemento, tuttavia risulta variabile nello sviluppo della rampa, per cui viene trascurato il suo benefico apporto.

In termini di azione sismica, in accordo a DPCA06-D-1501-T00-GE-00-GEO-RE-04, in corrispondenza delle prove DH S43 (pk 10+420) e DH S48 (pk 10+725) ha mostrato valori di Vs30 pari a circa 450 m/s, quindi in cat. Sottosuolo B in associazione a cat. Topografica T1.

Le caratteristiche di resistenza adottate risultano descritte nelle tabelle seguenti per la condizione M2.

Per i materiali di rilevato, di natura granulare, può essere applicato il comportamento dilatante. In assenza di prove specifiche, vengono assegnati valori cautelativi alle caratteristiche del rilevato esistente.

	tensione efficace media a rottura										
	$\phi'_{cv}$	profondità	$p'f$	$\ln(p'f)$	$10-\ln(p'f)$	DR	DI	m	$\phi'p-\phi'_{cv}$	$\phi'p$	$\phi'p$
	[°]	[m]	[kPa]					[-]	[°]	[°] M1	[°] M2
ril.nuovo	32	0.5	9.5	2.25	7.75	0.85	5.586	5	27.93	59.93	54.11
ril.nuovo	32	1.5	28.5	3.35	6.65	0.85	4.653	5	23.26	55.26	49.08
ril.nuovo	32	2.5	47.5	3.86	6.14	0.85	4.218	5	21.09	53.09	46.81
ril.nuovo	32	3.5	66.5	4.20	5.80	0.85	3.932	5	19.66	51.66	45.33
ril.nuovo	32	4.5	85.5	4.45	5.55	0.85	3.719	5	18.59	50.59	44.24
ril.nuovo	32	5.5	104.5	4.65	5.35	0.85	3.548	5	17.74	49.74	43.37

Tabella 29. Caratteristiche geotecniche tenendo conto dell'effetto di dilatanza per i rilevati

	M1		M2	
	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]
b2	30.00	0	24.79	0.0
S-Bnb	34.00	0	28.35	0.0
G-Bna	39.00	0	32.94	0.0
LA-Bnc	23.00	30	18.76	24.0
GST	29.00	340	23.91	272.0

Tabella 30. Caratteristiche geotecniche per i materiali geotecnici naturali.

I risultati ottenuti sono dettagliati nelle figure seguenti, e la verifica risulta soddisfatta in quanto  $FS > R2$ .

Per la zona del pendio:

- Condizione sisma kv(-):  $Fs=1.421 > R2=1.1$
- Condizione sisma kv(-):  $Fs=1.420 > R2=1.1$

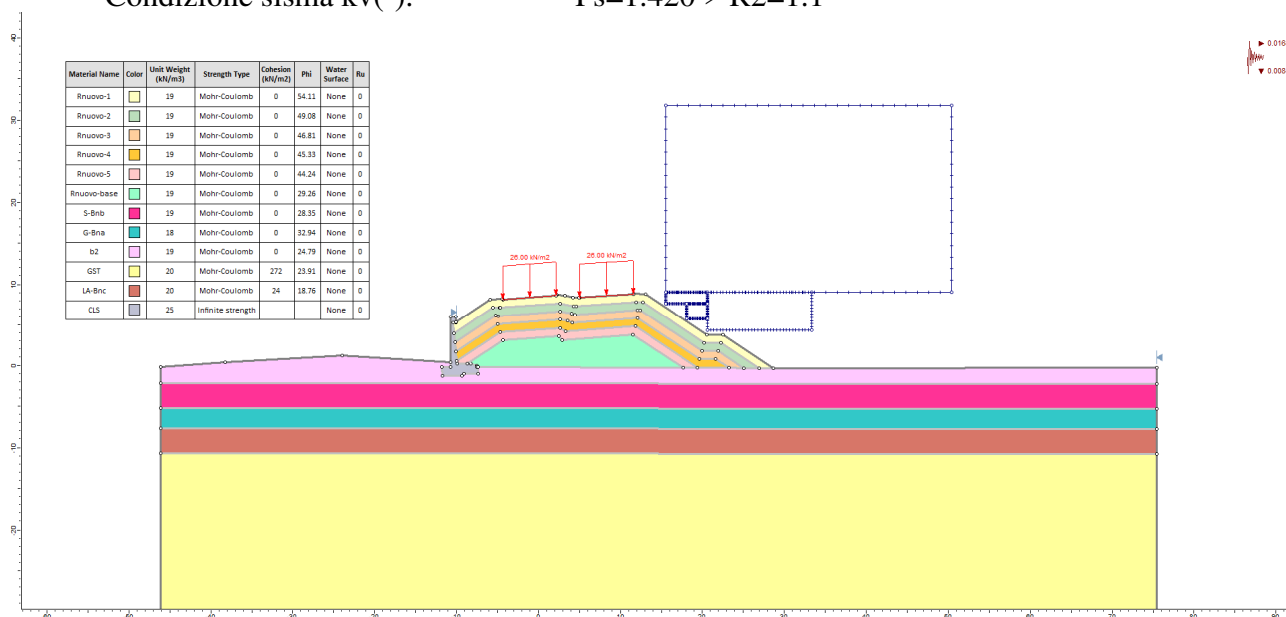


Figura 52 – Verifica di stabilità pk 10+660. Stabilità lato pendio. Modello

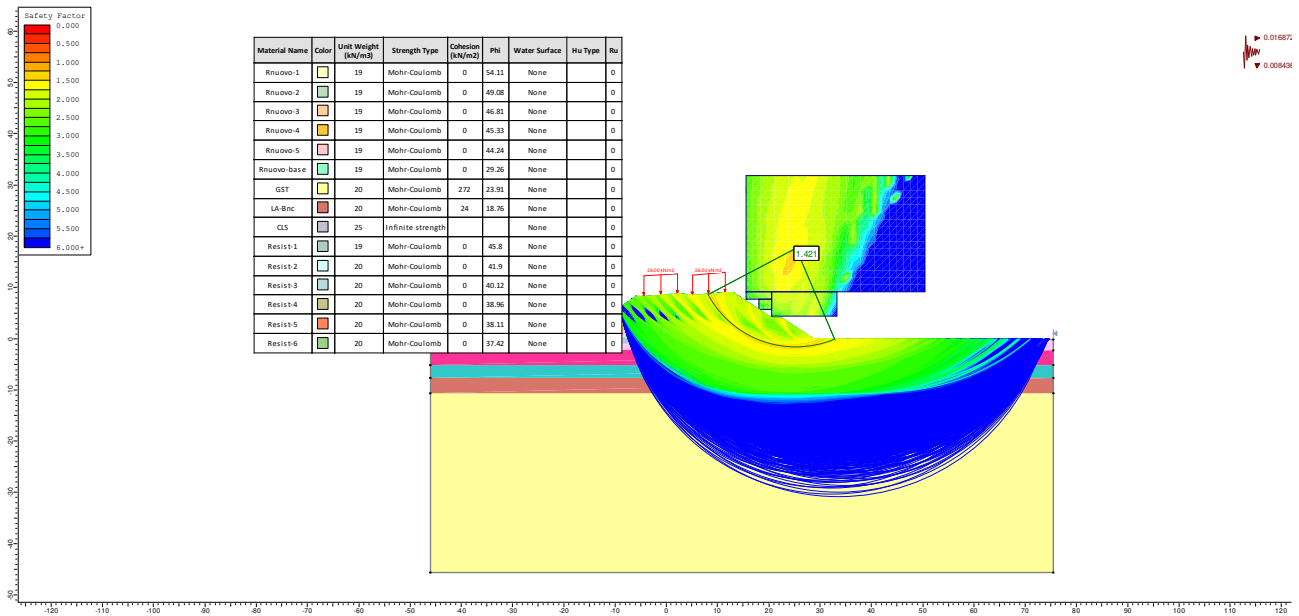


Figura 53 – Verifica di stabilità pk 10+660. Stabilità lato pendio. Condizioni sismica kv+

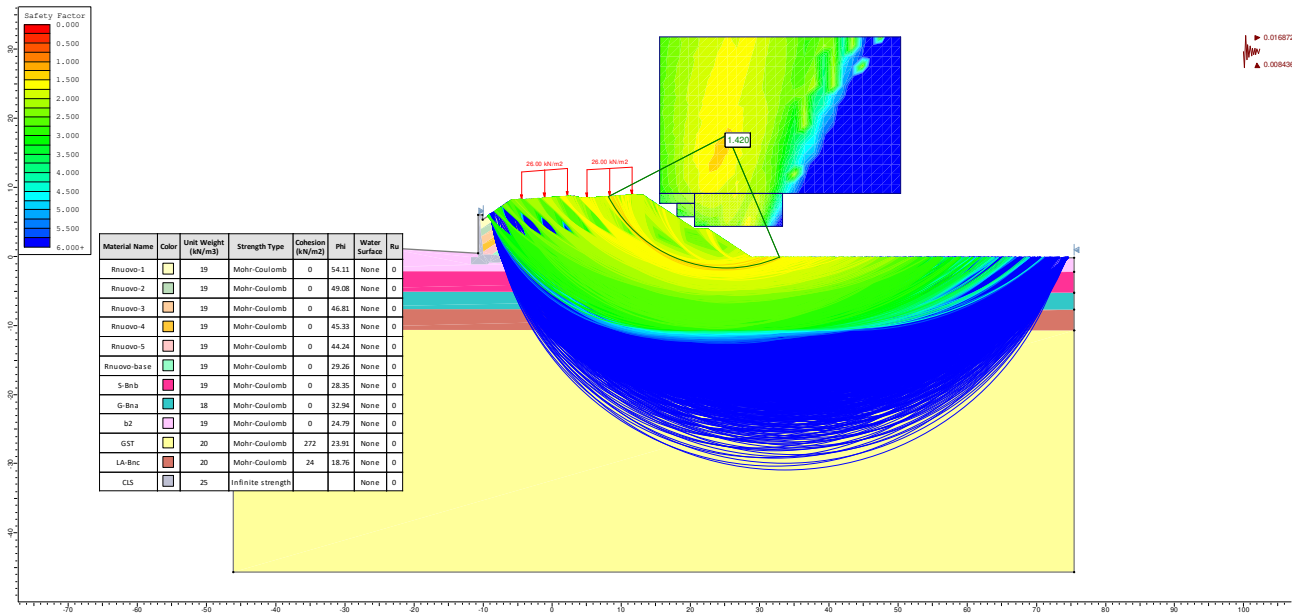


Figura 54 – Verifica di stabilità pk 10+660. Stabilità lato pendio. Condizioni sismica kv-

Per la zona del muro di sostegno:

- Condizione sisma kv(-):  $F_s = 1.379 > R_2 = 1.1$
- Condizione sisma kv(-):  $F_s = 1.377 > R_2 = 1.1$

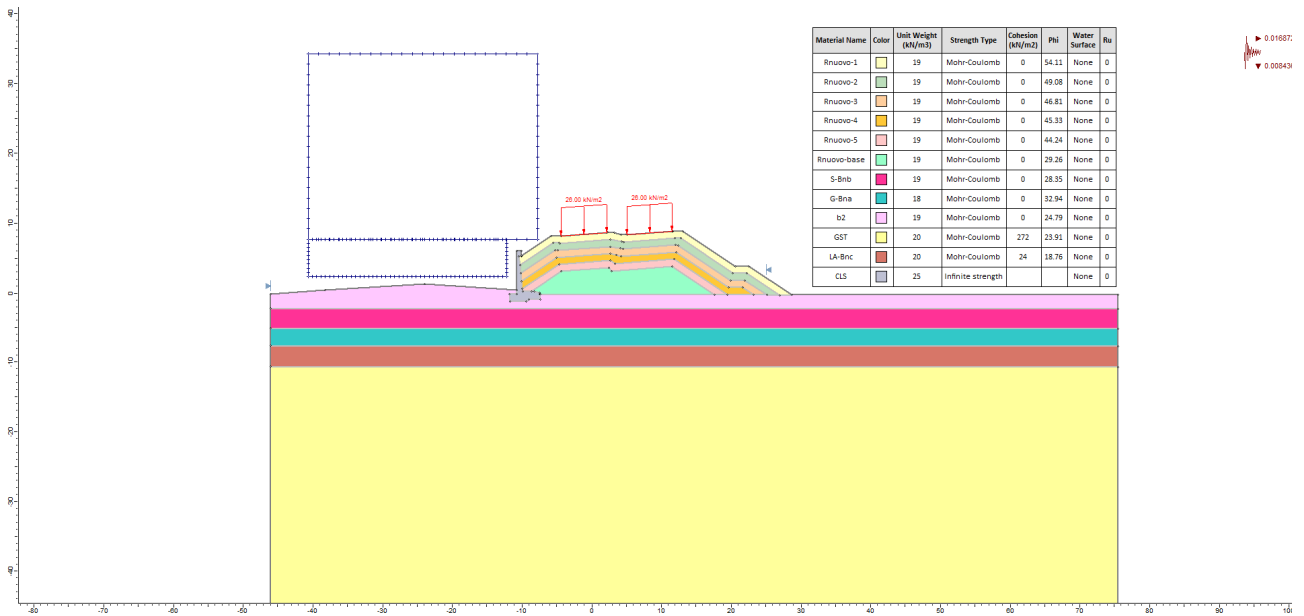


Figura 55 – Verifica di stabilità pk 10+660. Stabilità lato muro di sostegno. Modello

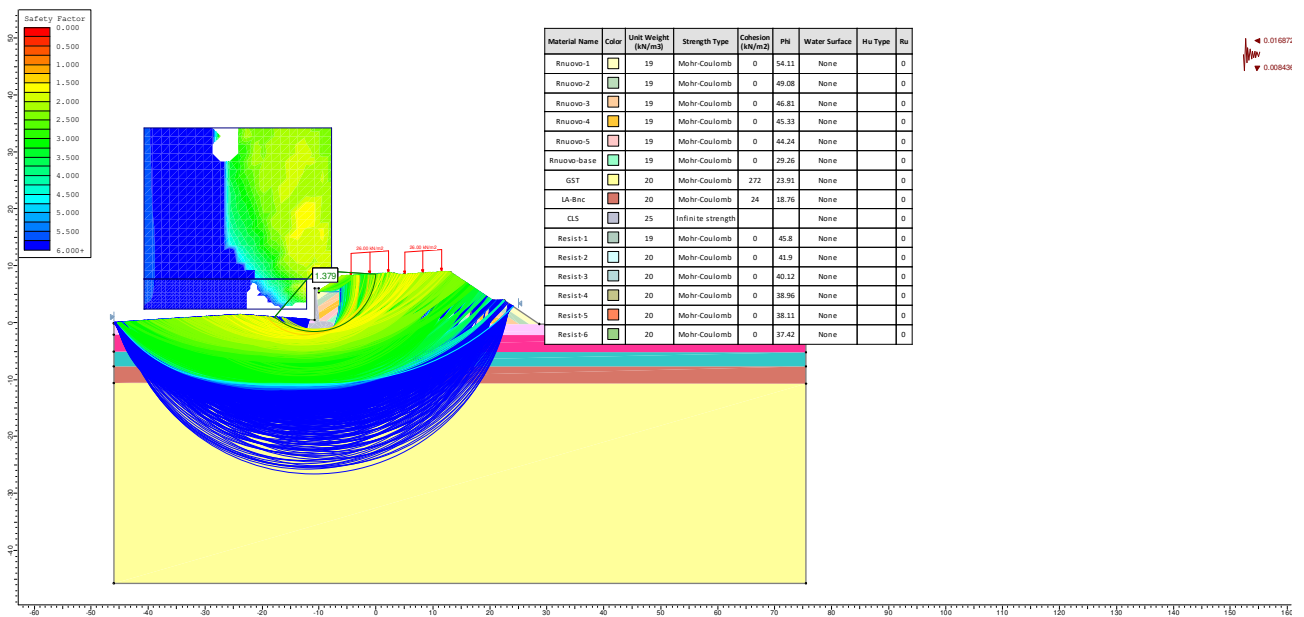


Figura 56 – Verifica di stabilità pk 10+660. Stabilità lato muro di sostegno. Condizioni sismica kv+



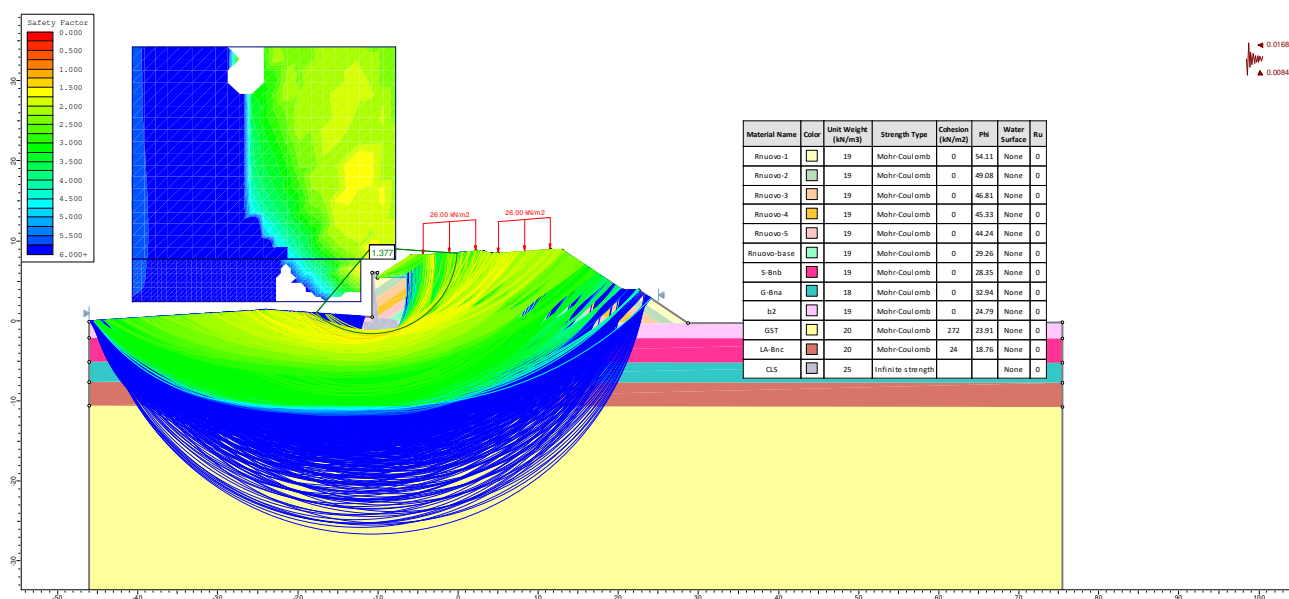


Figura 57 – Verifica di stabilità pk 10+660. Stabilità lato muro di sostegno. Condizioni sismica kv-

### 10.2.3 2) Trincea ad altezza massima.

L'analisi è effettuata in corrispondenza dell'asse principale alla PK 3+000.00 / 3+020.00 – Sezioni 75-76, dove è identificata la condizione di scavo maggiormente gravosa.

Nella realtà, le sezioni seguenti di progetto mostrano come si vada ad allargare la configurazione esistente con variazioni minime sulle pendenze già esistenti.

Le altezze massime complessive risultano dell'ordine di 5m.

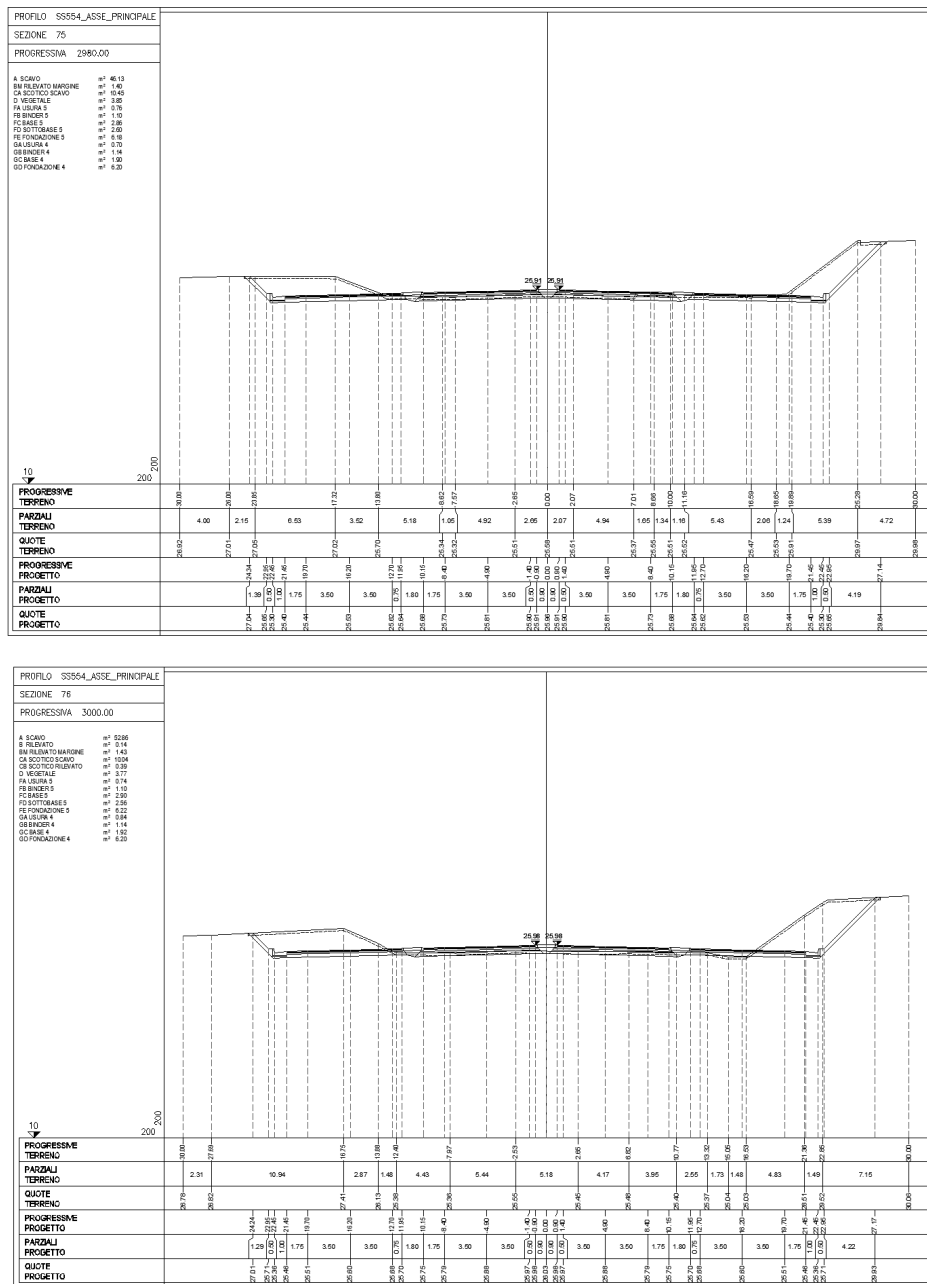


Figura 58 – Sezione di progetto alla pk 3+000 e 3+020

La condizione geotecnica è illustrata nella figura seguente.

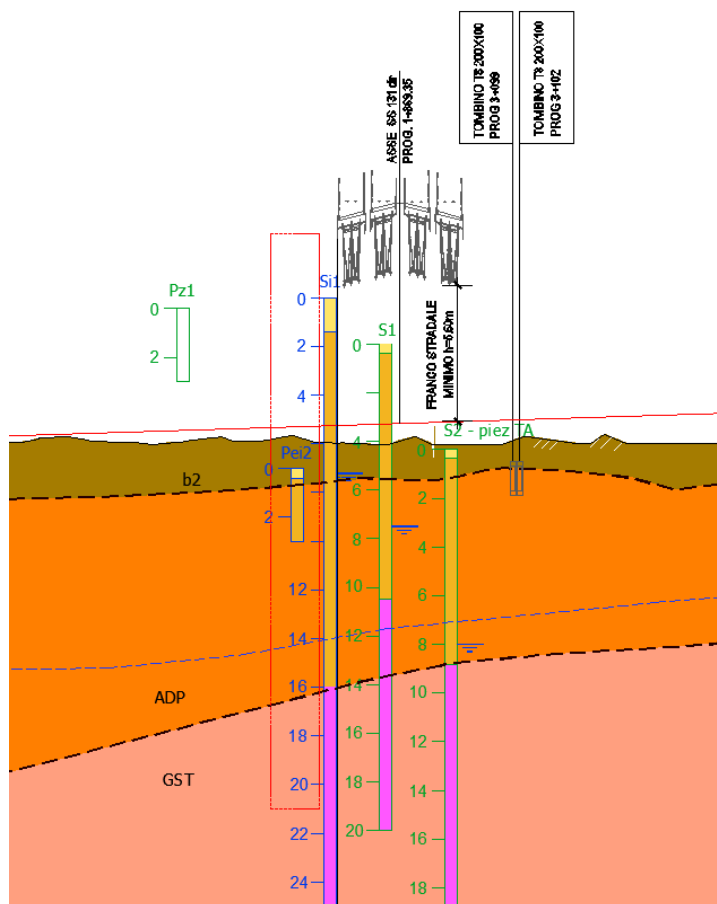


Figura 59 – Estratto profilo geotecnico in corrispondenza della pk 3+000 / 3+020

La condizione stratigrafica mostra:

- formazione b2 (coltri eluvio colluviali) con spessore di 2 m circa;
- formazione ADP (arenarie di Pirri) per uno spessore di 9m circa;
- formazione GST per la porzione sottostante.

Il livello di falda è posto a 8.5m da p.c.

La stratigrafia dell'area in associazione alle caratteristiche geotecniche dei suoli è riportata nella tabella seguente.

Formazione	Profondità da p.c. [m]		$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	c' [kPa]	E [MPa]
	da	a				
b2	0	2.0	19	30	0	20
ADP	2.0	11.0	20	34±5	11±4	32
GST (alt.)	11.0	>11.0	20	29	340	650

Tabella 31. Stratigrafia e proprietà geotecniche dei materiali in corrispondenza della pk 3+000 / 3+020

Le profondità si riferiscono all'asse stradale esistente, e per le zone laterali si mantiene il materiale della formazione maggiormente superficiale (b2).

Non sono attesi sovraccarichi nelle zone laterali. Il sovraccarico stradale risulta per il caso in esame di tipo stabilizzante, per cui non interviene nell'analisi in accordo alla fattorizzazione A2.

In termini di azione sismica, in accordo a DPCA06-D-1501-T00-GE-00-GEO-RE-04, in corrispondenza della pk 3+025 la prova MASW 7 ha mostrato valori di Vs30 pari a 458,2 m/s, quindi in cat. Sottosuolo B in associazione a cat. Topografica T1.

Lo strato superiore b2 è modellato attraverso l'approccio di Bolton.

Le caratteristiche di resistenza adottate risultano descritte nelle tabelle seguenti per la condizione M2

	m=3 condizioni triassiali										
	tensione efficace media a rottura					DR	DI	m	$\phi'p - \phi'cv$ [°]	$\phi'p$ [°] M1	$\phi'p$ [°] M2
	$\phi'cv$ [°]	profondità [m]	$p'f$ [kPa]	$\ln(p'f)$	$10 - \ln(p'f)$						
b2-1	30	0.5	9.5	2.25	7.75	0.675	4.230	5	21.15	51.15	44.81
b2-2	30	1.5	28.5	3.35	6.65	0.675	3.489	5	17.44	47.44	41.07
b2-3	30	2.5	47.5	3.86	6.14	0.675	3.144	5	15.72	45.72	39.36
b2-4	30	3.5	66.5	4.20	5.80	0.675	2.917	5	14.58	44.58	38.26
b2-5	30	4.5	85.5	4.45	5.55	0.675	2.747	5	13.74	43.74	37.43
b2-6	30	5.5	104.5	4.65	5.35	0.675	2.612	5	13.06	43.06	36.78

Tabella 32. Caratteristiche geotecniche tenendo conto dell'effetto di dilatanza per lo strato "b2"

	M1		M2	
	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]
ADP	34.00	11	28.35	8.8
GST	29.00	340	23.91	272.0

Tabella 33. Caratteristiche geotecniche per i materiali ADP e GST.

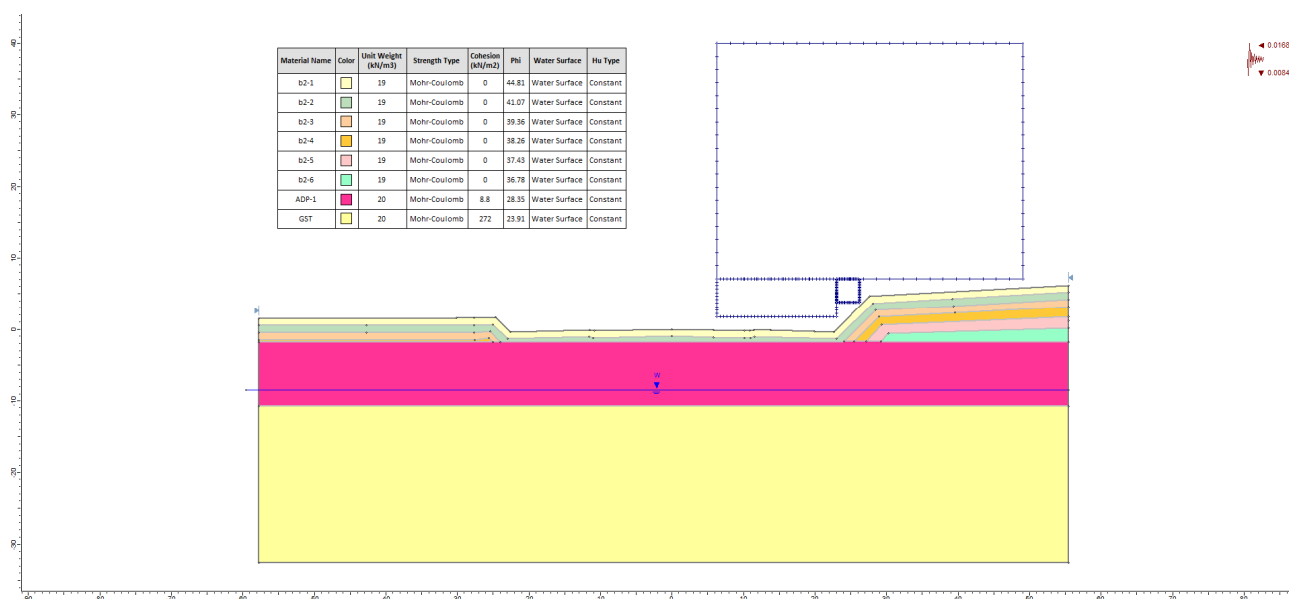


Figura 60 – Verifica di stabilità pk 3+000 / 3+020. Stabilità lato muro di sostegno. Modello

I risultati ottenuti sono dettagliati nelle figure seguenti, e la verifica risulta soddisfatta in quanto:

- Condizione sisma kv(-):  $F_s = 1.700 > R_2 = 1.1$
- Condizione sisma kv(+):  $F_s = 1.699 > R_2 = 1.1$

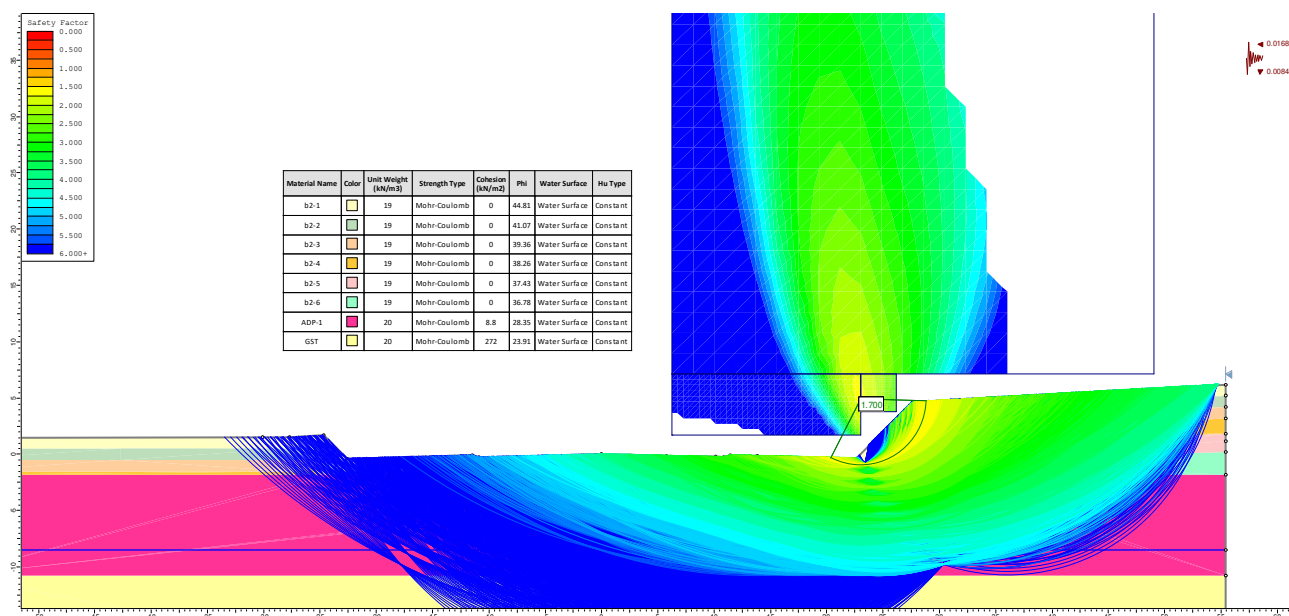


Figura 61 – Verifica di stabilità pk 3+000 / 3+020. Condizioni sismica kv+

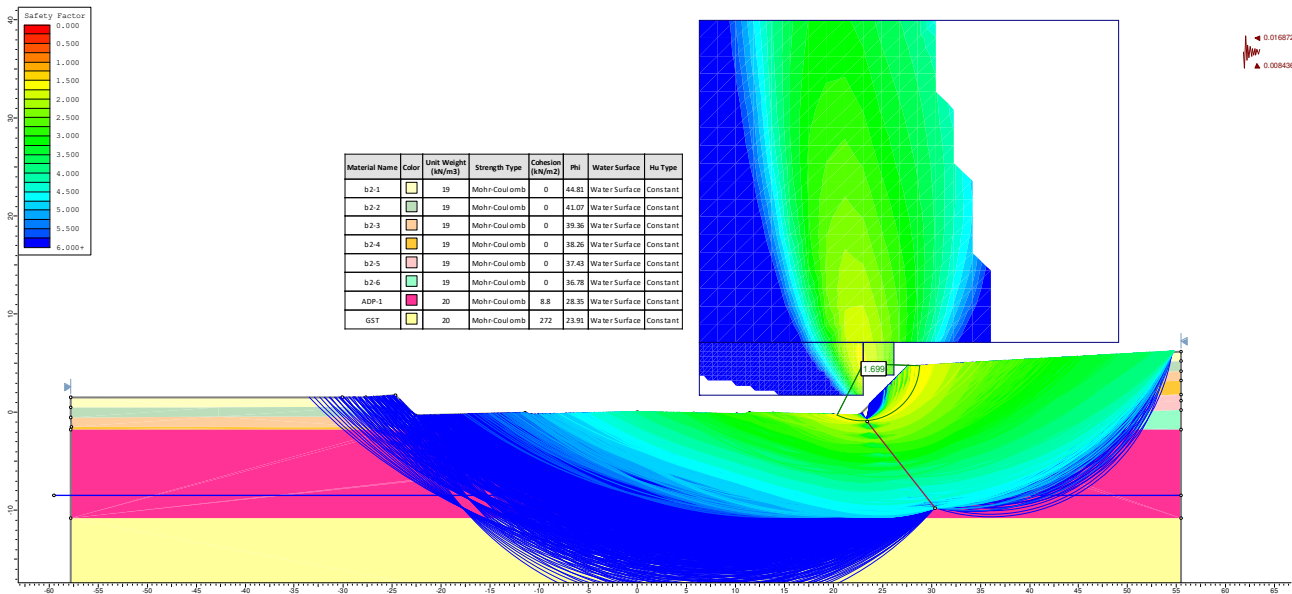


Figura 62 – Verifica di stabilità pk 3+000 / 3+020. Condizioni sismica kv-

### 10.2.4 3) Rilevato in ammorsamento all'esistente, altezza massima

L'analisi è effettuata in corrispondenza dell'asse principale alla PK 6+736.05 – Sezioni 75-76, dove è identificata la condizione di rilevato giudicata maggiormente gravosa.

Il rilevato in progetto si va ad innestare sul rilevato esistente in entrambi i lati. Le altezze massime compressive risultano dell'ordine di 6m.

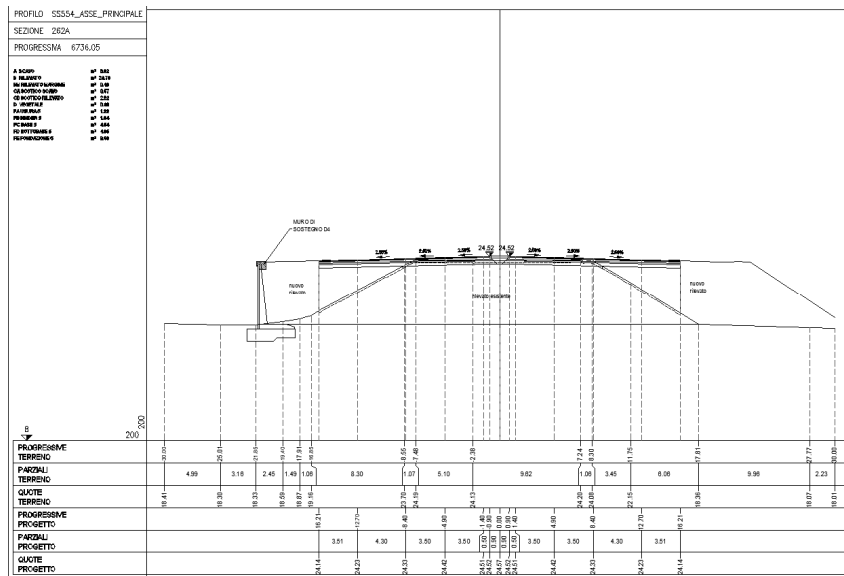


Figura 63 – Sezione di progetto alla pk 6+736.05

La condizione geotecnica per la zona in esame è illustrata nella figura seguente.

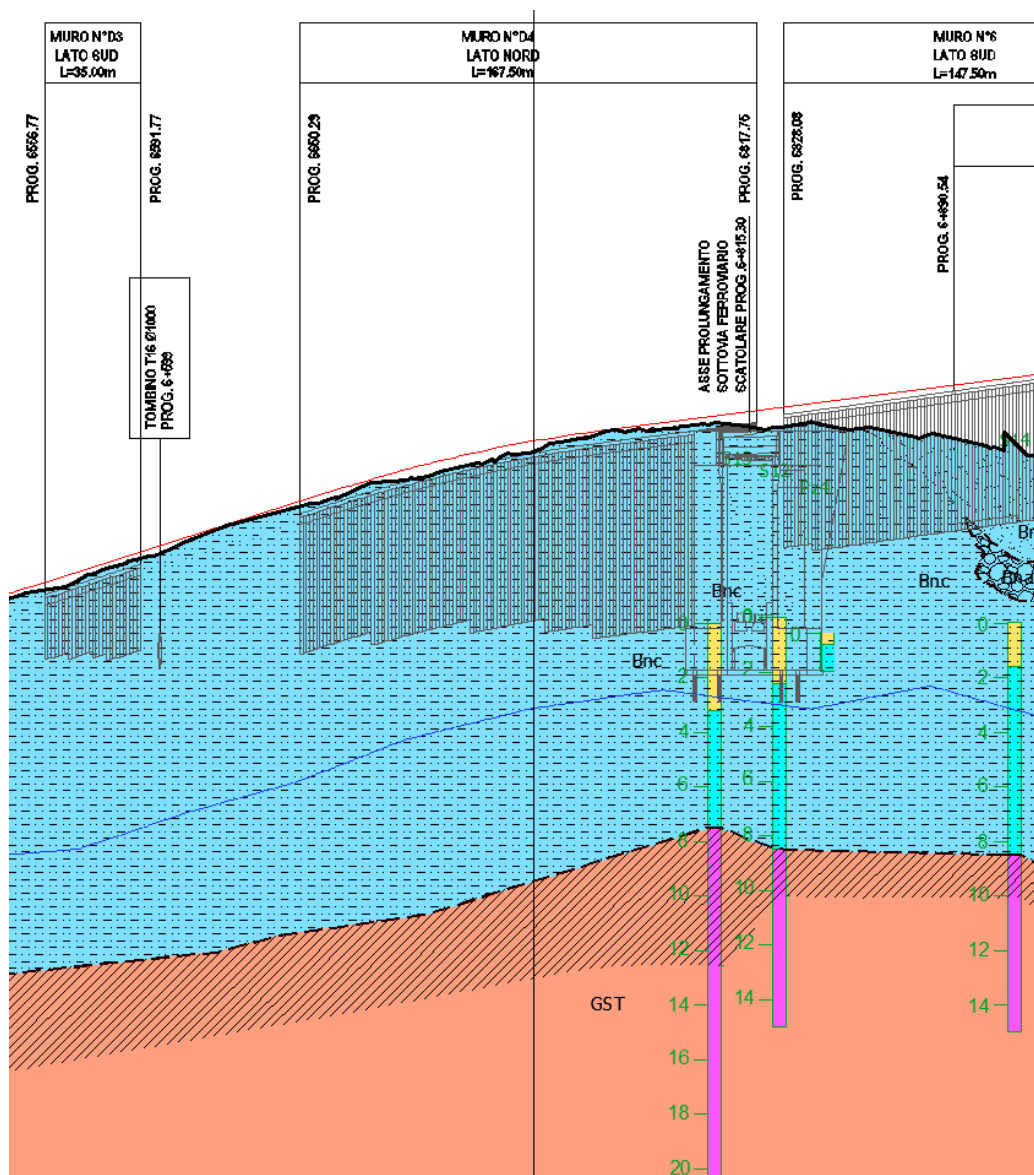


Figura 64 – Estratto profilo geotecnico in corrispondenza della pk 6+736.05

La condizione stratigrafica mostra:

- formazione Bnc (depositi alluvionali terrazzati, nella facies con limi ed argille prevalenti “bnc”) con spessore di 16 m circa;
- formazione GST per la porzione sottostante.

Il livello di falda è posto a 9.7m da p.c.

La stratigrafia dell’area in associazione alle caratteristiche geotecniche dei suoli è riportata nella tabella seguente.

Formazione	Profondità da p.c. [m]		$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	c' [kPa]	Cu [kPa]	E [MPa]
	da	a					
LA-bnc	0	16.0	19	23±7	30±18	124±40	34
GST (alt.)	16.0	>16.0	20	29	340	-	650

Tabella 34. Stratigrafia e proprietà geotecniche dei materiali in corrispondenza della pk 6+736.05

Le caratteristiche dei rilevati risultano assunte come di seguito.

Rilevato	$\gamma$	$\phi'$ cv	c'	Compattazione	E
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[%]	[MPa]
Esistente	19	30	0	n.d.	40
Nuovo	19	32	0	90(base)- 95(sommità)	40

Non sono attesi sovraccarichi nelle zone laterali. Il sovraccarico stradale risulta per il caso in esame di tipo instabilizzante, per cui interviene nell'analisi in accordo alla fattorizzazione A2:  $q=20 \text{ kPa} * 1.30 = 26 \text{ kPa}$ .

In termini di azione sismica, in accordo a DPCA06-D-1501-T00-GE-00-GEO-RE-04, in corrispondenza della pk 6+800 la prova DH S13 ha mostrato valori di Vs30 pari a 460,89 m/s, quindi in cat. Sottosuolo B in associazione a cat. Topografica T1.

Le caratteristiche di resistenza adottate risultano descritte nelle tabelle seguenti per la condizione M2.

Per i materiali di rilevato, di natura granulare, può essere applicato il comportamento dilatante. In assenza di prove specifiche, vengono assegnati valori cautelativi alle caratteristiche del rilevato esistente.

	tensione efficace media a rottura										
	$\phi'$ cv	profondità	p'f	ln(p'f)	10-ln(p'f)	DR	DI	m	$\phi'p-\phi'cv$	$\phi'p$	$\phi'p$
	[°]	[m]	[kPa]					[-]	[°]	[°] M1	[°] M2
ril.nuovo	32	0.5	9.5	2.25	7.75	0.85	5.586	5	27.93	59.93	54.11
ril.nuovo	32	1.5	28.5	3.35	6.65	0.85	4.653	5	23.26	55.26	49.08
ril.nuovo	32	2.5	47.5	3.86	6.14	0.85	4.218	5	21.09	53.09	46.81
ril.nuovo	32	3.5	66.5	4.20	5.80	0.85	3.932	5	19.66	51.66	45.33
ril.nuovo	32	4.5	85.5	4.45	5.55	0.85	3.719	5	18.59	50.59	44.24
ril.nuovo	32	5.5	104.5	4.65	5.35	0.85	3.548	5	17.74	49.74	43.37
ril.esistente	30	0.5	9.5	2.25	7.75	0.7	4.424	5	22.12	52.12	45.80
ril.esistente	30	1.5	28.5	3.35	6.65	0.7	3.655	5	18.28	48.28	41.90
ril.esistente	30	2.5	47.5	3.86	6.14	0.7	3.297	5	16.49	46.49	40.12
ril.esistente	30	3.5	66.5	4.20	5.80	0.7	3.062	5	15.31	45.31	38.96
ril.esistente	30	4.5	85.5	4.45	5.55	0.7	2.886	5	14.43	44.43	38.11
ril.esistente	30	5.5	104.5	4.65	5.35	0.7	2.746	5	13.73	43.73	37.42

Tabella 35. Caratteristiche geotecniche tenendo conto dell'effetto di dilatanza per i rilevati



	M1		M2	
	$\phi'$ [°]	c' [kPa]	$\phi'$ [°]	c' [kPa]
LA	23.00	30	18.76	24.0
GST	29.00	340	23.91	272.0

Tabella 36. Caratteristiche geotecniche per i materiali LA e GST.

I risultati ottenuti sono dettagliati nelle figure seguenti, e la verifica risulta soddisfatta in quanto  $FS > R2$ .

Per la zona del pendio:

- Condizione sisma kv(-):  $Fs=2.017 > R2=1.1$
- Condizione sisma kv(+):  $Fs=2.016 > R2=1.1$

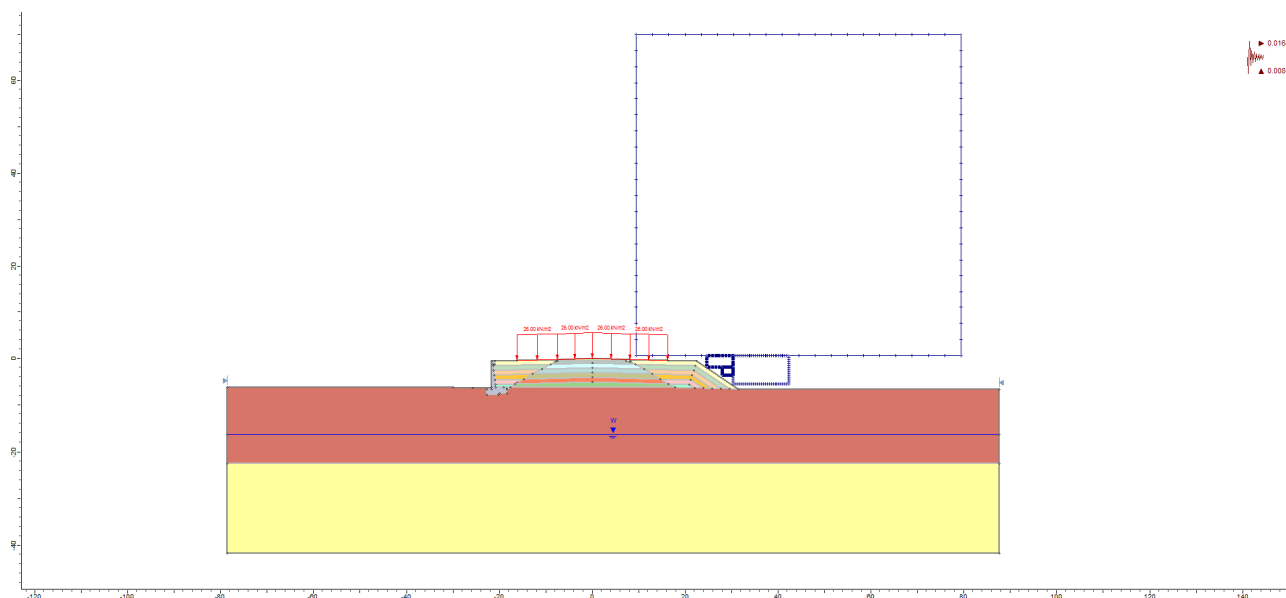


Figura 65 – Verifica di stabilità pk 6+736.05. Stabilità lato pendio. Modello

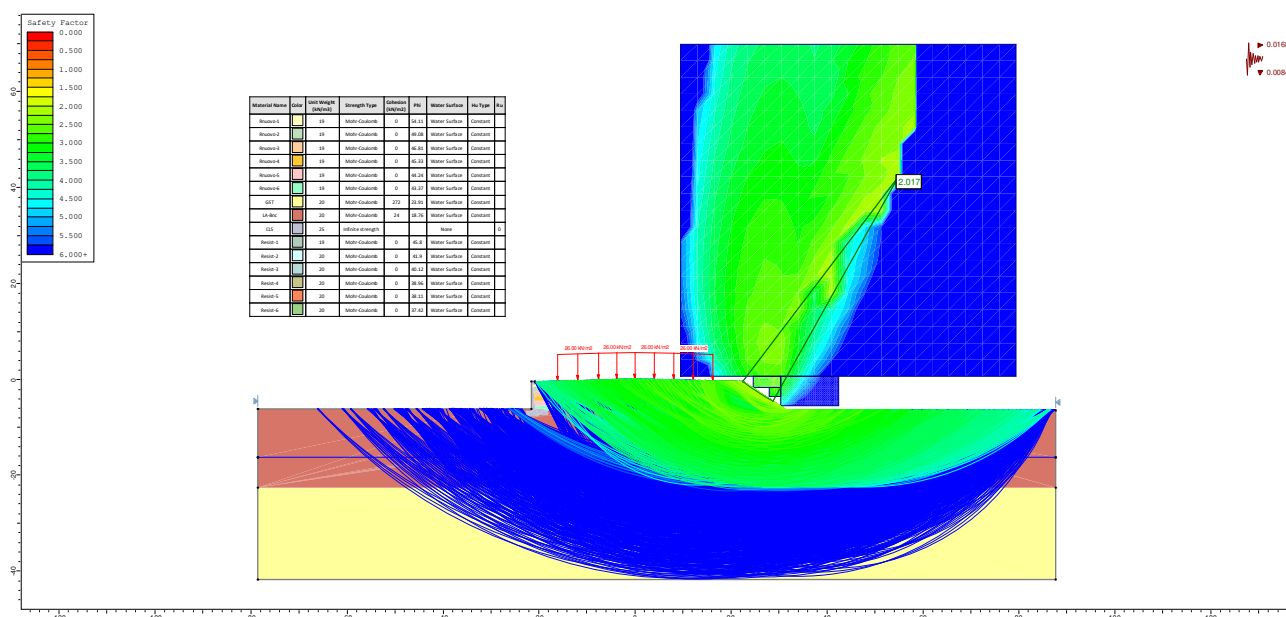


Figura 66 – Verifica di stabilità pk 6+736.05. Stabilità lato pendio. Condizioni sismica kv+

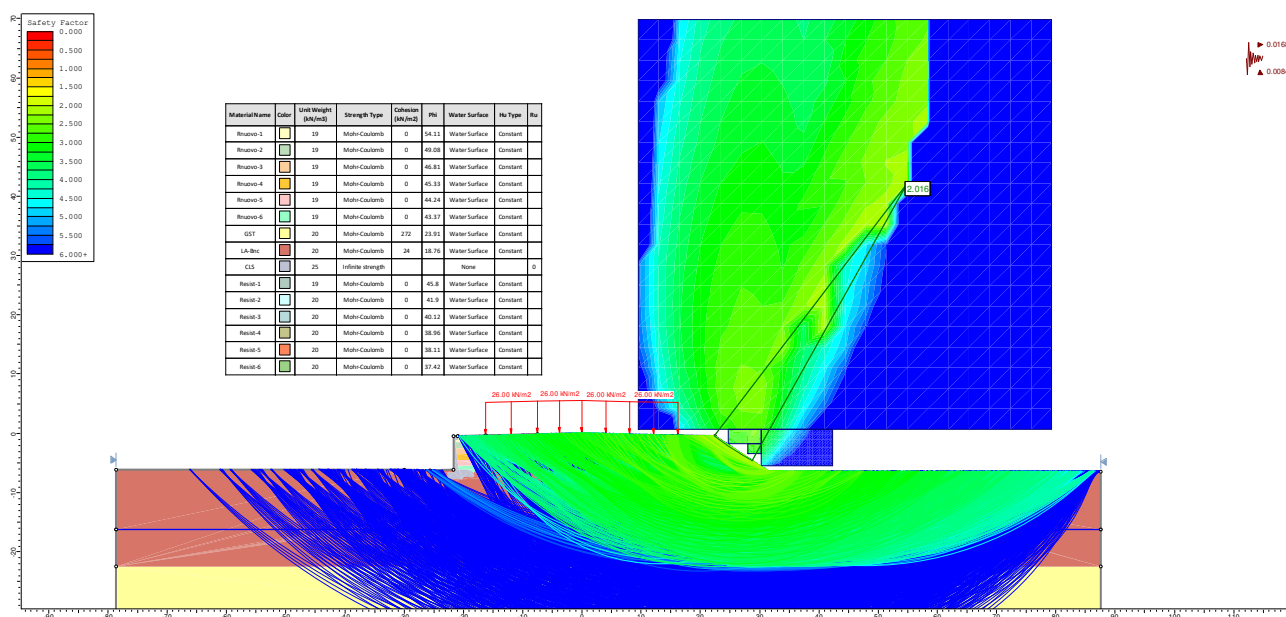


Figura 67 – Verifica di stabilità pk 6+736.05. Stabilità lato pendio. Condizioni sismica kv-

Per la zona del muro di sostegno:

- Condizione sisma kv(-):  $F_s=2.087 > R2=1.1$
- Condizione sisma kv(+):  $F_s=2.096 > R2=1.1$

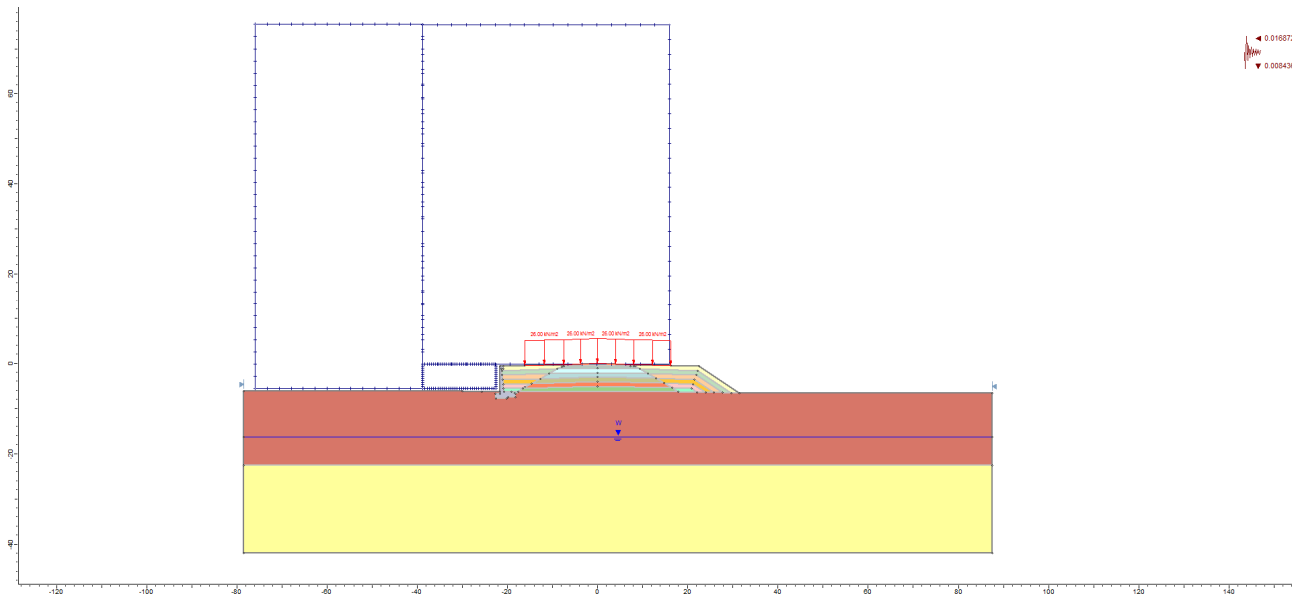


Figura 68 – Verifica di stabilità pk 6+736.05. Stabilità lato muro di sostegno. Modello

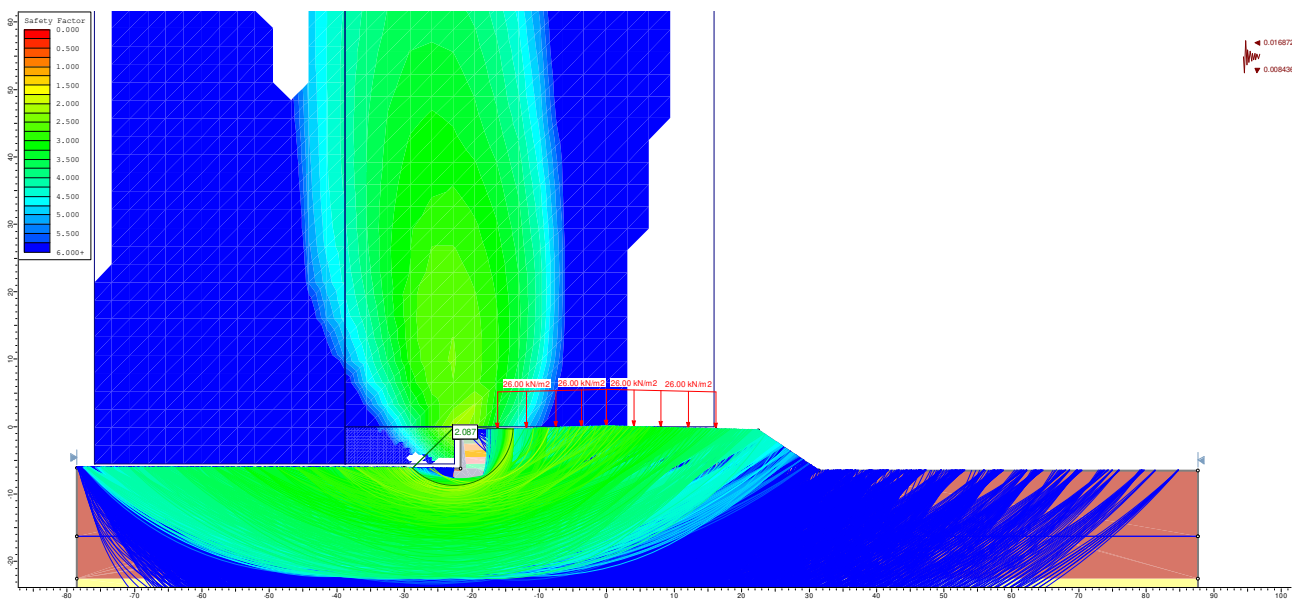


Figura 69 – Verifica di stabilità pk 6+736.05. Stabilità lato muro di sostegno. Condizioni sismica kv+

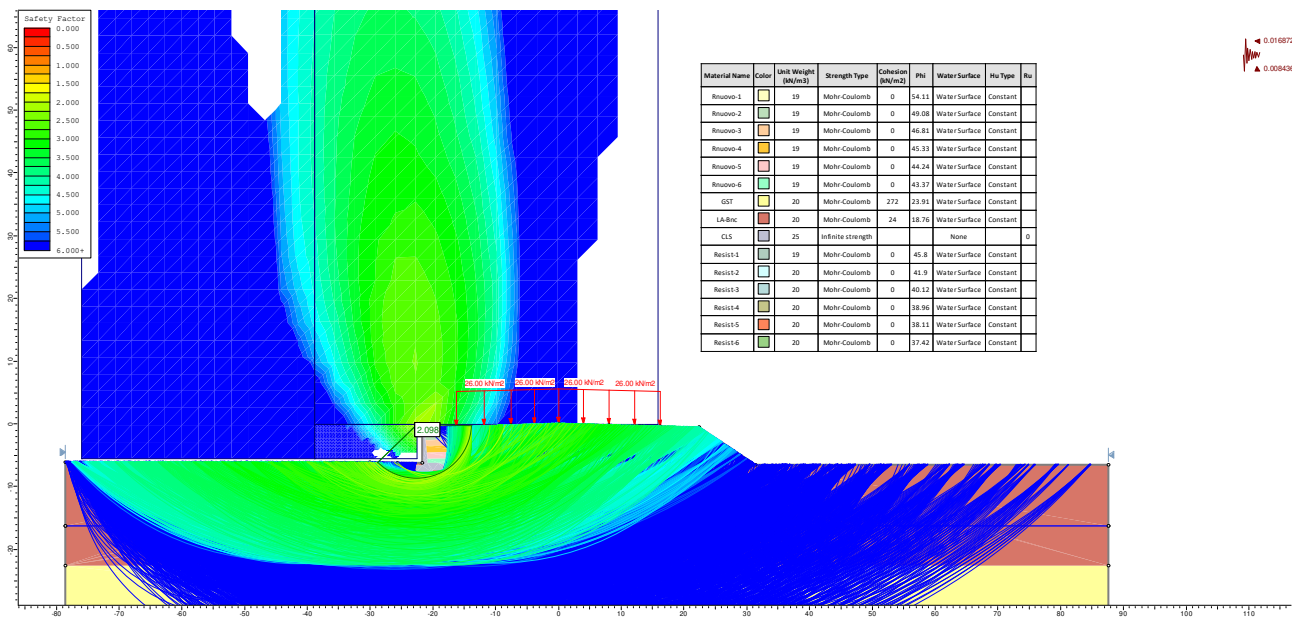


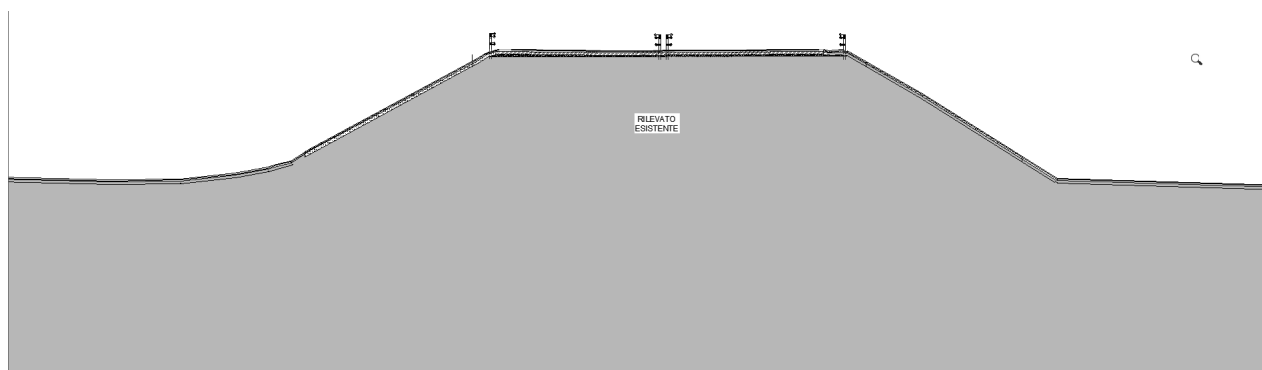
Figura 70 – Verifica di stabilità pk 6+736.05. Stabilità lato muro di sostegno. Condizioni sismica kv-

### 10.3 Modalità operativa rilevati in ammorsamento all'esistente

La modalità operativa per la realizzazione del rilevato prevede il mantenimento del rilevato esistente, sul quale è ammorsato il nuovo rilevato per entrambi i lati mediante l'esecuzione di apposite banche di ammorsamento.

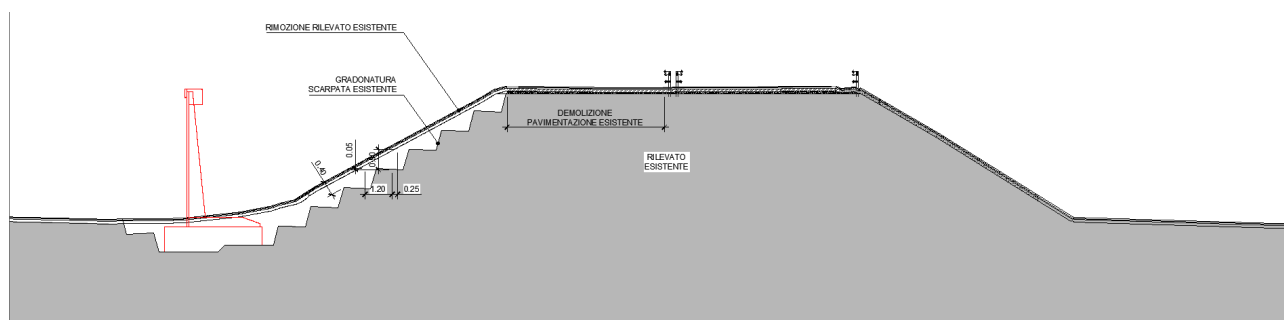
Le fasi esecutive principali (la cui sequenza fra i due lati è di tipo indicativo) per la zona in esame, e rappresentative comunque della modalità realizzativa generale dei rilevati in affiancamento agli esistenti, sono di seguito descritte:

Fase iniziale: rilevato esistente



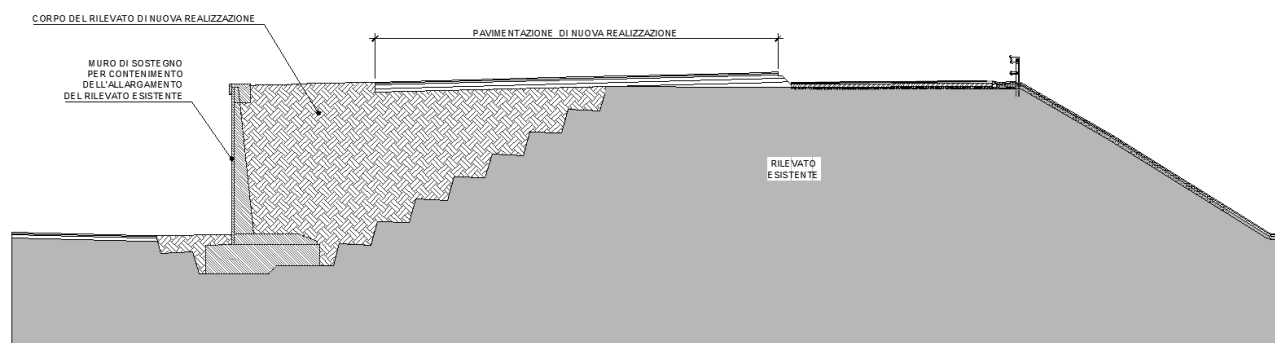
Fase 1:

- rimozione dello strato vegetale per il versante in lavorazione;
- demolizione della pavimentazione esistente per la zona di competenza;
- scavo del corpo del rilevato e realizzazione gradoni di ammorsamento per l'altezza del rilevato;
- esecuzione degli scavi per la realizzazione del muro di sostegno;



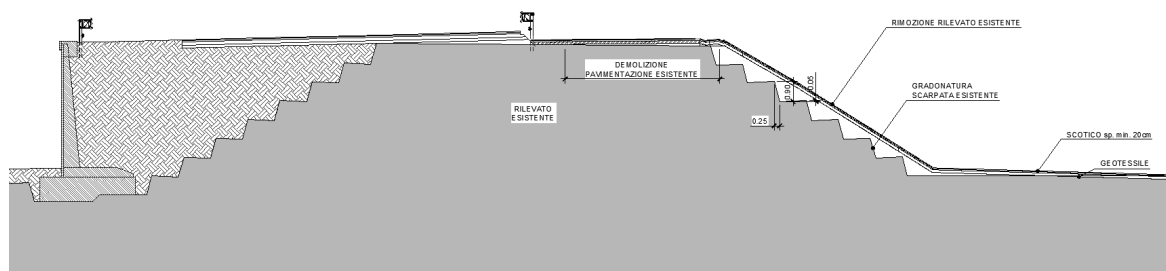
Fase 2:

- Realizzazione del muro (fondazione ed elevazione);
- Realizzazione del nuovo rilevato per strati, con adeguata compattazione per ciascuno di questi;
- Realizzazione della nuova pavimentazione per l'area in esame;



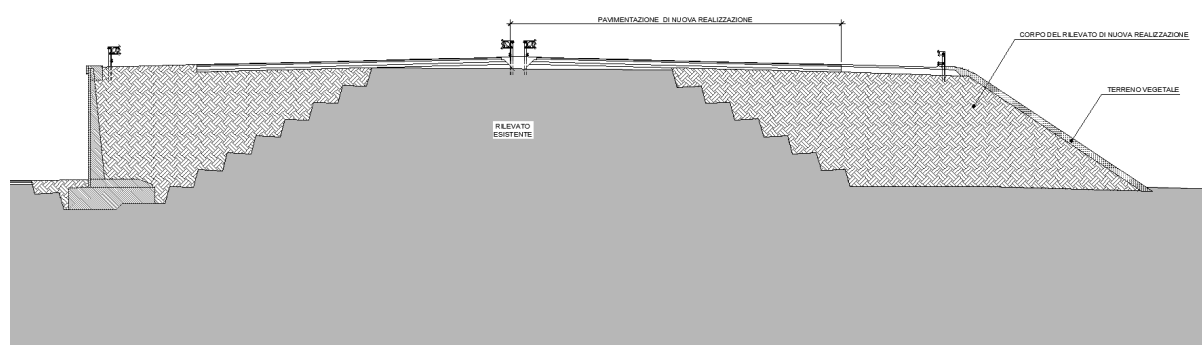
**Fase 3:**

- rimozione dello strato vegetale per il versante in lavorazione;
- completamento della demolizione della pavimentazione esistente
- scavo del corpo del rilevato e realizzazione gradoni di ammassamento per l'altezza del rilevato;



**Fase 4:**

- realizzazione del nuovo rilevato per strati, con adeguata compattazione per ciascuno di questi;
- completamento della nuova pavimentazione.



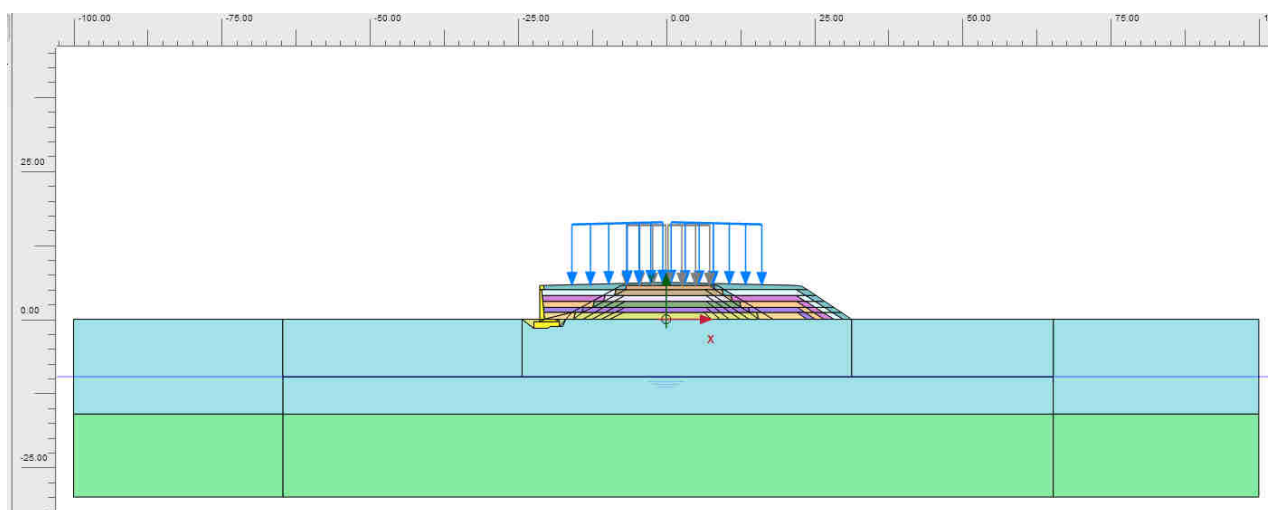
Per il caso in esame è stata effettuata anche un'analisi del comportamento deformativo e di stabilità per tutte le varie fasi realizzative sopra descritte.

L'analisi è orientata alla valutazione delle condizioni deformative del rilevato nel confronto fra la condizione attuale e l'intervento in progetto e della stabilità locale del rilevato durante l'esecuzione dell'ampliamento in progetto.

A tale fine è stata effettuata un'apposita analisi numerica agli elementi finiti bidimensionali mediante il software Plaxis 2D.

Le informazioni di base del modello risultano:

- Lunghezza 200m
- Altezza 36m;
- Numero elementi 1534
- Numero nodi 12615
- Stratigrafia come descritta in precedenza (rif. par. 10.2.4).



*Figura 71 – Geometria del modello numerico per l'ampliamento del rilevato*

Le caratteristiche dei materiali risultano sotto riportate.

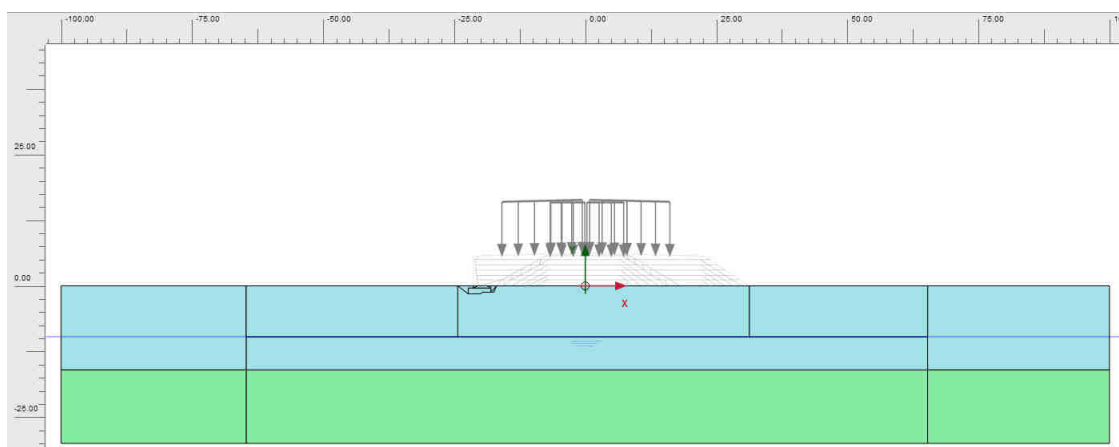
Al fine di valutare gli effetti deformativi, il livello di riduzione del modulo è assunto conservativamente pari a 10, portando il modulo di base per il livello di fondazione del rilevato (LA-bnc) pari a 17 MPa.

	Modello costitutivo	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]	E [kPa]	Eur [kPa]	$k_0$
LA	Hardening	20	23.0	30	17	34	0.61
GST	Moh-Coulomb	20	29.0	340	650	-	0.52
CLS (calcestruzzo)	Lineare elastico	25	-	-	30000000	-	-
ril.esistente	Hardening	19	30.0	1	40	80	-
ril.esistente1	Hardening	19	52.1	1	40	80	-
ril.esistente2	Hardening	19	48.3	1	40	80	-
ril.esistente3	Hardening	19	46.5	1	40	80	-
ril.esistente4	Hardening	19	45.3	1	40	80	-
ril.esistente5	Hardening	19	44.4	1	40	80	-
ril.esistente6	Hardening	19	43.7	1	40	80	-
ril.nuovo	Hardening	19	32.0	1	40	80	-
ril.nuovo1	Hardening	19	59.9	1	40	80	-
ril.nuovo2	Hardening	19	55.3	1	40	80	-
ril.nuovo3	Hardening	19	53.1	1	40	80	-
ril.nuovo4	Hardening	19	51.7	1	40	80	-
ril.nuovo5	Hardening	19	50.6	1	40	80	-
ril.nuovo6	Hardening	19	49.7	1	40	80	-

Tabella 37. Caratteristiche geotecniche/strutturali per i materiali del modello numerico bidimensionale per l'ampliamento del rilevato

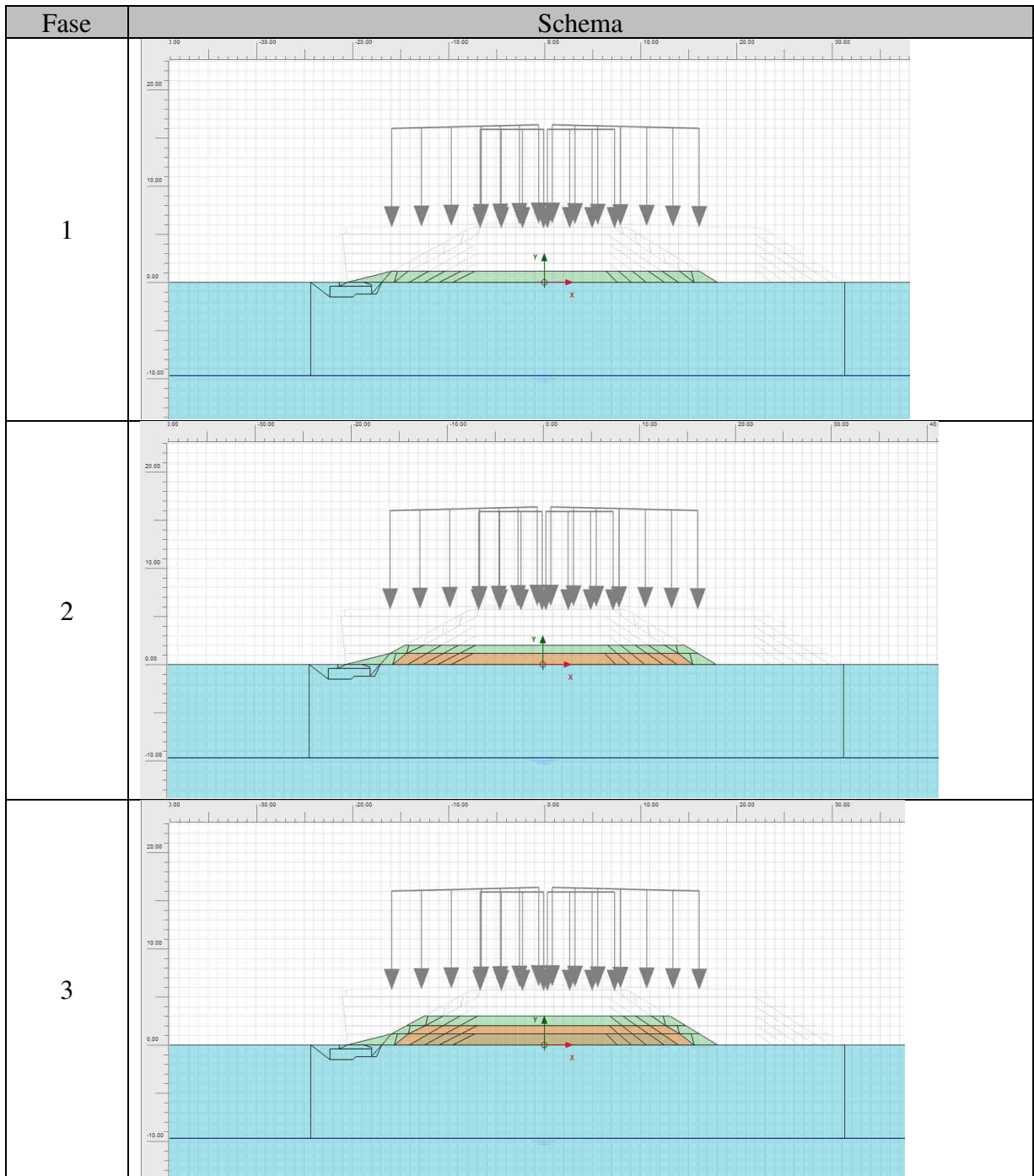
Le fasi di modellazione risultano di seguito descritte:

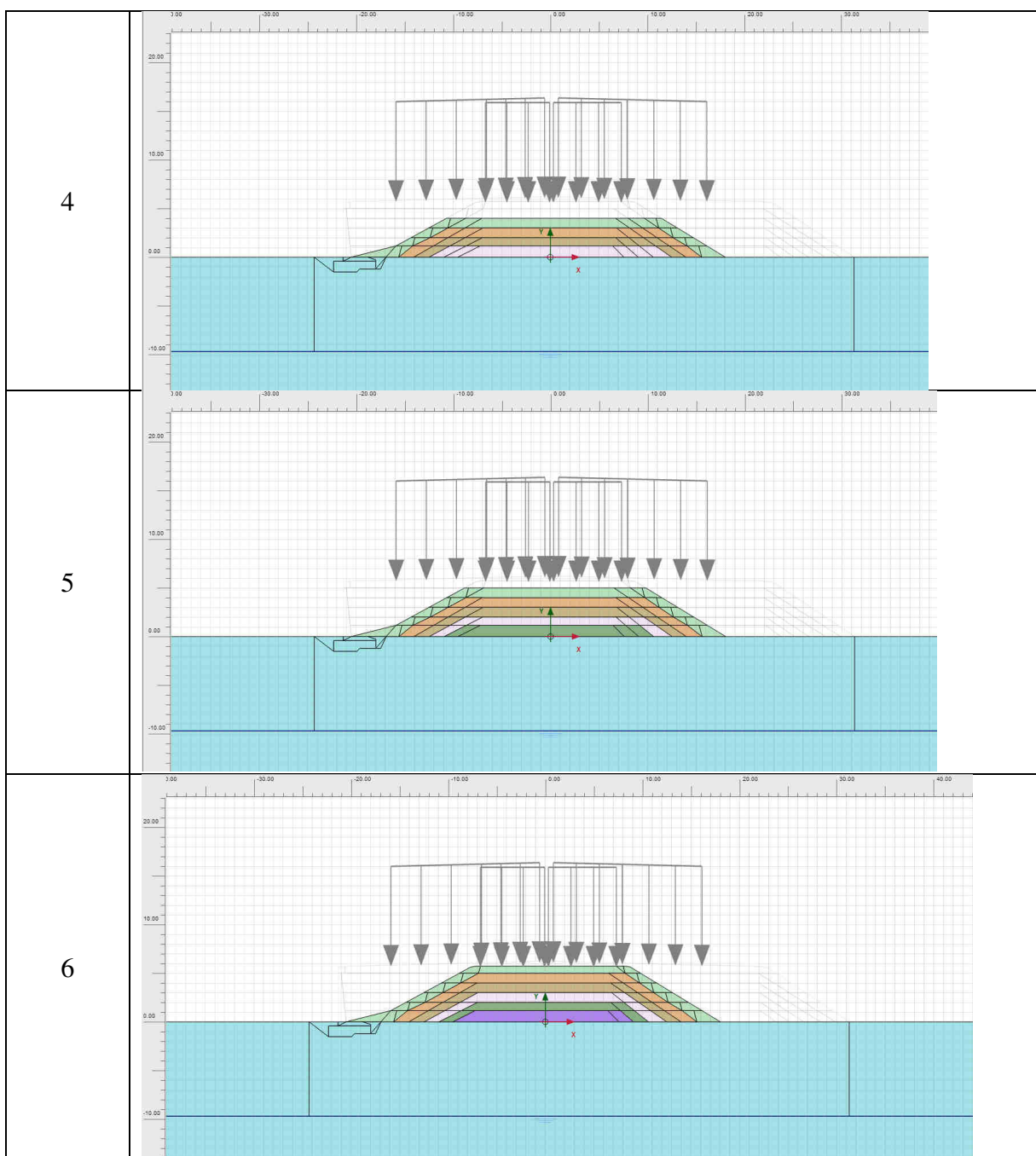
- Fase 0: condizione geostatica



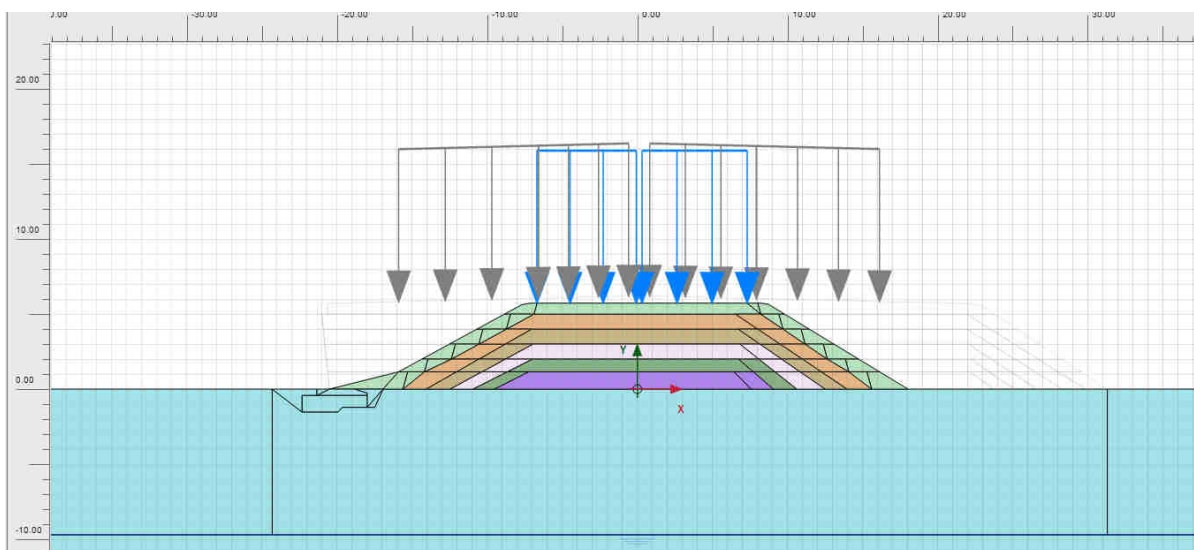
- Fasi 1-6: sequenza costruzione del rilevato esistente: la sequenza prevede per ciascuno degli strati considerati (6) l'attivazione dello strato, la risoluzione del problema e per le fasi successive l'attivazione del nuovo strato determina la modifica delle proprietà degli strati sottostanti, in funzione del livello tensionale.



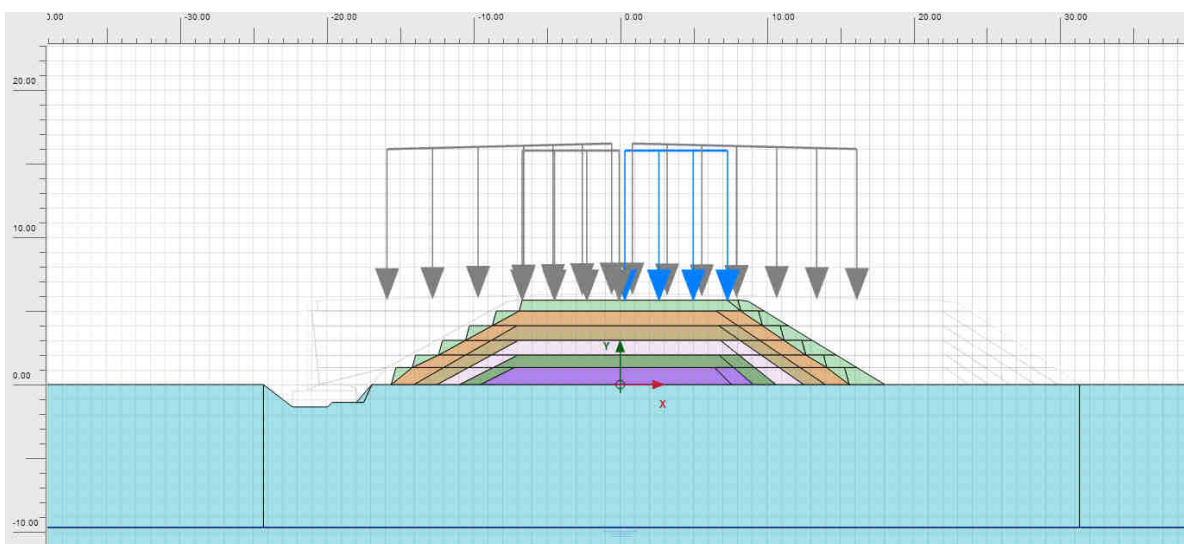




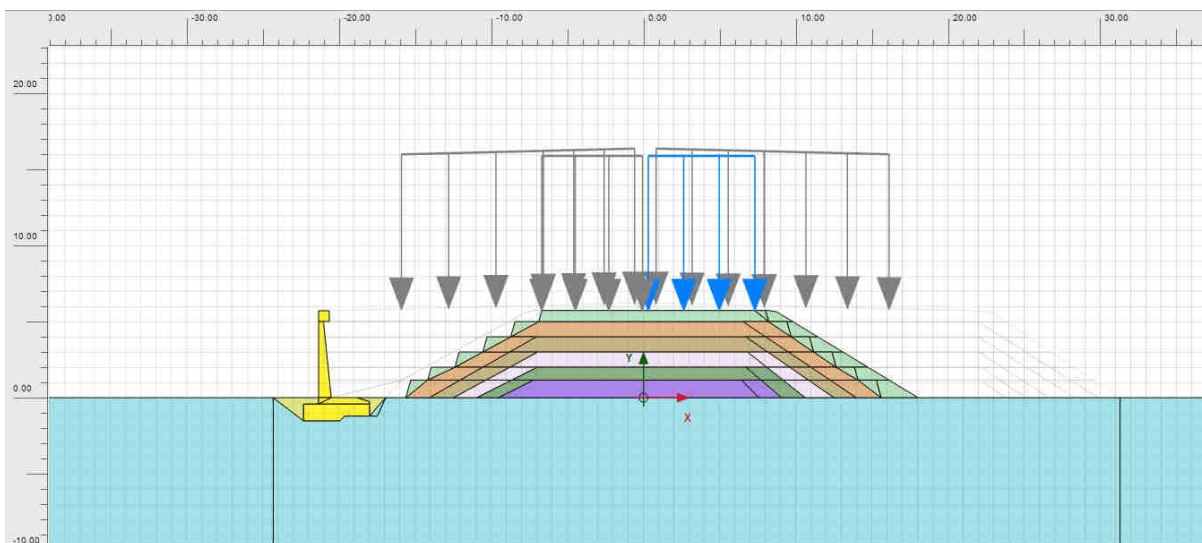
- Fase 7: applicazione carico per le corsie di traffico  $q = 20 \text{ kPa}$



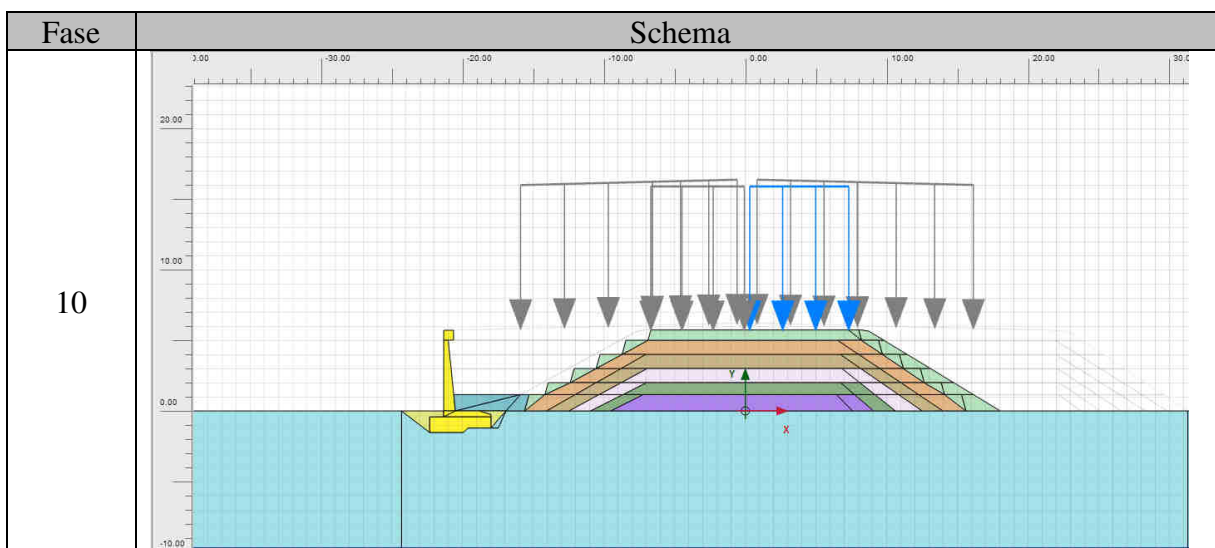
- Fase 8: scavo per la realizzazione del muro di contenimento, realizzazione degli scavi di ammassamento su di un lato del rilevato e disattivazione del carico stradale su tale lato e mantenimento sul lato opposto.

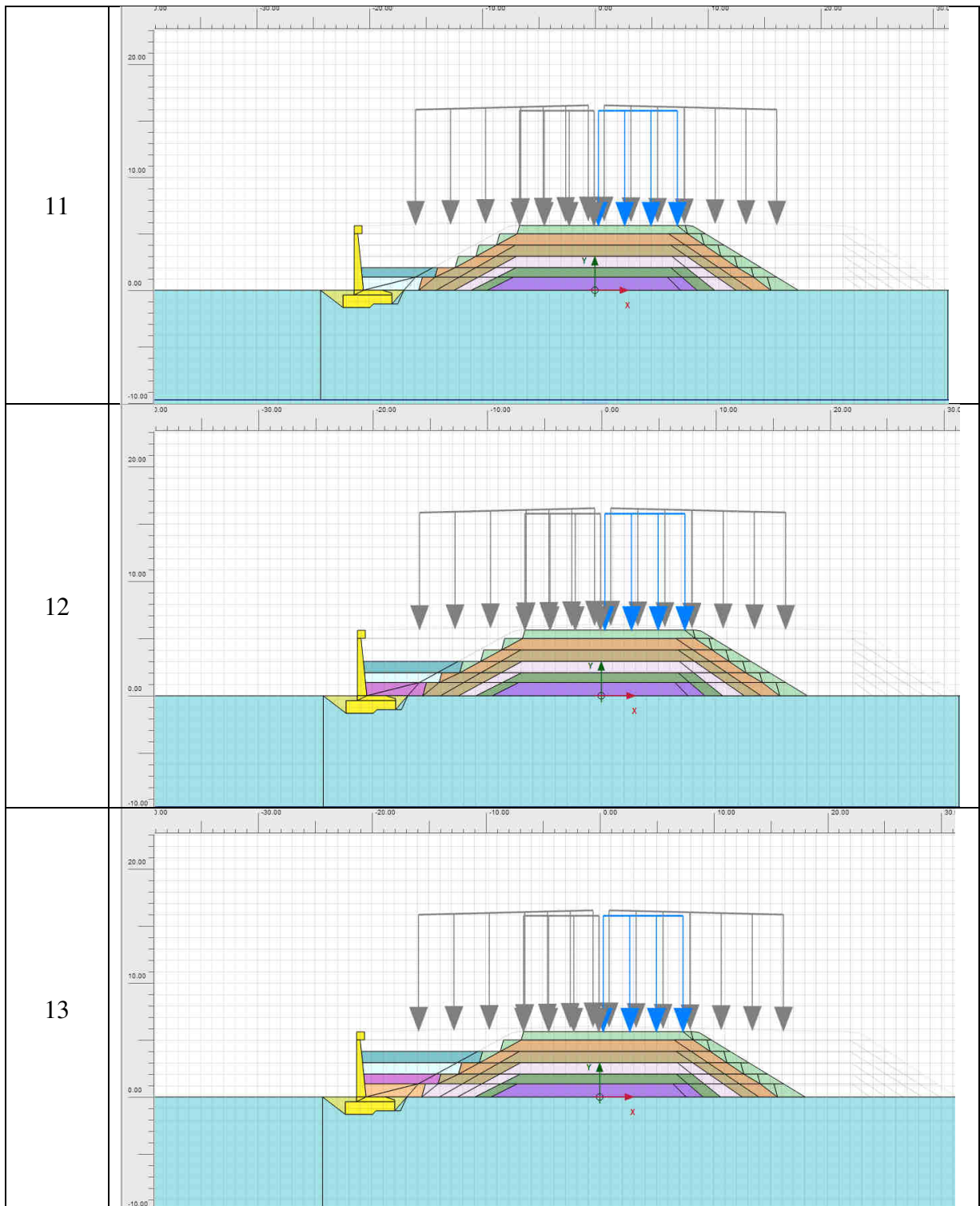


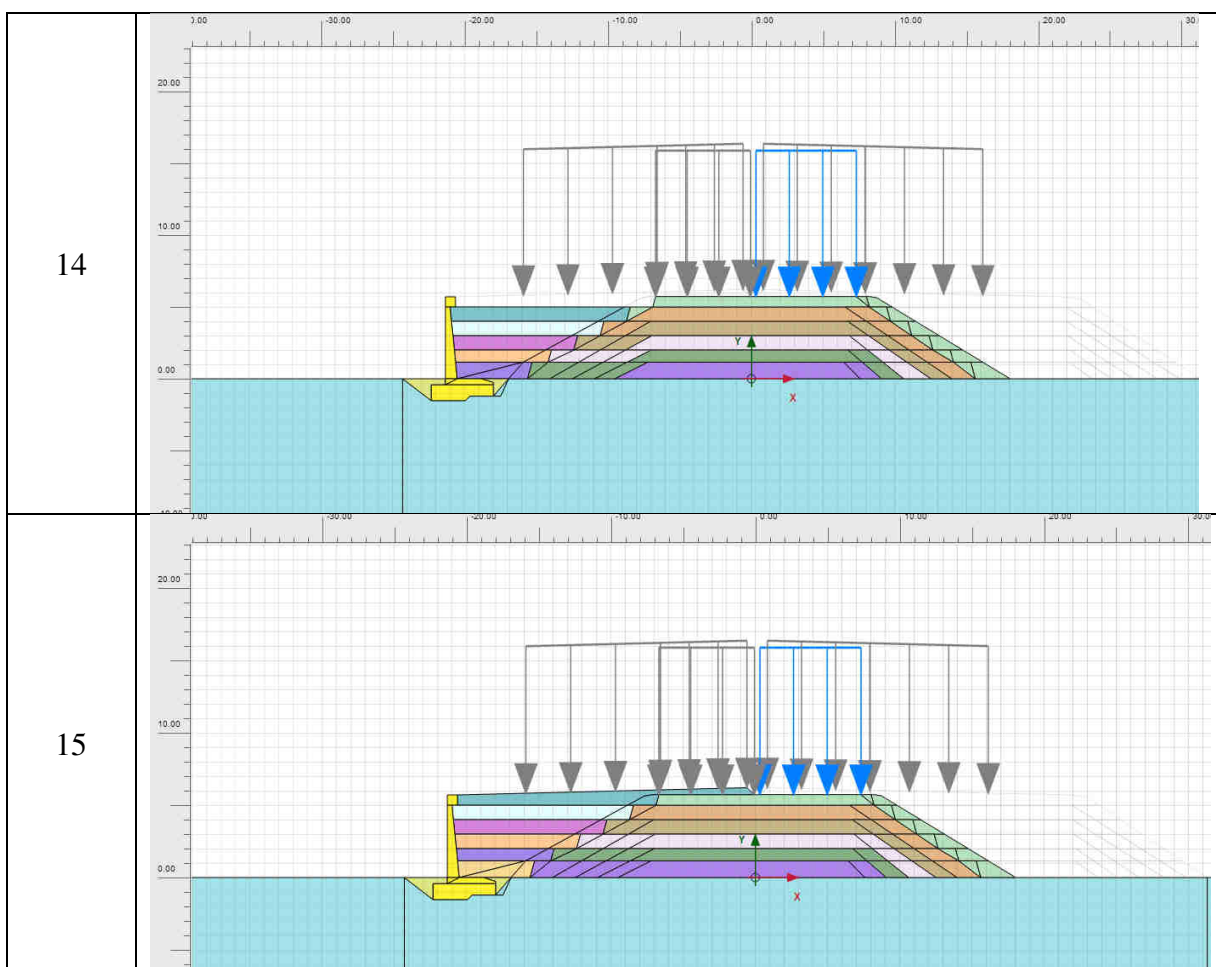
- Fase 9: attivazione muro di contenimento del nuovo rilevato



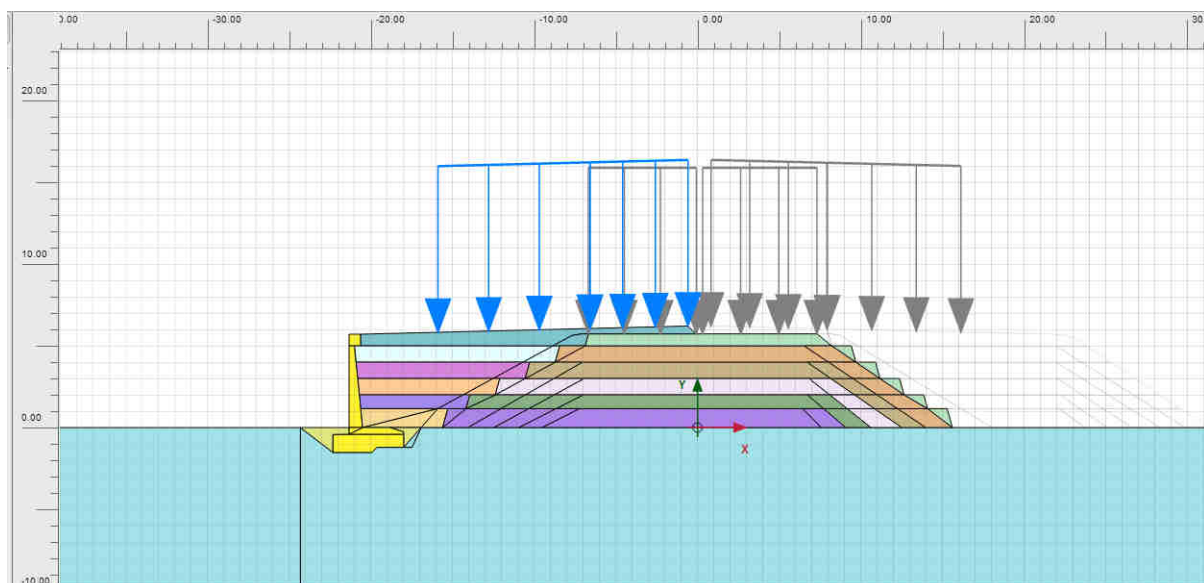
- Fasi 10-15: sequenza costruzione del nuovo rilevato lato muro di contenimento. La sequenza prevede per ciascuno degli strati considerati (6) l'attivazione dello strato, la risoluzione del problema e per le fasi successive l'attivazione del nuovo strato determina la modifica delle proprietà degli strati sottostanti, in funzione del livello tensionale, anche per il rilevato esistente.





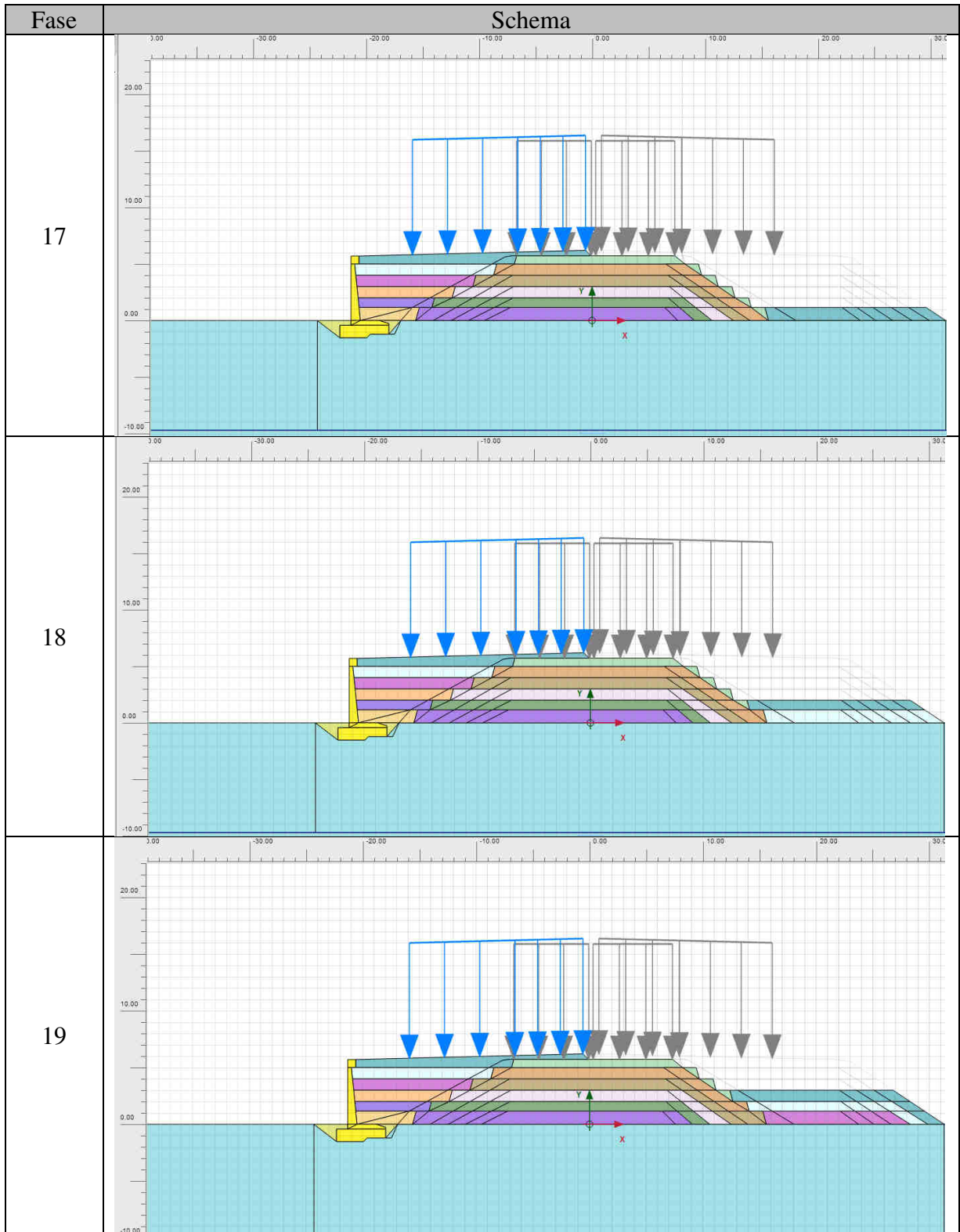


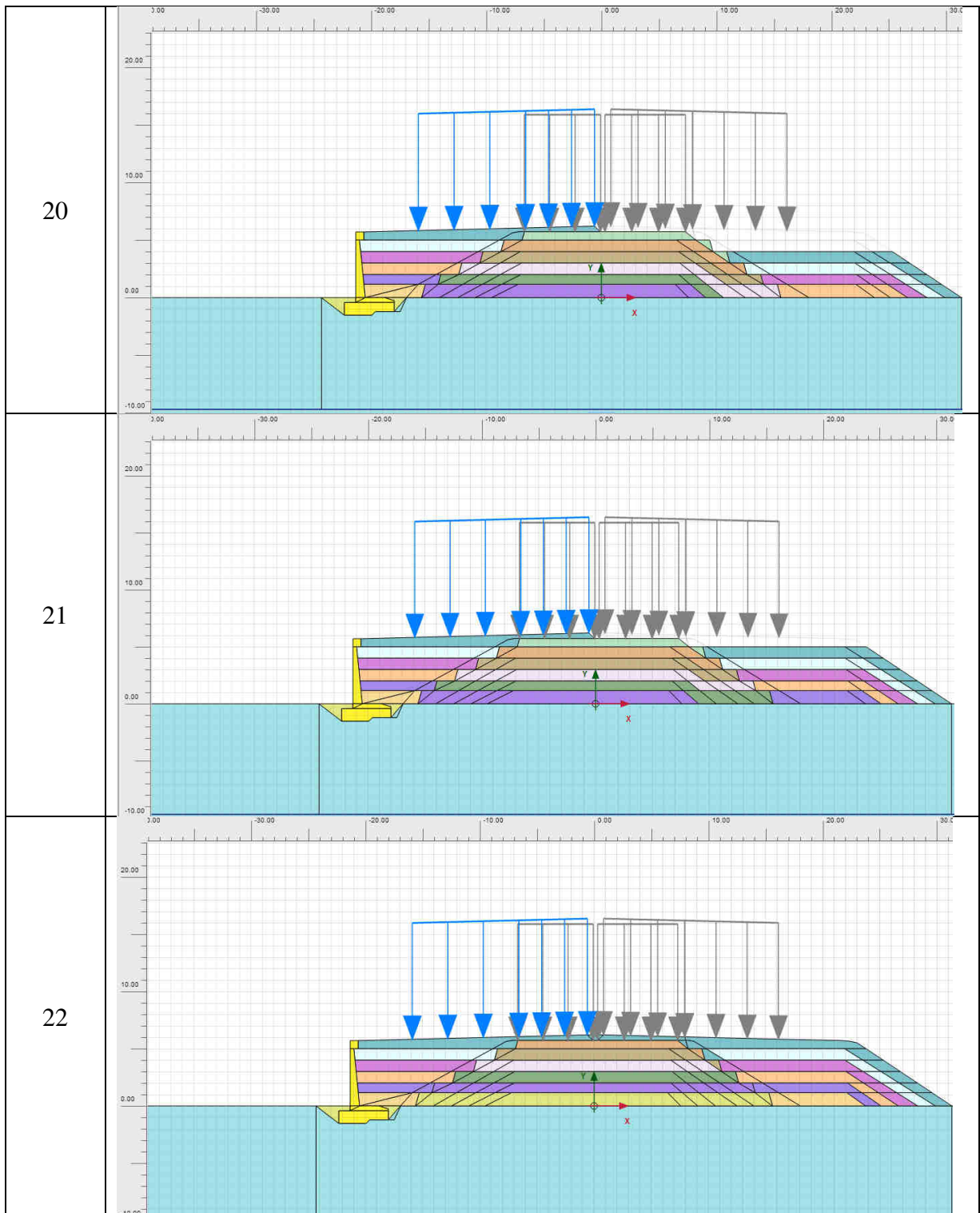
- Fase 16: realizzazione dello scavo lato opposto. Risulta disattivato il carico stradale lato scavo ed attivato per la porzione già realizzata, con la larghezza estesa a tutto il nuovo pavimentato.



- Fasi 17-22: sequenza costruzione del nuovo rilevato lato opposto. La sequenza prevede per ciascuno degli strati considerati (6) l'attivazione dello strato, la risoluzione del problema e per le fasi successive l'attivazione

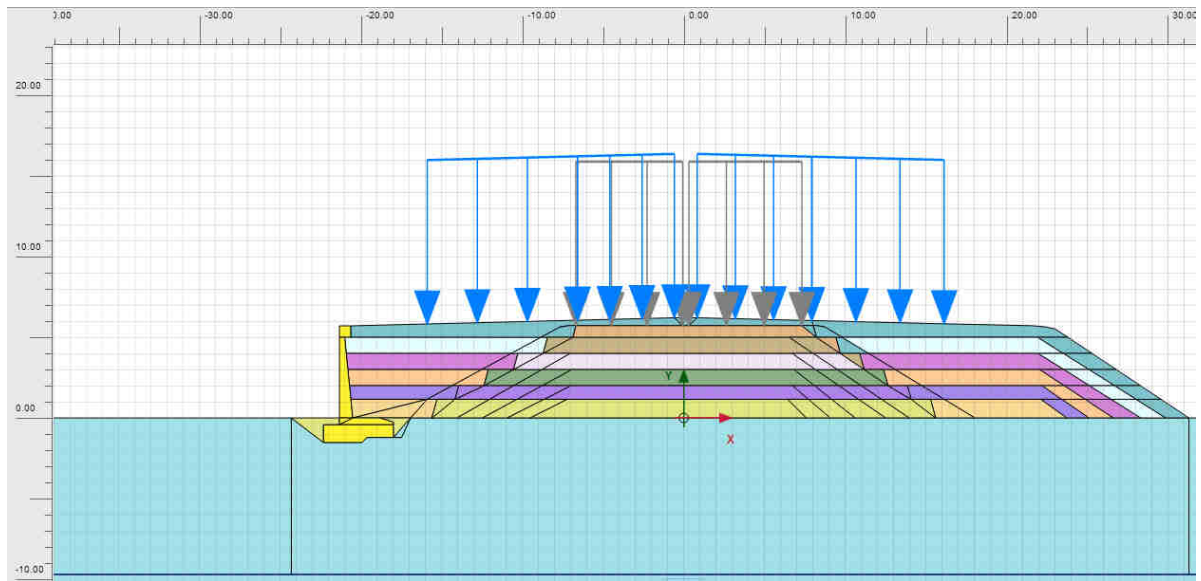
del nuovo strato determina la modifica delle proprietà degli strati sottostanti, in funzione del livello tensionale, anche per il rilevato esistente.





- Fase 23: attivazione carico stradale anche per la nuova porzione del rilevato.





I risultati in termini di spostamento verticale sono di seguito presentati.

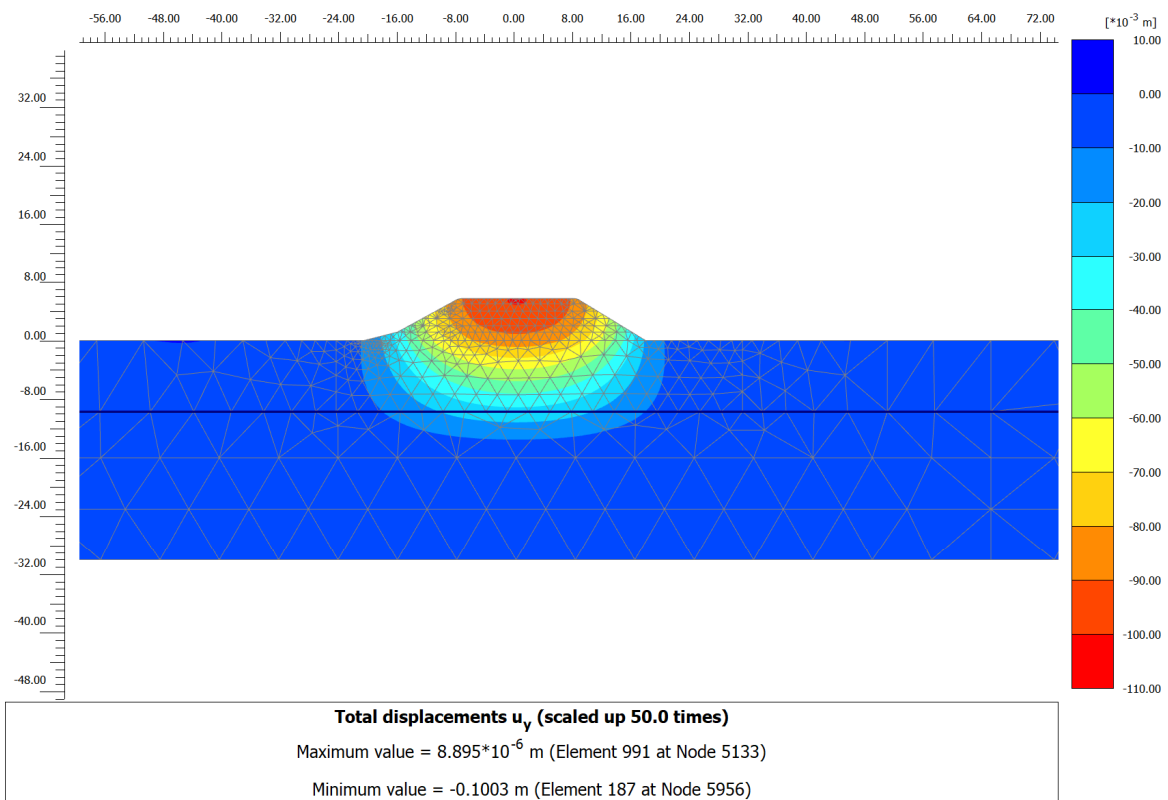


Figura 72 – Ampliamento del rilevato. Risultati modello numerico. Spostamento verticale. Fase 6. Completamento rilevato esistente

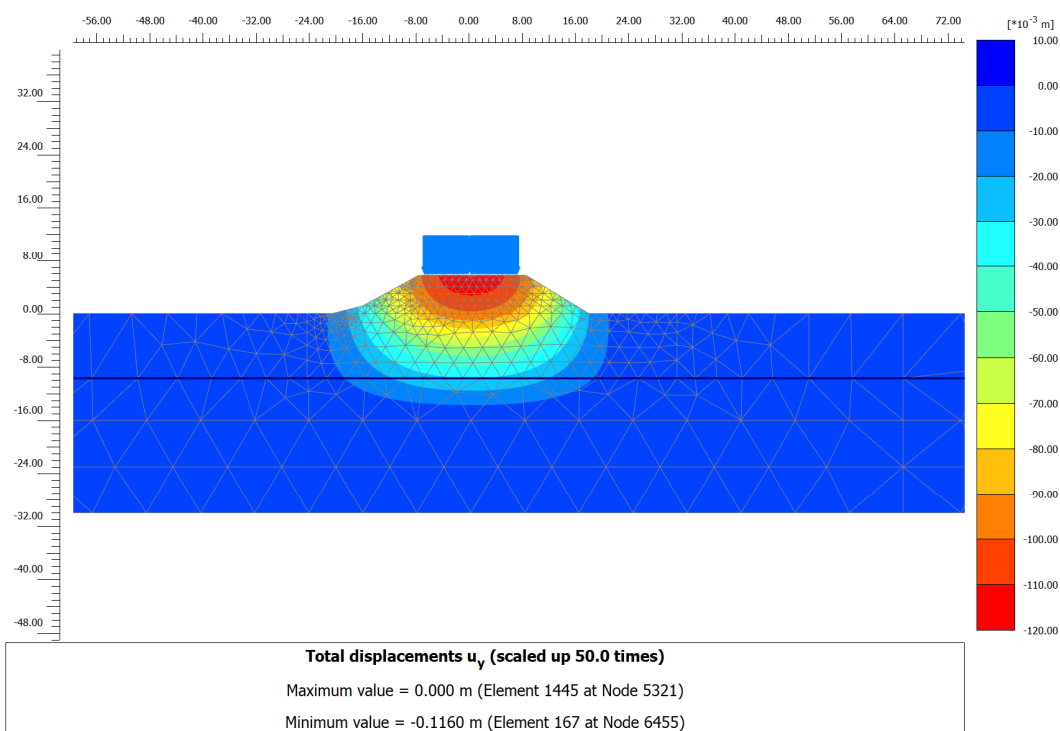


Figura 73 – Ampliamento del rilevato. Risultati modello numerico. Spostamento verticale. Fase 7. Carico stradale su rilevato esistente

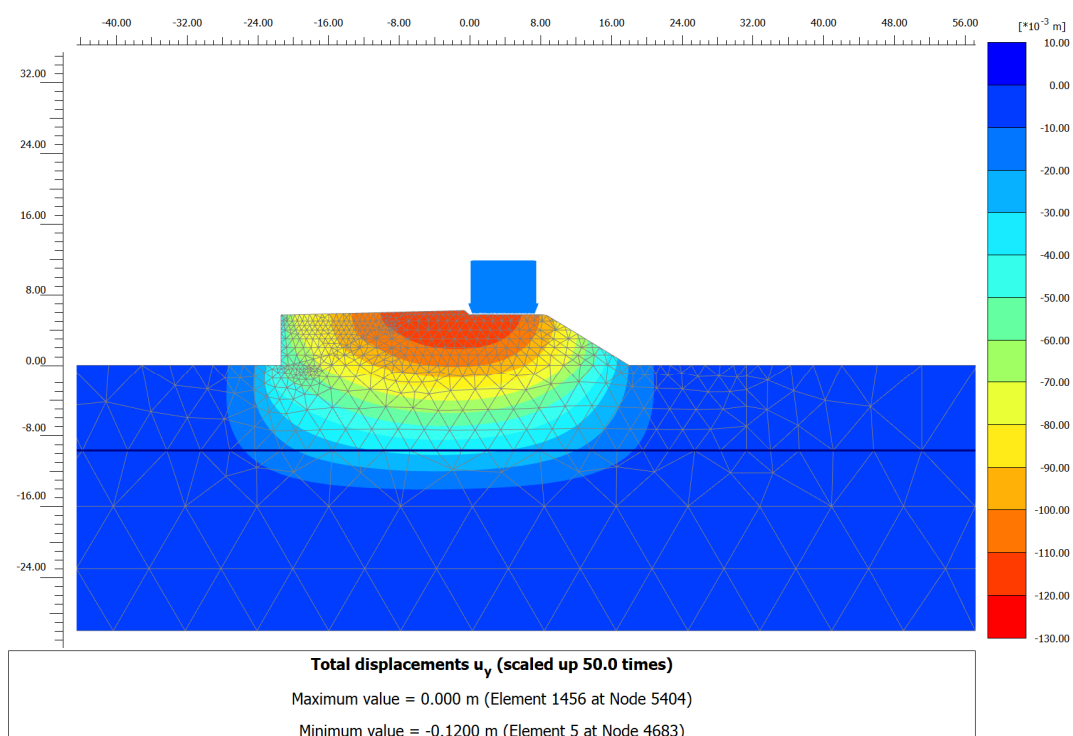


Figura 74 – Ampliamento del rilevato. Risultati modello numerico. Spostamento verticale. Fase 15. Termine realizzazione rilevato lato muro di contenimento

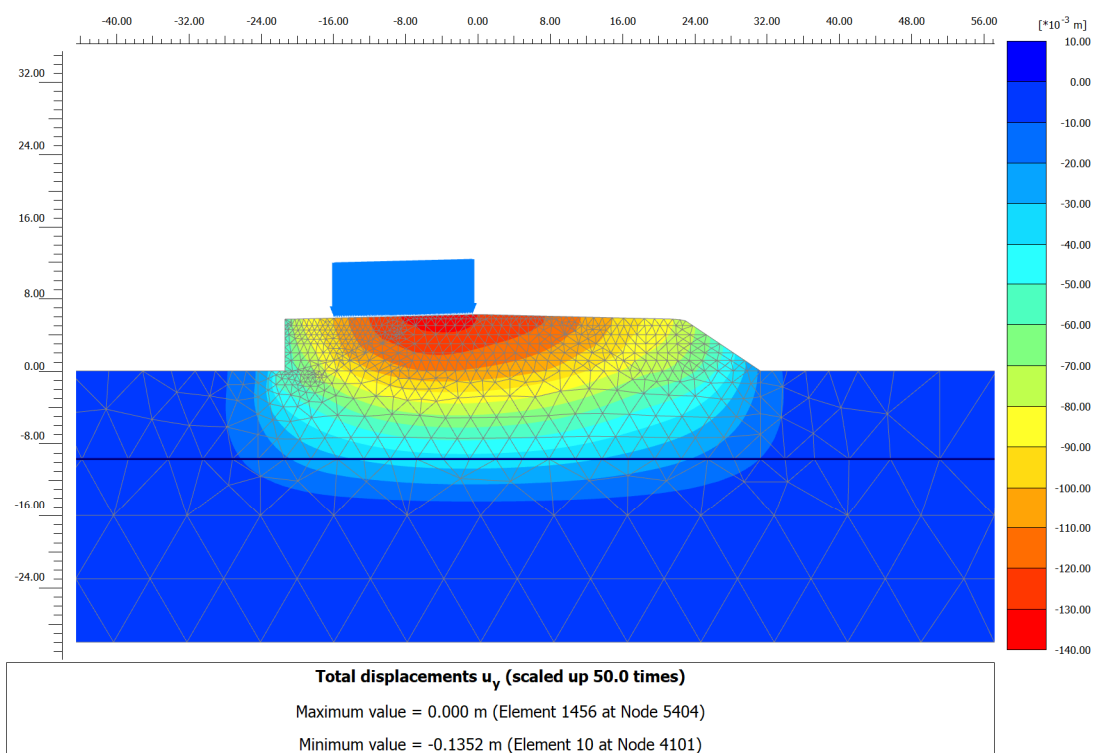


Figura 75 – Ampliamento del rilevato. Risultati modello numerico. Spostamento verticale. Fase 22. Termine realizzazione rilevato lato pendio

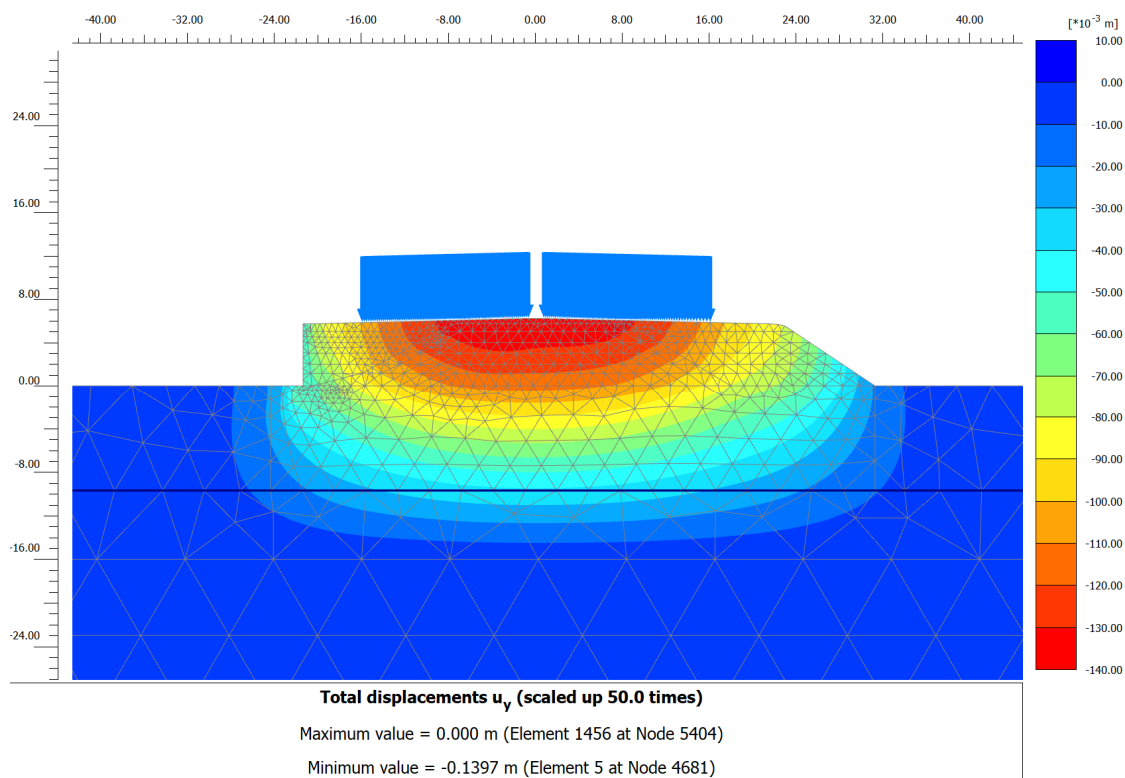


Figura 76 – Ampliamento del rilevato. Risultati modello numerico. Spostamento verticale. Fase 23. Applicazione carichi stradali sul nuovo rilevato

La differenza in termini di spostamento massimo risulta pari a:

- Effetto del sovraccarico stradale sul rilevato esistente:  
 $\delta v$  Fase 7 (carico rilevato esistente) -  $\delta v$  fase 6 (termina costruzione rilevato esistente)  
 $= 11.6\text{cm} - 10.0\text{cm} = 1.60\text{cm}$ , per
- Effetto della realizzazione del nuovo rilevato:  
 $\delta v$  Fase 23 (carico nuovo rilevato) -  $\delta v$  fase 7 (carico rilevato esistente)  
 $= 13.97\text{cm} - 11.6\text{cm} = 2.37\text{cm}$ .

quindi le variazioni di spostamento sul rilevato esistente risultano piuttosto limitate, e di poco superiori al differenziale causato dall'applicazione dell'intero carico stradale teorico per il rilevato esistente.

In termini di stabilità, si rileva come la storia tensionale per il superamento della resistenza a taglio non mostra la presenza di zone plasticizzate.

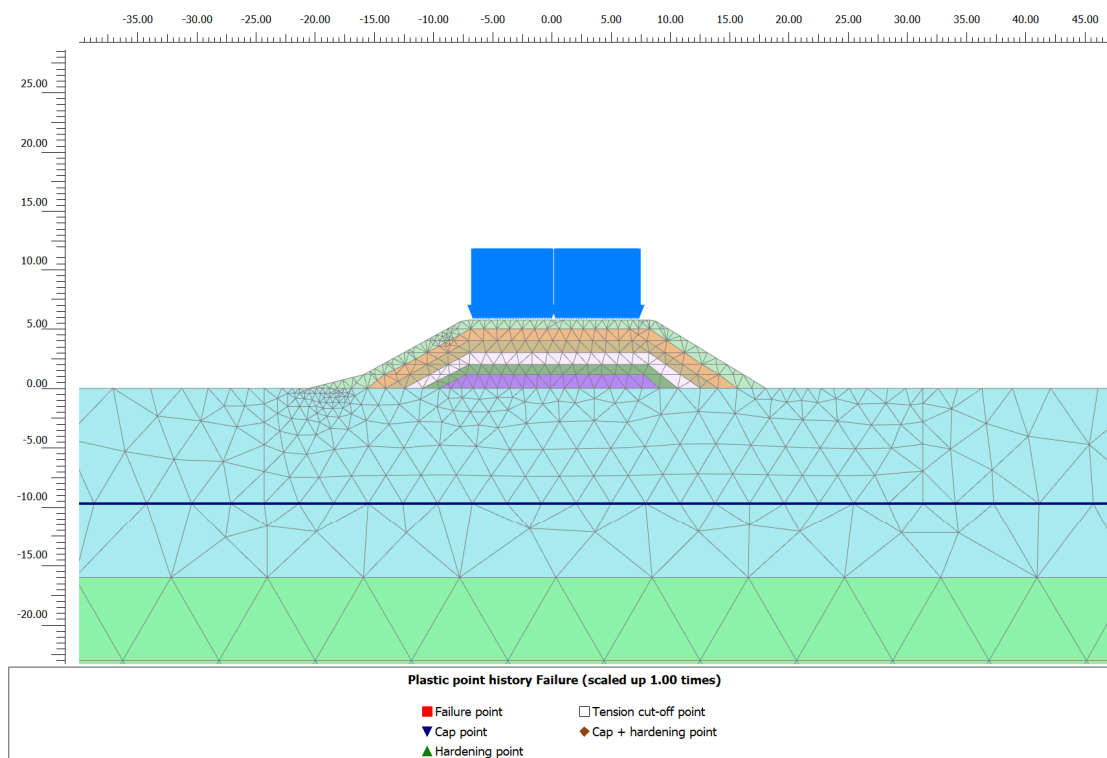


Figura 77 – Ampliamento del rilevato. Risultati modello numerico. Spostamento verticale. Fasi 1-23. Zone plastiche

Attraverso il processo di  $c/\phi$  reduction, i fattori di sicurezza ottenuti risultano:

- Fase 16 (termine scavo rilevato esistente):  $FS = 1.4$ , con condizione critica determinata dalla stabilità delle banche per l'ammorsamento;
- Fase 23 (termine scavo rilevato esistente):  $FS = 2.1$ , con condizione critica determinata dalla stabilità dell'insieme rilevato/muro di contenimento.

Il dettaglio è riportato nelle figure successive.

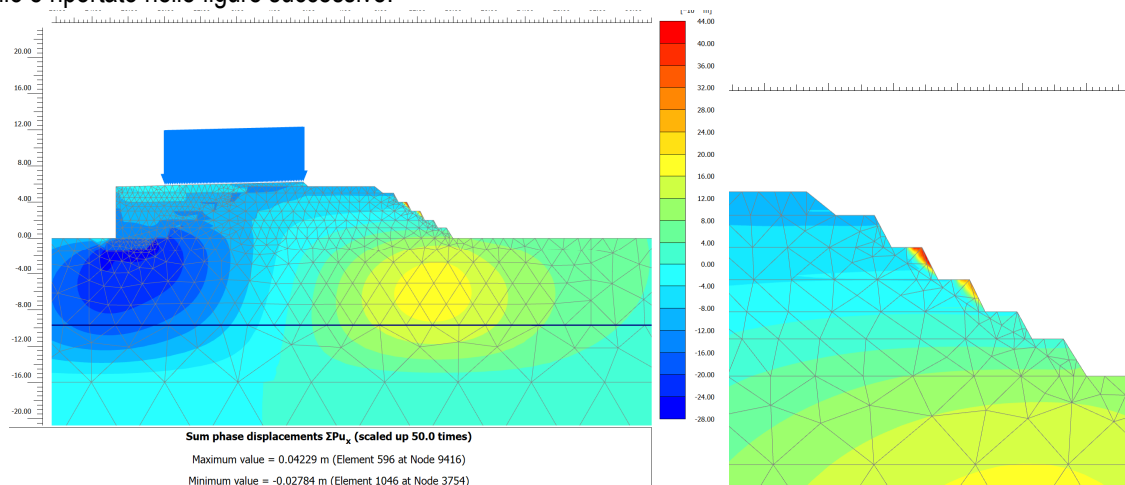


Figura 78 – Ampliamento del rilevato. Risultati modello numerico. Zone di instabilità per FS=1.4 nella fase 16

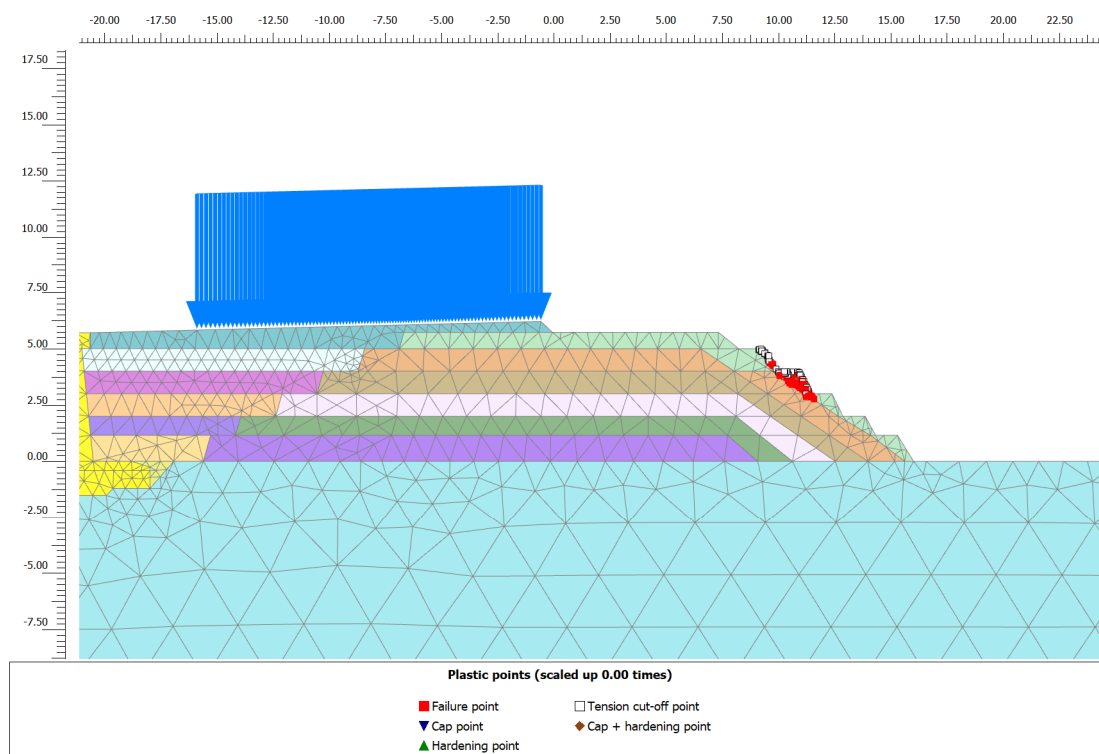


Figura 79 – Ampliamento del rilevato. Risultati modello numerico. Zone plastiche per FS=1.4 nella fase 16

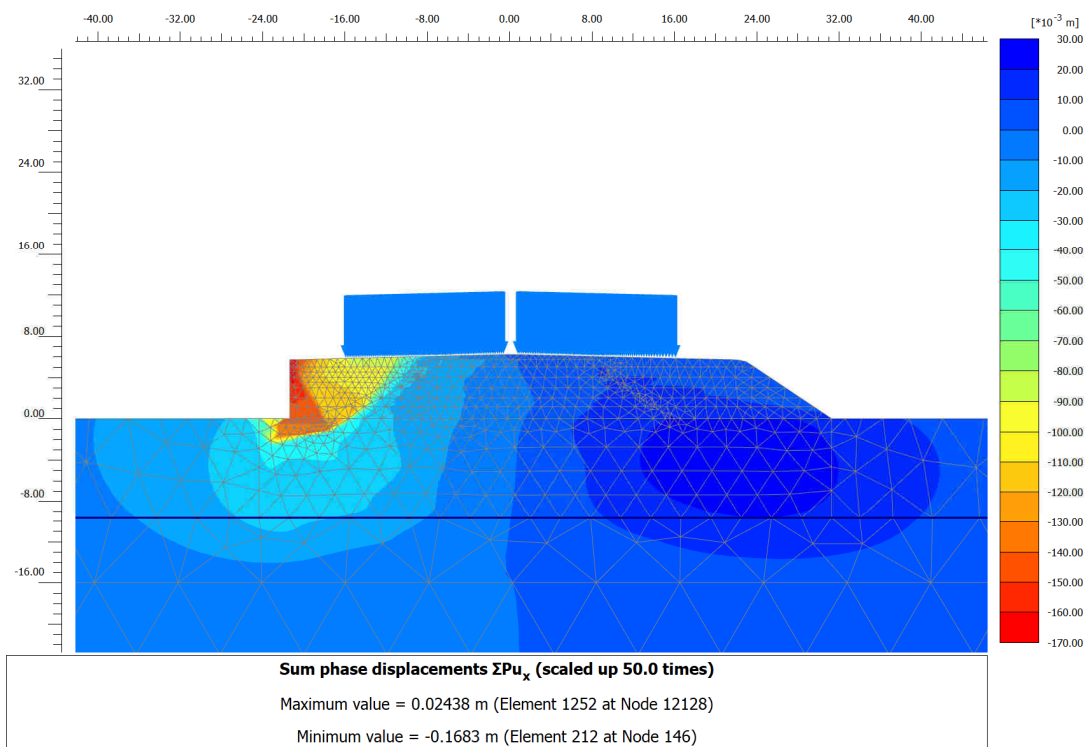


Figura 80 – Ampliamento del rilevato. Risultati modello numerico. Zone di instabilità per FS=2.14 nella fase 23

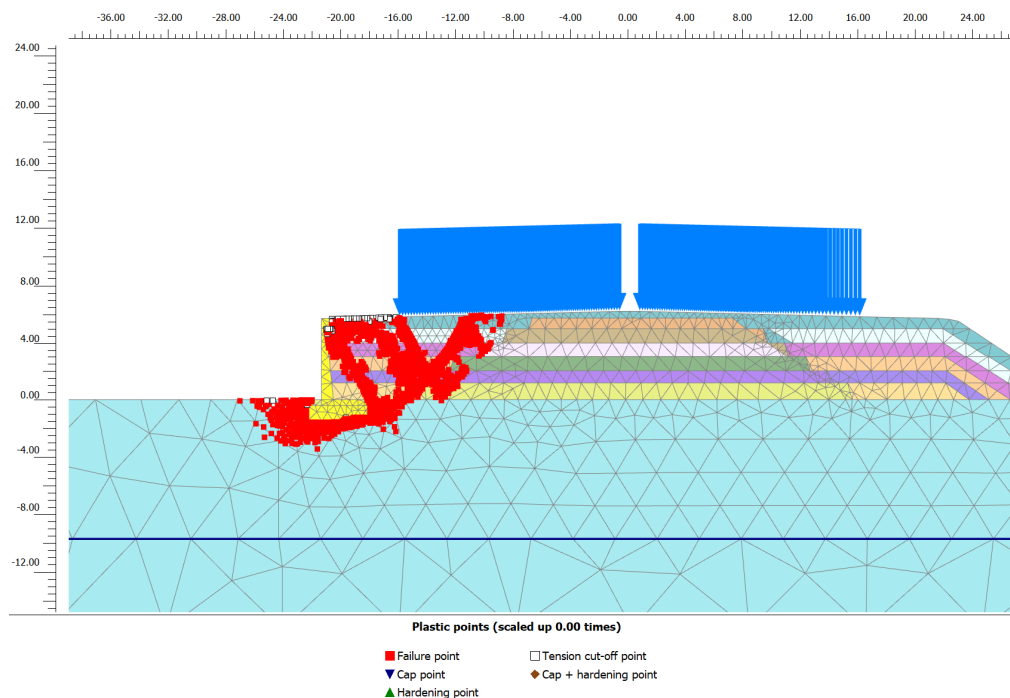


Figura 81 – Ampliamento del rilevato. Risultati modello numerico. Zone plastiche per FS=2.14 nella fase 23

