

STRADA STATALE 4 "VIA SALARIA"
**Adeguamento della piattaforma stradale e messa in
sicurezza dal km 56+000 al km 64+000**
Stralcio 1 da pk 0+000 a pk 1+900

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **RM368**

PROGETTAZIONE: R.T.I.: PROGER S.p.A. (capogruppo mandataria)
PROGIN S.p.A.
S.I.N.A. S.p.A. – BRENG S.r.l.

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:
Dott. Ing. Antonio GRIMALDI (Progin S.p.A.)
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Napoli n. 23799

CAPOGRUPPO MANDATARIA:



IL GEOLOGO:
Dott. Geol. Gianluca PANDOLFI ELMI (Progin S.p.A.)
Ordine dei Geologi Regione Umbria n. 467



Direttore Tecnico:
Dott. Ing. Lorenzo INFANTE

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:
Dott. Ing. Michele CURIALE (Progin S.p.A.)



VISTO: IL RESPONSABILE UNICO DEL PROGETTO
Dott. Ing. Paolo NARDOCCI



PROTOCOLLO

DATA

202

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale

CODICE PROGETTO

D P R M 3 6 8 E 2 3

NOME FILE
T01GE02GEORE01C

CODICE ELAB. T 0 1 G E 0 2 G E O R E 0 1

REVISIONE

SCALA:

C

-

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
C	Emissione a seguito istruttoria ANAS e validazione	Febbraio 2024	Furlani	D'Alterio	L. Infante
B	Emissione a seguito istruttoria ANAS	Maggio 2023	Furlani	D'Alterio	L. Infante
A	Prima emissione	Novembre 2022	Furlani	D'Alterio	L. Infante

Sommario

1	PREMESSA	1
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	2
2.1	Normativa di riferimento.....	2
2.2	Documenti di riferimento.....	2
2.3	Programmi di calcolo.....	2
3	INQUADRAMENTO GEOLOGICO, MORFOLOGICO ED IDROGEOLOGICO	
	3	
4	INDAGINI GEOTECNICHE	5
4.1	Campagne di indagini pregresse.....	5
4.1.1	Prove pressiometriche.....	6
4.1.2	Prove di laboratorio.....	6
4.1.3	Piezometri e letture.....	7
4.2	Campagna di indagine del 2021	8
4.2.1	Prove pressiometriche.....	9
4.2.2	Prove di laboratorio.....	10
4.2.3	Indagini sismiche.....	15
4.2.4	Piezometri e letture.....	20
4.2.5	Rilievo geomeccanico e geostrutturale dei versanti rocciosi	21
4.3	Campagna di indagine del 2022	22
4.3.1	Prove pressiometriche.....	22
4.3.2	Prove di permeabilità.....	23
4.3.3	Prove di laboratorio.....	23
4.3.4	Indagini sismiche.....	25
4.3.5	Piezometri e letture.....	30
4.3.6	Rilievo geomeccanico e geostrutturale dei versanti rocciosi	30
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	31

5.1	Definizione delle unità geotecniche intercettate.....	31
5.2	Criteri di interpretazione delle indagini geotecniche.....	31
5.2.1	Depositi incoerenti.....	32
5.3	Depositi coesivi	36
5.4	Materiali lapidei	38
5.5	Unità Ra, Rv – Riporto antropico e Riporto vegetale	42
5.6	Unità ec – Depositi eluvio colluviali limoso argillosi.....	42
5.7	Unità AL – Argilla limosa (facies terrosa della formazione di Monte Sabino)	44
5.8	Unità GS – ghiaia sabbiosa con ciottoli (facies terrosa della formazione di Monte Sabino)	46
5.9	Unità MS – Conglomerati di Monteleone Sabino	48
5.10	Unità SB (Scaglia Bianca), Unità SR (Scaglia Rossa) – Calcere marnoso.....	49
5.11	Sintesi parametri geotecnici di progetto.....	92
5.12	Livello di falda	93
5.13	Parametri geotecnici caratteristici di progetto per le scarpate di scavo.....	94
5.14	Condizione sismica	96
6	<i>PALI DI FONDAZIONE.....</i>	98
6.1	Metodologie di calcolo capacità portante pali.....	98
6.1.1	Analisi agli stati limite.....	98
6.1.2	Metodologia di calcolo capacità portante ai carichi verticali.....	99
6.1.3	Valutazione capacità portante pali dei muri da km 0+000 fino a km 0+050 circa (fino a TM01).....	102
6.1.4	Valutazione capacità portante pali muri da km 0+060 (dopo TM01) a km 0+100	114
6.2	Micropali di fondazione	120
6.2.1	Valutazione capacità portante micropali muro OS14 e OS15	122
6.2.2	Valutazione capacità portante micropali muro OS15 da 1+960 a 2+230 e OS11	125
6.3	Chiodature per la stabilizzazione delle scarpate	125
6.4	Modulo di reazione orizzontale palo - terreno	126
6.5	Momento adimensionale lungo il palo e parametro alfa	129
6.6	Metodologia di calcolo carico limite orizzontale dei pali	134

6.7	Verifica a carico limite verticale di una palificata.....	136
7	<i>VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI.....</i>	137
7.1	Premessa.....	137
7.2	Criteri di valutazione dei cedimenti.....	137
7.2.1	Determinazione della zona compressibile Hc.....	137
7.2.2	Terreni sabbiosi.....	137
7.2.3	Terreni argillosi e/o stratificati.....	138
7.2.4	Tipi di cedimento.....	138
7.2.5	Valutazione teorica dei vari tipi di cedimento.....	140
7.2.6	Determinazione teorica dell'andamento nel tempo dei cedimenti.....	140
7.3	Valutazione dei cedimenti dei rilevati.....	142
8	<i>ANALISI DI STABILITÀ DI SCARPATE DEI RILEVATI.....</i>	145
8.1	Premessa.....	145
8.2	Metodologie di calcolo.....	145
8.3	Carichi.....	146
8.4	Azione sismica.....	146
8.5	Sezioni di calcolo.....	146
8.6	Risultati delle analisi di stabilità.....	147
9	<i>ANALISI RISCHIO POTENZIALE LIQUEFAZIONE DEI TERRENI.....</i>	149
10	<i>PIANI DI POSA.....</i>	151
11	<i>APPENDICE A. VALUTAZIONE CAPACITÀ PORTANTE PALI. TABULATI DI CALCOLO PAL.....</i>	152
11.1	Dal km 0+000 al km 0+050 circa (fino a TM01) palo D=800 mm(compressione).....	152
11.2	Dal km 0+000 al km 0+050 circa (fino a TM01) palo D=800 mm(trazione).....	158
11.3	Dal km 0+000 al km 0+050 circa (fino a TM01) D=1000 mm(compressione).....	165
11.4	Dal km 0+000 al km 0+050 circa (fino a TM01) palo D=1000 mm(trazione).....	172
11.5	Dal km 0+000 al km 0+050 circa (fino a TM01) palo D=1200 mm(compressione).....	179

11.6	Dal km 0+000 al km 0+050 circa (fino a TM01) palo D=1200 mm(trazione).....	186
11.7	Dal km 0+060 (da TM01) al km 0+100 circa palo D=800 mm(compressione).....	193
11.8	Dal km 0+060 (da TM01) al km 0+100 circa palo D=800 mm(trazione).....	197
12	<i>APPENDICE B. VALUTAZIONE DEL MOMENTO ADIMENSIONALE LUNGO IL PALO. TABULATI DI CALCOLO MR</i>	204
12.1	Dal km 0+000 al km 0+050 fino a TM01 palo D=800 mm.....	204
12.2	Dal km 0+000 al km 0+050 fino a TM01 palo D=1000 mm.....	206
12.3	Dal km 0+000 al km 0+050 fino a TM01 palo D=1200 mm.....	208
12.4	Dal km 0+000 dopo TM01 fino a km 0+100 palo D=800 mm	210
12.5	Micropalo Dp=230 mm – OS14 Dal km 1+168 a km 1+700.....	212
12.6	Micropalo Dp=230 mm – OS14 Dal km 1+720 a km 1+740.....	214
13	<i>APPENDICE C. ANALISI DEI CEDIMENTI. TABULATI DI CALCOLO CED</i>	216
13.1	Sezione 33 - Cedimenti totali	216
14	<i>APPENDICE D. ANALISI DI STABILITA'. TABULATI DI CALCOLO SLIDE.....</i>	219
14.1	Sezione 33 – Analisi statica SLU.....	219
14.2	Sezione 33 – Analisi sismica SLV	225

1 PREMESSA

La revisione in oggetto è emessa per riscontro ai commenti di istruttoria Anas e validazione (IT22009AR-004-SP-0006-0 del 19/11/2023 ITS Controlli Tecnici SpA).

Il presente documento viene emesso a seguito di istruttoria Anas del 27-03-2023 e riporta la caratterizzazione geotecnica relativa al Progetto Esecutivo della Strada Statale 14 “via Salaria”: Adeguamento della piattaforma stradale e messa in sicurezza dal km 56+000 al km 64+000 – 1° Stralcio funzionale (pk 0+000÷1+900).

Quindi nella presente relazione sono affrontati i seguenti aspetti:

- breve inquadramento geologico, morfologico, idrogeologico;
- descrizione delle indagini geotecniche eseguite in sito ed in laboratorio, rilievo del livello di falda;
- definizione delle unità geotecniche interferenti con le opere;
- descrizione dei criteri in base ai quali sono stati interpretati i risultati delle indagini geotecniche; interpretazione dei risultati delle indagini geotecniche e definizione dei parametri geotecnici, in termini di proprietà fisiche e meccaniche (resistenza al taglio e deformabilità), per le varie unità geotecniche;
- condizioni sismiche;
- analisi del rischio di potenziale liquefazione dei terreni;
- valutazione capacità portante pali di fondazione e micropali di fondazione (valori di adesione alterale limite per le varie unità geotecniche), valutazione del momento e del taglio adimensionale lungo il fusto del palo.
- Indicazioni per la preparazione dei piani di posa dei rilevati.

2 **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

2.1 **Normativa di riferimento**

[N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018) e circolare applicativa.

2.2 **Documenti di riferimento**

I documenti presi a riferimento per la stesura del presente elaborato sono i seguenti.

[N.2]. T01GE01 GEO RE01 – Relazione geologica.

[N.3]. T01GE01 GEO CG01÷02 – Carta geologica.

[N.4]. T01GE01 GEO SZ01÷06 – Sezioni geologiche.

[N.5]. T01GE01 GEO FG01÷02 – Profilo geologico.

[N.6]. T01GE02 GEO FG01÷02 – Profilo geotecnico.

[N.7]. T01GE02 GEO SZ01÷03 – Sezioni geotecniche.

[N.8]. T01OM01÷10 STR RE01A – Relazioni di calcolo trincee

[N.9]. Resoconto tecnico delle indagini. Ottobre 2022.

[N.10]. Raccomandazioni sui pali di fondazione. Associazione geotecnica italiana. Dicembre, 1984.

2.3 **Programmi di calcolo**

Nella redazione del presente documento sono stati utilizzati i seguenti programmi di calcolo:

- PAL (G. Guiducci, 1999-2006). Rimini (RN), Italia. Programma di valutazione capacità portante per pali singoli di fondazione soggetti a carichi assiali. Sono implementati diverse metodologie di calcolo di portata laterale e di base pubblicati in letteratura tecnica. L'elaborazione opera secondo somma di contributi unitari.
- MR (G. Guiducci, 1996). Rimini (RN), Italia. Programma per l'analisi di pali alla Matlock e Reese.

Per i programmi citati, con riferimento al paragrafo 10.2 del D.M. 14.01.2018 e relativa Circolare esplicativa, si dichiara che:

- i risultati dei calcoli eseguiti con l'utilizzo del calcolatore sono stati verificati dal progettista;
- i risultati presentati nelle forme allegate al progetto ne garantiscano la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità;
- l'affidabilità dei codici utilizzati è stata verificata attraverso esame preliminare, di valutazione dell'affidabilità e soprattutto dell'idoneità del programma nel caso specifico di applicazione;
- la validazione dei codici di calcolo è stata verificata sia per confronto con soluzioni semplificate con metodi tradizionali, sia dall'esame della documentazione fornita dal produttore/distributore sulle modalità e procedure seguite per la validazione generale del codice.

3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, MORFOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

Il tracciato di progetto si sviluppa nel settore dei rilievi pre-appenninici della Sabina occidentale compreso tra l’incisione valliva del torrente Farfa a Sud (località Ponte Buida -Casaprota), con quota intorno a 270 m s.l.m. e lo svincolo presso Ornaro Basso con il vecchio tracciato della Salaria, a quota intorno a 580 m s.l.m..

Il tracciato in progetto ricade in un contesto geologico omogeneo in cui affiorano due domini principali:

- Successione carbonatica pre-orogena, di età compresa tra il Giurassico inferiore e il Miocene medio;
- Successione post-orogena rappresentata dalle serie sedimentarie marine e continentali di natura da argillosa a sabbioso-conglomeratica, trasgressive sui termini della successione sabina.

Quest’ultima, appartenente alla nota Successione Sabina, ha rappresentato nel Mesozoico una fascia di transizione tra la piattaforma carbonatica laziale-abruzzese ed il bacino occidentale pelagico umbro-marchigiano.

In relazione al tipico ambiente deposizionale, in questo bacino si sono formate formazioni geologiche costituite prevalentemente da calcari micritici ed in subordine depositi silico-marnosi con intercalazioni di materiale detritico grossolano (da calcareniti a megabrecce), depositatesi lungo la scarpata sottomarina formatasi al margine della piattaforma carbonatica laziale-abruzzese.

Durante l’orogenesi appenninica (a partire dal Miocene superiore) la successione sabina è stata sollevata, deformata e variamente smembrata in blocchi che oggi si ritrovano affiancati o sovrapposti in strutture tettoniche molto complesse.

A seguito di una successiva fase di tettonica distensiva, si instaurarono bacini depressi con ingressioni marine, le quali, portarono alla formazione di importanti serie sedimentarie marine e continentali di natura da argillosa a sabbioso-conglomeratica, trasgressive sui termini della Successione Sabina.

Le formazioni pre-orogenesi hanno risentito della tettonica compressiva e distensiva che ha coinvolto l’area. Infatti, oltre a sovrascorrimenti si rivengono anche elementi di tettonica duttile rappresentati da pieghe con diverse geometrie. Da fonti bibliografiche non si riscontra comunque la presenza di faglie attive e capaci.

A scala locale possiamo distinguere il tracciato in progetto nei seguenti tratti:

- il primo chilometro di tracciato, a partire dall’innesto con la ex S.S. 314 “Licinese”, si sviluppa nell’ambito del bacino reatino-cicolano, interessando fino al km 56+630 circa, le formazioni sabbioso-conglomeratiche (Unità di Monteleone Sabino – facies conglomeratica UMS_{aa});
- dal km 56+630 il tracciato attraversa le formazioni del substrato pre-orogenico, delle sequenze di transizione umbro-marchigiane, interessando fino al km 62+920 – 63+050 prevalentemente le formazioni della Scaglia Rossa e in modo minoritario della Scaglia Bianca;
- dal km 63+050 al km 63+325 la scaglia bianca è mascherata da detriti di versante;
- nella parte finale del tracciato fino a fine lotto al km 64+000, il tracciato attraversa le formazioni sabbioso conglomeratiche con l’Unità di Ornaro Basso.

Da un punto di vista geomorfologico il territorio interessato dal tracciato in progetto, fra Ponte Buida altrimenti denominato Casaprota (Torrente Farfa) a Ornaro Basso, è delimitato dalla valle del Torrente Farfa a sud, dal “crinale morfologico” rappresentato dall’abitato di Ornaro basso a nord e risulta costituito dalle incisioni idrografiche del Rio dei Cerri, Fosso dei Cerri e Fosso Secco (che si incontrano lungo il tracciato stradale procedendo da sud verso nord).

Dal punto di vista della stabilità dei pendii, il territorio investigato non appare soggetto a fenomeni di dissesto particolarmente rilevanti. I terreni del ciclo post-orogenico (conglomerati sabbiosi più o meno cementati) appaiono quelli potenzialmente più instabili e che possono presentare dissesti per effetto della scarsa cementazione e quindi della facile erodibilità. Studi specifici (Menotti et alii, 1996; Autorità di Bacino del Tevere, 1999) segnalano la presenza di fenomeni complessi, scorrimenti e nelle facies più cementate anche crolli. Le formazioni carbonatiche della serie sabina sono invece essenzialmente soggette a fenomeni di crollo. Nell’inventario dei fenomeni franosi italiani è presente una frana quiescente per colamento lento al km 58+300 in corrispondenza della confluenza tra il Fosso della Vignola e il Rio dei Cerri, in destra idraulica, ma non direttamente interferente con il tracciato in progetto.

L’assetto idrogeologico dell’area è direttamente relazionato al contesto geologico e geomorfologico precedentemente descritto, infatti, le formazioni dell’area esaminata possono essere raggruppate in due classi idrogeologiche principali.

- Litologie caratterizzate da circolazione idrica per porosità: rientrano in questo gruppo i sedimenti sabbioso-ghiaiosi delle unità plio-pleistoceniche, parte delle vulcaniti e i terreni detritico-alluvionali. Le potenzialità idriche sono variabili in funzione delle permeabilità e degli spessori dei singoli corpi e dei rapporti stratigrafico-tettonici con altre formazioni.
- Litologie caratterizzate da circolazione idrica per fessurazione: rientrano in questo gruppo le formazioni calcaree e marnose che costituiscono i rilievi carbonatici.

I terreni sabbioso-ghiaiosi presentano una grande variabilità della permeabilità, in verticale e in orizzontale. In particolare, la presenza sulla stessa verticale di successioni a differente permeabilità può dare luogo alla comparsa di acquiferi multistrato. A grande scala questi acquiferi hanno una direzione di flusso circa E-W e tendono a formare un’unica falda avvicinandosi al livello di base rappresentato dal Fiume Tevere.

Per contro, le acque che si infiltrano nei rilievi carbonatici seguono un percorso prevalentemente verticale attraverso la fitta rete di fratture e condotti carsici fino ad incontrare il livello saturo.

La falda di base dell’acquifero carbonatico emerge per motivi tettonici in corrispondenza delle sorgenti delle Capore. Nei riguardi del tracciato queste sorgenti sono ubicate un km circa a ovest dell’innesto con la S.P. “Licinese”. Si esclude che gli interventi di adeguamento al tracciato stradale qui in studio possano interferire con i flussi idrici che alimentano le sorgenti delle Capore.

Si possono distinguere i seguenti raggruppamenti:

- UGP – depositi ghiaiosi pelitici caratterizzati da permeabilità per porosità ad in subordine per fratturazione, variabile da bassa a 10^{-08} - 10^{-07} m/s nei livelli fini a medio alta nelle ghiaie e conglomerati con valori di permeabilità di 10^{-06} - 10^{-04} m/s.
- UCM – permeabilità per fratturazione generalmente medio-bassa con valori tra 10^{-07} e 10^{-05} m/s.
- UCA – calcareniti caratterizzate da porosità per fratturazione con valori tra 10^{-05} e 10^{-03} m/s.
- UE – depositi eluvio colluviali con permeabilità tra 10^{-08} e 10^{-06} m/s.

La soggiacenza misurata nei 3 piezometri installati nella campagna geognostica del 2021 e ubicati nei depositi continentali post-orogenesi, ha permesso di individuare una falda più superficiale nel primo tratto (S01-Pz a 3.8 m di profondità da p.c.) ed a quota inferiore verso la fine del tracciato in progetto (S10-pZ e S12-PZ rispettivamente a 21.6 m e 22.8 m di profondità dal p.c.), con letture piezometriche che si riferiscono ad un periodo ridotto di monitoraggio (tra marzo e aprile 2021).

4 INDAGINI GEOTECNICHE

Al fine di caratterizzare i terreni presenti nell’area di intervento sono state eseguite le seguenti campagne geognostiche:

- Campagne di indagini pregresse;
- Campagna di indagine appositamente svolta per la redazione del PD nel febbraio del 2021.
- Campagna di indagine svolta per la redazione del presente PE tra i mesi di Luglio e Ottobre 2022.

Nei paragrafi seguenti vengono descritte tutte le indagini eseguite nelle varie campagne di indagine, lungo l’intero sviluppo del tracciato della strada statale 4 “via Salaria” dal km 56+000 al km 64+000, dando rilievo alle indagini strettamente ricadenti nel tracciato dello stralcio 1, oggetto del presente documento.

Le indagini specificatamente eseguite nello stralcio 1 del tracciato hanno comunque un maggior peso progettuale in quanto sono di riferimento per la ricostruzione stratigrafica, sismica e per il livello di falda per il progetto delle opere del presente stralcio. Per la caratterizzazione geotecnica sono state usate tutte le prove di laboratorio per avere un maggior numero di dati disponibili e poter fare una statistica soprattutto con riferimento alla formazione rocciosa di base (Unità dei calcari marnosi) in quanto comunque tale formazione di base è predominante sull’intero tracciato. L’insieme di tutti i dati ha consentito di definire un intervallo di parametri di resistenza e deformabilità delle unità interferenti con le opere e per le profondità di interesse progettuale, sufficientemente cautelativo e verosimile.

Nell’ambito del singolo stralcio i dati di prove in sito e/o di laboratorio sarebbero pochi, questo sia in relazione alla difficoltà di campionamento (in taluni materiali), sia di esecuzione dei sondaggi, in relazione alle condizioni di sicurezza dovendo eseguire le indagini su una viabilità in esercizio senza piazzole di sosta o banchine e con scarpate molto ripide. I parametri geotecnici e la stratigrafia locale sono comunque calibrati sulle specifiche indagini di stralcio.

4.1 Campagne di indagini pregresse

La campagna di indagini pregressa è consistita in sondaggi a carotaggio continuo (denominati S1-S10), spinti fino alla profondità massima di 20 m, esecuzione di prove SPT, prelievo di campioni per esecuzione di prove di laboratorio ed esecuzione di prove pressiometriche Menard.

Alle indagini pregresse viene dato comunque minor peso rispetto ai risultati delle indagini del 2021 e 2022, che sono state supervisionate dagli scriventi.

In **rosso** sono indicate le indagini che ricadono nel 1° stralcio funzionale, oggetto della presente relazione.

Tabella 1 – Indagini pregresse

Sondaggio	Profondità [m]	Quota boccaforo [m] s.l.m.
S1	15.0	284.6
S2	10.0	307.6
S3	15.0	362.0
S4	15.0	409.5
S5	15.0	470.4
S6	15.0	517.3
S7	15.0	536.3
S8	15.0	554.8
S9	20.0	583.9
S10	20.0	576.2

4.1.1 Prove pressiometriche

Nel corso della campagna di indagine sono state eseguite prove pressiometriche tipo Menard, in particolare le prove eseguite non appartengono a sondaggi eseguiti nello stralcio 1 ma interessano comunque unità geotecniche presenti anche nello stralcio 1, quindi sono riportate per aver un numero maggiore di dati disponibili a riferimento.

I risultati di suddette prove sono elencati in tabella seguente, dove sono riportati i valori del modulo pressiometrico (E_p), della pressione limite (P_{lim}), del modulo di deformazione (E_y) e l'angolo di resistenza al taglio non drenata nei depositi coesivi.

Tabella 2 - Risultati prove pressiometriche Menard - indagini 2001

Sondaggio	Prova	profondità da p.c. [m]	E_p [MPa]	P_{lim} [MPa]	E_y [MPa]	Unità geotecnica	cu [kPa]
S7	P1	2.7	7.52	0.56	11.23	Ra	73
S7	P2	5.5	6.14	0.74	9.16	AL	75
S7	P3	7.5	231.40	-	701.21	SR	-
S10	P1	7.9	29.57	1.96	29.57	AL	166
S10	P2	13.0	38.51	1.72	38.51	AL	182
S10	P3	16.0	44.25	2.36	44.25	AL	233

4.1.2 Prove di laboratorio

Sui campioni prelevati nei sondaggi stratigrafici descritti in Tabella 3 e nei campioni rimaneggiati prelevati nei pozzetti esplorativi, sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio geotecnico:

- aperture e descrizioni del campione;
- determinazioni delle proprietà fisiche (peso di volume, contenuto naturale d'acqua);
- analisi granulometriche (setacci ed aerometria);
- determinazione dei Limiti di Atterberg;
- prove triassiali non consolidate non drenate (T_x UU);
- prove edometriche;

Nella seguente tabella si riporta un riepilogo delle prove di laboratorio geotecnico eseguite.

Tabella 3 – Prove di laboratorio sondaggi 2001

Sondaggio	-	S1	S2	S3	S10	S10
Campione	-	C1	C1	C1	C1	C2
Tipo	-	ind	ind	ind	ind	ind
Unità	-	AL	AL	SR	AL	AL
Prof.	m	4.50	7.00	2.00	7.30	11.50
Granulometria						
G	%					
S	%	2.0	4.0		3.0	3.0
L + A	%	98.0	96.0		97.0	97.0
L	%	54.0	32.0		34.0	30.0
A	%	44.0	64.0		63.0	67.0
Limiti di Atterberg						
W _L	%	49.5	54.0		53.5	58.0
W _P	%	36.0	34.0		34.0	39.5
I _c	-	1.81	1.38			
I _p	%	13.5	20.0		19.5	18.5
Caratteristiche fisiche						
γ _N	kN/m ³	20.1	19.8	23.0	19.4	20.5
w _N	%	25.0	26.5			21.0
e	-	0.679	0.731		0.805	0.617
Prove edometriche (valori riferiti alla tensione geostatica in sito)						
E _{ed}	kPa				5400.0	
c _v	m ² /s				2.41E-07	
k	m/s				6.62E-10	
Resistenza a compressione monoassiale						
σ _c	MPa					
Resistenza non drenata						
(TX-UU) c _u	kPa		360.0			
(TX-ELL) c _u	kPa					

4.1.3 Piezometri e letture

Nella seguente tabella si riportano le strumentazioni piezometriche installate e le letture eseguite.

Tabella 4 – Letture piezometriche indagini 2001

Data letture	S 1 (mt. 15,00)	S 7 (mt. 12,00)	S 9 (mt. 18,00)	S 10 (mt. 17,00)
07/05/2001	8,05	10,50	5,00	7,00
22/05/2001	8,20	asciutto	7,00	3,70

4.2 Campagna di indagine del 2021

La campagna del 2021 è consistita in:

- n. 12 sondaggi a carotaggio continuo (denominati S01÷S12), spinti fino alla profondità massima di 50 m, di cui n. 3 attrezzati con tubo piezometrico e n. 9 con tubazione per prove Down Hole;
- n. 23 prove penetrometriche dinamiche SPT;
- n. 13 prove pressiometriche Menard;
- n. 18 prelievi di campioni indisturbati da sottoporre a prove di laboratorio geotecnico;
- n. 23 prelievi di campioni litoidi da sottoporre a prove di laboratorio geotecnico;
- n. 12 pozzetti esplorativi spinti alla profondità massima di 2.0 m dal p.c. denominati “PZ01-“PZ12”;
- n. 12 prelievi di campioni rimaneggiati prelevati dai pozzetti esplorativi, da sottoporre a prove di laboratorio geotecnico;
- n. 10 prove di carico su piastra in corrispondenza dei pozzetti esplorativi;
- n. 5 studi geostrutturali e geomeccanici su affioramenti rocciosi disposti lungo il tracciato denominati “GM”;
- n.2 prospezioni sismiche MASW denominate MASW01 e MASW02;
- n.3 prospezioni sismiche a rifrazione tomografica;
- n. 1 indagine di rumore sismico ambientale a stazione singola, HVSR.

Nella seguente tabella si sintetizzano le prove in sito e le strumentazioni installate nei sondaggi.

In **rosso** sono indicate le indagini che ricadono nel 1° stralcio funzionale, oggetto della presente relazione.

Tabella 5 – Indagini 2021

Sondaggio	Profondità [m]	Quota boccaforo [m] s.l.m.	N. prove SPT	N. campioni indisturbati	N. campioni litoidi	Strumentazione
S01-PZ	30.0	286.44	3	3		TA[8÷26]
S02-DH	35.0	338.91	-	-	3	DH[35]
S03-DH	35.0	351.35	-	-	2	DH[35]
S04-DH	35.0	379.71	-	-	4	DH[35]
S05-DH	50.0	403.51	-	-	4	DH[50]
S06-DH	35.0	442.67	-	2	4	DH[35]
S07-DH	35.0	530.53	-	-	4	DH[35]
S08-DH	35.0	557.22	-	-	4	DH[35]
S09-DH	35.0	599.08	6	1		DH[35]
S10-PZ	45.0	586.26	6	6		TA[3÷30]
S11-DH	45.0	585.85	4	5		DH[45]
S12-PZ	30.0	573.60	4	1		TA[3÷30]

DH: tubazione per prova sismica Down-Hole [profondità]
TA: piezometro a tubo aperto [profondità tratto filtrante]

Tabella 6 – Pozzetti esplorativi - indagini 2021

Sondaggio	Profondità [m]	Quota boccaforo [m] s.l.m.
PZ01	2.0	281.54
PZ02	2.0	303.00
PZ03	2.0	327.92
PZ04	2.0	356.20
PZ05	1.05	404.88
PZ06	2.0	417.54
PZ07	2.0	442.70
PZ08	2.0	502.83
PZ09	1.35	542.94
PZ10	2.0	583.69
PZ11	2.0	593.45
PZ12	2.0	577.04

Le prove di carico su piastra sono state eseguite alla profondità di 0.30 m da p.c. nei pozzetti esplorativi. Durante la prova è stato ricavato il modulo di deformazione nell' intervallo di carico 50-150 kPa per il primo ciclo di carico; è stato inoltre determinato il modulo di deformazione Md2 al secondo ciclo di carico tra 50 e 150 kPa e determinato il grado di compattazione mediante il rapporto Md1/Md2 riferito all'intervallo 50-150 kPa. Si riporta di seguito una tabella riepilogativa con i valori di modulo Md1 ed Md2 riscontrati nel corso delle prove e del contenuto d'acqua relativo al campione di terreno prelevato al di sotto del punto di prova.

Il valore del modulo Md1 del primo carico è compreso tra 10 e 15 MPa (vedasi pozzetti da PZ1 a PZ4 nella tabella sottostante).

Il basso valore del rapporto Md1/Md2 (compreso tra 0.04 e 0.06) denota un'ottima attitudine del materiale alla compattazione dinamica ai fini del raggiungimento dei valori minimi di capitolato previsti per il sottofondo.

Tabella 7 – Prove di carico su piastra nei pozzetti esplorativi - indagini 2021

N.	Sigla Id pozzetto	Md1 (intervallo 50-150 kPa) (MPa)	Md2 (intervallo 50-150 kPa) (MPa)	Rapporto Md1/Md2	Contenuto d'acqua W%
1	PS-Pz01	10.00	272.73	0.04	9.35
2	PS-Pz02	14.87	261.63	0.06	6.35
3	PS-Pz04	9.14	187.11	0.05	12.78
4	PS-Pz05	25.43	160.71	0.16	5.08
5	PS-Pz06	92.12	468.75	0.20	8.77
6	PS-Pz07	12.22	108.17	0.11	19.68
7	PS-Pz09	11.48	250.00	0.05	9.97
8	PS-Pz10	6.62	165.75	0.04	15.61
9	PS-Pz11	4.37	81.82	0.05	19.97
10	PS-Pz12	2.52	85.71	0.03	21.00

4.2.1 Prove pressiometriche

Nel corso della campagna di indagini di PD sono state eseguite prove pressiometriche tipo Menard (sono evidenziati con riquadro di colore rosso le prove eseguite nei sondaggi di stralcio 1). I risultati di suddette prove sono elencati in tabella seguente, dove sono riportati i valori del modulo pressiometrico (Ep), della pressione limite (Plim), del modulo di

deformazione (E_y) e parametri di resistenza (resistenza al taglio non drenata nei depositi coesivi ed angolo di resistenza al taglio per terreni incoerenti e depositi litoidi).

La resistenza al taglio non drenata (c_u) può essere stimata con le seguenti relazioni (Amar e Jezequel 1972):

$$c_u = P'1 / 5,5 \text{ per } P_{lim} < 0,3 \text{ MPa}$$

$$c_u = P'1 / 10 + 0,025 \text{ per } P_{lim} > 0,3 \text{ MPa.}$$

Tabella 8 - Risultati prove pressiometriche Menard - indagini 2021

Sondaggio	Prova	profondità da p.c. [m]	E_p [MPa]	P_{lim} [MPa]	E_y [MPa]	Unità geotecnica	c_u [kPa]	ϕ [°]
S03-DH	MPM1	15.0	37.83	6.00	114.62	SR	-	43
S06-DH	MPM1	6.0	33.83	4.20	102.50	ec	406	-
S06-DH	MPM2	10.3	38.19	5.10	115.70	ec	494	-
S07-DH	MPM1	4.2	25.98	3.50	48.10	SRa	320	-
S07-DH	MPM2	8.0	38.88	5.20	117.81	SR	-	43
S08-DH	MPM1	9.0	35.14	5.40	106.50	SB	-	43
S08-DH	MPM2	21.3	66.03	9.10	200.08	SB	-	43
S10-PZ	MPM1	7.0	35.09	4.20	106.32	AL	406	-
S10-PZ	MPM2	13.5	27.49	4.50	83.99	AL	431	-
S10-PZ	MPM3	20.0	25.50	4.40	77.26	AL	415	-
S11-DH	MPM1	6.0	47.1	4.30	142.80	AL	416	-
S11-DH	MPM2	15.0	33.5	4.30	101.62	AL	-	-
S11-DH	MPM3	22.2	49.3	4.00	149.53	AL	-	-

4.2.2 Prove di laboratorio

Sui campioni prelevati nei sondaggi stratigrafici descritti in Tabella 5 e nei campioni rimaneggiati prelevati nei pozzetti esplorativi (sono evidenziati con riquadro di colore rosso le prove eseguite nei sondaggi di stralcio 1). Sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio geotecnico:

- aperture e descrizioni del campione;
- determinazioni delle proprietà fisiche (peso di volume, contenuto naturale d'acqua);
- analisi granulometriche (setacci ed aerometria);
- determinazione dei Limiti di Atterberg;
- prove di taglio diretto (TD);
- prove triassiali non consolidate non drenate (Tx UU);
- prove triassiali consolidate isotropicamente non drenate (Tx CIU);
- prove edometriche;
- Poin Load Test sui campioni litoidi.

Nella seguente tabella si riporta un riepilogo delle prove di laboratorio geotecnico eseguite.

Tabella 9 – Prove di laboratorio sondaggi 2021

Sondaggio	-	S01-PZ	S01-PZ	S01-PZ	S06-DH	S06-DH	S09-DH	S10-PZ	S10-PZ	S10-PZ	S10-PZ
Campione	-	CI1	CI2	CI3	CI01	CI02	CI01	CI01	CI02	CI03	CI04
Tipo	-	ind	ind	ind	ind	ind	ind	ind	ind	ind	ind
Unità	-	AL	AL	AL	ec	ec	AL	AL	AL	AL	AL
Prof.	m	3.50	7.00	28.50	3.00	8.50	10.00	5.50	12.00	17.00	24.00
Granulometria											
G	%	2.0	12.0	0.5	4.0	4.0	2.0	9.0	0.0	0.0	1.0
S	%	38.0	31.0	12.5	22.5	28.5	14.0	19.0	16.0	3.5	31.0
L +A	%	60.0	57.0	86.0	73.5	67.5	84.0	72.0	84.0	96.5	68.0
L	%	31.0	50.5	16.0	19.0	29.5	69.1	43.0	36.5	40.5	45.0
A	%	29.0	6.5	70.0	54.5	38.0	14.9	29.0	47.5	56.0	23.0
Limiti di Atterberg											
W _L	%	51.0		65.5	67.0	41.6	35.8	55.6	51.1	48.4	35.5
W _P	%	30.2		37.5	29.5	27.3	23.6	31.4	27.9	25.4	18.4
I _c	-	1.39		1.62	1.13	1.02	1.40	1.27	1.11	1.01	0.96
I _p	%	20.8		28.0	37.5	14.3	12.2	24.2	23.2	23.0	17.2
Caratteristiche fisiche											
γ _N	kN/m ³	18.9	19.5	20.2	17.5	18.1	20.1	17.6	18.5	18.5	19.8
w _N	%	22.1	21.5	20.1	24.6	27.0	18.6	24.8	25.3	25.2	19.0
Prove edometriche (valori riferiti alla tensione geostatica in sito)											
E _{ed}	kPa									4000.0	
c _v	m ² /s									1.20E-07	
k	m/s										
Resistenza non drenata											
(TX-UU) c _u	kPa										109.5
(TX-ELL) c _u	kPa										
Resistenza drenata											
(TD) c	kPa		17.7		31.1		18.5	28.9			
(TD) f	°		32.5		21.7		30.0	21.8			
(TD) c _r	kPa										
(TD) f _r	°										
(TX-CIU) c	kPa	27.8		45.0		38.3			40.0		
(TX-CIU) f	°	30.5		24.9		24.2			23.8		

Sondaggio	-	S10-PZ	S10-PZ	S11-DH	S11-DH	S11-DH	S11-DH	S11-DH	S12-PZ	S02-DH	S02-DH
Campione	-	CI05	CI06	CI01	CI02	CI03	CI04	CI05	CI01	CL01	CL02
Tipo	-	ind	ind	ind	ind	ind	ind	ind	ind	lit	lit
Unità	-	AL	AL	AL	AL	AL	AL	AL	AL	SR	SR
Prof.	m	37.50	42.60	5.50	12.00	16.50	24.50	36.00	5.00	16.00	20.00
Granulometria											
G	%	0.0	4.5	2.0	0.0	0.5	1.5	5.5	0.5		
S	%	10.5	18.5	18.0	15.0	17.5	18.0	26.5	12.0		
L+A	%	89.5	77.0	80.0	85.0	82.0	80.5	68.0	87.5		
L	%	21.0	32.0	24.8	53.5	20.0	32.5	33.0	38.5		
A	%	68.5	45.0	55.2	31.5	62.0	48.0	35.0	49.0		
Limiti di Atterberg											
W _L	%	71.6	45.6	59.4	35.6	69.5	25.6	40.5	48.0		
W _P	%	37.9	26.5	32.0	21.7	24.0	14.2	22.1	22.6		
I _c	-	1.44	1.17	1.67	0.79	1.00	0.12	0.93	0.79		
I _p	%	33.7	19.1	27.5	13.9	45.5	19.9	18.4	25.4		
Caratteristiche fisiche											
γ _N	kN/m ³	19.0	19.6	20.1	18.0	19.0	19.0	19.3	17.4	25.0	
w _N	%	23.1	23.3	13.7	24.7	24.0	23.1	23.4	28.0		
Prove edometriche (valori riferiti alla tensione geostatica in sito)											
E _{ed}	kPa						8700.0				
c _v	m ² /s						1.80E-08				
k	m/s										
Resistenza a compressione monoassiale											
σ _c	MPa									60.43	
Resistenza non drenata											
(TX-UU) c _u	kPa	158.9				115.2		487.5			
(TX-EL) c _u	kPa										
Resistenza drenata											
(TD) c	kPa				33.3						
(TD) f	°				25.1						
(TD) c _f	kPa										
(TD) f _f	°										
(TX-CIU) c	kPa			42.7						35.2	
(TX-CIU) f	°			22.0						22.3	

Sondaggio	-	S02-DH	S03-DH	S03-DH	S04-DH	S04-DH	S04-DH	S04-DH	S05-DH	S05-DH	S05-DH	S05-DH
Campione	-	CL03	CL01	CL02	CL01	CL02	CL03	CL04	CL01	CL02	CL03_1	CL03_2
Tipo	-	lit	lit	lit	lit	lit	lit	lit	lit	lit	lit	lit
Unità	-	SR	SR	SR	SR	SR	SR	SR	SR	SR	SR	SR
Prof.	m	24.00	18.00	24.00	6.50	12.00	16.50	23.00	4.00	10.00	16.00	16.00
Caratteristiche fisiche												
γ _N	kN/m ³		24.3			25.1			25.4	24.3	24.8	24.4
Resistenza a compressione monoassiale												
σ _c	MPa		51.37			27.76			93.42	50.54	71.81	55.5

(segue da pagina precedente)

Sondaggio	-	S05-DH	S06-DH	S06-DH	S07-DH	S07-DH	S07-DH	S07-DH	S08-DH	S08-DH	S08-DH	S08-DH
Campione	-	CL04	CL01	CL02	CL01	CL02	CL03	CL04	CL01	CL02	CL03	CL04
Tipo	-	lit	lit	lit	lit	lit	lit	lit	lit	lit	lit	lit
Unità	-	SR	SR	SR	SR	SR	SR	SR	SB	SB	SB	SB
Prof.	m	22.00	11.00	28.00	7.00	13.00	19.00	25.00	4.00	10.00	16.00	22.00
Caratteristiche fisiche												
γ_N	kN/m ³	23.5		25.3								
Resistenza a compressione monoassiale												
σ_c	MPa			42.85								

(segue da pagina precedente)

Tabella 10 – Prove di laboratorio campioni dei pozzetti esplorativi 2021

Sondaggio	-	PZ01	PZ02	PZ03	PZ04	PZ05	PZ06	PZ07	PZ08	PZ09	PZ10	PZ11	PZ12
Campione	-	CR01	CR01	CR01	CR01	CR01	CR01	CR01	CR01	CR01	CR01	CR01	CR01
Tipo	-	rim	rim	rim	rim	rim	rim	rim	rim	rim	rim	rim	rim
Unità	-	GS	GS	SRa	GS	SRa	SRa	ec	SRa	SRa	ec	AL	GS
Prof.	m	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
Granulometria													
G	%	53.0	73.0	91.0	55.0	82.9	55.5	20.0	88.7	75.5	66.5	19.5	22.0
S	%	21.5	18.0	4.0	24.5	10.1	24.5	25.5	7.8	16.0	18.0	19.0	28.0
L+A	%	25.5	9.0	5.0	20.5	7.0	20.0	54.5	3.5	8.5	15.5	61.5	50.0
L	%	23.0	6.0	0.0	15.5	0.0	12.0	26.5	0.0	6.5	5.5	26.5	33.0
A	%	2.5	3.0	0.0	5.0		8.0	28.0	0.0	2.0	10.0	35.0	17.0
Limiti di Atterberg													
W _L	%							47.1				53.0	34.2
W _P	%							32.0				29.7	24.3
I _c	-							3.12				2.28	3.45
I _p	%							15.1				23.3	9.9

Sond.	Camp.	tipo	Prof. [m]	Unità stratigr.	Classificazione UNI CNR 10006
PZ01	CR01	rim	0.30	GS	A2-4
PZ02	CR01	rim	0.30	GS	A1-a
PZ03	CR01	rim	0.30	SRa	A1-a
PZ04	CR01	rim	0.30	GS	A1-b
PZ05	CR01	rim	0.30	SRa	A1-a
PZ06	CR01	rim	0.30	SRa	A1-a
PZ07	CR01	rim	0.30	ec	A7-5
PZ08	CR01	rim	0.30	SRa	A1-a
PZ09	CR01	rim	0.30	SRa	A1-b
PZ10	CR01	rim	0.30	ec	A1-b
PZ11	CR01	rim	0.30	AL	A7-6
PZ12	CR01	rim	0.30	GS	A4

Nella seguente tabella sono indicati i campioni ambientali prelevati nei sondaggi e nei pozzetti esplorativi. I campioni CA1 , CA2 e CA3 rappresentano i campioni di terreno destinati alla caratterizzazione delle terre e rocce da scavo ai sensi del D.P.R. 120/2017. I campioni T.Q. e T.C. rappresentano i campioni destinati alla determinazioni sul tal quale e al test di ces-sione per la classificazione dei rifiuti solidi secondo il D.M. 27/09/2010 e per le procedure di recupero secondo il D.M. n.186 del 05/04/06.

I campioni “RIPORTO” rappresentano i campioni sottoposti al test di cessione i cui risultati sono stati confrontati con i limiti D.Lgs. 152/06 All.5 alla Parte IV Titolo V - Tab.2.

I campioni “PA” rappresentano le acque sotterranee destinate alla ricerca dei parametri secondo la Tab. 4.1 Allegato 4 del DPR 120/17.

I campioni “CLS”, rispettivamente di acqua e di terreno, sono destinati alle analisi chimiche al fine di valutare il grado di aggressività sulle strutture di calcestruzzo secondo la norma UNI EN 206:2016.

Tabella 11 – Prelievo campioni ambientali - indagini 2021

	POZZETTI					
	CA1	CA2	CA3	T.Q.+ T.C.	RIPORTO	ROCCIA
Pz01	0.0-1.0	1.0-2.0		0.0-2.0		
Pz02	0.0-1.0	1.0-2.0				X
Pz03	0.0-1.0	1.0-2.0				X
Pz04	0.0-1.0	1.0-2.0		0.0-2.0	0.0-2.0	X
Pz05	0.0-1.0	1.0-1.05				
Pz06	0.0-1.0	1.0-2.0				
Pz07	0.0-1.0	1.0-2.0		0.0-2.0		
Pz08	0.0-1.0	1.0-2.0			0.0-0.5	X
Pz09	0.0-1.0	1.0-1.30	1.30-1.35		0.0-1.30	
Pz10	0.0-1.0	1.0-2.0		0.0-2.0		
Pz11	0.0-1.0	1.0-2.0				
Pz12	0.0-1.0	1.0-2.0		0.0-2.0	0.0-1.50	

DA PARETE ROCCIOSA

PP01

PP02

PP03

	SONDAGGI								
	TERRE						ROCCIA	ACQUA	
	CA1	CA2	CA3	T.C.+T.Q	CLS1	CLS2	CLS3	PA	CLS
S01-PZ								X	X
S02-DH	0.0-1.0	2.0-3.0	3.0-4.0	0.0-4.0				X	
S04-DH	0.0-1.0	2.0-3.0	3.0-4.0		2.0-3.0	4.0-6.0			
S05-DH					0.0-1.0	3.30-4.0			
S07-DH					2.0-3.0				
S08DH					2.0-3.0	25.50-27.15			
S10-PZ					2.0-3.0	8.0-9.0	14.50-15.50	X	X
S12-PZ								X	

4.2.3 Indagini sismiche

Nella campagna del 2021 sono state eseguite le seguenti prove:

- n.3 prospezioni sismiche a rifrazione tomografica (denominate RIFRA1, RIFRA2, RIFRA3);
- n.9 indagini sismiche di tipo Down-Hole;
- n. 1 indagine di rumore sismico ambientale a stazione singola, HVSR;
- n.2 prospezioni sismiche MASW.

Nel tracciato sono state eseguite le seguenti sismiche finalizzate alla definizione dei valori di $V_{s,eq}$ e classificazione della categoria di sottosuolo sismica. Nella seguente tabella si riportano i risultati delle indagini eseguite (sono evidenziate in colore rosso le indagini ricadenti in stralcio 1).

Tabella 12 – Indagini Down Hole e Masw

Prova sismica	Profondità [m]
S02-DH	35.0
S03-DH	35.0
S04-DH	35.0
S05-DH	50.0
S06-DH	35.0
S07-DH	35.0
S08-DH	35.0
S09-DH	35.0
S11-DH	45.0
MASW1	67.4
MASW2	62.5

Prova sismica	$V_{s,30}$ [m/s]	Categoria sismica
S02-DH	Substrato affiorante	A
S03-DH	317	E (*)
MASW1	424	B

(*) L'indagine S03-DH ha riscontrato in superficie la presenza di terreni più lenti riconducibile ai materiali detritici e/o riporti antropici da cui, secondo la classificazione normativa si attribuisce la categoria E. Tuttavia si ritiene non rappresentativa in quanto in questo caso la categoria di sottosuolo dipende dal piano di posa fondazioni.

In figura seguente si mostrano i risultati dell'andamento della velocità delle onde di taglio con la profondità da tutte le indagini Down-Hole/Masw e per quelle strettamente ricadenti nello stralcio 1 in oggetto.

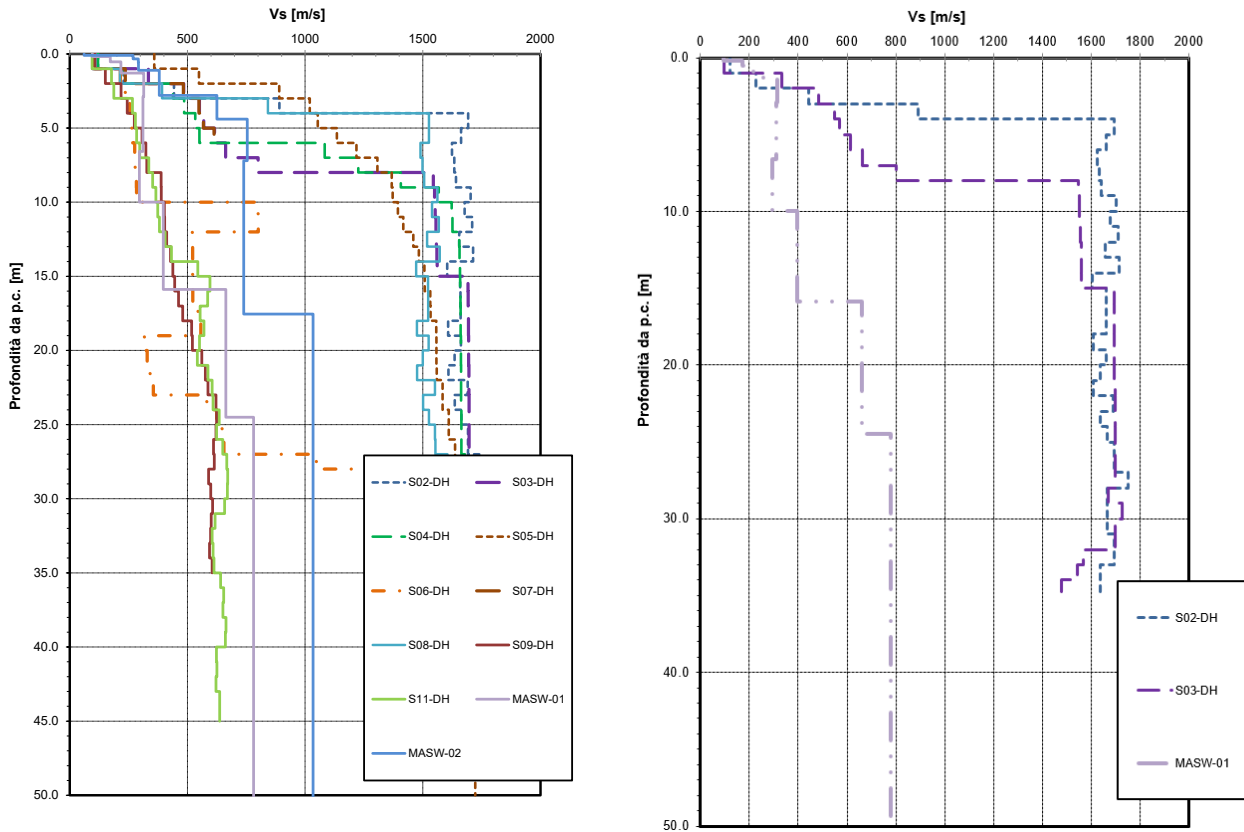


Figura 1 - Velocità delle onde di taglio da indagini sismiche (a sinistra tutte le prove, a destra prove stralcio 1)

Relativamente alle indagini sismiche a rifrazione con restituzione tomografica, si riportano a seguire i risultati in sintesi. Lo stendimento che ricade nello stralcio 1 è il primo (RIFRA1, indicato nel profilo geotecnico con sigla R01).

Le sezioni elaborate per il profilo sismico RIFRA1 hanno permesso di evidenziare due sismostrati:

- Il primo sismostrato si attesta tra il piano campagna ed una profondità variabile compresa tra 3 m e 10 m circa, ed è costituito da depositi ghiaiosi e detrito calcareo. La velocità delle onde di taglio è compresa tra 360 e 800 m/s, mentre la velocità delle onde P è compresa tra 700 e 2200 m/s.
- In profondità, la velocità delle onde sismiche aumenta sino a raggiungere valori superiori a 1.400 m/s, per quanto riguarda le onde S, mentre per quel che concerne le velocità delle onde P, risultano superiori a 3400 m/s. Tali velocità sono proprie di un bedrock sismico costituito da calcare marnoso.

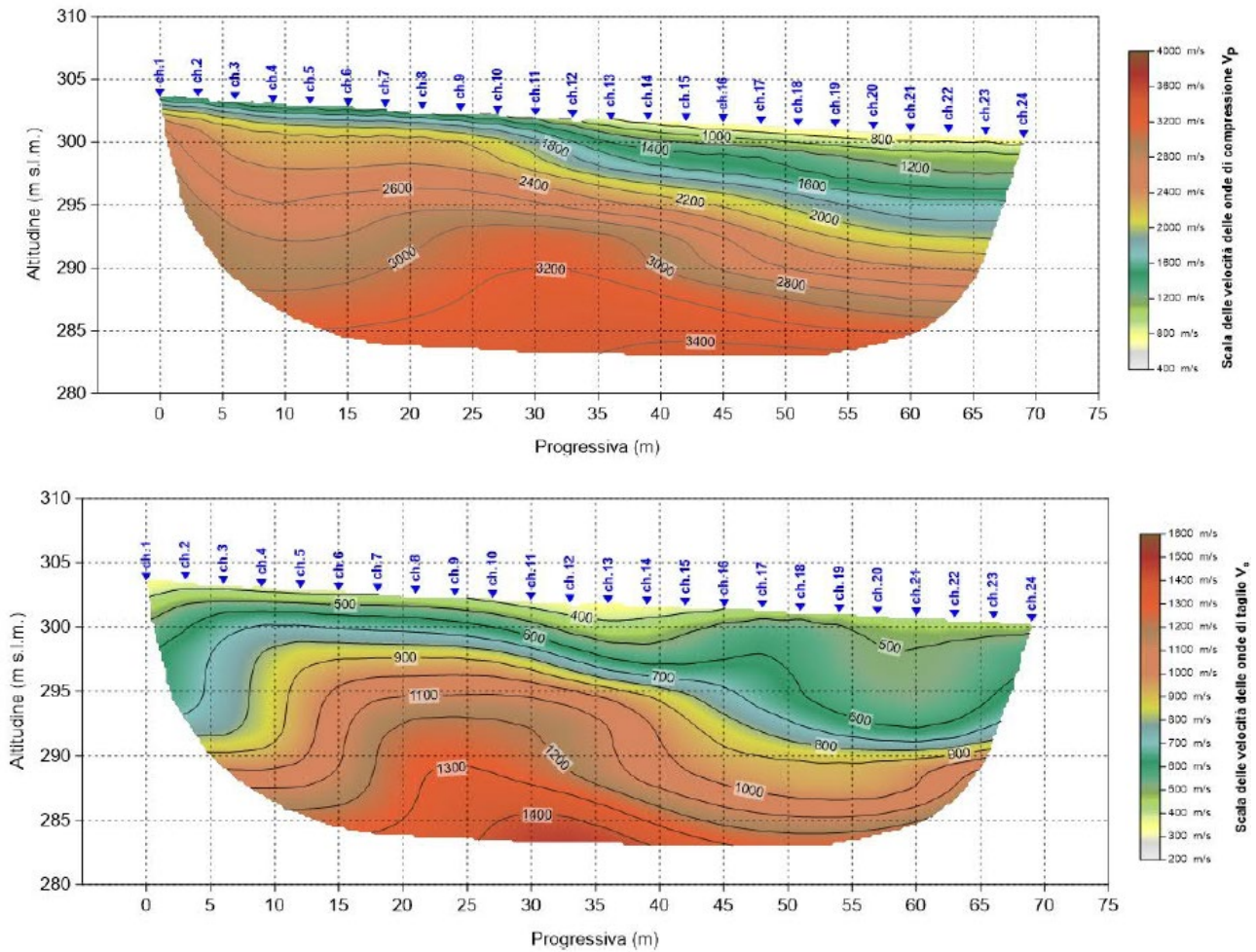


Figura 2 – Sezioni tomografiche in onde P ed S-RIFRA 1

Le sezioni elaborate per il profilo sismico RIFRA2 hanno permesso di evidenziare due sismostrati:

- Il primo sismostrato si attesta tra il piano campagna ed una profondità variabile compresa tra 3.5 m e 8.5 m circa, ed è costituito da detrito calcareo. La velocità delle onde di taglio è compresa tra 360 e 800 m/s, mentre la velocità delle onde P è compresa tra 700 e 2100 m/s.
- In profondità, la velocità delle onde sismiche aumenta sino a raggiungere valori superiori a 1500 m/s, per quanto riguarda le onde S, mentre per quel che concerne le velocità delle onde P, risultano superiori a 3300 m/s. Tali velocità sono proprie di un bedrock sismico costituito da calcare marnoso.

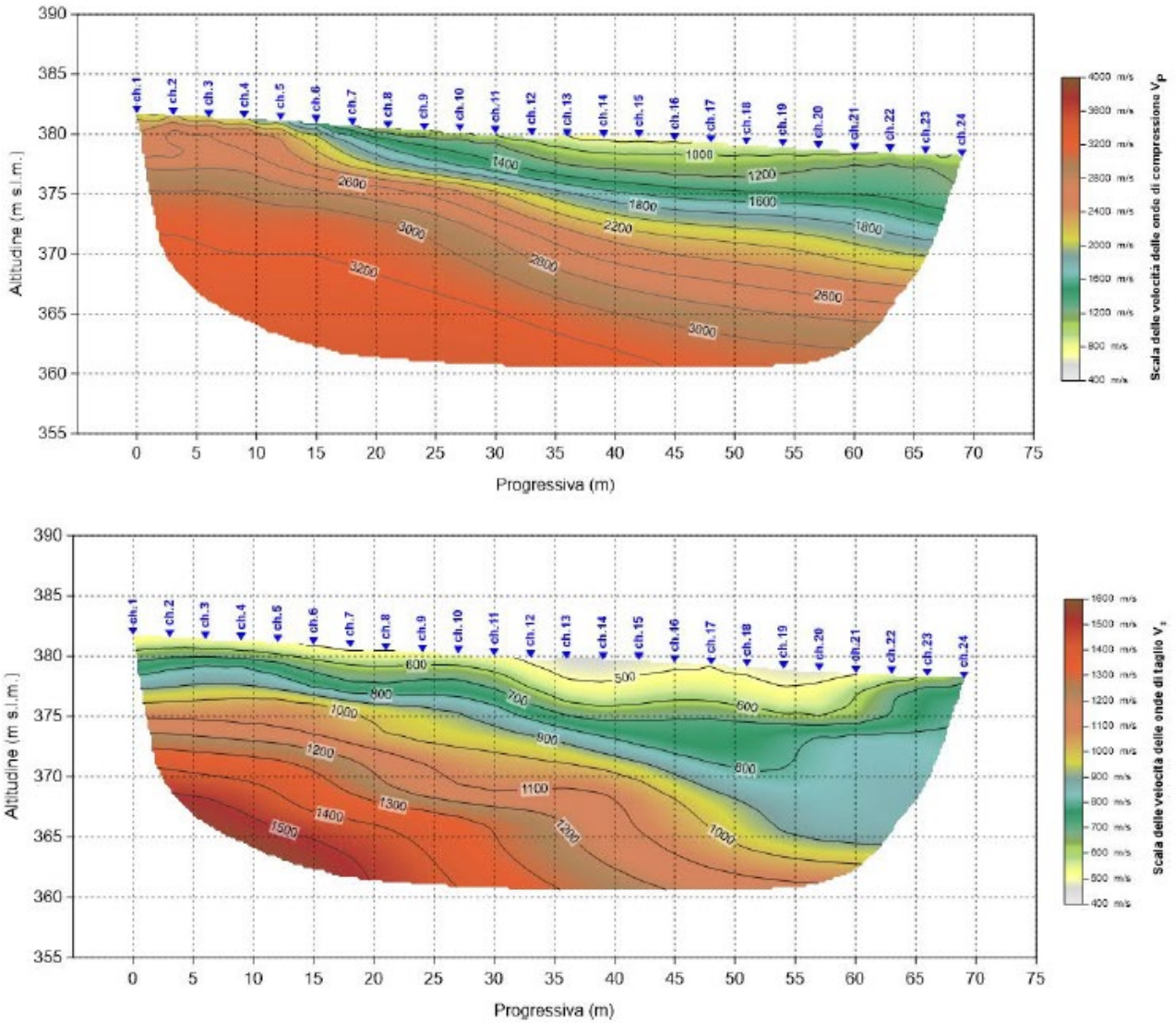


Figura 3 – Sezioni tomografiche in onde P ed S-RIFRA 2

Le sezioni elaborate per il profilo sismico RIFRA3 hanno permesso di evidenziare due sismostrati.

- Il primo sismostrato si attesta tra il piano campagna ed una profondità variabile compresa tra 3 m e 10,5 m circa, ed è costituito da depositi ghiaiosi. La velocità delle onde di taglio è compresa tra 360 e 800 m/s, mentre la velocità delle onde P è compresa tra 700 e 2200 m/s.
- In profondità, la velocità delle onde sismiche aumenta sino a raggiungere valori superiori a 1500 m/s, per quanto riguarda le onde S, mentre per quel che concerne le velocità delle onde P, risultano superiori a 3400 m/s. Tali velocità sono proprie di un bedrock sismico costituito da calcare marnoso.

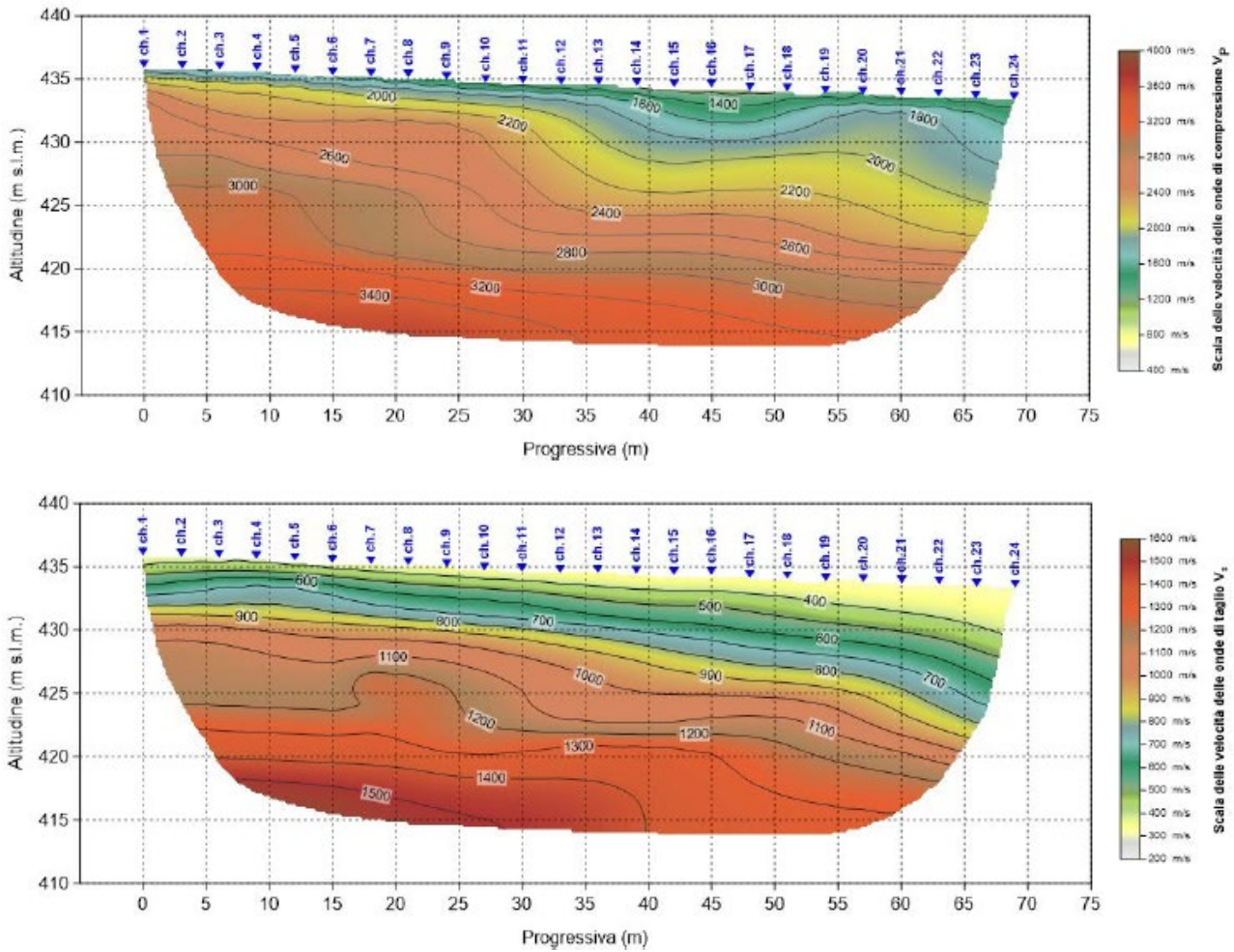


Figura 4 – Sezioni tomografiche in onde P ed S-RIFRA 3

Inoltre è stata eseguita un' indagine di rumore sismico ambientale a stazione singola, HVSR con tromografo (l'indagine nn è ubicata entro il tracciato di stralcio 1). Nella seguente figura è mostrato il diagramma del rapporto spettrale (H/V) in funzione della frequenza, da cui si evidenzia picco frequenza 3.9 Hz con picco HVSR di 7.9.

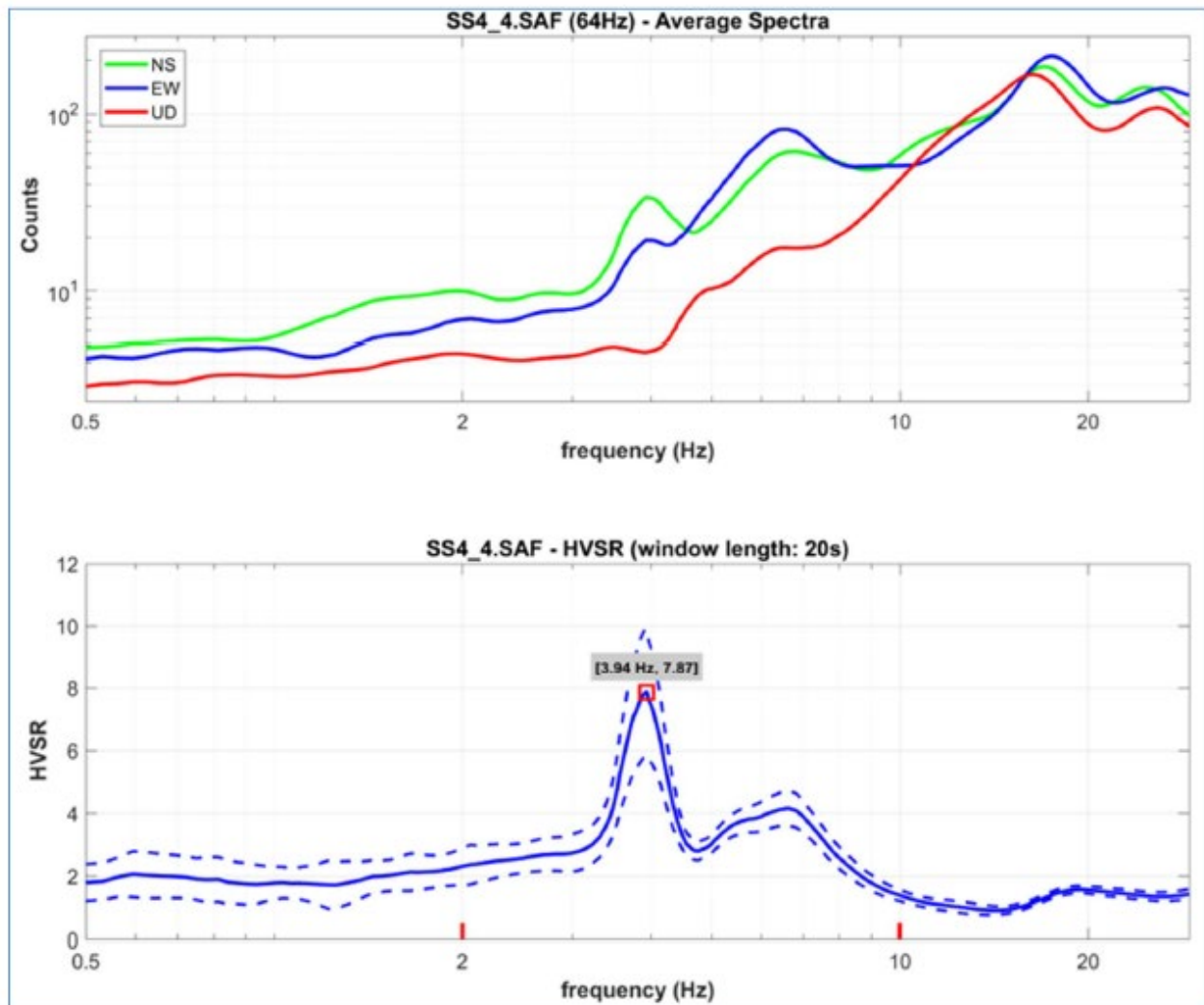


Figura 5 – prova HVRS - frequenza

4.2.4 Piezometri e letture

Nella seguente tabella si riportano le strumentazioni piezometriche installate e le letture eseguite. Il piezometro S01-PZ ricade in stralcio 1.

Tabella 13 – Letture piezometriche indagini 2021

N.	Sigla Id	Profondità di perforazione (m dal p.c.)	Profondità di installazione (m dal p.c.)	Falda (m dal p.c.)
1	S01-PZ	30	30	3.80
2	S10-PZ	45	30	21.60
3	S12-PZ	30	30	22.82

4.2.5 Rilievo geomeccanico e geostrutturale dei versanti rocciosi

Nella campagna di indagine è stato eseguito uno studio per la definizione dello stato qualitativo degli ammassi rocciosi interessati dal progetto, in n. 5 affioramenti segnalati da ANAS (denominati GM1 – GM5), vedasi tabelle a seguire, dove sono evidenziati con riquadro di colore rosso le prove eseguite nei sondaggi di stralcio 1.

La caratterizzazione degli ammassi ha previsto l'ispezione di n. 4 affioramenti (GM1 – GM4), caratterizzati dalla presenza di reti in aderenza, e contestualmente l'esecuzione di n. 1 stendimento di caratterizzazione geostrutturale e geomeccanica eseguito secondo le raccomandazioni dell'ISRM 1978, corredati dalla valutazione della resistenza a compressione uniaassiale in sito delle discontinuità della roccia, mediante battute sclerometriche. Tale stendimento è stato eseguito nell'unico affioramento (GM5), dei n. 5 da studiare, non protetto per mezzo di reti in aderenza.

Le elaborazioni eseguite in merito ai n. 4 affioramenti protetti da reti hanno consentito di determinare le caratteristiche strutturali dell'ammasso e le dimensioni medie dei volumi di roccia generabili; analogamente l'elaborazione dello stendimento eseguito sull'affioramento GM5 ha avuto lo scopo di acquisire le conoscenze in merito alla classificazione qualitativa dell'affioramento (classifica RMR di Bieniawski).

N.	Sigla ID	km	indagine
1	GM-1	56+700	Ispezione geostrutturale
2	GM-2	57+100	Ispezione geostrutturale
3	GM-3	58+000	Ispezione geostrutturale
4	GM-4	58+500	Ispezione geostrutturale
5	GM-5	58+750	Stendimento geostrutturale - geomeccanico

Per la sola stazione geomeccanica denominata GM5 è stato eseguito un rilievo geostrutturale e geomeccanico comprensivo di prove di resistenza a compressione delle discontinuità e determinazioni di spaziatura, persistenza, giacitura nello spazio e condizioni di alterazione delle discontinuità, che ha dato i seguenti risultati:

Stendimento GM5	
Parametro	Indice
σ_c	4
RQD	3
J_s	5
Condizione giunti	5

Stendimento GM5	
Condizioni idrauliche	15
RMR	32

Classe	Qualità	RMR
1	Ottima	81 - 100
2	Buona	61 - 80
3	Discreta	41 - 60
4	Scadente	21 - 40
5	Molto scadente	≤ 20

La roccia è classificabile come scadente.

4.3 Campagna di indagine del 2022

La campagna del 2022 è consistita in:

- n. 11 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo, spinti fino alla profondità massima di 51 m, di cui n. 1 attrezzato con tubazione per prova Down Hole;
- n. 06 prelievi di campioni di tipo indisturbato da sottoporre a prove di laboratorio geotecnico;
- n. 26 prelievi di campioni di tipo rimaneggiato da sottoporre a prove di laboratorio geotecnico;
- n. 18 prelievi di campioni lapidei da sottoporre a prove di laboratorio geotecnico;
- n. 15 prove SPT in foro di sondaggio;
- n. 01 HVSR;
- n. 01 prospezione sismica Down Hole;
- n. 05 stese di sismica a rifrazione con elaborazione tomografica (ubicate in zona galleria naturale e quindi non nel presente stralcio);
- 19 rilievi geomeccanici su stazioni di misura, di cui i primi 2 ricadono nel presente stralcio funzionale (GE01, GE02).

Nella seguente tabella si sintetizzano le prove in sito e le strumentazioni installate nei sondaggi.

In **rosso** sono indicate le indagini che ricadono nel 1° stralcio funzionale, oggetto della presente relazione.

Tabella 14 – Indagini 2022

Sondaggio	Profondità [m]	Quota boccaforo [m] s.l.m.	N. prove SPT	N. campioni indisturbati	N. campioni litoidi	N. campioni rimaneggiati	Strumentazione
SE01	34.5	-	7	2	-	4	-
SE02	30.0	-	-	-	4	-	-
SE03	35.0	-	-	-	2	4	-
SE04	51.0	-	-	-	3	3	DH[51]
SE05	50.0	-	-	-	4	2	TA[3÷30]
SE06	35.0	-	-	-	1	3	-
SE07	30.0	-	-	-	-	4	-
SE08	30.0	-	-	-	2	-	TA[3÷30]
SE09	30.0	-	-	-	2	3	-
SE10	10.0	-	-	1	0	2	-
SE11	41.5	-	-	3	0	1	-

DH: tubazione per prova sismica Down-Hole [profondità]
TA: piezometro a tubo aperto [profondità tratto filtrante]

4.3.1 Prove pressiometriche

Nel corso della campagna di indagine di PE è stata eseguita una prova pressiometrica tipo Menard lungo la verticale del sondaggio SE01. Il risultato della suddetta prova è riportato in tabella seguente, dove sono riportati i valori del modulo pressiometrico (E_p), della pressione limite (P_{lim}), del modulo di deformazione (E_y) e parametri di resistenza (resistenza al taglio non drenata nei depositi coesivi ed angolo di resistenza al taglio per terreni incoerenti e depositi litoidi).

Tabella 15 - Risultati prove pressiometriche Menard - indagini 2022

Sondaggio	Prova	profondità da p.c. [m]	Ep [MPa]	Plim [MPa]	Ey [MPa]	Unità geotecnica
SE01	1	23.0	2.14	0.46	6.48	GS

4.3.2 Prove di permeabilità

Nel corso della campagna di indagini di PE è stata eseguita una prova Lugeon all'interno della verticale del sondaggio SE05. Il risultato della suddetta prova è riportato in tabella seguente

Tabella 16 - Risultati prove di permeabilità - indagini 2022

Sondaggio	Tipo di prova	Profondità prova [m]	Coeff. di permeabilità media [m/s]	Unità geotecnica	Unità Lugeon [-]
SE05	LU	18.0	4.300E-06	SR	73

4.3.3 Prove di laboratorio

Sui campioni prelevati nei sondaggi stratigrafici descritti in Tabella 14 sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio geotecnico (sono evidenziati con riquadro di colore rosso le prove eseguite nei sondaggi di stralcio 1):

- aperture e descrizioni del campione;
- determinazioni delle proprietà fisiche (peso di volume, contenuto naturale d'acqua);
- analisi granulometriche (setacci ed aerometria);
- determinazione dei Limiti di Atterberg;
- prove di taglio diretto (TD);
- prove triassiali non consolidate non drenate (Tx UU);
- prove edometriche;
- prove di compressione uniassiale sui campioni litoidi.

Nella seguente tabella si riporta un riepilogo delle prove di laboratorio geotecnico eseguite.

Tabella 17 – Prove di laboratorio sondaggi 2022

Sondaggio	-	SE01	SE01	SE01	SE01	SE01	SE03	SE01	SE02	SE02	SE03	SE03	SE04
Campione	-	CR1	CR2	CR3	CR4	Cl1	CR1	Cl2	CL2	CL4	CL1	CL2	CL3
Tipo	-	rim	rim	rim	rim	ind	rim	ind	lit	lit	lit	lit	lit
Unità	-	GS	GS	GS	GS	AL	GS	AL	SR	SR	SR	SR	SR
Prof.	m	4.50	7.50	13.50	16.50	25.50	6.80	28.50	19.10	26.10	25.90	21.40	43.00
Granulometria													
G	%	58.6	54.6	38.2	60.7	0.3	59.2	0.3					
S	%	21.1	28.3	35.1	23.3	2.7	14.7	2.7					
L + A	%	20.3	17.1	26.7	16.0	97.0	26.1	97.0					
L	%	17.1	15.5	24.3	15.1	51.0	19.5	51.0					
A	%	3.2	1.6	2.4	0.9	46.0	6.6	46.0					
Limiti di Atterberg													
W _L	%					47.8		64.5					
W _P	%					23.4		17.6					
I _c	-					0.98		0.77					
I _p	%					24.4		46.9					
Caratteristiche fisiche													
γ _N	kN/m ³					19.8		19.0	26.0	25.6	25.9	25.5	26.0
γ _S	kN/m ³												
G _s	-												
w _N	%					23.8							
e	-												
Prove edometriche (valori riferiti alla tensione geostatica in sito)													
E _{ed}	kPa							10529.0					
c _v	m ² /s												
k	m/s												
Resistenza a compressione monoassiale													
σ _c	MPa								39.91	53.85	38.5	28.96	57.73
Resistenza non drenata													
(TX-UU) c _u	kPa												
(TX-ELL) c _u	kPa												
Resistenza drenata													
(TD) c	kPa					42.0							
(TD) f	°					21.8		31.0					

Sondaggio	-	SE05	SE06	SE07	SE07	SE08	SE08	SE09	SE10	SE11	SE11	SE11	SE11	SE03
Campione	-	CL3	CL1	CR1	CR3	CL1	CL2	CL2	C11	C11	C12	C13	CR1	CR2
Tipo	-	lit	lit	rim	rim	lit	lit	lit	ind	ind	ind	ind	rim	rim
Unità	-	SR	SR	GS	GS	SR	SR	SR	AL	AL	AL	AL	0.00	GS
Prof.	m	30.40	30.40	8.10	17.50	6.70	9.50	16.20	3.00	4.50	7.50	25.50	30.00	6.80
Granulometria														
G	%			65.5	56.5						1.1	0.3		59.2
S	%			18.9	20.7				4.7	2.1	29.9	1.7		14.7
L + A	%			15.6	22.8				95.3	97.9	69.0	98.0		26.1
L	%			13.8	18.0				64.8	52.6	50.0	61.7		19.5
A	%			1.8	4.8				30.5	45.3	19.0	36.3		6.6
Limiti di Atterberg														
W _L	%								62.9	49.0	28.0	37.8	41.9	
W _P	%								24.7	26.5	19.2	18.0	18.8	
I _c	-								1.10	1.28	1.45	0.94	1.81	
I _p	%								38.2	22.5	8.8	19.8	23.1	
Caratteristiche fisiche														
γ _N	kNm ³	25.7	26.0			25.7	25.3	25.4	19.4	20.3	19.6	20.4		
γ _S	kNm ³													
G _s	-													
w _N	%								20.7	20.2	15.2	19.2		
e	-													
Prove edometriche (valori riferiti alla tensione geostatica in sito)														
E _{ed}	kPa									12654.0				
c _v	m ² /s													
k	m/s													
Resistenza a compressione monoassiale														
σ _c	MPa	26.15	63.98			41.84	63.35	21.15						
Resistenza non drenata														
(TX-UU) c _u	kPa									368.8		317.4		
(TX-ELL) c _u	kPa													
Resistenza drenata														
(TD) c	kPa								37.3		19.7			
(TD) f	°								22.8		29.2	33.4		

(segue da pagina precedente)

4.3.4 Indagini sismiche

Nella campagna del 2022 sono state eseguite le seguenti indagini sismiche:

- n.3 prospezioni sismiche a rifrazione tomografica (denominate RE1÷RE5) (ubicata in zona galleria naturale e quindi non ricadente nel presente stralcio);
- n.1 indagine sismica di tipo Down-Hole (eseguita nel foro di sondaggio SE04 e quindi non ricadente nel presente stralcio);
- n. 1 indagine di rumore sismico ambientale a stazione singola, HVSR (ubicata intrno al km 3+800 circa).

Tali indagini non ricadono nel 1° stralcio funzionale, oggetto della presente relazione, ma sono da considerarsi rappresentative per le medesime unità intercettate.

La Down Hole SE04 (in Figura 6) restituisce una V_{s,eq} pari a 424 m/s, che individua una categoria di sottosuolo tipo B.

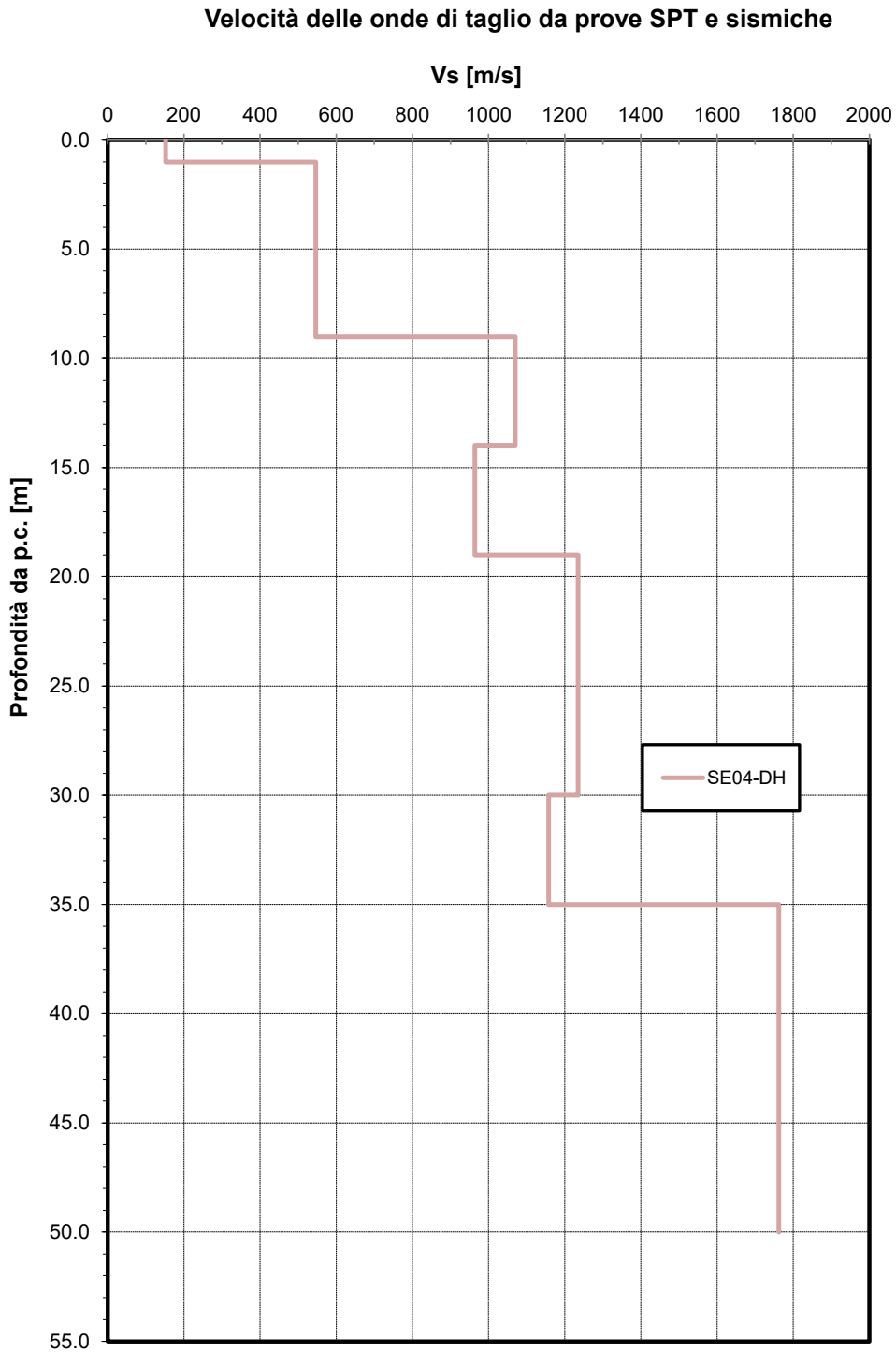


Figura 6 - Velocità delle onde di taglio da indagini sismiche

A seguire si riportano in sintesi i risultati di alcuni stendimenti sismici.

Stendimento sismico RE1

La stesa intercetta, in corrispondenza del geofono 9, il sondaggio S06-DH eseguito durante la campagna di indagine 2021. La stratigrafia evidenzia una coltre di accumulo fino a 11 metri sovrapposta a uno strato di calcare di circa 3 metri che poggia su un'alternanza di detriti fini e grossolani, che terminano tra 23 e 28 metri di profondità su roccia calcarea, che si rinviene fino a 35 metri. Le tomografie si correlano con la stratigrafia del sondaggio fino a 14 metri di profondità, ma non nel tratto successivo. Tuttavia, considerati i valori di velocità delle tomografie RE2 e RE3, che sin dalla superficie sono a contatto con la parte detritica della formazione calcarea, è presumibile che il passaggio a 11 metri sia realmente il limite tra i depositi sciolti e la formazione calcarea. Pertanto, il possibile limite è tracciato sulla sezione seguendo l'isocinetica 1200 m/s delle Vp e 600 m/s delle Vs, che risalgono verso la zona d'imbocco fino a quota di 442 m slm.

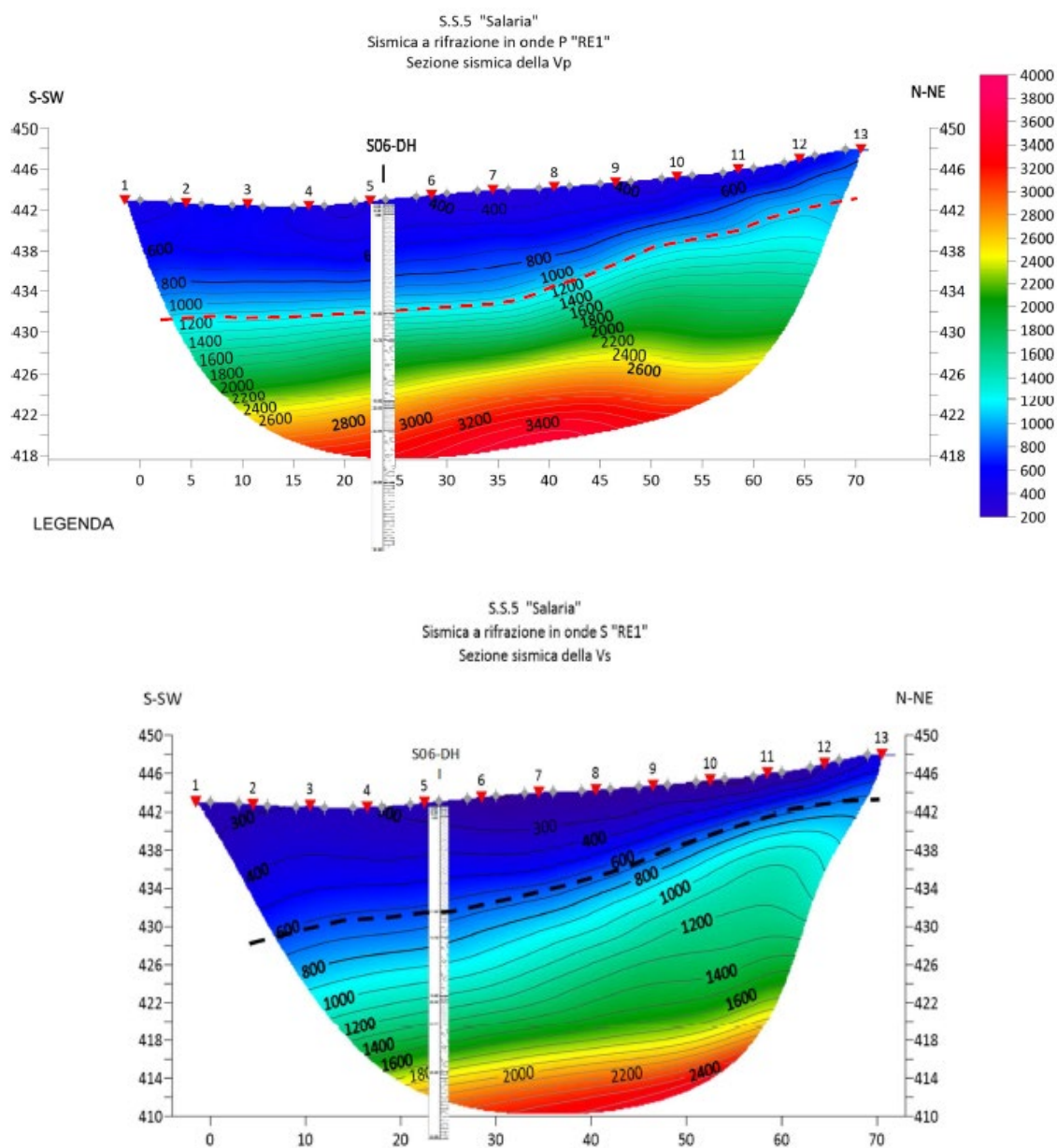


Figura 7 – Sezioni tomografiche in onde P ed S-RE1

Stendimento sismico RE2

La tomografia intercetta il sondaggio SE04-DH, la cui stratigrafia evidenzia per tutta la sua lunghezza calcari biancastrati stratificati fortemente fratturati, a tratti di aspetto detritico. Nella tomografia sismica in onde P il calcare di aspetto detritico è caratterizzato da velocità di 1100-1200 m/s, con sensibile variazione laterale; in basso si alternano strati detritici e litoidi con V_p inferiore a 2400 m/s, con variazioni laterali; mentre dai 35 metri compare una fascia più competente, con $V_p > 2500$ m/s, apparentemente omogenea. La tomografia in onde S mostra la velocità da bed-rock sismico a partire dalla profondità di 16 metri, inoltre si nota una sensibile variazione laterale al di sotto degli 800 m/s.

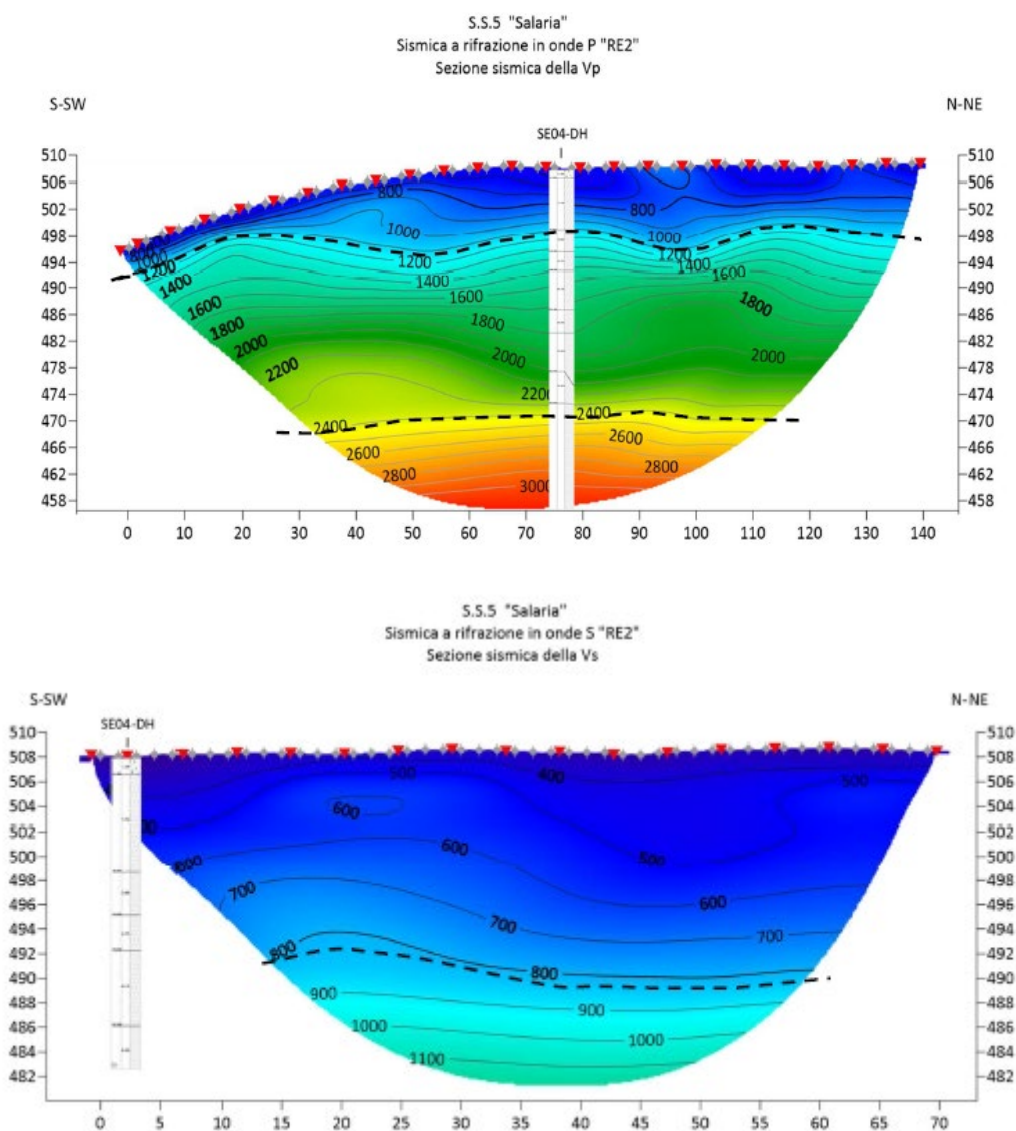


Figura 8 – Sezioni tomografiche in onde P ed S-RE2

Stendimento sismico RE3

La tomografia sismica RE3 si estende nella parte centrale della pista realizzata per l'indagine sulla galleria e incrocia a circa metà della stesa il sondaggio SE05 e all'estremità nord il sondaggio SE06, la cui stratigrafia evidenzia per tutta la sua lunghezza calcari biancastri stratificati fortemente fratturati, a tratti di aspetto detritico.

Nella tomografia sismica in onde P il calcare di aspetto detritico è caratterizzato da velocità di 1100-1200 m/s con sensibili variazioni laterali; in basso si alternano strati detritici e litoidi con V_p inferiori a 2400 m/s, con variazioni laterali; intorno ai 40 metri compare una fascia più competente, con $V_p > 2500$ m/s, apparentemente omogenea. La tomografia in onde S mostra che la velocità da bed-rock sismico si trova a profondità variabile tra 10 e 13 metri, e verso il basso la V_s aumenta gradualmente fino a oltre 2000 m/s, ma con variazioni laterali a partire dalla superficie e fino alla isocinetica 1500 m/s cioè a circa 40 metri di profondità.

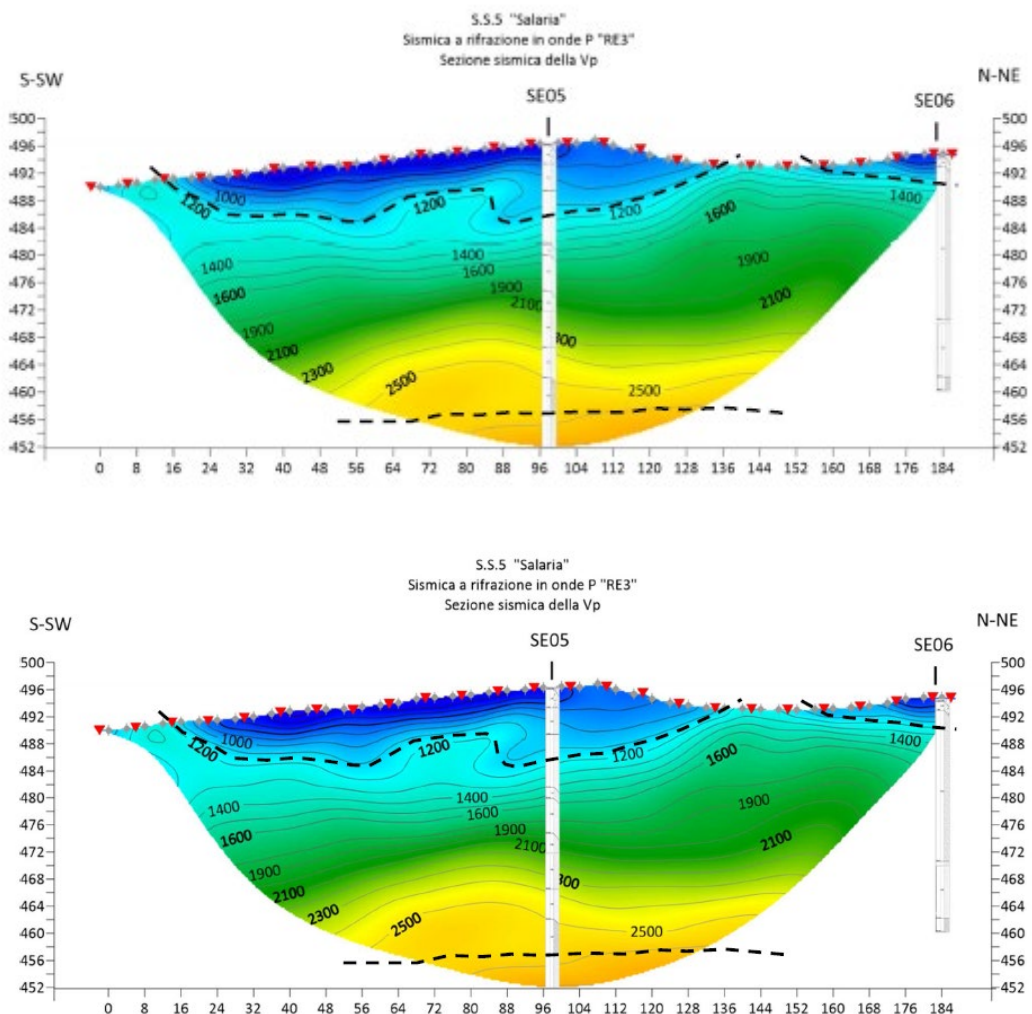


Figura 9 – Sezioni tomografiche in onde P ed S-RE3

Inoltre è stata eseguita un’ indagine di rumore sismico ambientale a stazione singola, HVSR con tromografo (intorno al km 3+800). Nella seguente figura è mostrato il diagramma del rapporto spettrale (H/V) in funzione della frequenza, da cui si evidenzia un picco di frequenza di 6.342 Hz.

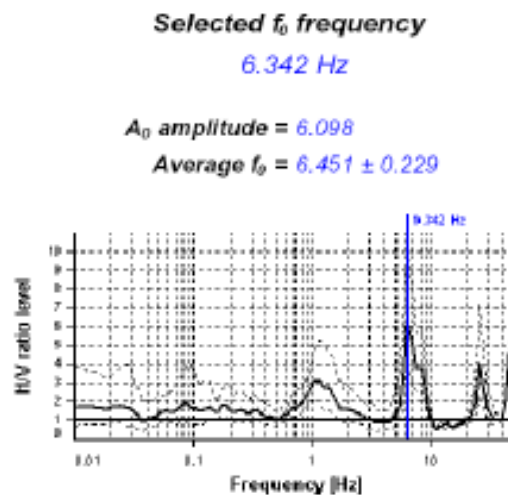


Figura 10 – prova HVRS - frequenza

4.3.5 Piezometri e letture

Nella seguente tabella si riportano le strumentazioni piezometriche installate e le letture eseguite. Le strumentazioni di tabella seguente non sono installate nello stralcio di tracciato in oggetto.

Tabella 18 – Letture piezometriche indagini 2022

Data lettura	Sigla piezometro	profondità piezometro (m)	livello statico (m dal piano campagna)
24/08/2022	SE05	50,0	48.90
15/09/2022	SE05	50,0	N.D.
15/09/2022	SE08	30,0	28.50

4.3.6 Rilievo geomeccanico e geostrutturale dei versanti rocciosi

È stato eseguito un rilievo geomeccanico su un numero totale di 19 stazioni di misura lungo altrettanti affioramenti rocciosi. In particolare nello stralcio in esame ricadono i rilievi geomeccanici denominati **GE01** e **GE02**.

Per ogni affioramento, sono state descritte e misurate tutte le famiglie di discontinuità riscontrate, eseguendo allo stesso tempo misure di rugosità dei giunti e di resistenza a compressione della roccia. I singoli affioramenti sono stati, quindi, censiti su opportune schede (vedasi [N.9]), all’interno delle quali sono state riportate, oltre alle caratteristiche dell’intero ammasso roccioso come l’indice GSI e il grado di alterazione e fratturazione, anche le giaciture e le caratteristiche dei singoli sistemi di discontinuità.

Il rilievo è stato inoltre completato con le misure in campo effettuate dal geologo incaricato e documentato nella relazione e nelle sezioni geologiche; tali rilievi addizionali hanno interessato le principali scarpate che dovranno essere scavate in trincea per i lavori di adeguamento della strada.

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nel presente capitolo si riporta la caratterizzazione geotecnica generale per il 1° stralcio funzionale, valutata sulla base dell'interpretazione di tutte le indagini geotecniche svolte in sito ed in laboratorio per l'intera tratta.

Dopo aver individuato le principali unità geotecniche intercettate, verranno interpretati i risultati delle indagini geotecniche sulla base dei criteri di seguito esposti e quindi verranno definiti i parametri geotecnici di progetto.

Nel seguito si riportano le caratterizzazioni delle varie unità anche sulla base delle indagini disponibili sull'intero lotto, al fine di consentire valutazioni statistiche.

Nel profilo stratigrafico longitudinale e nelle sezioni geotecniche sono riportati in forma grafica i risultati delle indagini e sono mostrate le correlazioni stratigrafiche con indicazione delle unità geotecniche intercettate; è anche indicato il livello di falda massimo rilevato da letture piezometriche ed il livello di falda di progetto.

5.1 Definizione delle unità geotecniche intercettate

Dalle indagini complessivamente eseguite sull'intero tracciato della strada statale 4 “via Salaria” sono state intercettate le seguenti unità geotecniche:

- Unità Ra, Rv – Riporto antropico e riporto vegetale.
- Unità ec – depositi eluvio colluviali: limo argilloso sabbioso.
- Unità AL – argilla limosa talvolta sabbiosa (facies terrosa della formazione di Monte Sabino).
- Unità GS – ghiaia sabbiosa con ciottoli (facies terrosa della formazione di Monte Sabino).
- Unità MS – Formazione di Monte Sabino: conglomerati.
- Unità OB – Formazione di Ornarò Basso: calcareniti.
- Unità SR/SB – Formazione della scaglia rossa/bianca: calcari marnosi.

In particolare di tali unità geotecniche quelle che si intercettano nel presente stralcio 1 sono, in ordine di importanza:

- **Unità SR/SB – Formazione della scaglia rossa/bianca: calcari marnosi.** I calcari marnosi rappresentano la formazione di substrato predominante a partire dal km 0+500 circa per tutto lo sviluppo dello stralcio 1 ed interessano quindi la gran parte delle scarpate di scavo che dovranno essere realizzate per l'allargamento stradale, con altezze massime di circa 25 m.
- **Unità MS – Formazione di Monte Sabino: conglomerati.** Viene intercettata nella parte iniziale del tracciato fino al km 0+500 circa ed interessa le scarpate di scavo di questo primo tratto.
- **Unità GS – ghiaia sabbiosa con ciottoli:** la facies terrosa incoerente grossolana della formazione di Monte Sabino è utilizzata per i dimensionamenti delle opere).
- **Unità AL – argilla limosa talvolta sabbiosa** (facies terrosa della formazione di Monte Sabino).
- **Unità Ra, Rv – Riporto antropico e riporto vegetale:** si intercetta solo localmente.
- **Unità ec – depositi eluvio colluviali:** limo argilloso sabbioso: si intercetta marginalmente in alcune sezioni trasversali geologiche/geotecniche, anche se non di rilevanza progettuale per le opere in questo stralcio 1; comunque per completezza è inserita la caratterizzazione.

5.2 Criteri di interpretazione delle indagini geotecniche

Ai fini della caratterizzazione dei terreni è stato fatto riferimento ai risultati delle:

- prove penetrometriche dinamiche SPT eseguite nei fori di sondaggio;
- prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati e rimaneggiati;

- prove sismiche (Down-Hole, MASW).

5.2.1 Depositi incoerenti

Per i depositi prevalentemente incoerenti, i parametri geotecnici di resistenza al taglio e di deformabilità sono stati stimati principalmente sulla base dell'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

Per quanto riguarda la stima della densità relativa dalle prove SPT, sono stati considerati i valori minimi di densità relativa ottenuti dalle varie correlazioni che di seguito vengono espone.

Stato di addensamento

Correlazione di Skempton

In accordo a quanto indicato in Skempton (1986), la densità relativa D_r può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente legge:

$$D_r = \left(\frac{1}{A + B \cdot \sigma'_{vo}} \cdot N_{SPT} \right)^{0.5}$$

essendo:

A, B = costanti empiriche indicate in tabella seguente;

σ'_{vo} = pressione verticale efficace alla quota della prova SPT (kg/cm²);

N_{SPT} = numero di colpi per 30 cm di infissione;

D_r = densità relativa (-).

Tabella 19 - Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)

Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27,5	27,5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43,3	21,7
Sabbie sovraconsolidate	27,5+43,3	$(21,7+27,5) \cdot \frac{1+2 \cdot (ko)sc}{1+2 \cdot (ko)nc}$

Nel caso in esame sono state cautelativamente considerate le costanti empiriche relative a sabbie fini normal consolidate.

Correlazione di Gibbs e Holtz

In accordo a quanto indicato da Gibbs e Holtz (1957) la densità relativa D_r può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente espressione:

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{(16 + 23 \cdot \sigma'_{vo})}}$$

Correlazione di Bazaraa

In accordo a quanto indicato da Bazaraa (1967) la densità relativa D_R può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente espressione:

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{20 \cdot (1 + 4.1 \cdot \sigma_{vo}')}} \quad \text{per } \sigma_{vo}' \leq 0.732 \text{ kg/cm}^2$$

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{20 \cdot (3.24 + 1.024 \cdot \sigma_{vo}')}} \quad \text{per } \sigma_{vo}' > 0.732 \text{ kg/cm}^2$$

essendo:

D_R = densità relativa (-).

σ_{vo}' = pressione verticale efficace in sito alla quota della prova SPT (kg/cm²);

N_{SPT} = numero di colpi per 30 cm di infissione.

Correlazione di Terzaghi & Peck

In accordo a quanto indicato da Terzaghi e Peck (1948) la densità relativa D_R può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente espressione:

$$D_R = (10.297 + N_{SPT}^{2.4142}) - (N_{SPT})^2 \cdot 0.0181$$

Parametri di resistenza

Per la stima dell'angolo di resistenza al taglio dalle prove SPT sono state utilizzate due diverse correlazioni (Bolton; Schmertmann) di seguito illustrate. La correlazione di Bolton ha fornito valori dell'angolo di resistenza al taglio inferiori rispetto alla correlazione di Schmertmann. Cautelativamente per la definizione dei parametri di resistenza di progetto si è fatto riferimento ai valori minimi ottenuti dalle correlazioni.

Correlazione di Schmertmann

L'angolo di resistenza al taglio (φ') stimato dalle prove SPT in base alla correlazione proposta da Schmertmann (1977) correla l'angolo di resistenza al taglio alla densità relativa attraverso la seguente relazione:

$$\varphi = 38.5 + 0.108 \cdot D_R \quad \text{valida per sabbia e ghiaia poco limosa e ghiaietto uniforme}$$

$$\varphi = 34.5 + 0.10 \cdot D_R \quad \text{sabbia grossa-media uniformemente ben gradata}$$

$$\varphi = 31.5 + 0.115 \cdot D_R \quad \text{sabbia medio-fine uniformemente ben gradata}$$

$$\varphi = 28.0 + 0.14 \cdot D_R \quad \text{sabbia fine uniforme}$$

essendo: D_R = densità relativa

Nel caso in esame si è considerata la correlazione valida per sabbia grossa per l'unità GS.

Correlazione di Bolton

L'angolo di resistenza al taglio di picco φ' è stato determinato in accordo al metodo proposto da Bolton (1986):

$$\varphi' = \varphi'_{cv} + m \cdot D_I$$

$$Dl = D_r \cdot [Q - \ln(p_f')] - 1$$

essendo:

ϕ' = angolo di attrito di picco riferito a pressioni di 272 kPa ($^\circ$);

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

$p_f' = 1.4 \cdot \sigma_{ff}$ kPa (vedasi Jamiokowski et al., 1988; in accordo a quanto proposto da Baligh, 1975, si assume $p_f' = 1.4 \cdot 272 = 380$ kPa);

m = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti (vedasi Tabella 20). In questo caso si assume $m=3$;

D_r = densità relativa (-).

Tabella 20 - Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

Condizioni di rottura	m
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
σ_2' = tensione principale efficace intermedia σ_3' = tensione principale efficace minore	

I valori dell'angolo di attrito ϕ_{cv}' sono stati ricavati in base a quanto indicato nella tabella seguente (Youd, 1972; Stroud, 1988) e sulla base delle prove di taglio diretto in laboratorio eseguite sui campioni prelevati. Nel caso specifico per l'unità GS si è assunto $\phi_{cv}' = 32^\circ$.

Tabella 21 - Valori dell'angolo di attrito ϕ'_{cv} per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)

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

Caratteristiche di deformabilità

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi incoerenti possono essere stimate, in ordine di importanza:

- sulla base dei risultati delle indagini sismiche in sito (prove Down-Hole e MASW);
- dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

Il modulo di taglio iniziale (G_0) e quello di Young iniziale (E_0), associabili a piccole deformazioni, possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio (V_s) utilizzando le seguenti correlazioni:

$$G_o = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

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

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in assunto pari a 19 kN/m³;

ν = coefficiente di Poisson del terreno (assunto pari a 0.3);

V_s = velocità delle onde di taglio in m/sec.

La velocità delle onde di taglio (V_s) può essere ricavata direttamente dai risultati delle prove geofisiche in foro di sondaggio o indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT attraverso la correlazione di Ohta e Goto (1978) o la correlazione di Yoshida e al. (1988).

Correlazione di Ohta e Goto (1978)

$$V_s = C \cdot (N_{SPT})_{50\%}^{0.171} \cdot (z)^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G \text{ (m/sec)}$$

essendo:

$C = 53.3$;

z = profondità dal p.c. in metri;

f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedasi Tabella 22);

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedasi Tabella 23).

Tabella 22 - Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_A (funzione dell'epoca geologica del deposito)

f_A	Olocene	Pleistocene
	1,0	1,3

Tabella 23 - Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_G (funzione della granulometrica del deposito)

f_G	Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fini
	1,45	1,15	1,14	1,07	1,09

Nel caso in esame sono stati assunti i seguenti parametri:

$f_A = 1.3$;

$f_G = 1.14$ per GS.

Correlazione di Yoshida et al. (1988)

$$v_s = C \cdot (N_{SPT})^{0.25} \cdot (\sigma_v')^{0.14} \text{ (m/sec)}$$

essendo:

$C = 56$ per unità GS.

σ_v' = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova.

I moduli di deformabilità “operativi” (E') da adottare per il calcolo delle deformazioni/cedimenti delle opere di sostegno e delle fondazioni, saranno assunti pari a 1/5 di quello iniziale (E_0).

Nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati, i moduli elastici "operativi" saranno assunti pari a 1/10 di quello iniziale ($E_{op}' = E_0/10$).

5.3 Depositi coesivi

Per i depositi coesivi la caratterizzazione geotecnica è stata fatta oltre che dall'interpretazione delle prove in sito, anche dai risultati delle prove di laboratorio.

Classificazione

La classificazione di questi terreni avverrà essenzialmente sui risultati delle seguenti prove di laboratorio:

- analisi granulometriche;
- pesi di volume naturale e secco;
- contenuti d'acqua naturale;
- limiti di Atterberg.

Caratteristiche di resistenza

Per la determinazione delle caratteristiche di resistenza dei depositi coesivi ci si è basati principalmente sui risultati delle prove di laboratorio che sono essenzialmente prove di taglio diretto e prove triassiali per la resistenza in tensioni efficaci. La resistenza al taglio in condizioni non drenate è stata valutata anche dalle prove speditive di Pocket Penetrometer (PP) e delle prove penetrometriche dinamiche SPT in base alla seguente correlazione di Stroud (1974):

$$c_u \cong (5.0 \div 5.5) \cdot N_{SPT} \quad (\text{kPa})$$

I valori sono stati poi riportati nello stesso grafico, con indicato anche l'andamento della resistenza al taglio per un terreno normal consolidato ricavato dalla seguente relazione: $c_{uNC} = 0.23 \cdot \sigma'_v$.

Caratteristiche di deformabilità

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi coesivi possono essere stimate:

- sulla base dei risultati delle indagini sismiche in sito (prove Down-Hole);
- dalle prove edometriche di laboratorio;
- da correlazioni di letteratura.

Per quanto concerne le prove sismiche in sito, le caratteristiche di deformabilità vengono individuate con le stesse relazioni precedentemente indicate per i terreni incoerenti.

Questi valori sono stati confrontati poi con i risultati derivanti dalle correlazioni per l'interpretazione delle prove in sito SPT.

Sulla base di quanto riportato in Simpson et al. (1979) il modulo di taglio iniziale (G_0) può essere stimato anche sulla base della seguente equazione:

$$G_0 = (500 \div 700) \cdot c_u \quad (\text{kPa})$$

essendo:

cu = resistenza al taglio non drenata.

I moduli di deformabilità “operativi” (E’) da adottare per il calcolo delle deformazioni/cedimenti delle opere di sostegno e delle fondazioni dirette, saranno assunti pari a 1/5 di quello iniziale (E0), come prassi con problemi di analisi a bassi livelli di deformazione.

Nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati, i moduli elastici “operativi” saranno assunti pari a 1/10 di quello iniziale.

Nella valutazione dei cedimenti immediati dei rilevati il modulo di deformazione in condizioni non drenate (Eu) può essere stimato sulla base della correlazione empirica proposta da Duncan & Buchignani (1976) $E_u = k \cdot c_u$; il coefficiente k è valutato con il grafico di figura seguente.

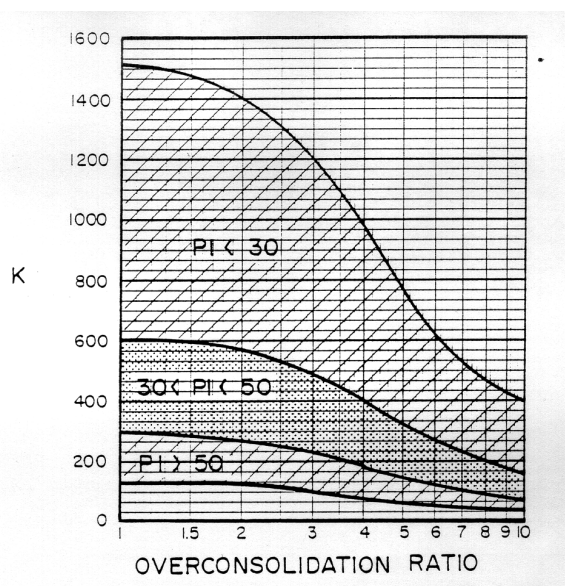


Figura 11 - Duncan & Buchigani

Nei paragrafi che seguono verranno riportati a confronto per le varie unità geotecniche tutti i risultati delle prove in sito e dell'interpretazione delle prove eseguite.

Caratteristiche di consolidazione

I valori del coefficiente di consolidazione primaria verticale sono stati determinati dalle prove edometriche di laboratorio e con correlazioni empiriche in funzione del limite liquido (LL), vedasi ad esempio le seguenti:

$$c_v = \exp [-10.552 + (164.074/LL)] \quad [\text{cm}^2/\text{s}]$$

$$c_v = 0.009 (LL - 0.1) \quad [\text{cm}^2/\text{s}] \quad \text{NAVFAC-DM 7.1. (1971)}$$

Il coefficiente di consolidazione secondaria, è stato stimato con la correlazione proposta nel NAVFAC-DM 7.1 (1982, vedasi figura seguente), in funzione del contenuto naturale di acqua (wn).

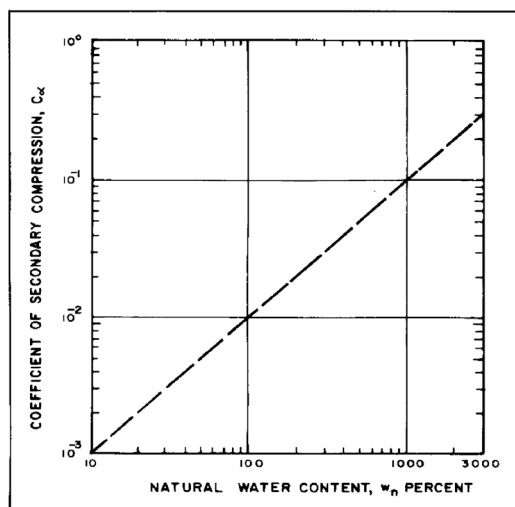


Figura 12 - Abaco di calcolo del coefficiente di consolidazione secondaria da wn (NAVFAC, 1982)

Nei paragrafi che seguono verranno riportati a confronto per le varie unità geotecniche tutti i risultati delle prove in sito e dell'interpretazione delle prove eseguite.

5.4 Materiali lapidei

La resistenza degli ammassi rocciosi dipende sia dalle caratteristiche della roccia intatta, sia dalla posizione, dal numero e dall'orientazione delle discontinuità.

Le informazioni sulle caratteristiche fisiche e meccaniche di questi materiali possono essere dedotte dall'elaborazione dei risultati delle prove di laboratorio effettuate sui campioni di roccia prelevati durante i sondaggi.

La caratterizzazione della roccia non può prescindere dalle condizioni dell'ammasso, alle quali concorrono:

- il grado di fratturazione della roccia;
- lo stato delle fratture;
- le caratteristiche della roccia intatta.

I primi due elementi permettono di definire un intervallo di variazione del parametro GSI (Geotechnical Strength Index, Hoek 200).

In particolare, Hoek e Brown (2002) hanno proposto un criterio di resistenza per ammassi rocciosi fratturati nel quale compaiono tre parametri:

- σ_{ci} , ovvero la resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta, per caratterizzare la resistenza del materiale lapideo;
- “m” ed “s”, che tengono conto del grado di fratturazione del volume di materiale interagente con l'opera.

Nel piano delle tensioni principali il criterio di resistenza di Hoek e Brown è espresso dall'equazione:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{ci}} = \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (1)$$

La stima del parametro σ_{ci} è stata effettuata in base ai risultati delle prove di laboratorio.

I valori di m ed s dipendono essenzialmente dal valore di GSI e dal grado di disturbo della roccia.

I parametri “m” ed “s” ed “a” possono essere correlati all’indice “Geological Strength Index” (GSI, Figura 13) secondo le espressioni (Hoek et al., 2002):

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








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

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

Risulta semplice, ponendo rispettivamente nella (1) $\sigma_3 = 0$ e $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_t$ ricavare rispettivamente la resistenza a compressione della roccia σ_c e la resistenza a trazione σ_t .

Il valore di m_i è stato ricavato da indicazioni di letteratura per rocce simili a quelle ritrovate nel corso delle indagini.

Il coefficiente D che varia tra 0 ed 1, e rappresenta quantitativamente il disturbo arrecato alla roccia dalle operazioni di asportazione da scavo e dallo scarico tensionale che ne consegue. Per rocce indisturbate si può porre $D = 0$, mentre per scavi in roccia con mezzi meccanici e senza uso di esplosivi si può porre $D = 0.5$ (Figura 14).

GSI FOR HETEROGENEOUS ROCK MASSES SUCH AS FLYSCH (Marinos, P and Hoek, E, 2000) From a description of the lithology, structure and surface conditions (particularly of the bedding planes), choose a box in the chart. Locate the position in the box that corresponds to the condition of the discontinuities and estimate the average value of GSI from the contours. Do not attempt to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than giving GSI = 35. Note that the Hoek-Brown criterion does not apply to structurally controlled failures. Where unfavourably oriented continuous weak planar discontinuities are present, these will dominate the behaviour of the rock mass. The strength of some rock masses is reduced by the presence of groundwater and this can be allowed for by a slight shift to the right in the columns for fair, poor and very poor conditions. Water pressure does not change the value of GSI and it is dealt with by using effective stress analysis.		SURFACE CONDITIONS OF DISCONTINUITIES (Predominantly bedding planes)		VERY GOOD - Very rough, fresh unweathered surfaces		GOOD - Rough, slightly weathered surfaces		FAIR - Smooth, moderately weathered and altered surfaces		POOR - Very smooth, occasionally slickensided surfaces with compact coatings or fillings with angular fragments		VERY POOR - Very smooth slickensided or highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings	
COMPOSITION AND STRUCTURE													
	A. Thick bedded, very blocky sandstone The effect of pelitic coatings on the bedding planes is minimized by the confinement of the rock mass. In shallow tunnels or slopes these bedding planes may cause structurally controlled instability.			70	60	A							
				50	40	B	C	D	E				
C, D, E and G - may be more or less folded than illustrated but this does not change the strength. Tectonic deformation, faulting and loss of continuity moves these categories to F and H.								30	F				
									G	H	10		

→ : Means deformation after tectonic disturbance

Figura 13– Tabella per la valutazione del GSI




Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of <i>D</i>
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	<i>D</i> = 0
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	<i>D</i> = 0 <i>D</i> = 0.5 No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	<i>D</i> = 0.8

Figura 14 – Tabella per la valutazione del parametro *D*

I parametri del criterio di rottura di Hoek e Brown possono essere correlati ai valori della coesione e dell'angolo di attrito del criterio di Mohr Coulomb linearizzando (linea blu Figura 15) nel piano delle tensioni principali (σ_1 ; σ_3) il dominio di rottura di Hoek e Brown (linea rossa sempre Figura 15) in un intervallo:

$$\sigma_t < \sigma_3 < \sigma_{3, \max}$$

L'angolo d'attrito φ essere in queste ipotesi calcolato come:

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

e la coesione può essere invece ricavata dall'espressione:

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

in cui

$$\sigma'_{3n} = \sigma'_{3\max} / \sigma'_{ci}$$

Hoek e Brown (2002) indicano un criterio razionale per scegliere il valore adeguato di $\sigma_{3, \max}$, che in generale è funzione del tipo di problema esaminato (stabilità di pendii in roccia o studio del comportamento di una galleria) e della profondità dello scavo (o altezza della scarpata).

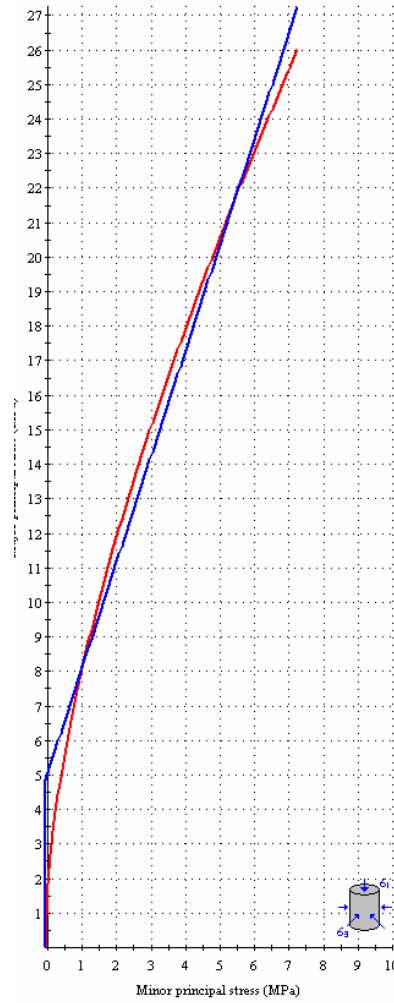


Figura 15 *Linearizzazione del dominio di rottura di Hoek e Brown.*

5.5 Unità Ra, Rv – Riporto antropico e Riporto vegetale

L'unità Ra è il terreno di riporto antropico costituente il materiale con cui è realizzata la strada esistente.

L'unità Rv è il terreno vegetale rappresentato dalla parte superficiale talvolta rilevata dai sondaggi/pozzetti esplorativi di spessore 20-30 cm di sabbia limosa con resti vegetali.

Relativamente al riporto antropico è costituito generalmente dal deposito di base rimaneggiato e quindi da sabbia ghiaiosa con ciottoli da debolmente limosa a limosa. Lo spessore è variabile lungo il tracciato in relazioni alle attività antropiche della strada esistente (ad esempio è maggiore in corrispondenza di opere come tombini o attraversamenti in generale).

Per il terreno di riporto antropico si assumono i seguenti parametri geotecnici, si tratta di valori dei parametri standard che solitamente si applicano da capitolato per terreno da rilevato:

Unità Ra - riporto antropico

$\gamma = 19.0 \div 20.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E_o = 250 \div 400 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni

La coltre vegetale (unità Rv) ha spessore molto piccolo da 0.10 a 0.30 m come evidenziato sia dai sondaggi che dai pozzetti esplorativi eseguiti. Tale materiale andrà rimosso nelle zone del tracciato in progetto, quindi non è necessario caratterizzarlo.

5.6 Unità ec – Depositi eluvio colluviali limoso argillosi

Si tratta di limo argilloso sabbioso individuato localmente in corrispondenza del sondaggio S06-DH e pozzetti esplorativi PZ07 e PZ10.

SONDAGGIO S06-DH



Cassetta n° 2: da 5.00 m a 10.00 m

Figura 16. Cassetta catalogatrice S06-DH da 5.0 a 10.0 m

Nell'unità in esame non sono disponibili prove SPT.

Nell'unità geotecnica in esame sono stati prelevati campioni indisturbati e rimaneggiati su cui sono state eseguite prove di laboratorio.

Il peso di volume naturale è compreso fra 17.5 e 18.10, con valore medio pari a 17.8 kN/m³ (vedasi Figura 42).

Dall'analisi granulometrica si ha (vedasi Figura 39Figura 37):

- percentuale di ghiaia generalmente compresa tra 4 e 66.5% (media 24%);
- percentuale di sabbia generalmente compresa fra 18 e 29% (media 24%);
- percentuale di fine (limo+argilla) compresa fra 16 e 74% (media 53%) con argilla compresa fra 10 e 55% e limo tra 6 e 30%,

I valori maggiori di sabbia e ghiaia sono relativi ai campioni rimaneggiati prelevati nei pozzetti esplorativi e quindi più superficiali.

Il contenuto naturale d'acqua è compreso fra 25 e 27% (media 26%). Relativamente ai limiti di Atterberg, il limite liquido varia tra 42 e 67 % (valore medio di 52%), il limite plastico tra 27 e 32% (media di 30%), l'indice plastico varia tra 14 e 38% (media del 22%) (vedasi Figura 44).

Dalla carta di plasticità di Casagrande il si colloca nei limi inorganici di media compressibilità (vedasi Figura 45).

Parametri di resistenza:

Sono disponibili i risultati di prove di laboratorio triassiali (TxCIU) e di prove di taglio diretto (TDCD) che hanno dato valori dell'angolo di resistenza al taglio tra 21.7 e 24.2° con coesione drenata tra 31.1 e 38.3 kPa. In Figura 52 sono

mostrati i risultati delle prove di resistenza nel piano τ - σ e sono indicati i range dei valori di progetto assunti per i parametri di resistenza dell'unità in esame:

$\varphi' = 26 \div 30^\circ$ angolo di resistenza al taglio

$c' = 5 \div 10$ kPa coesione drenata

In Figura 53 sono riportati i valori di resistenza al taglio non drenata dall'interpretazione delle prove Pocket Penetrometer e da prove SPT. Per l'unità si assume cautelativamente un intervallo per la resistenza al taglio non drenata tra 100 e 175 kPa.

Parametri di deformabilità:

I parametri di deformazione sono stati stimati dalle indagini sismiche; in particolare si prende a riferimento l'indagine S06-DH (vedasi Figura 32, Figura 34, Figura 36) in cui l'unità è stata intercettata nei primi 11 m da p.c.. Per l'unità in esame si stima:

$V_s = 200 \div 280$ m/s velocità delle onde di taglio

$G_0 = 80 \div 150$ MPa modulo di deformazione a taglio iniziale

$E_0 = 200 \div 400$ MPa modulo di deformazione elastico iniziale

5.7 Unità AL – Argilla limosa (facies terrosa della formazione di Monte Sabino)

Si tratta della facies terrosa della formazione di Monte Sabino, costituita da argilla limosa talvolta sabbiosa grigia; si rinviene nel sondaggio S01-PZ, S09-DH, S10-PZ, S11-DH, S12-PZ della campagna del 2021 e nei sondaggi SE01, SE10, SE11 della campagna del 2022.

In particolare i sondaggi di stralcio 1 individuano spessori medi dell'ordine dei 5 m di unità AL intercalati alla parte conglomeratica/incoerente grossolana della formazione Monte Sabino.



Cassetta n° 6: da 25.00 m a 30.00 m

Figura 17. Cassetta catalogatrice S01-PZ da 25.0 a 30.0 m



Cassetta n° 4: da 15.00 m a 20.00 m

Figura 18. Cassetta catalogatrice S10-PZ da 15.0 a 20.0 m

Le prove SPT eseguite in questa unità hanno fornito valori tra 17 colpi/30 cm e rifiuto (vedasi Figura 27).

Nell'unità geotecnica in esame sono stati prelevati campioni indisturbati su cui sono state eseguite prove di laboratorio.

Il peso di volume naturale è compreso fra 17.4 e 20.2, con valore medio pari a 19.0 kN/m³ (vedasi Figura 41).

Dall'analisi granulometrica si ha (vedasi Figura 37):

- percentuale di ghiaia generalmente compresa tra 0 e 20% (media 2%);
- percentuale di sabbia generalmente compresa fra 2 e 38% (media 14%);
- percentuale di fine (limo+argilla) compresa fra 57 e 98% (media 84%) con argilla compresa fra 7 e 70% e limo tra 16 e 69%,

Il valore maggiore di sabbia e ghiaia sono relativi al campione rimaneggiato prelevato nel pozzetto esplorativo e quindi più superficiale.

Il contenuto naturale d'acqua è compreso fra 14 e 28% (media 22%). Relativamente ai limiti di Atterberg, il limite liquido varia tra 26 e 72 % (valore medio di 50%), il limite plastico tra 14 e 40% (media di 27%), l'indice plastico varia tra 9 e 47% (media del 23%) (vedasi Figura 44).

Dalla carta di plasticità di Casagrande il materiale ha valori piuttosto dispersi, mediamente si colloca tra i limi inorganici di alta compressibilità e le argille inorganiche di media plasticità (vedasi Figura 45).

Parametri di resistenza:

Sono disponibili i risultati di prove di laboratorio triassiali (TxCIU) e di prove di taglio diretto (TDGD) che hanno dato valori dell'angolo di resistenza al taglio tra 21.8 e 33.4° con coesione drenata tra 42 e 0 kPa (a valori massimi dell'angolo di attrito vanno associati i valori minimi della coesione drenata e viceversa, vedasi Figura 50).

Tali valori, riportati nel piano τ - σ (vedasi Figura 51), si attestano comunque nel range di progetto assunto per il PD:

$\varphi' = 26 \div 30^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 15 \div 5 \text{ kPa}$	coesione drenata

In Figura 53 sono riportati i valori di resistenza al taglio non drenata dall'interpretazione delle prove Pocket Penetrometer (cu~PP/2), da prove SPT mediante la relazione proposta da Stroud e da prove di laboratorio. Per l'unità si assume cautelativamente un intervallo per la resistenza al taglio non drenata:

cu = 75÷200 kPa coesione non drenata

Parametri di deformabilità:

I parametri di deformazione sono stati stimati dalle correlazioni in base alle prove SPT e dalle indagini sismiche (vedasi Figura 31, Figura 33, Figura 35); in particolare sono prese a riferimento le indagini S09-DH, che intercetta l'unità fino a 35 m di profondità, S11-DH, tra 2.8 e 17.6 m di profondità, tra 21 e 27 m, tra 30.9 e 36.7 m e oltre i 40 m di profondità, Masw1, tra 5 e 18 m e oltre 34 m di profondità e Masw2 tra 2 e 20 m e oltre i 30 m di profondità.

Le indagini sismiche forniscono valori un po' maggiori rispetto all'interpretazione della prove SPT. Per l'unità in esame si stima:

Vs = 170÷280 m/s velocità delle onde di taglio

Go = 60÷150 MPa modulo di deformazione a taglio iniziale

Eo = 150÷400 MPa modulo di deformazione elastico iniziale

Dalle prove pressiometriche sono stati ottenuti valori del modulo di deformazione Young tra 99 e 150 MPa nell'intervallo di profondità tra 5 e 22 m (Tabella 2, Tabella 8).

5.8 Unità GS – ghiaia sabbiosa con ciottoli (facies terrosa della formazione di Monte Sabino)

Si tratta della facies terrosa della formazione di Monte Sabino, costituita da ghiaia sabbiosa con ciottoli, intercettata principalmente nel sondaggio S01-PZ della campagna del 2021 e SE01 della campagna del 2022; localmente nei sondaggi S10-PZ, S11-DH, S12-PZ della campagna del 2021 e SE10, SE11 della campagna del 2022.

I sondaggi eseguiti nella formazione di Monte Sabino (MS) hanno carotato il materiale come terroso, nonostante la formazione in sito si presenti ben cementata con scarpate stabili molto acclivi (vedasi Figura 21). Quindi nei dimensionamenti delle opere a monte tracciato si considera la caratterizzazione associata all'unità MS, come confermato dalle scarpate in affioramento; mentre, cautelativamente, per le opere poste ai lati della viabilità esistente (muri/tombini/pozzetti/rilevati) si considerano i parametri geotecnici associati alla facies terrosa della formazione (unità GS) e come rappresentato nei profili e sezioni geotecniche.



Cassetta n° 5: da 20.00 m a 25.00 m

Figura 19. Cassetta catalogatrice S01-PZ da 20.0 a 25.0 m



Cassetta n° 6: da 25.00 m a 30.00 m

Figura 20. Cassetta catalogatrice S11-DH da 25.0 a 30.0 m

Le prove SPT eseguite in questa unità hanno fornito valori tra 24 colpi/30 cm e rifiuto (vedasi Figura 27).
Dall'interpretazione delle prove SPT si stima una densità relativa compresa tra 54 e 86 % (vedasi Figura 28).
Nell'unità geotecnica in esame sono stati prelevati campioni rimaneggiati, su cui sono state eseguite prove di laboratorio.
Dall'analisi granulometrica si ha (vedasi Figura 38):

- percentuale di ghiaia compresa fra 22 e 73% (valore medio 55%);
- percentuale di sabbia compresa fra 15 e 35% (valore medio 22%);
- percentuale di fine (limo+argilla) compresa fra 9 e 50% (valore medio 23%) con argilla compresa fra 3 e 17% e limo fra 6 e 33%.

Parametri di resistenza:

Dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT si stima un valore dell'angolo di resistenza al taglio compreso tra 37° e 41° (vedasi Figura 29). Cautelativamente si assumono per i parametri di resistenza dell'unità in esame:

$\varphi' = 35\div 40^\circ$ angolo di resistenza al taglio

$c' = 0$ kPa coesione drenata

Parametri di deformabilità:

I parametri di deformazione sono stati stimati dalle correlazioni in base alla prova SPT e dalle indagini sismiche (vedasi Figura 31, Figura 33, Figura 35), in particolare sono prese a riferimento le indagini S11-DH, tra 17.5 e 21 m di profondità, tra 27 e 30.9 m e tra 36.7 e 40 m, Masw1, tra 0 e 5 m e tra 18 e 34 m di profondità, Masw2 tra 0 e 2 m e tra 23 e 26 m di profondità (vedasi Figura 31, Figura 33, Figura 35). Per l'unità in esame si osserva che generalmente le indagini sismiche hanno fornito valori maggiori rispetto all'interpretazione delle prove SPT:

$V_s = 260\div 350$ m/s velocità delle onde di taglio

$G_0 = 130\div 240$ MPa modulo di deformazione a taglio iniziale

$E_0 = 350\div 600$ MPa modulo di deformazione elastico iniziale

5.9 Unità MS – Conglomerati di Monteleone Sabino

I conglomerati della formazione geologica di Monteleone Sabino sono rintracciabili lungo le scarpate della parte iniziale del tracciato e come si evince da figura seguente sono caratterizzate da conglomerati clasto sostenuti con ciottoli calcarei e arenacei arrotondati.

La formazione, rinvenuta nel sondaggio S01-PZ della campagna del 2021 e nel sondaggio SE01 della campagna del 2022 (eseguito a monte della scarpata), è stata intercettata in facies terrosa (ghiaia sabbiosa), probabilmente perché in fase di perforazione la debole cementazione è andata perduta.

I valori di N_{spt} nel materiale sono andati a rifiuto strumentale. In fase di perforazione sondaggio, probabilmente la cementazione del materiale è stata persa, però come si evidenzia dalla figura seguente, la formazione in sito si presenta ben cementata con scarpate stabili molto acclivi.

Come si evince dagli elaborati geologici (carta geologica e profilo geologico) la formazione predomina nella prima parte del tracciato (fino al km 0+500 circa). Tuttavia i sondaggi eseguiti hanno carotato il materiale come terroso, quindi nei dimensionamenti delle opere a monte tracciato si considera la caratterizzazione associata all'unità MS come confermato dalle scarpate in affioramento; mentre, cautelativamente, per le opere poste ai lati della viabilità esistente (muri/tombini/pozzetti/rilevati) si considerano i parametri geotecnici associati alla facies terrosa della formazione (unità GS – incoerente e unità AL – coesiva).



Figura 21. Foto scarpata con conglomerati di Monteleone Sabino – unità MS

Le caratteristiche di resistenza, data l'esiguità di dati in sito e laboratorio, sono eseguite sulla base di esperienze maturate su depositi similari.

Dalla indagine sismica Masw01, eseguita nell'unità in esame, si individuano valori di velocità delle onde di taglio da 250 a 700 m/s (vedasi Figura 55), da cui si stimano i valori di deformazione a taglio iniziale (piccole deformazioni) di seguito indicati (vedasi Figura 56).

Cautelativamente si assumono i seguenti parametri:

$\gamma = 19.0 \div 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 5 \div 20 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 35 \div 42^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E_0 = 400 \div 800 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni

5.10 Unità SB (Scaglia Bianca), Unità SR (Scaglia Rossa) – Calcarea marnoso

La formazione di base prevalente nel tracciato è costituita dalla scaglia rossa ed in subordine dalla scaglia bianca. Si tratta di calcarea marnoso che è stato intercettato in gran parte delle indagini eseguite (scaglia rossa: S02-DH, S03-DH, S04-DH, S05-DH, S06-DH, S07-DH della campagna del 2021, SE02, SE03, SE04, SE05, SE06, SE07 del 2022; scaglia bianca: S08-DH del 2021, SE08, SE09 del 2022) generalmente con una copertura alterata di spessore da un minimo di 1.3 m (S05-DH) ad un massimo di 8.6 m (S03-DH). Talvolta la parte superiore di questi sondaggi presenta derito calcareo riconducibile all'alterazione del substrato di base per la costruzione della strada esistente. Il sondaggio S06-DH è piuttosto particolare rispetto agli altri in quanto in questo sondaggio il substrato delle scaglie rosse appare molto alterato con strati incoerenti di spessore rilevante tra 13.7 e 28.0 m di profondità da p.c..

In generale nei sondaggi eseguiti nei calcari marnosi i valori di RQD (riportati nei certificati stratigrafici) sono piuttosto bassi tra 10 e 40%, solo nel sondaggio S05-DH si raggiungono anche valori di 80%. Probabilmente questi valori di RQD sono riconducibili al disturbo della perforazione del sondaggio e non sono propri dell'ammasso. Questo aspetto è giustificato anche dai valori più elevati di RQD evidenziati dalle stazioni geomeccaniche eseguite sugli affioramenti (vedasi tabella seguente). Nei sondaggi si nota un uso non continuo del carotiere doppio, che generalmente consente un minor disturbo ed un miglior recupero delle carote: il passaggio dal carotiere semplice al carotiere doppio identifica sempre un buon recupero RQD, che non è invece presente con carotiere semplice.



Cassetta n° 4: da 15.00 m a 20.00 m

Figura 22. Cassetta catalogatrice S8-DH da 15.0 a 20.0 m



Cassetta n° 6: da 25.00 m a 30.00 m

Figura 23. Cassetta catalogatrice S5-DH da 25.0 a 30.0 m

Nell'unità geotecnica in esame sono stati prelevati campioni litoidi su cui sono state eseguite prove di laboratorio.

Il peso di volume naturale è riportato in Figura 43 ed è compreso fra 23 e 26 kN/m³ con valore medio 25 kN/m³.

In Figura 57 sono riportati i valori di resistenza a compressione monoassiale da cui si osservano valori tra 21 e 93 MPa con valore medio 49 MPa e valore decimo percentile pari a 30 MPa (quest'ultimo valore mostra come è distribuita la popolazione di dati; ad es. solo il 10% dei dati ha una resistenza minore di 30 MPa e si tratta di un valore vicino alla media).

Dalle prove di Point Load Test della campagna del 2021 (vedasi Figura 59) è stato ricavato un valore di I_s tra 1.1 e 4.9 MPa con valore medio di 2.9 MPa. Per alcuni campioni è stata eseguita sia prova di compressione assiale semplice sia prova di Point Load Test da cui si può stimare un valore medio del rapporto tra $\sigma_c / I_s = 14.4$; da letteratura per i calcari sono indicati generalmente valori > 20 , quindi cautealmente si può assumere $\sigma_c = 14.4 * I_s$, da cui si ottiene una stima della resistenza a compressione della roccia tra 16 e 71 MPa con valore medio di 42 MPa.

Dalle prove pressiometriche eseguite in foro di sondaggio sono stimati valori del modulo di deformazione fra 100 e 200 MPa (a parte un valore di 700 MPa registrato dalla prova del 2001) nell'intervallo di profondità da 5 a 21 m da p.c. quindi con andamento generalmente crescente con la profondità. Nella facies alterata SRA (breccia calcarea) il modulo di deformazione è 48 MPa alla profondità di 4 m da p.c. (sondaggio S07-DH).

In Figura 62 sono mostrati i valori di velocità delle onde di taglio nei calcari marnosi dalle indagini sismiche Down-Hole, da cui si osservano valori tra 200 e 600 m/s entro la profondità massima di 6 m, poi le velocità aumentano fino ad arrivare a circa 1400-1600 m/s a 8 m di profondità da p.c. per poi rimanere pressochè costanti fino alla massima profondità investigata. Quindi la parte di substrato alterata indicata dalle indagini sismiche Down-Hole è al massimo 6 m.

Nella campagna del 2021 per il PD è stato eseguito un apposito studio geomeccanico su aree di roccia in affioramento lungo il tracciato, denominate AG01÷AG08, eseguito dal geologo e quindi dettagliatamente discusse nella relazione geologica a cui si rimanda. Nella seguente tabella si sintetizzano le principali informazioni derivanti dagli studi delle stazioni geomeccaniche eseguite in sito.

In particolare nella tabella è riportata la valutazione dell'indice RMR secondo Beniaswki 1984 con riferimento ai vari parametri analizzati e relativi coefficienti numerici interpretati (P1: resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta, P2: recupero percentuale modificato RQD; P3: spaziatura discontinuità; P4: condizione delle discontinuità; P5: venute d'acqua; P6 : orientazione delle discontinuità).

Cautelativamente, poiché non si dispone di informazioni per tutte le sezioni di scavo in trincea, la stima dell'indice RMR è stata eseguita considerando la situazione più sfavorevole per l'orientazione delle discontinuità (P6 = -12).

Il valore GSI è stato stimato da RMR con la relazione: $GSI = RMR - 5$, applicabile nel caso in esame in quanto i valori di RMR sono sempre > 25 .

Tabella 24 – Risultati rilievi geomeccanici su stazioni in sito – Campagna 2021

	P1	P2	P3	P4	P5	RMR (P1+P2+P3+P4+P5)	P6	RMR (P1+P2+P3+P4+P5+P6)	GSI (=RMR-5)	classificazione roccia (Beniawski 1984)	σ_c [MPa]	RQD [%]	RMR (correzione Romana)
GM5	4	3	5	5	15	32	-5	27	22	scadente	49	14.6	
AG01	12	17	10	18	15	72	-12	60	55	buono	85	115	64
AG02	7	17	8	9	15	56	-12	44	39	mediocre	97	87	53
AG03	7	20	10	14	15	66	-12	54	49	buono	87	100	59
AG04	4	20	10	12	15	61	-12	49	44	buono	37	100	60
AG05	7	20	5	12	15	59	-12	47	42	mediocre	57	93	56
AG06	12	20	10	10	15	67	-12	55	50	buono	121	100	63
AG07	7	20	10	19	15	71	-12	59	54	buono	58	100	67
AG08	4	20	10	12	10	56	-12	44	39	mediocre	36	99	31

SMR	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	20 - 0
CLASSE	I	II	III	IV	V
DESCRIZIONE	Molto buona	Buona	Mediocre	Scadente	Molto scadente
STABILITA'	Sicuramente stabile	Stabile	Parzialmente stabile	Instabile	Sicuramente instabile
MODO DI ROTTURA	Assente	Possibili blocchi	Lungo piani o per cunei	Lungo piani o su grandi cunei	Su grandi piani o rototraslazionali
STABILIZZAZIONE	Nessuna	Occasionale	Sistematica	Estesa	Riprofilare la scarpata

In

Tabella 26 si riporta la stima dell'indice RMR eseguita sulle carote di sondaggio della campagna del 2021 per il PD.

In sede di studio del presente PE è stato eseguito un rilievo geomeccanico addizionale; in particolare, nel Lotto 1 sono state realizzate 14 stazioni geomeccaniche denominate GE01÷GE14. Per i dettagli del suddetto studio si rimanda al resoconto delle indagini (vedasi [N.9]). In Tabella 25 si riporta la valutazione dell'indice RMR secondo Beniaswki 1984 con riferimento ai vari parametri analizzati e relativi coefficienti numerici interpretati (P1: resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta, P2: recupero percentuale modificato RQD; P3: spaziatura discontinuità; P4: condizione delle discontinuità; P5: venute d'acqua). Il parametro P6 è stato omesso in quanto l'orientamento delle discontinuità rispetto alla scarpata di scavo è stato considerato nelle analisi di progetto.

Il valore RQD è stato stimato a partire dalla misura di spaziatura delle discontinuità rilevate in sito mediante il grafico sperimentale di Figura 25.

In aggiunta alle prove di rottura a compressione eseguite in laboratorio, si è effettuata una stima della resistenza a compressione monoassiale (P_1) sulla base dei test sclerometrici eseguiti in campo, mediante il grafico di Figura 24 che collega i colpi dello sclerometro alla σ_c . In particolare si nota che la σ_c ricavata da tale correlazione si colloca tra 60 e 100 MPa.

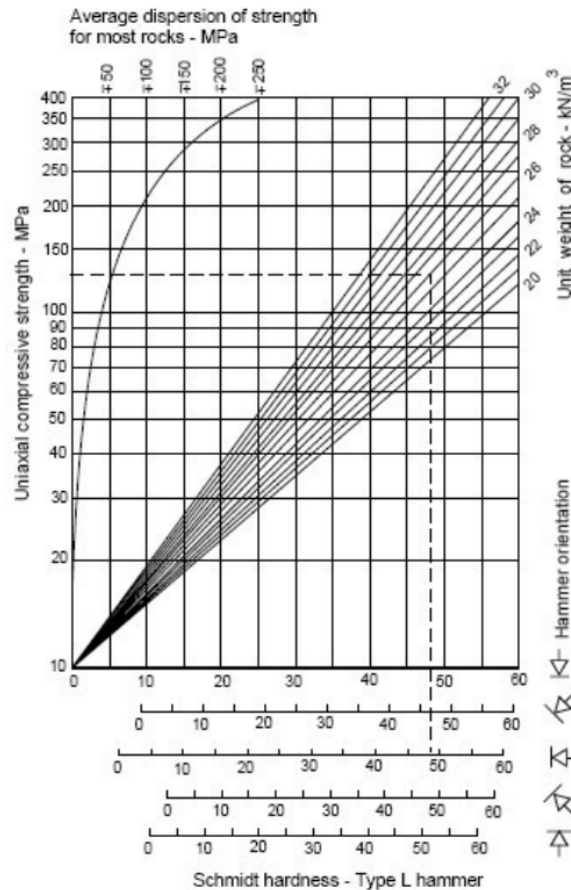


Figura 24. Correlazione tra i colpi del martello di Schmidt e la resistenza a compressione monoassiale σ_c

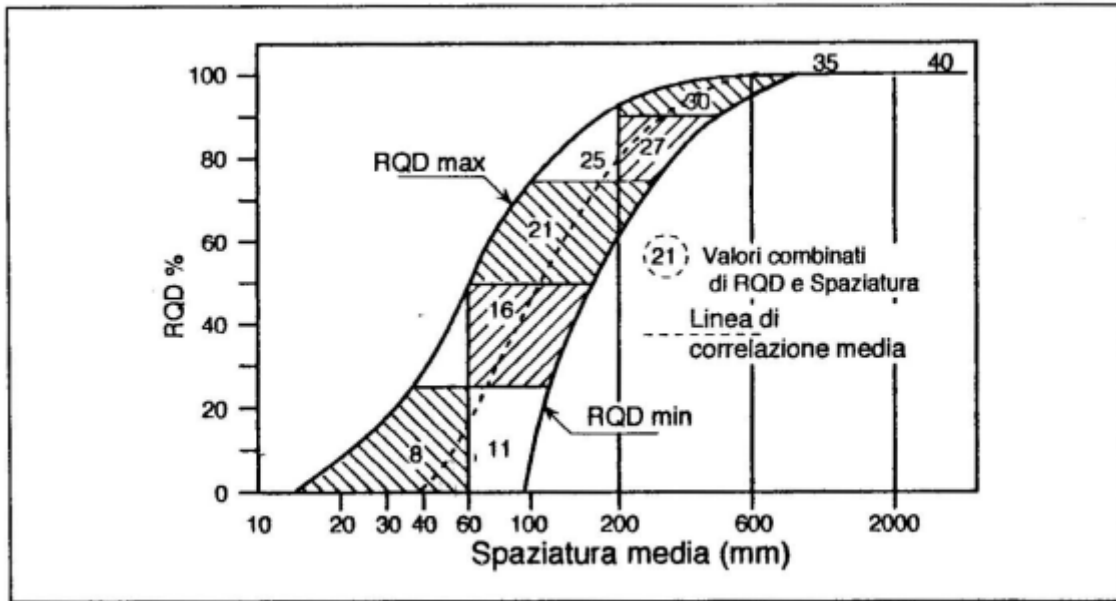


Figura 25. Correlazione tra spaziatura e RQD

Tabella 25 – Risultati rilievi geomeccanici su stazioni in sito – Campagna 2022

	km	UCS		RQD		spaziatura		continuità		apertura		scabrezza		riempimento		alterazione		condizioni discontinuità		venute acqua		RMR (P1+P2+P3+P4+P5)	GSI (=RMR-5)
		P1	P2	P3	P4.1	P4.2	P4.3	P4.4	P4.5	P4	P5	P1	P2	P3	P4	P5							
GE01		7	3	8	2	1	3	2	5	13	10										41	36	
GE02		7	3	8	2	1	3	2	5	13	10										41	36	
GE03		7	3	8	2	1	3	2	3	11	10										39	34	
GE04		7	3	8	2	1	3	2	3	11	10										39	34	
GE05		7	3	8	2	1	3	2	3	11	10										39	34	
GE06		7	3	8	2	1	3	2	3	11	10										39	34	
GE07		7	3	8	2	1	3	2	3	11	10										39	34	
GE08		7	3	8	2	1	3	2	3	11	10										39	34	
GE09		7	3	8	2	1	3	2	5	13	10										41	36	
GE10		7	3	8	2	1	3	2	3	11	10										39	34	
GE11		7	3	8	2	1	3	2	3	11	10										39	34	
GE12		7	3	5	2	1	3	2	3	11	10										36	31	
GE13		7	3	8	2	1	3	2	3	11	10										39	34	
GE14		7	3	8	2	1	3	2	3	11	10										39	34	

Dai rilievi sclerometrici eseguiti in sito si ottengono valori di resistenza a compressione monoassiale maggiori di quelli ottenuti in laboratorio: il range delle prove in sito rappresenta infatti l'estremo superiore dell'intervallo di valori misurati in laboratorio. Data la maggiore qualità ed affidabilità delle prove UCS per la determinazione della resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta, si darà maggior peso ai risultati delle prove di laboratorio.

Per la definizione dei parametri geomeccanici di progetto per le varie opere si è eseguita una analisi con il programma “RocLab (Rocscience)” considerando criterio di rottura di Hoek e Brown (2002) ed i parametri geomeccanici desunti dalle indagini più vicine (GSI, σ_c).

Inoltre per i depositi rocciosi in esame si è assunto:

- $m_i = 8$,

- $MR = 900$ da cui $E_i = MR * \sigma_c$; valore cautelativo stimato considerando i risultati delle prove di laboratorio eseguite sui campioni litoidi (vedasi Figura 26); sui dati del 2021 sono disponibili prove a compressione con misura deformazioni. Questo parametro quindi è caratterizzante della roccia integra.
- un coefficiente di disturbo relativo allo scavo $D = 0.7$, assunzione cautelativa in relazione agli interventi in progetto.

Questi parametri definiti (m_i , MR) sono rappresentativi della roccia integra. Dal programma “RocLab (Rocscience)” la caratterizzazione in termini di resistenza e deformabilità dell’ammasso per unità SR e unità SRA , sono distinte sulla base delle caratteristiche di fratturazione/alterazione della roccia e quindi tramite GSI che ovviamente sarà più basso per la formazione alterata (SRA).

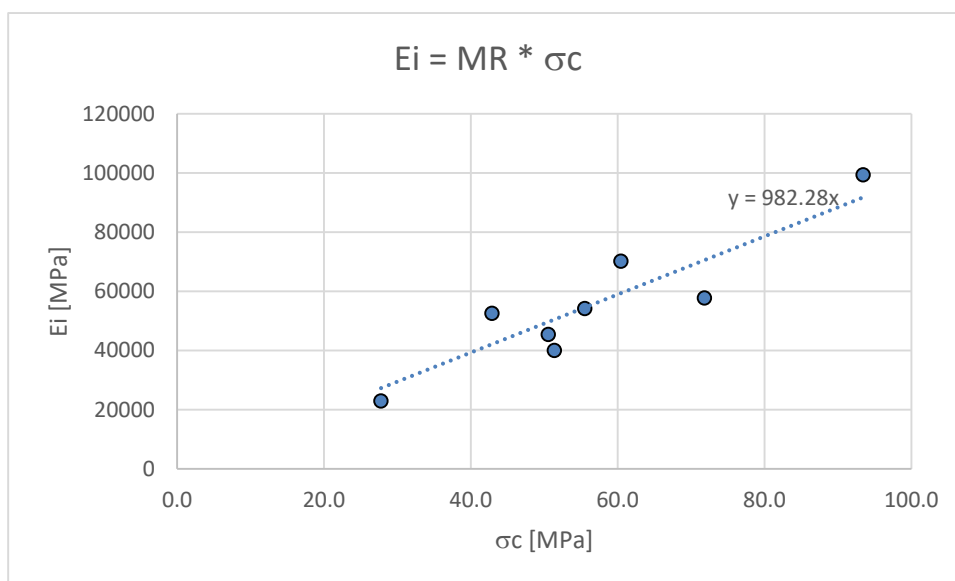


Figura 26. Modulo di deformazione della roccia e resistenza a compressione – roccia intatta (da prove di laboratorio)

La caratterizzazione geomeccanica per ogni singola trincea è esposta nel successivo paragrafo 5.13; per i valori operativi di calcolo si rimanda alle apposite relazioni di ciascuna WBS, ove vengono definiti in funzione delle modellazioni di progetto.

Per il dimensionamento delle fondazioni dirette nei calcari marnosi si assumono i seguenti parametri di resistenza cautelativi (valutati in accordo a Figura 61) valutati $GSI = 35$, $\sigma_c = 30$ MPa ed una profondità di riferimento di 5m, da cui si ha:

$\gamma = 25$ kN/m ³	peso di volume naturale
$c' = 40 \div 60$ kPa	coesione drenata
$\phi' = 40^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E = 1200$ MPa	modulo di deformazione

Per la parte di substrato di alterazione (unità SRA/SBa) si assumono i parametri seguenti in accordo a quanto mostrato in Figura 60) considerando i parametri minimi della resistenza a compressione monoassiale e del valore di GSI trattandosi della parte superiore alterata della formazione:

Unità SRa (calcarei marnosi alterati litoidi)

$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
GSI = 25	
$\sigma_c = 30 \text{ MPa}$	resistenza a compressione monoassiale
$c' = 40 \div 50 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 40^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E = 900 \text{ MPa}$	modulo di deformazione

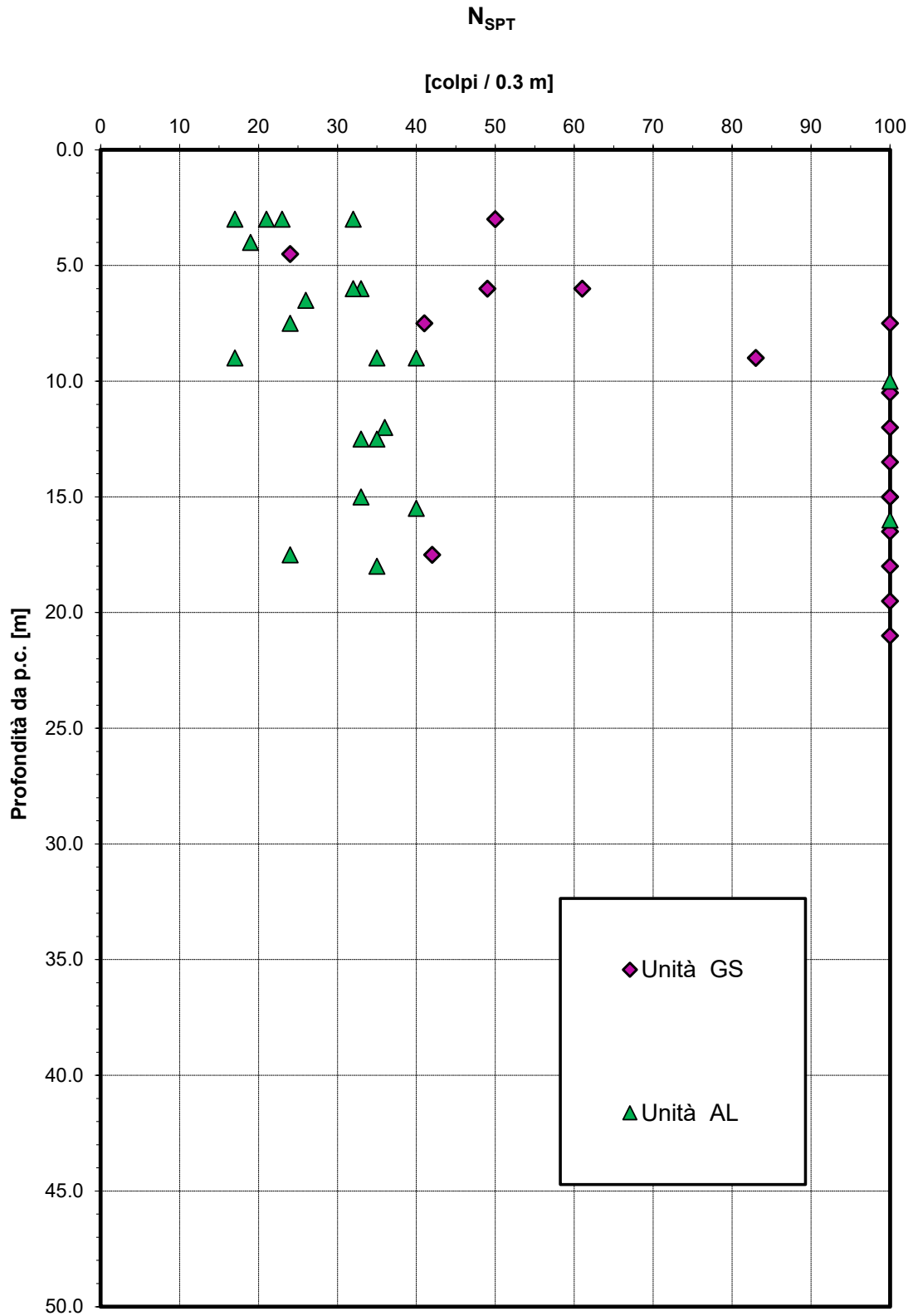


Figura 27. Valori di N_{SPT} – Unità GS, AL

Densità relativa da prove SPT

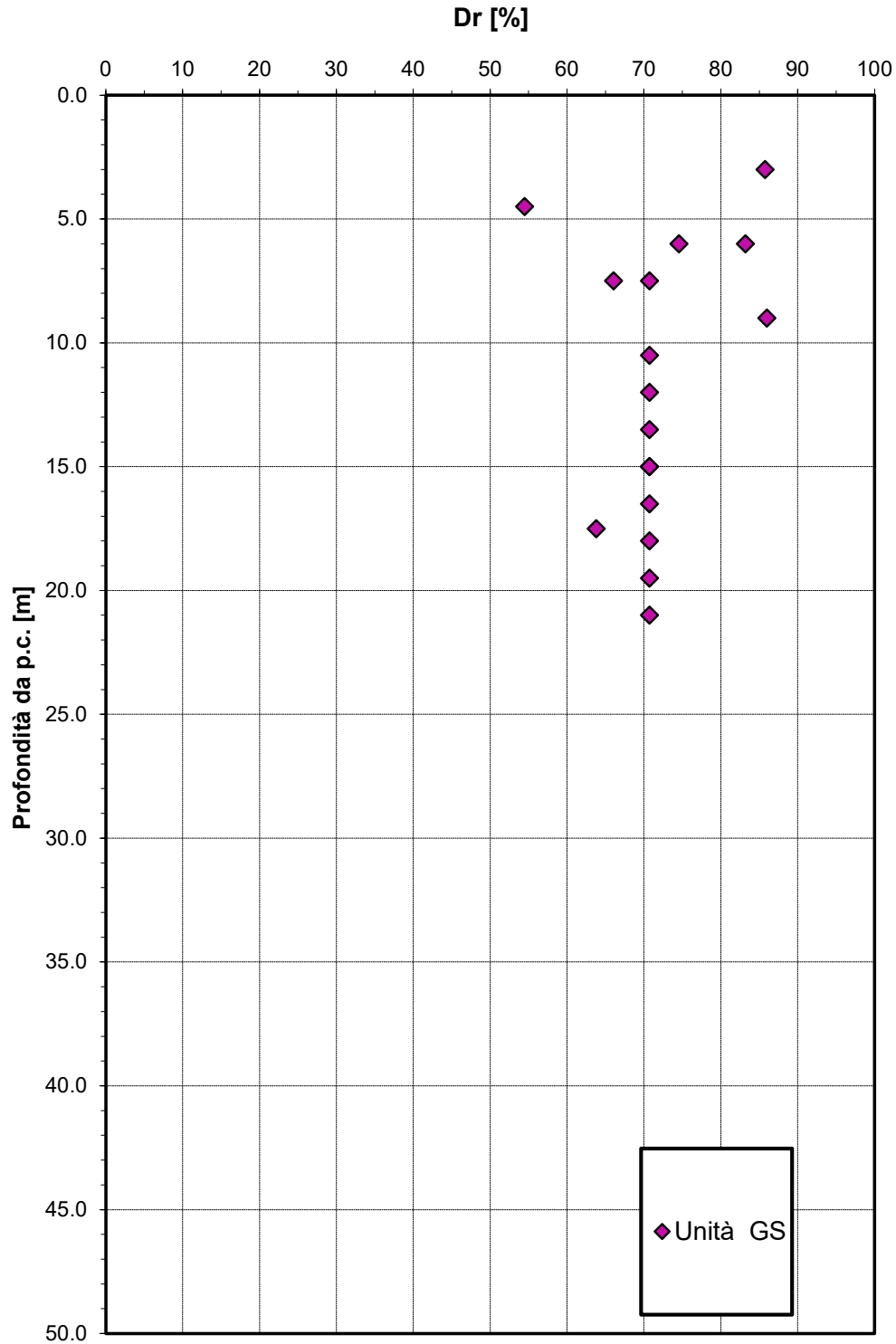


Figura 28. Densità relativa da prove SPT – Unità GS

Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

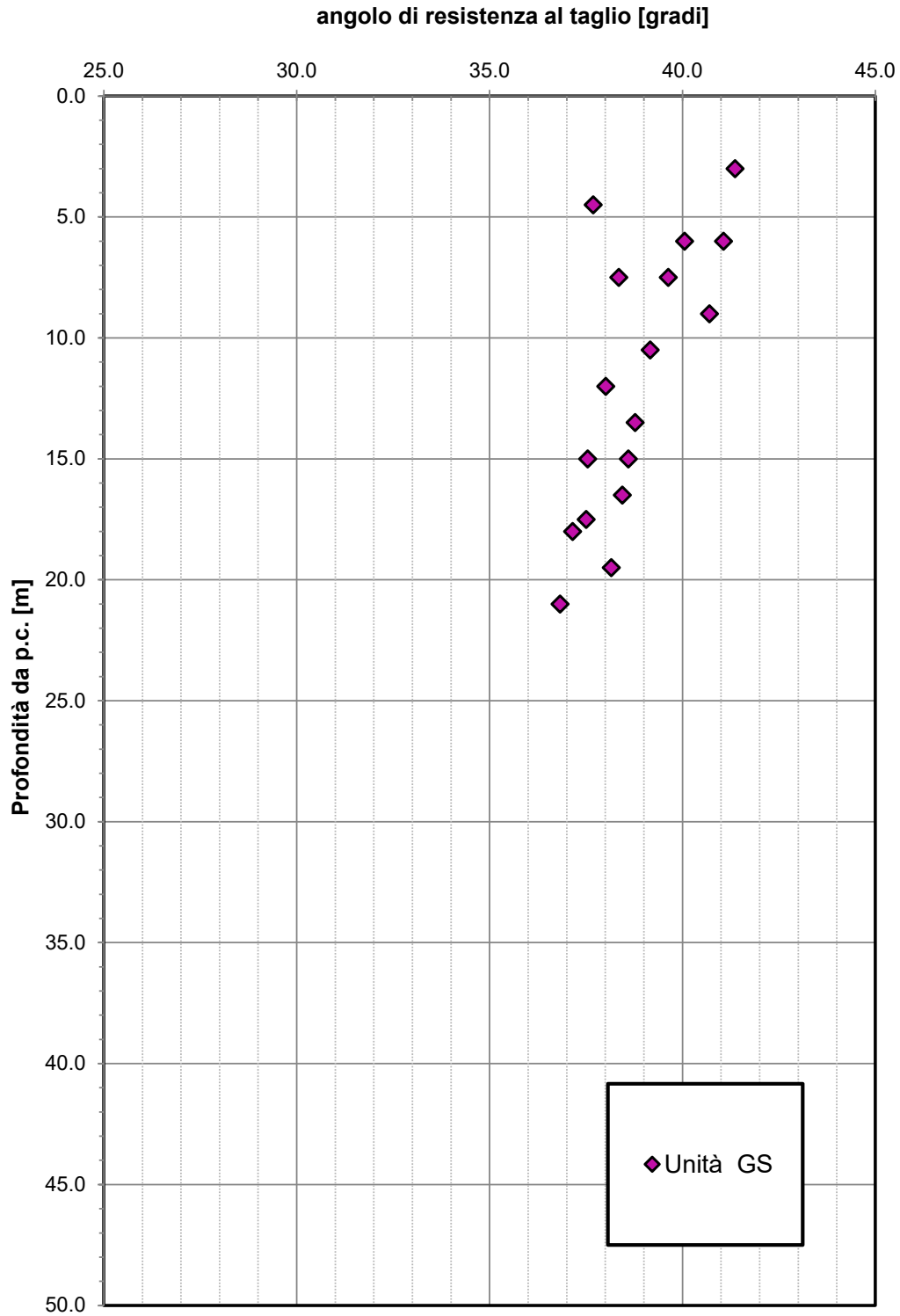


Figura 29 - Angolo di resistenza al taglio da prove SPT – Unità GS

Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche

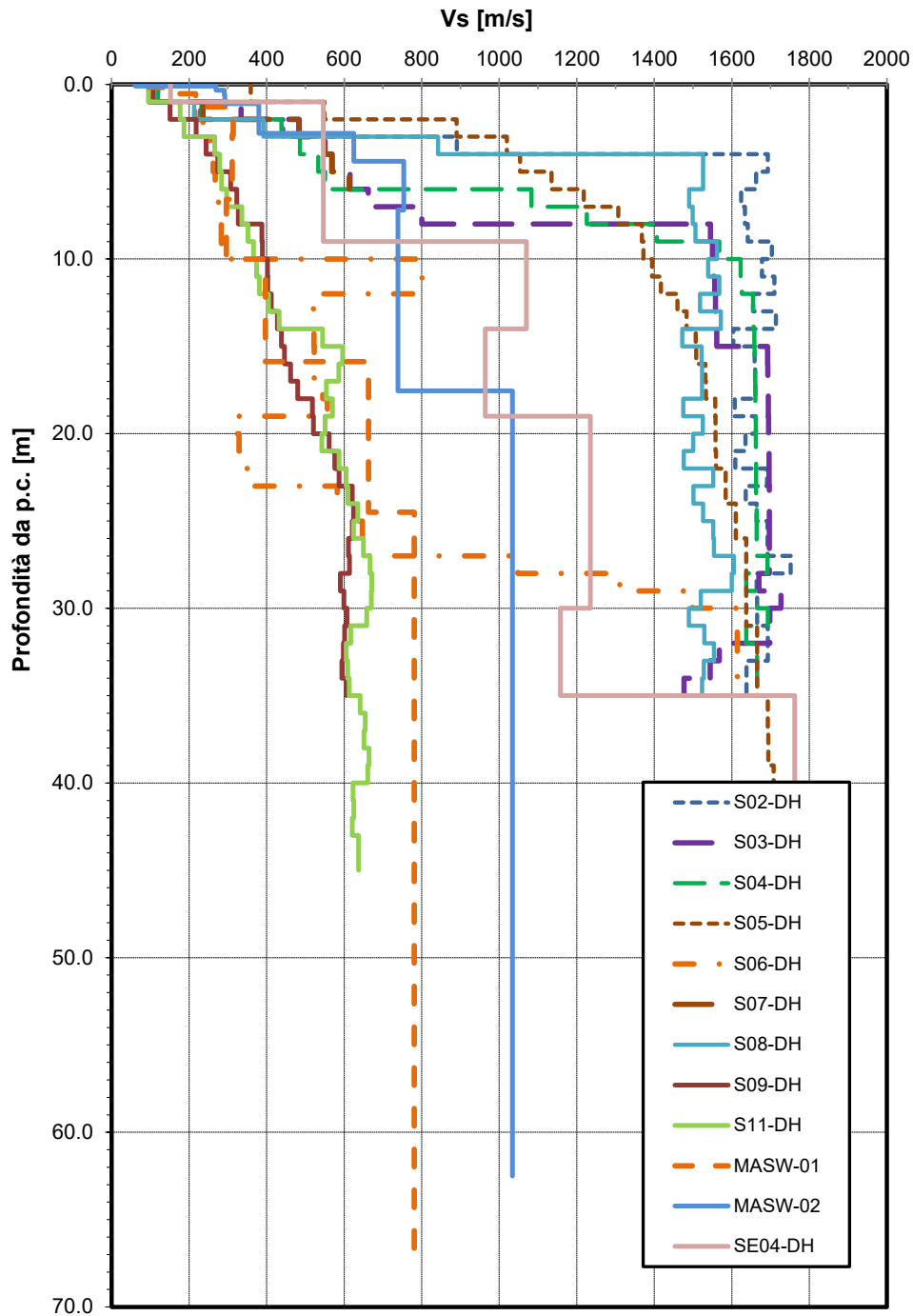


Figura 30. Velocità delle onde di taglio da prove sismiche (Vs)

Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche

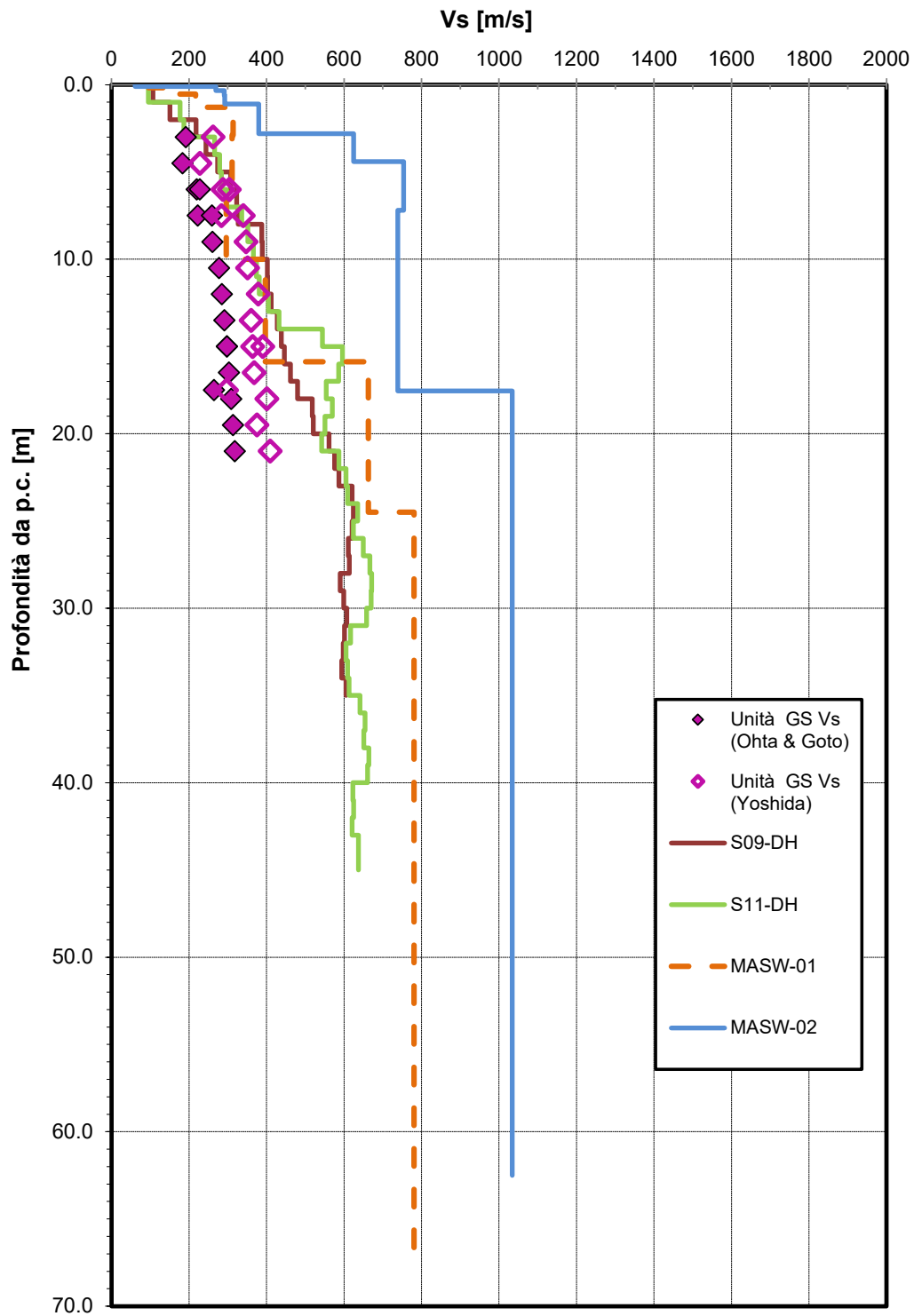


Figura 31. Velocità delle onde di taglio da SPT e da prove sismiche – Unità GS, Unità AL

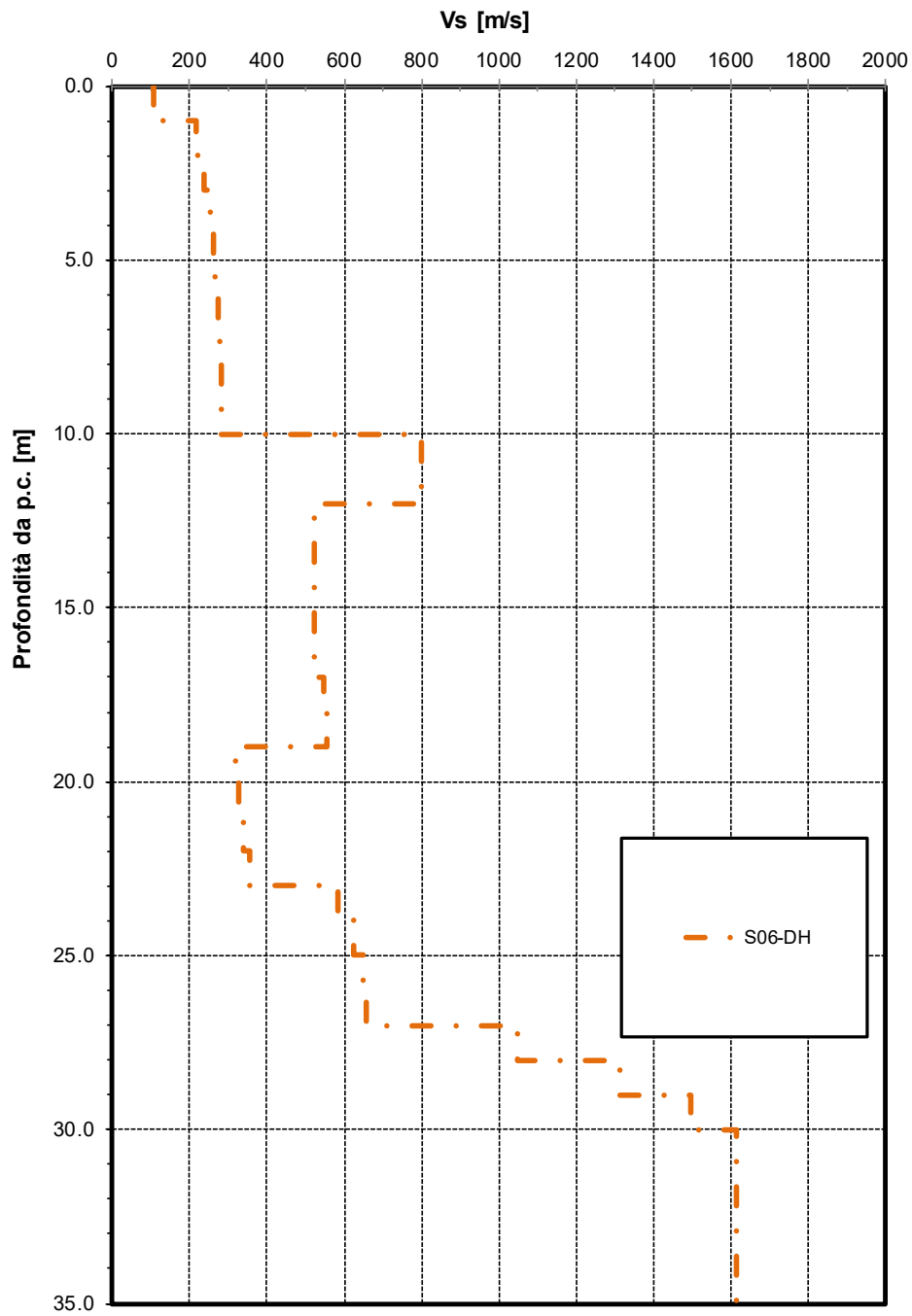


Figura 32. Velocità delle onde di taglio da prove sismiche – sondaggio S06-DH (unità ec z<11m)

Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT e sismiche

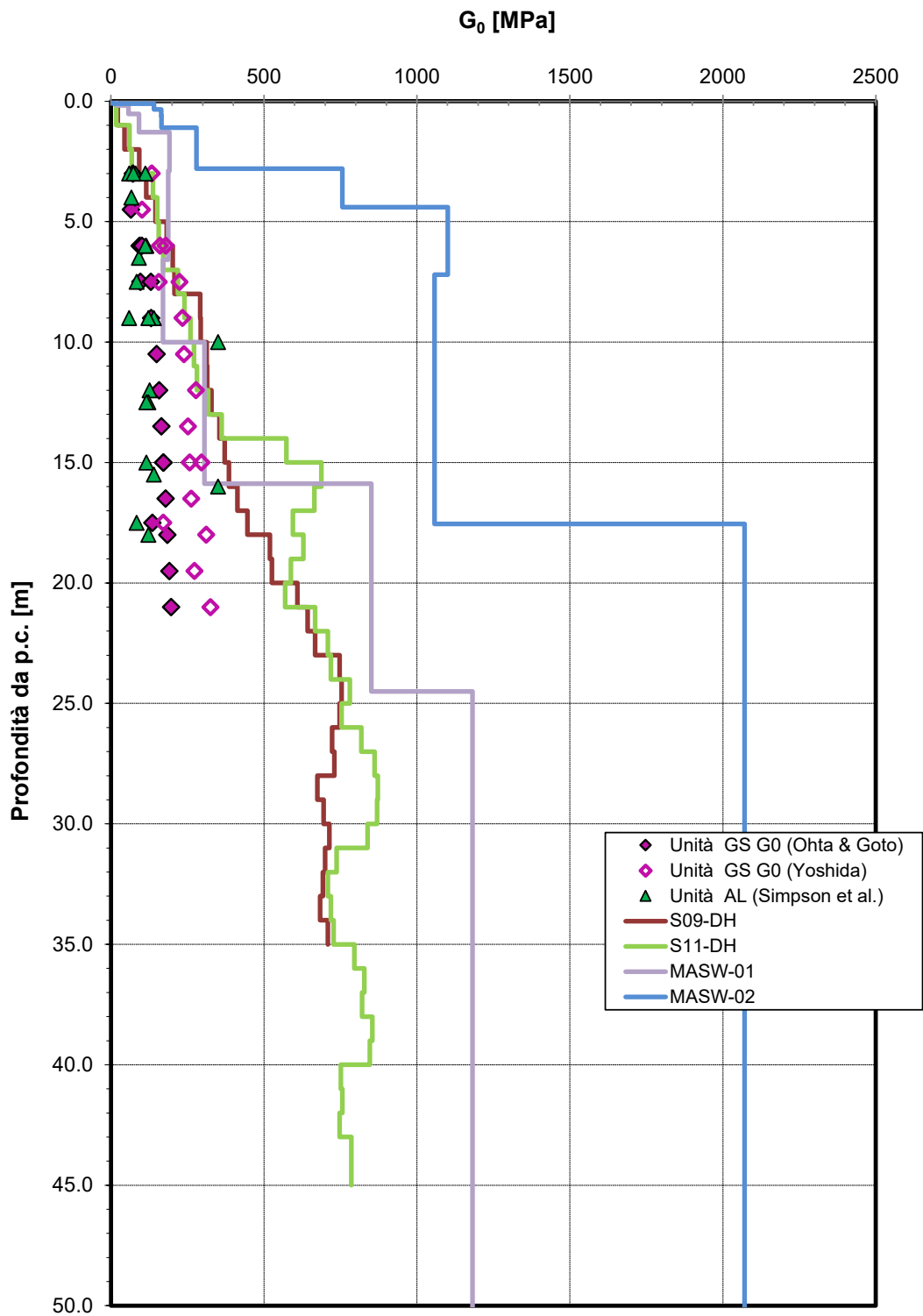


Figura 33. Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT e sismiche – Unità GS, Unità AL

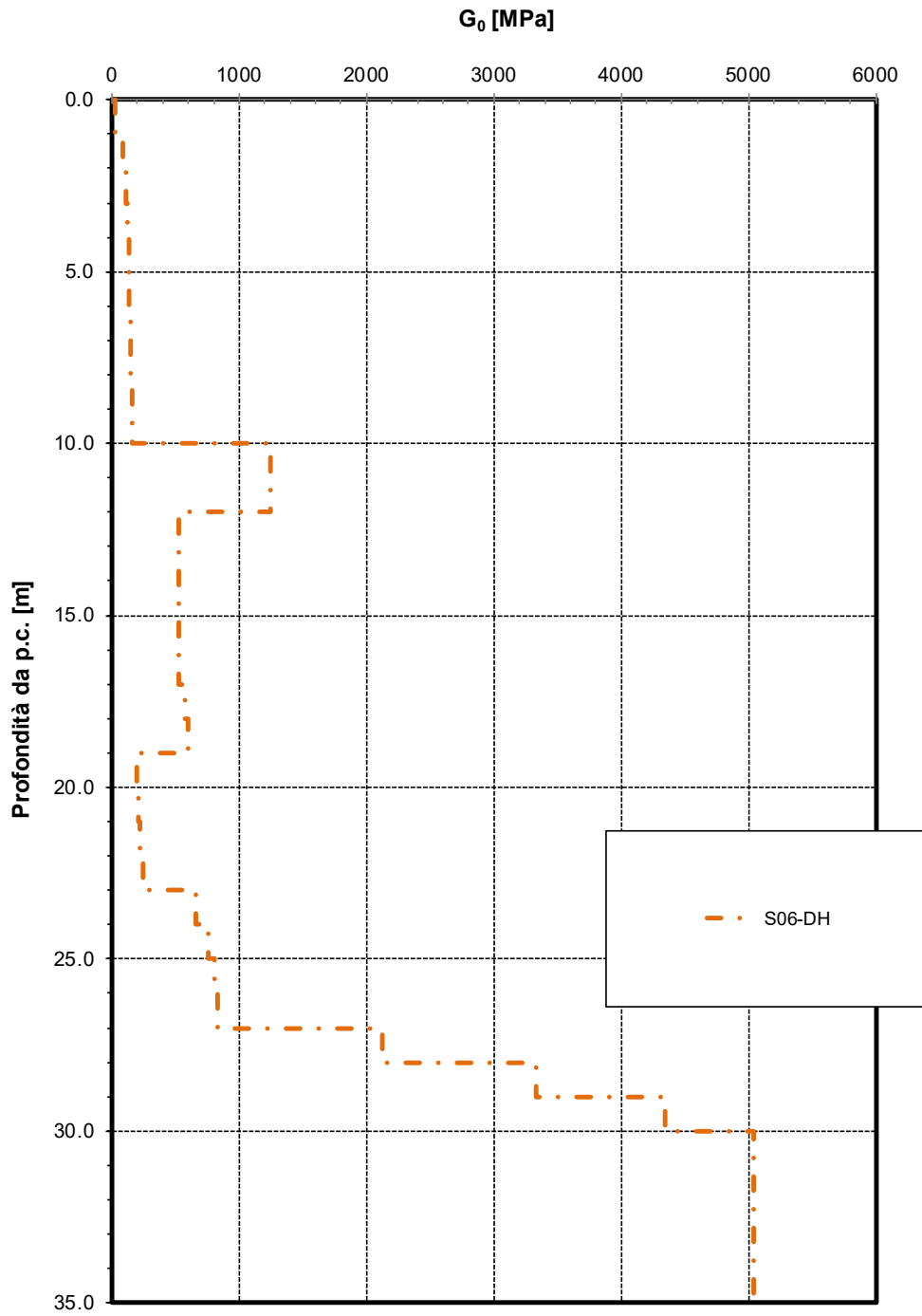


Figura 34. Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove sismiche –sondaggio S06-DH (unità ec $z < 11m$)

Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche

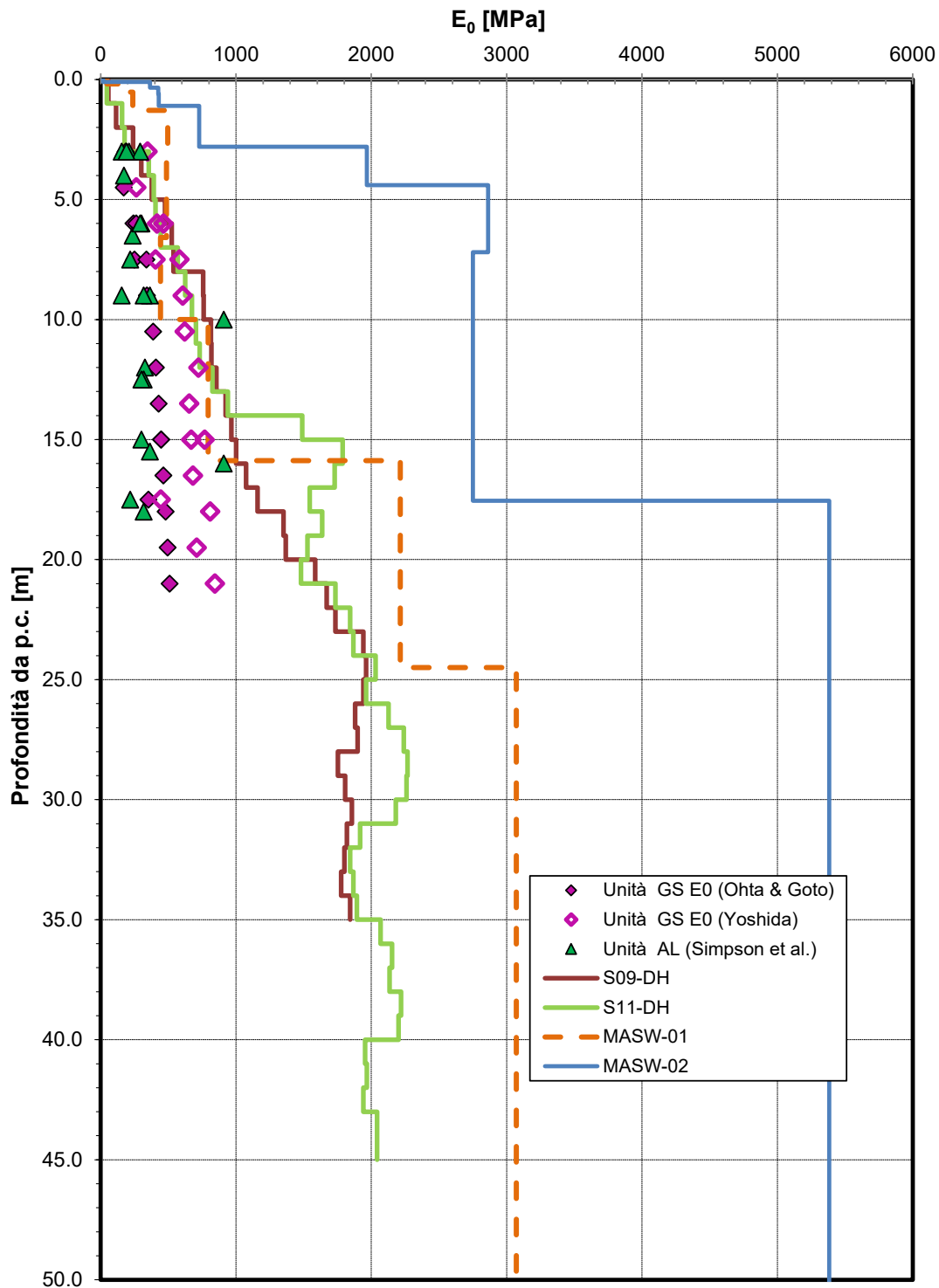


Figura 35. Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche – Unità GS, Unità AL

Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche

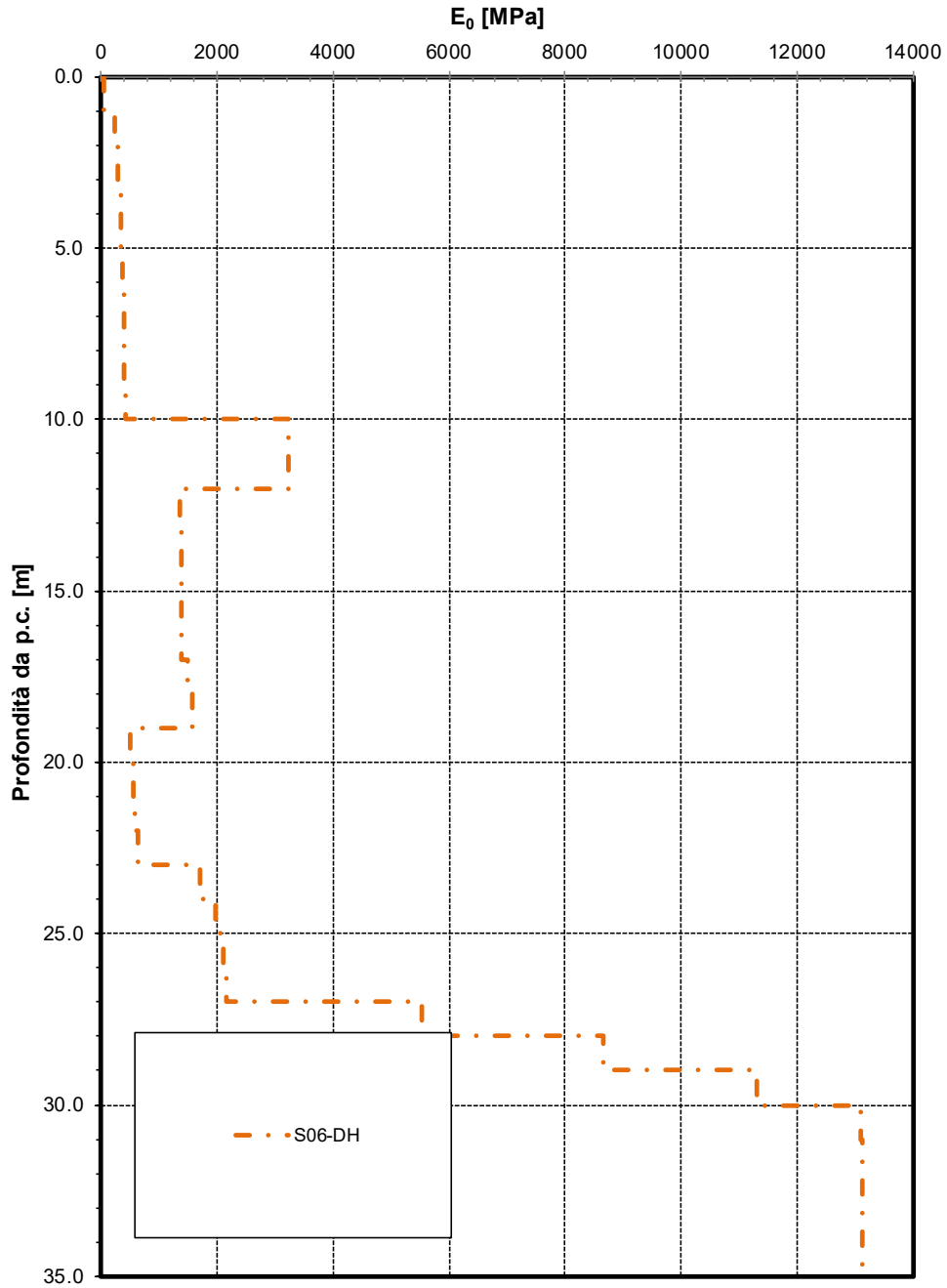


Figura 36. Modulo di deformazione elastico iniziale da prove sismiche – sondaggio S06-DH (unità ec z<11m)

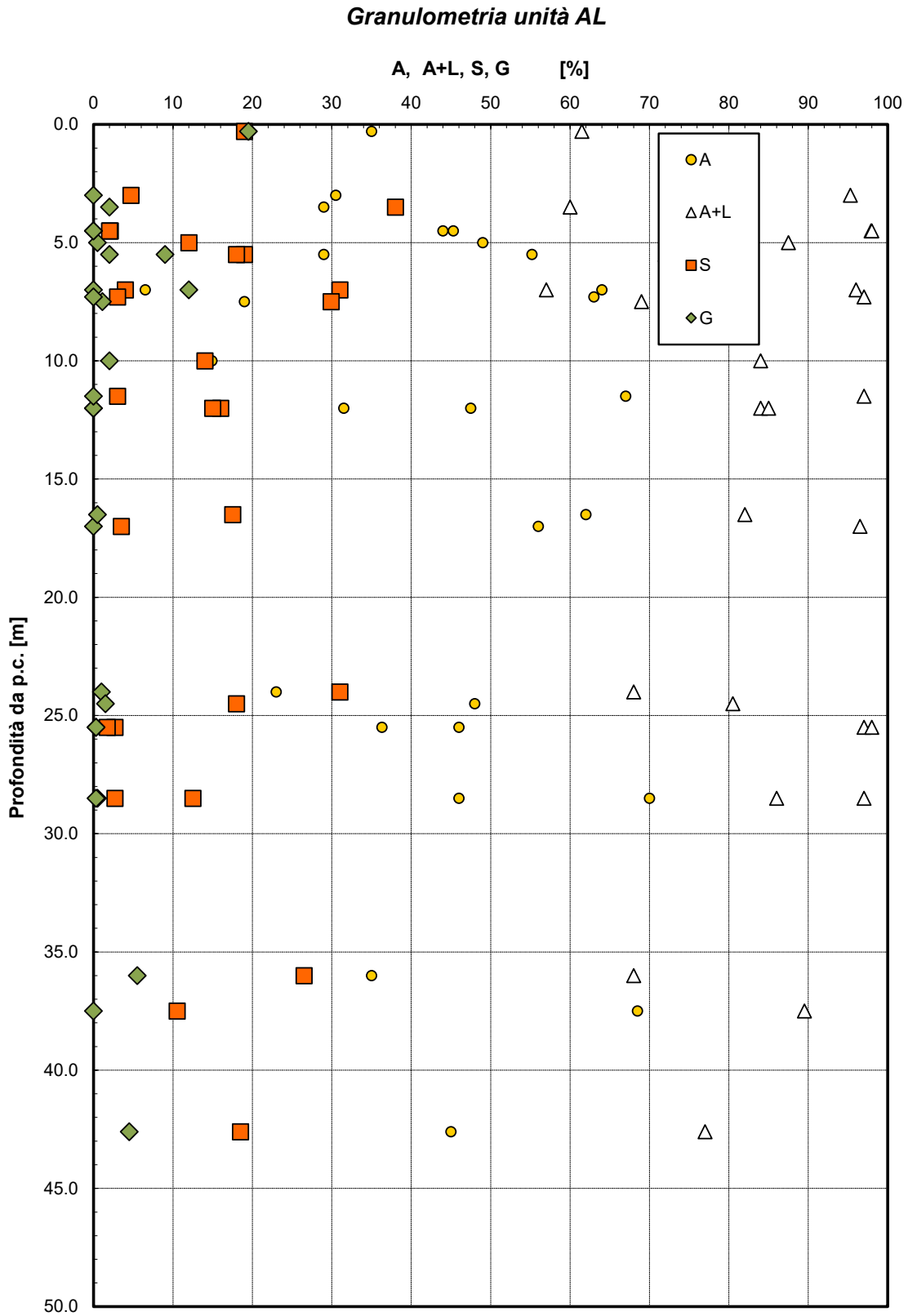


Figura 37. Granulometria- Unità AL

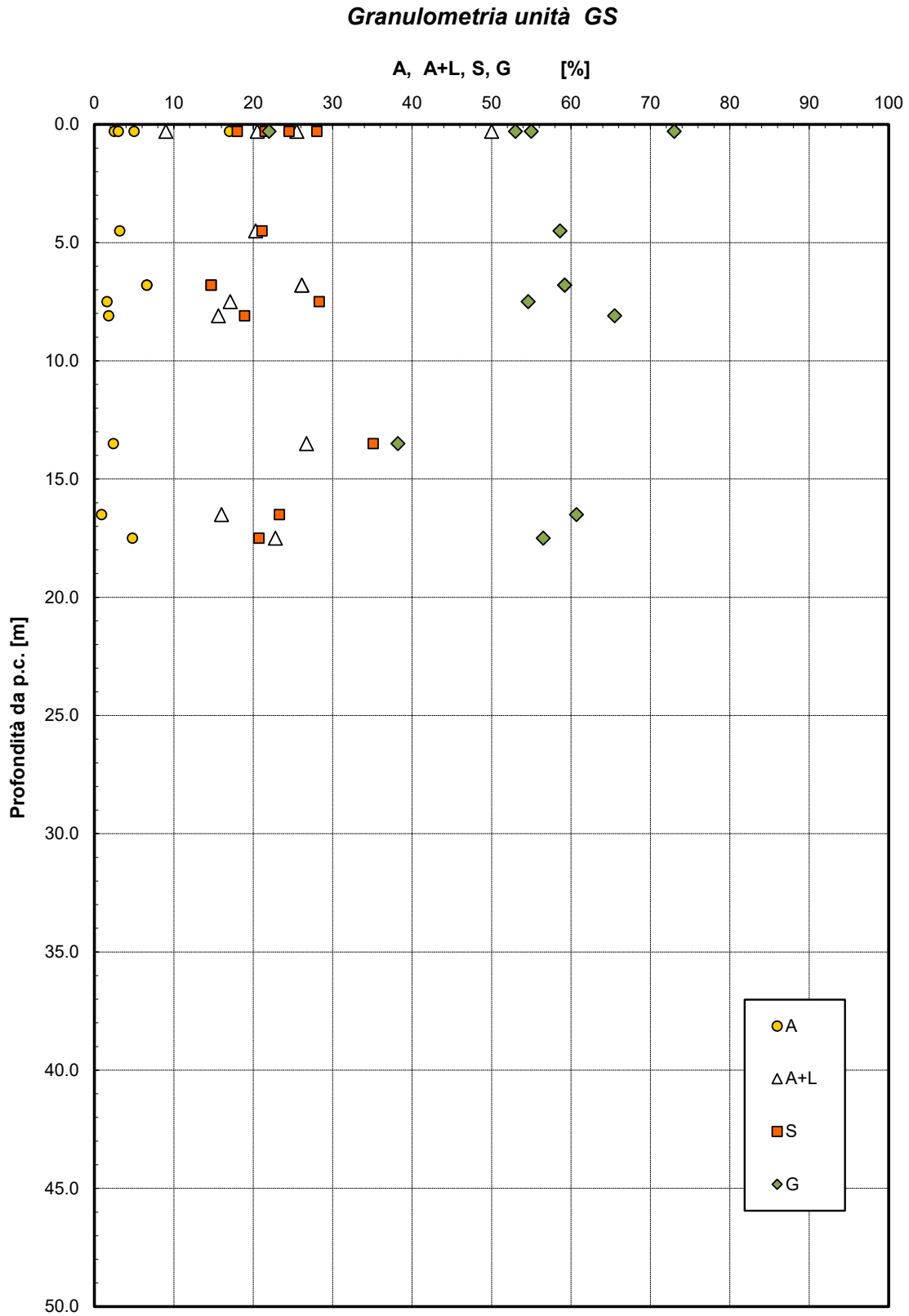


Figura 38. Granulometria- Unità GS

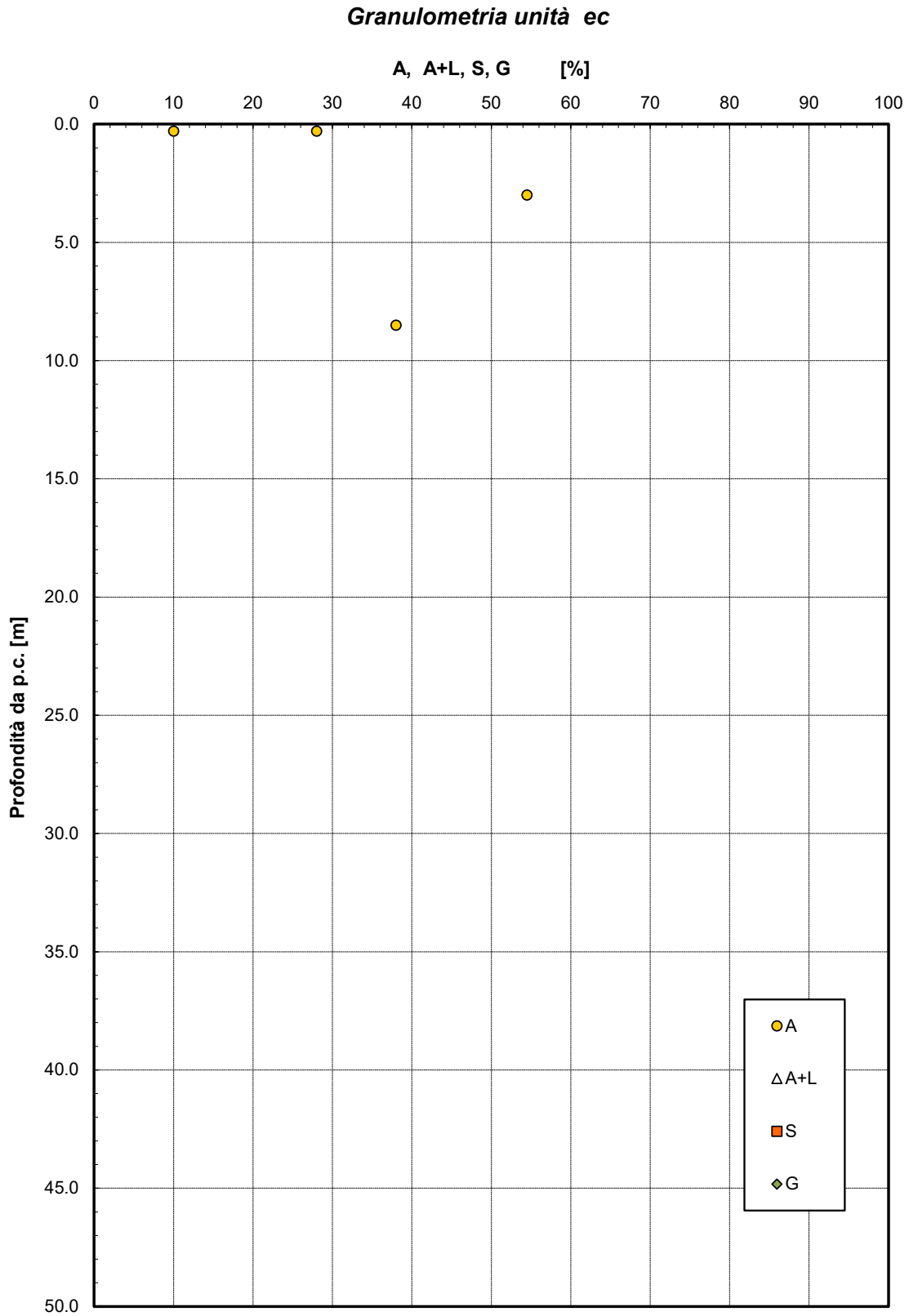


Figura 39. Granulometria- Unità ec

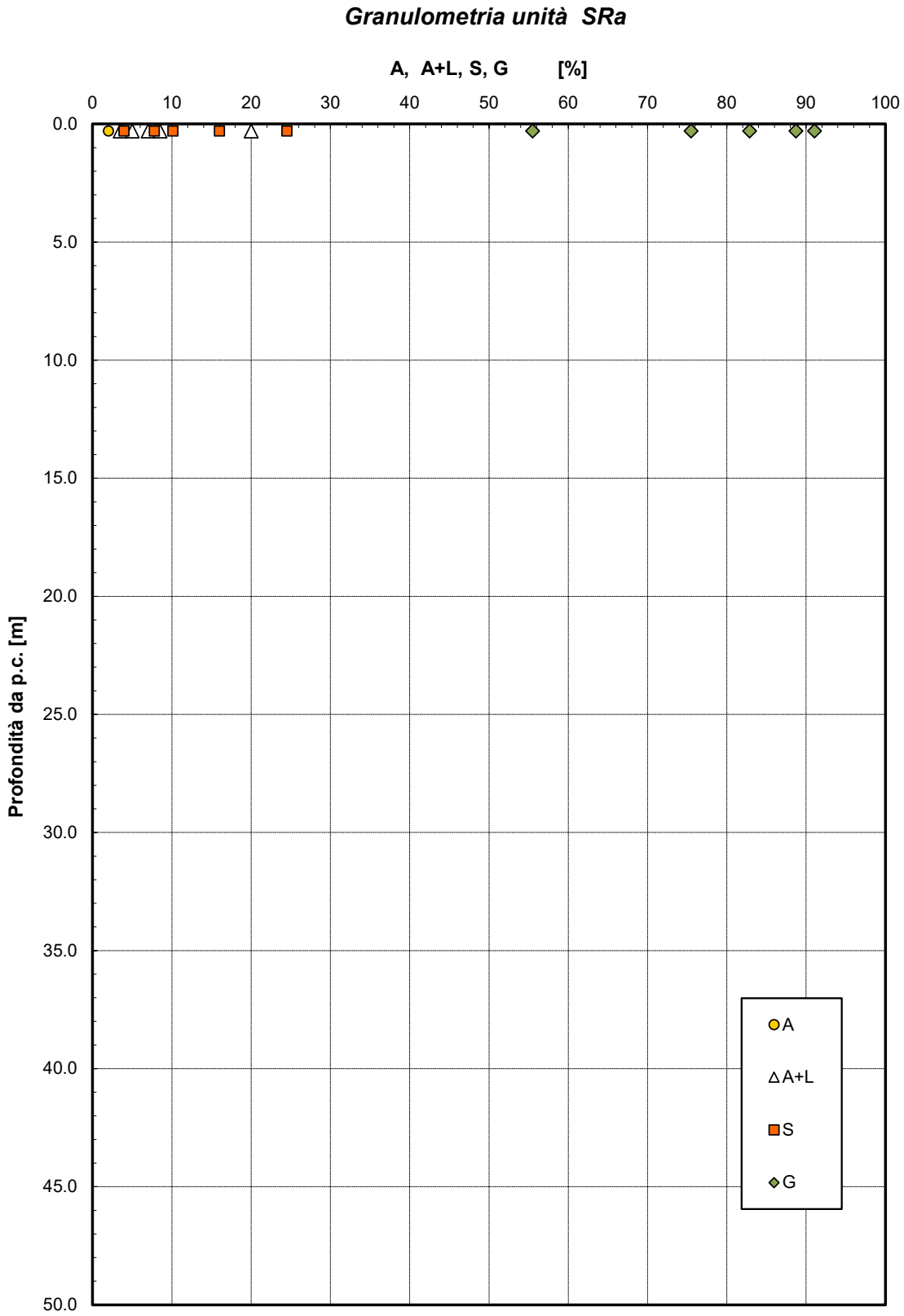


Figura 40. Granulometria– Unità SRa

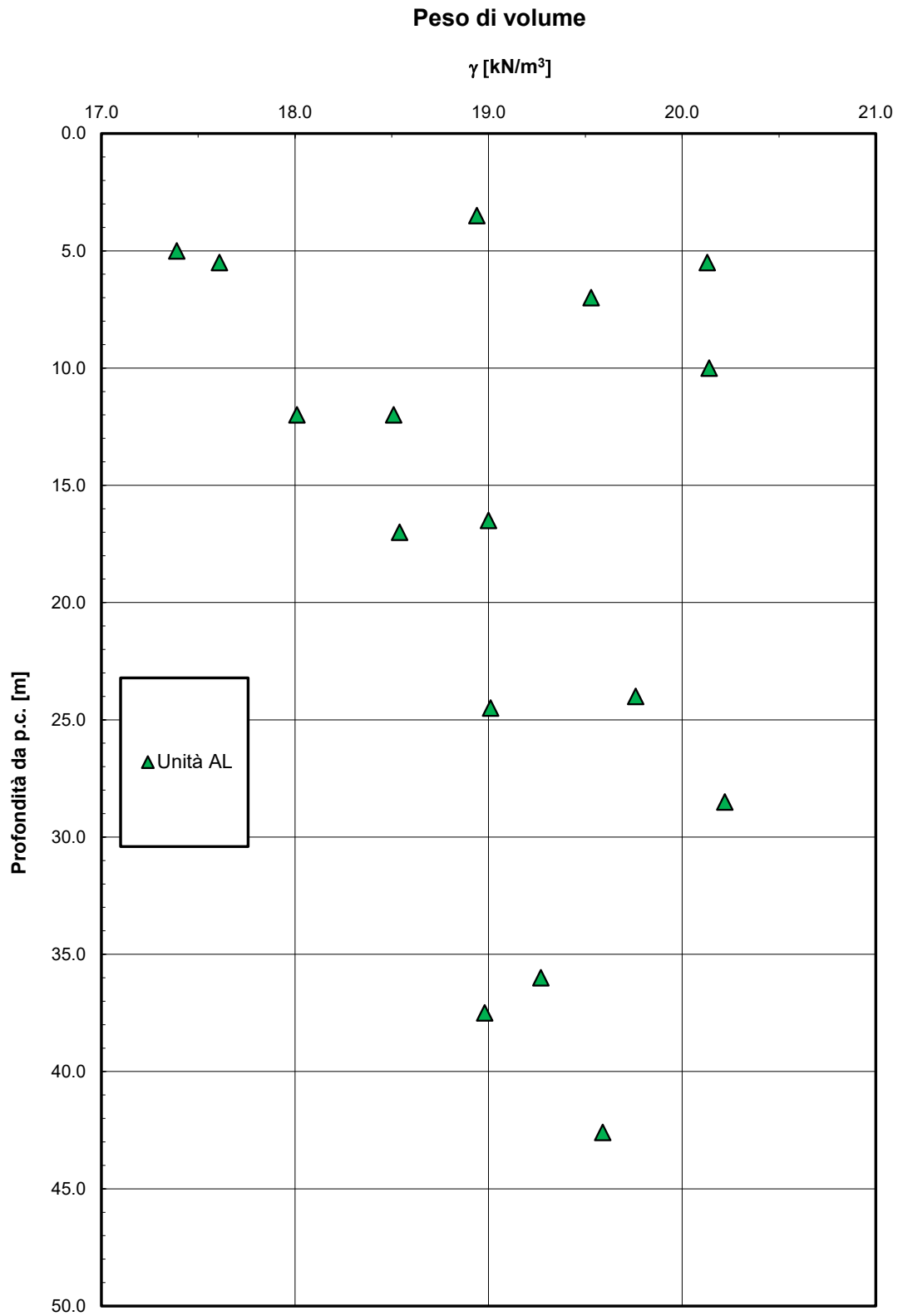


Figura 41. Peso di volume– Unità AL

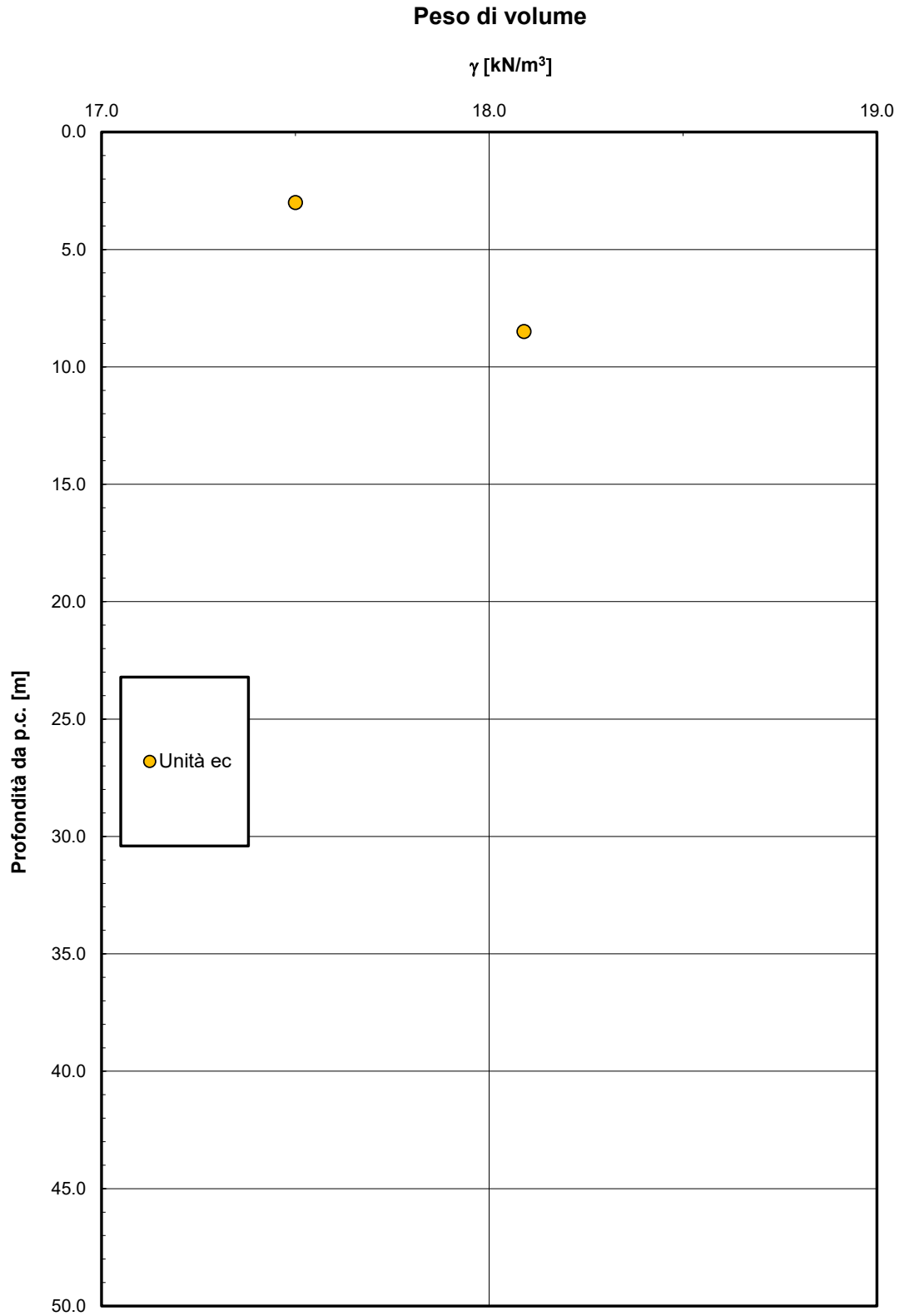


Figura 42. Peso di volume– Unità ec

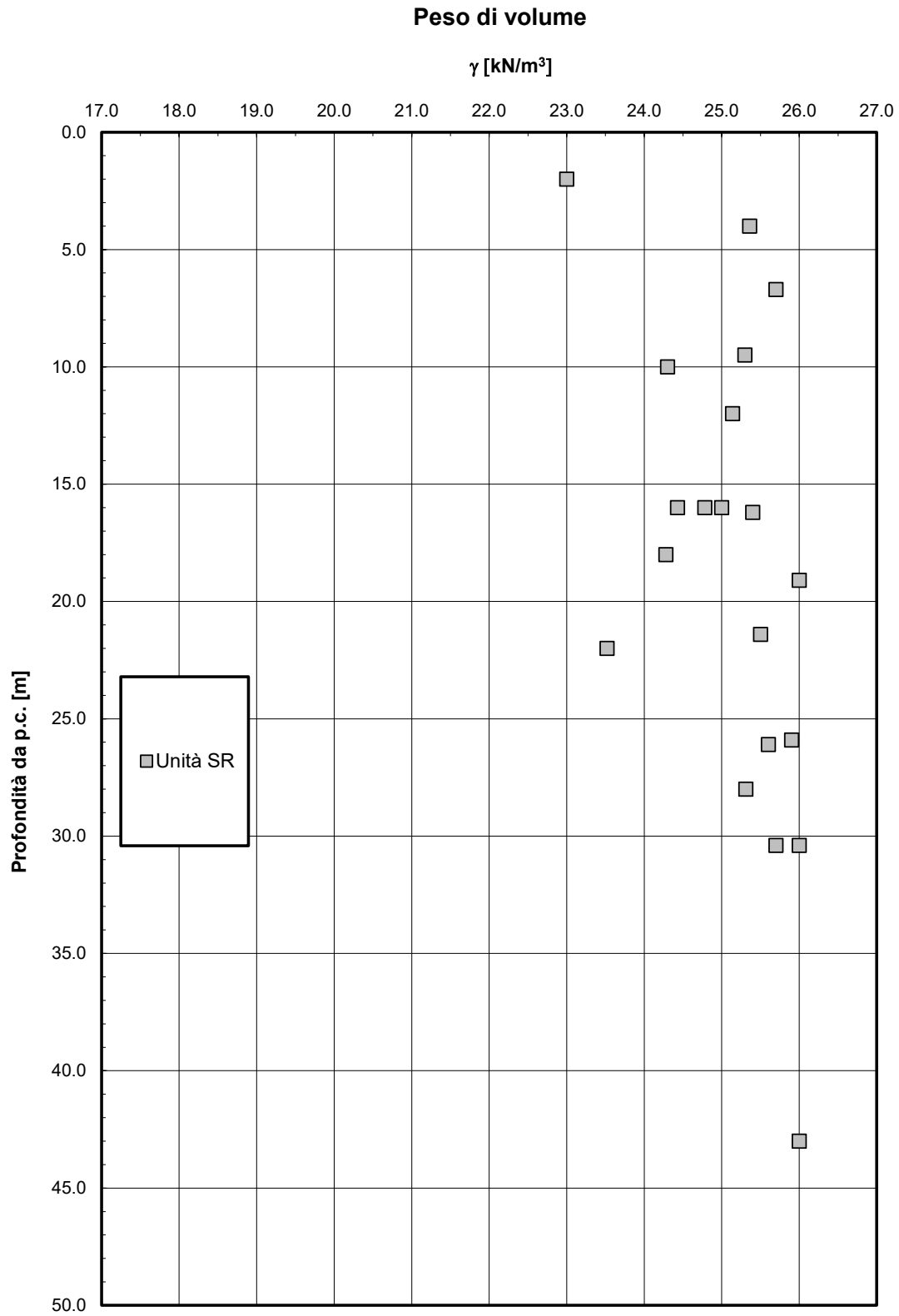


Figura 43. Peso di volume– Unità SR

Limiti di Atterberg e contenuto naturale d'acqua

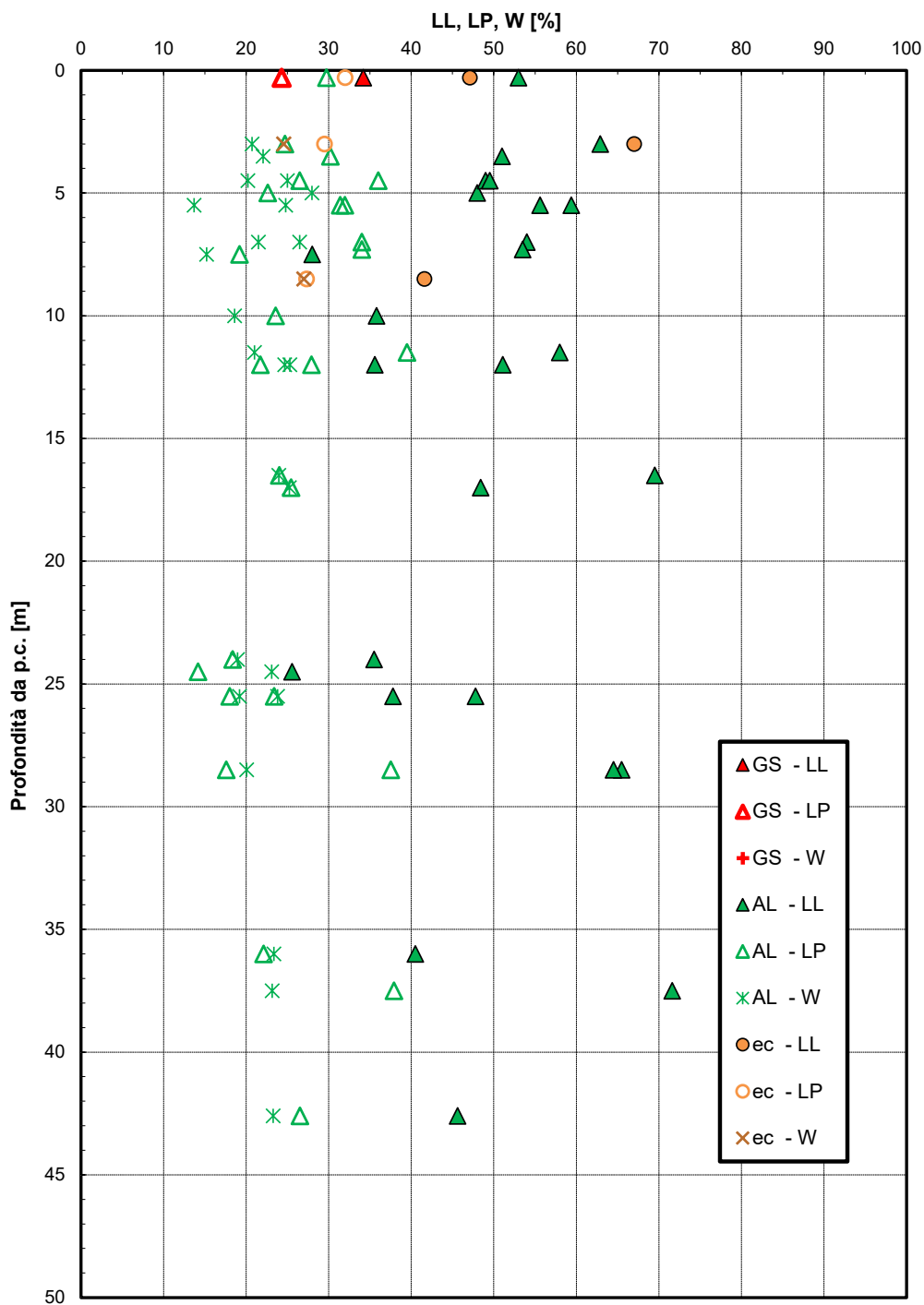


Figura 44. Limiti di Atterberg – unità AL, GS, ec

Carta di Plasticità di Casagrande

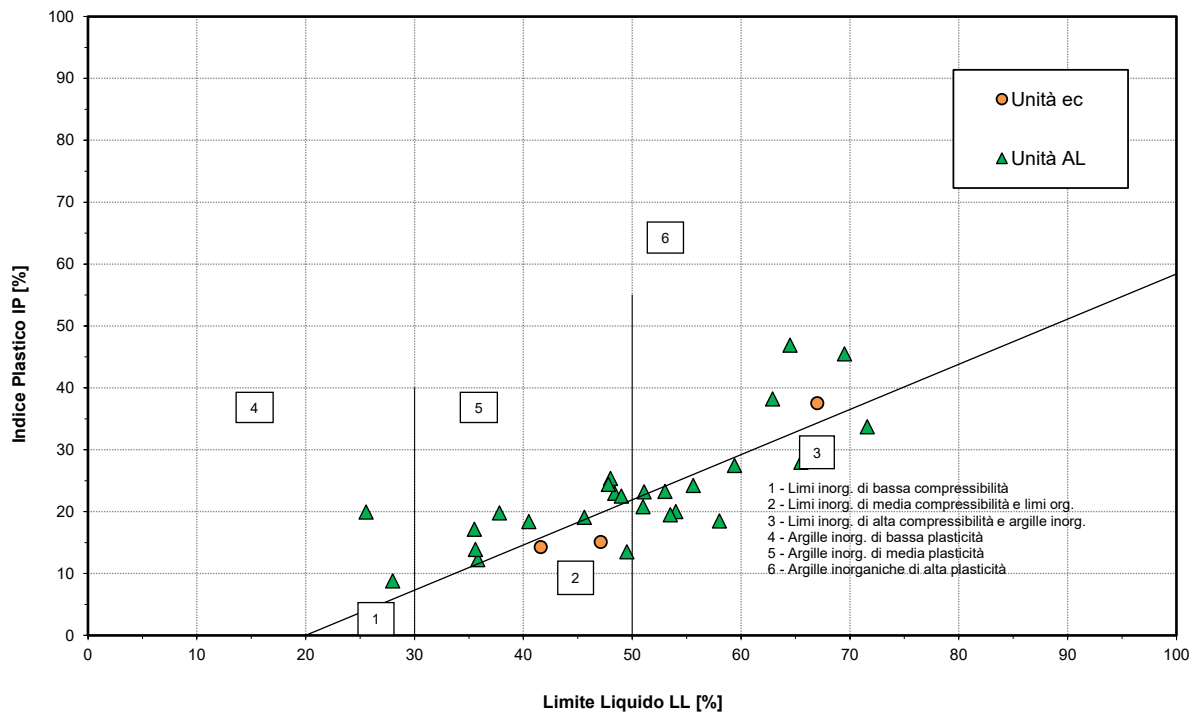


Figura 45. Carta plasticità di Casagrande – Unità AL, Unità ec

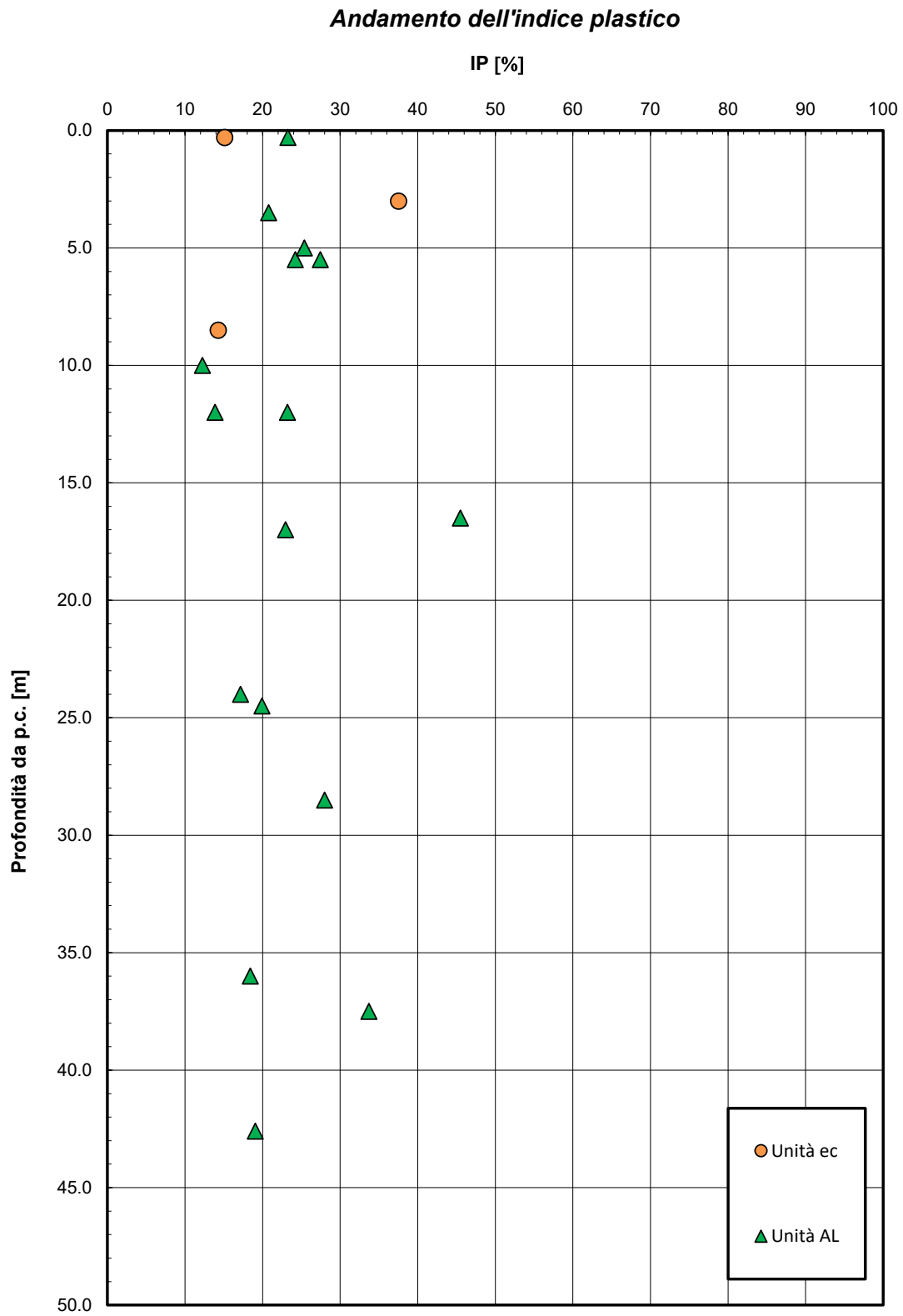


Figura 46. Andamento indice plastico – unità AL, Unità ec

Andamento dell'indice di consistenza

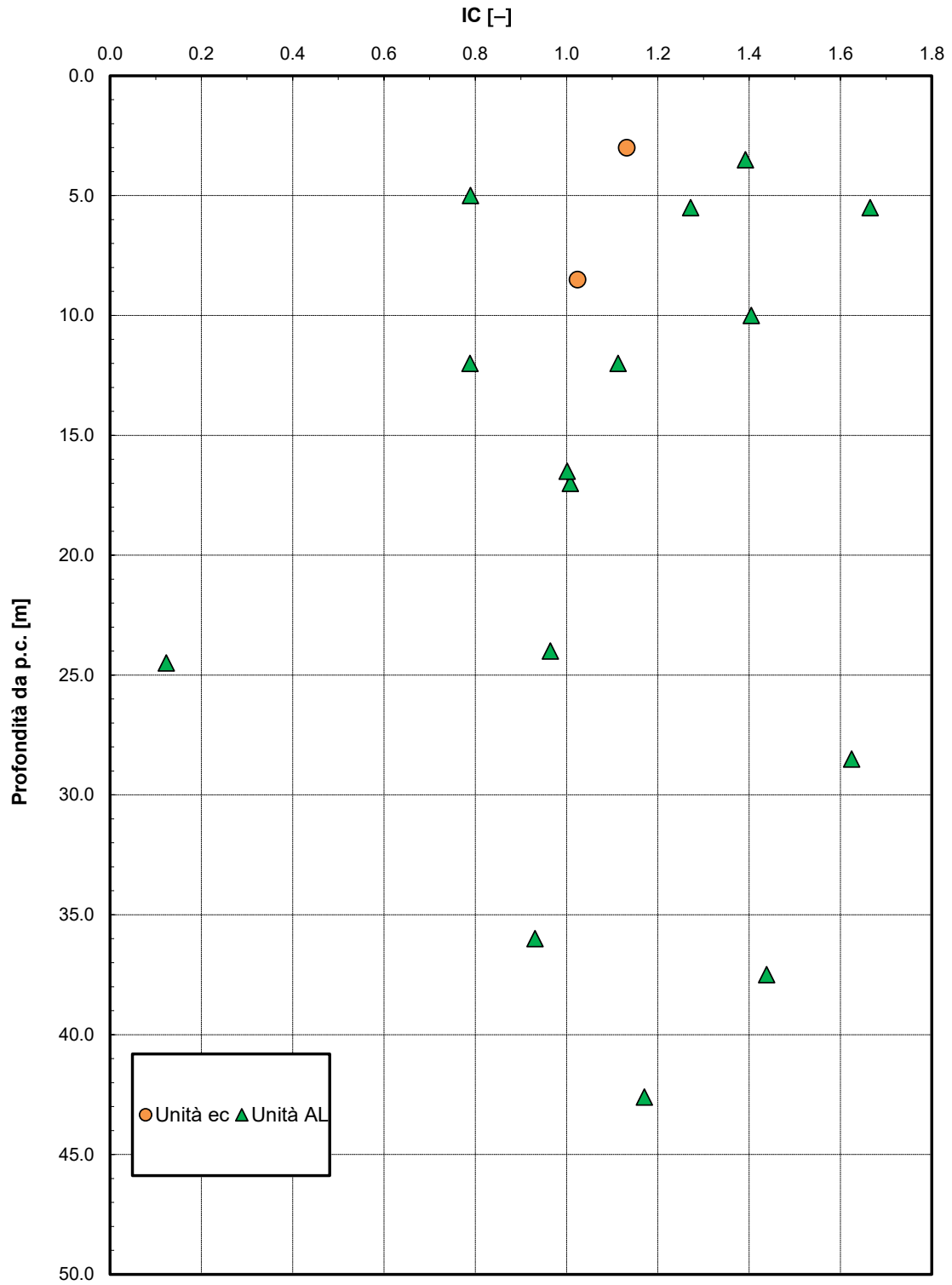


Figura 47. Andamento indice di consistenza – Unità AL, Unità ec

Andamento della coesione con la profondità

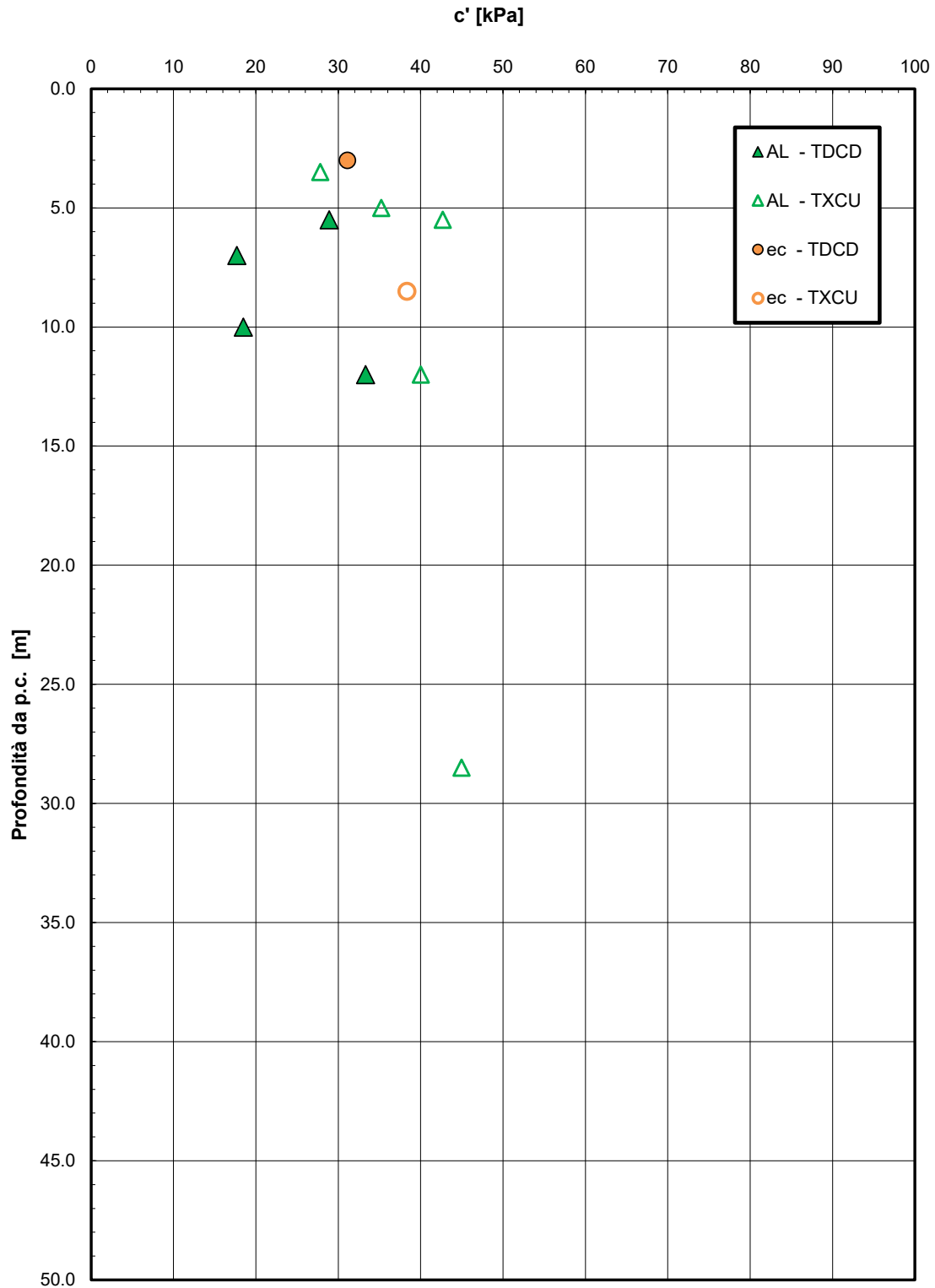


Figura 48. Andamento della coesione con la profondità – Unità AL, Unità ec

Andamento della resistenza al taglio con la profondità

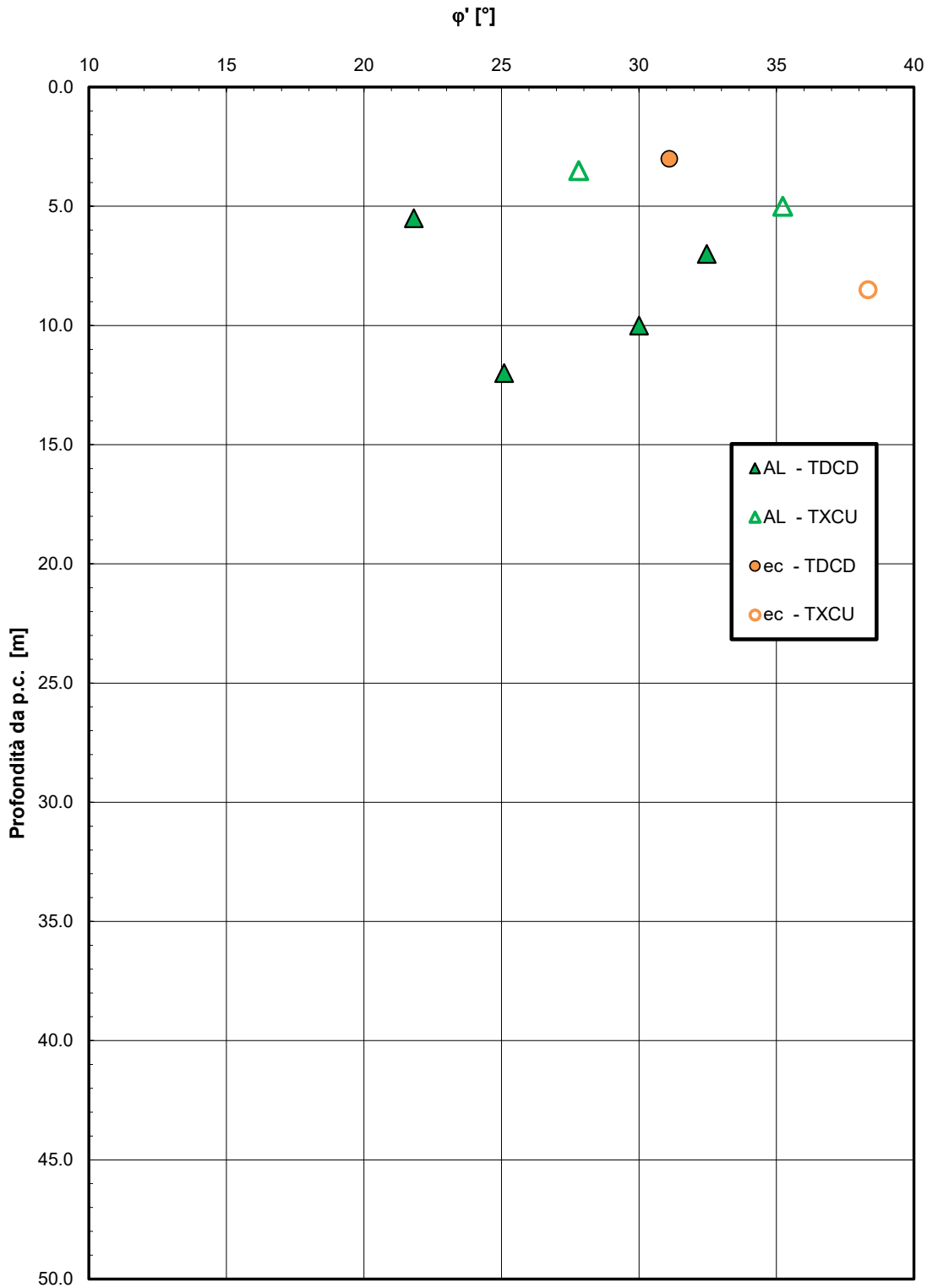


Figura 49. Andamento della resistenza al taglio con la profondità – Unità AL, Unità ec

Andamento della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio

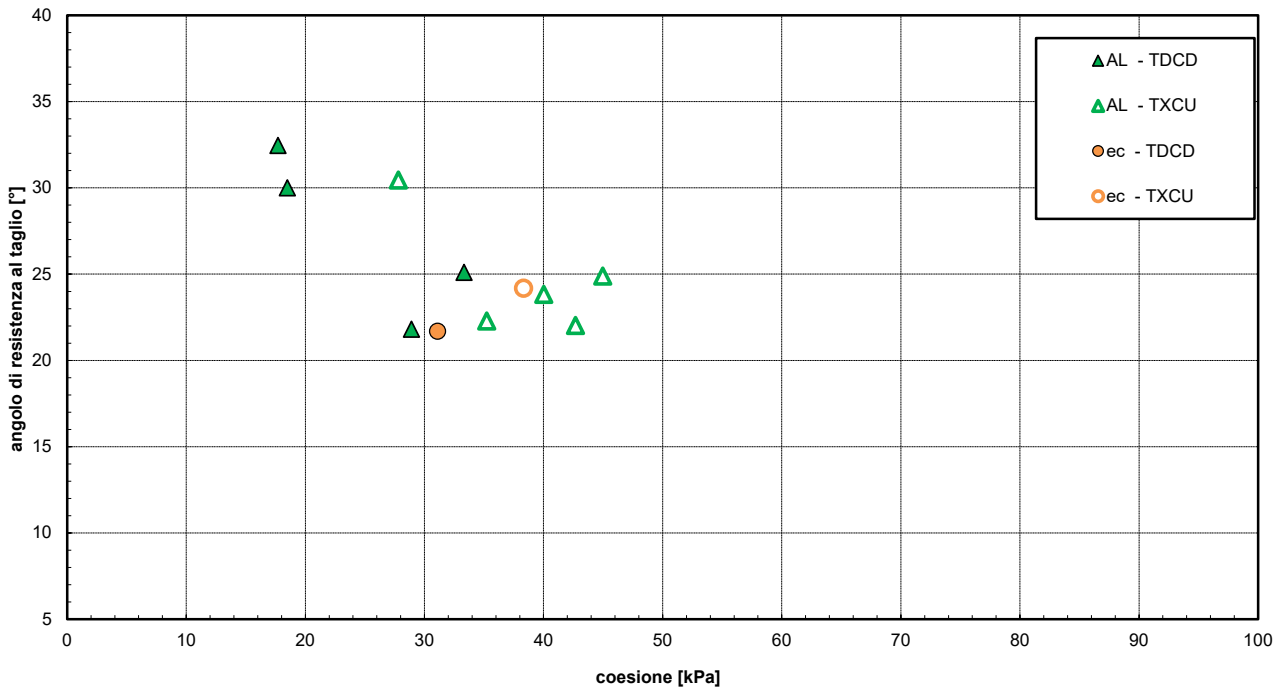


Figura 50. Andamento della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio – Unità AL, Unità ec

Parametri di resistenza al taglio - Unità AL

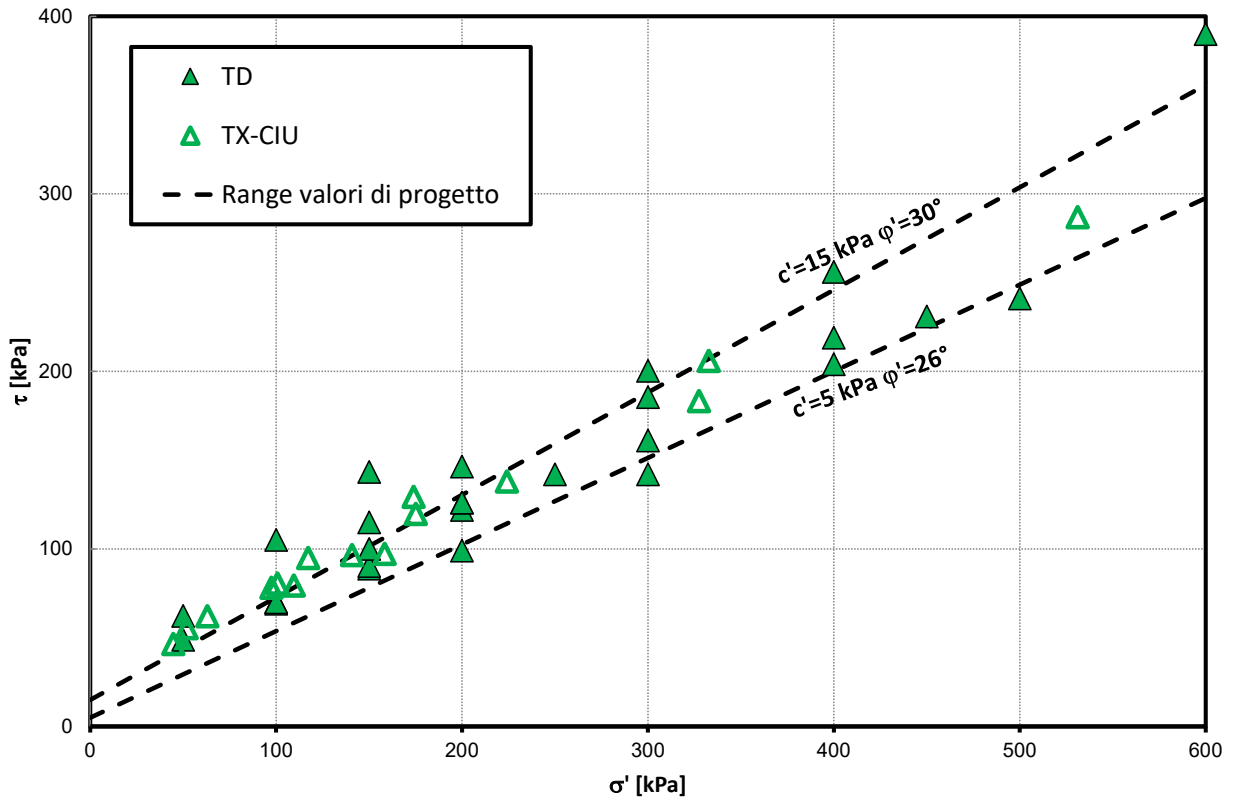


Figura 51. Parametri di resistenza al taglio – Unità AL

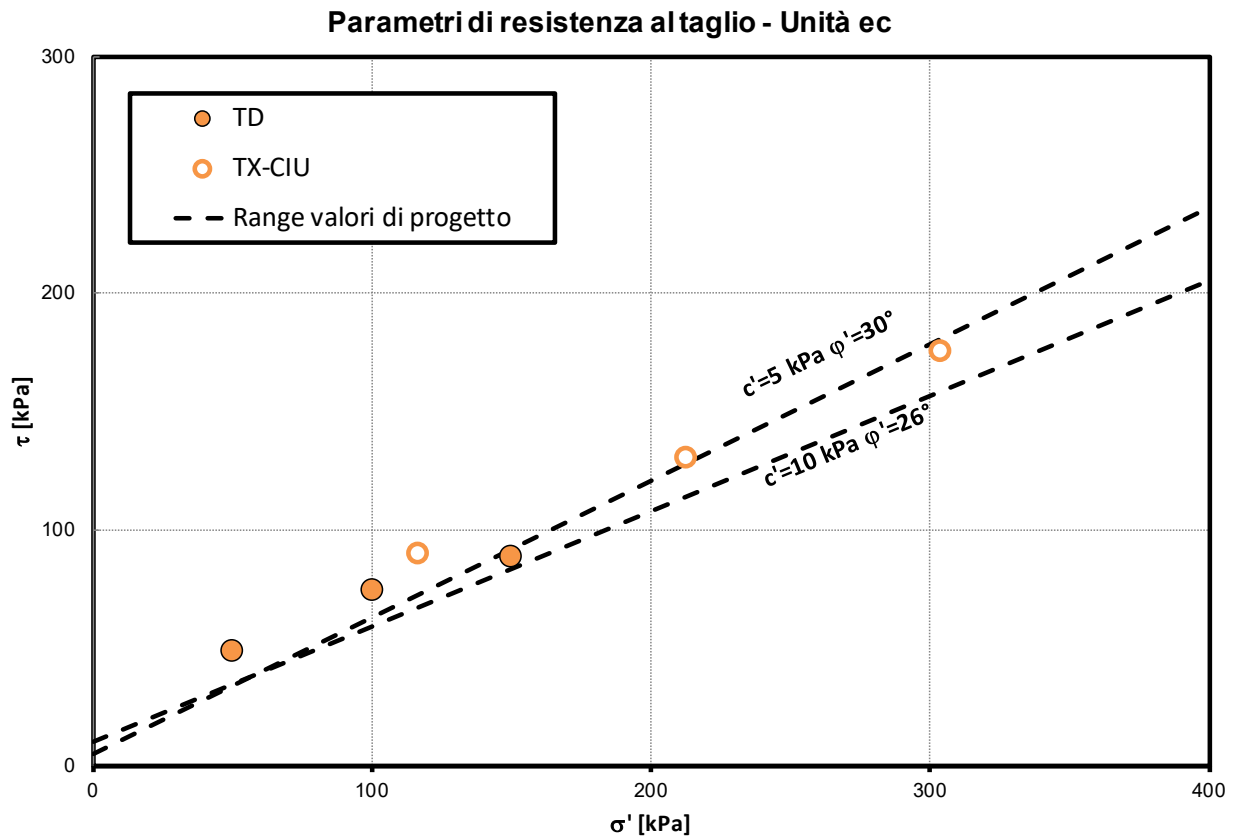


Figura 52. Parametri di resistenza al taglio – Unità ec

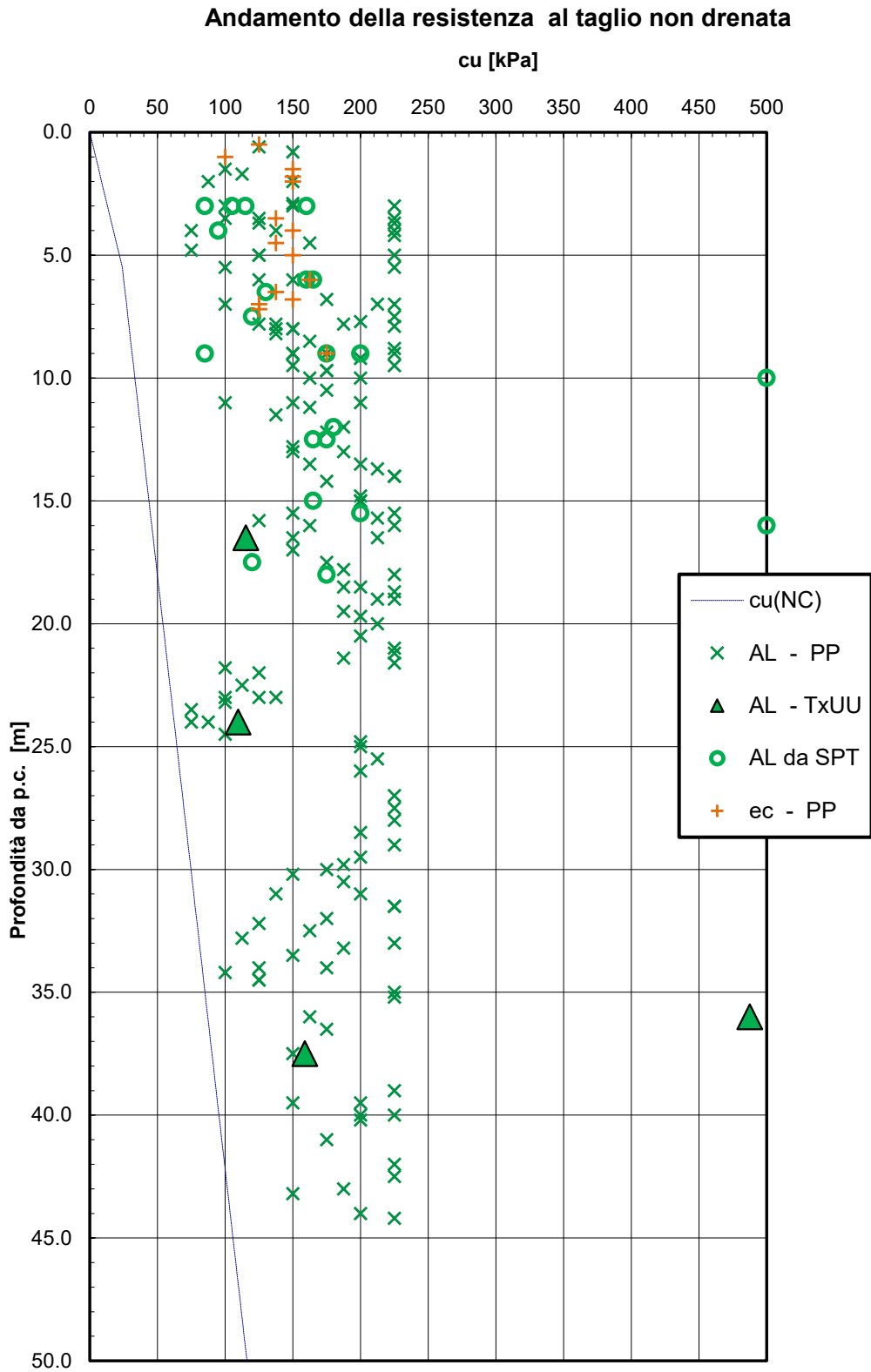


Figura 53. Andamento della resistenza al taglio non drenata – Unità AL, Unità ec

Modulo di deformazione edometrico

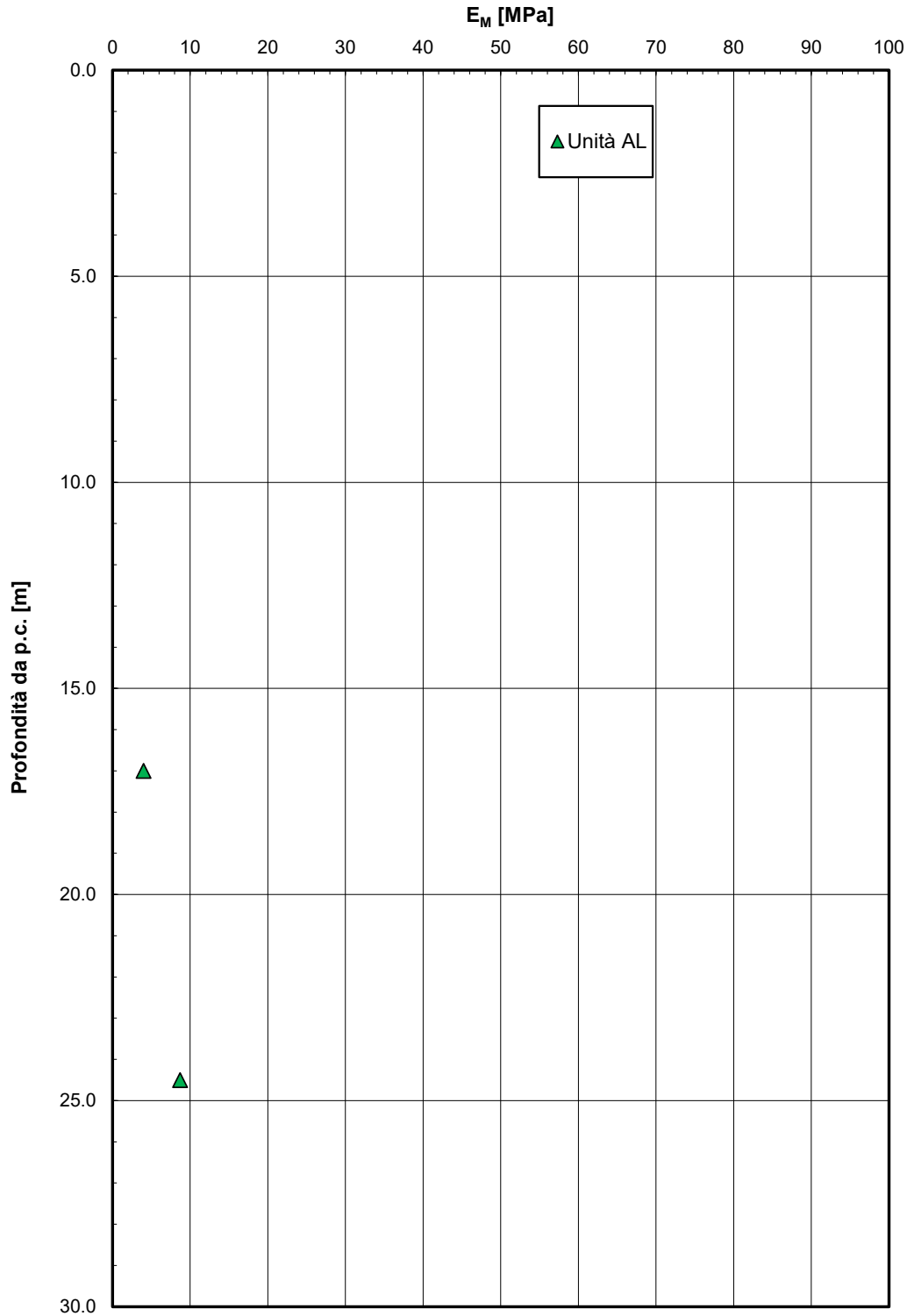


Figura 54. Modulo di deformazione edometrico – Unità AL

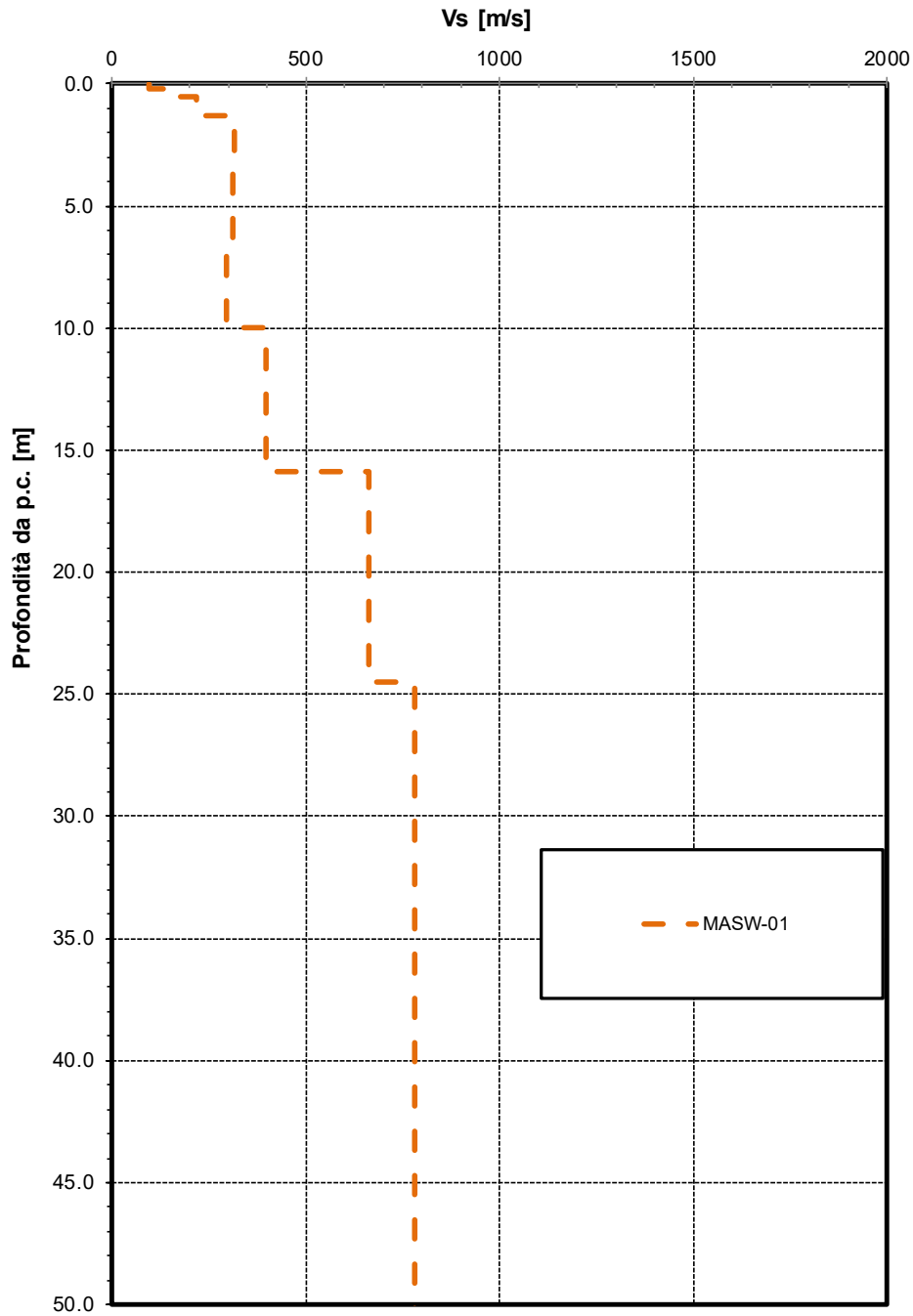


Figura 55. Velocità delle onde di taglio V_s - Masw 01 – Unità MS conglomerati

Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche

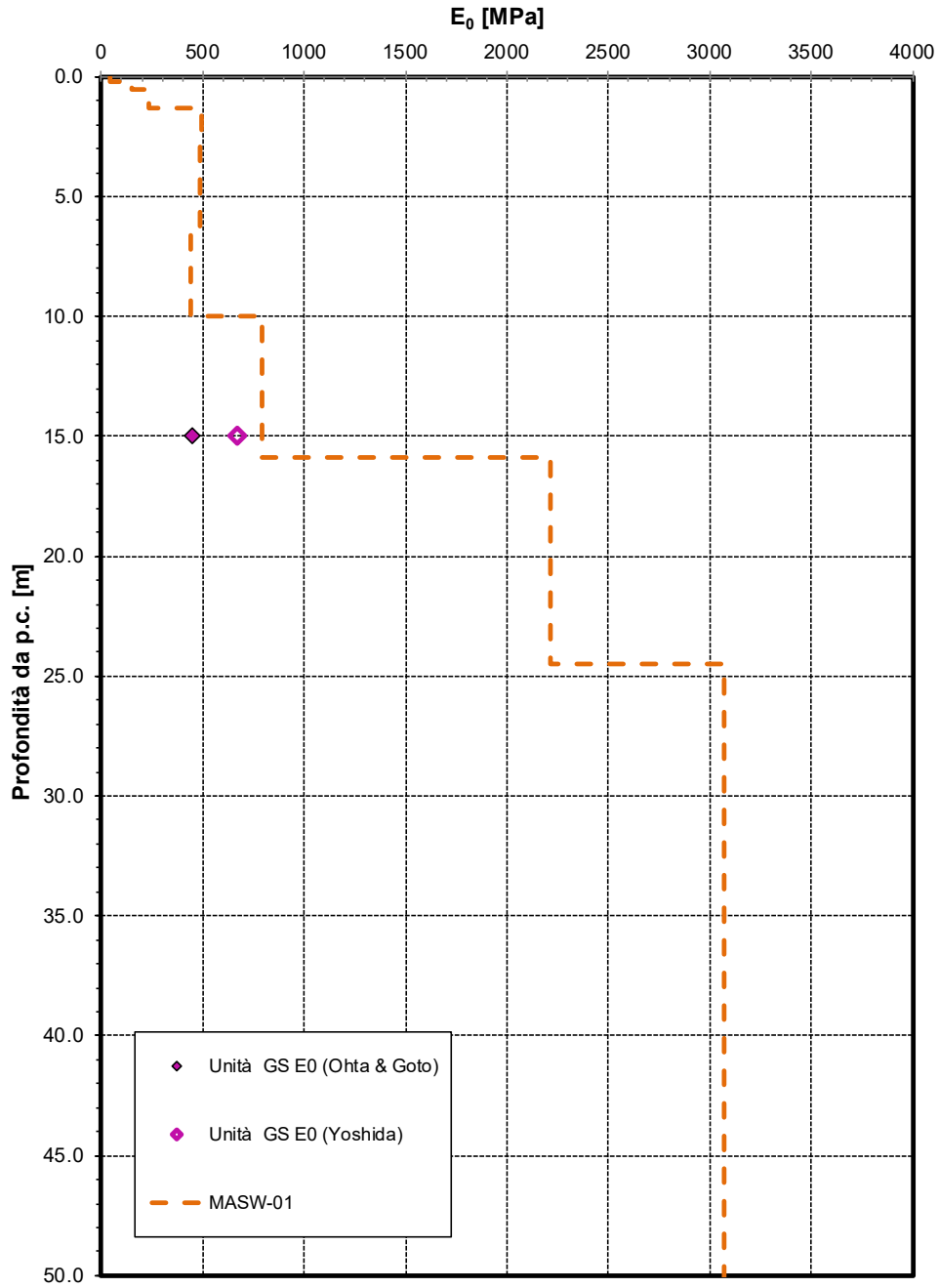


Figura 56. Modulo di deformazione elastico iniziale - Masw 01+S01PZ – Unità MS conglomerati

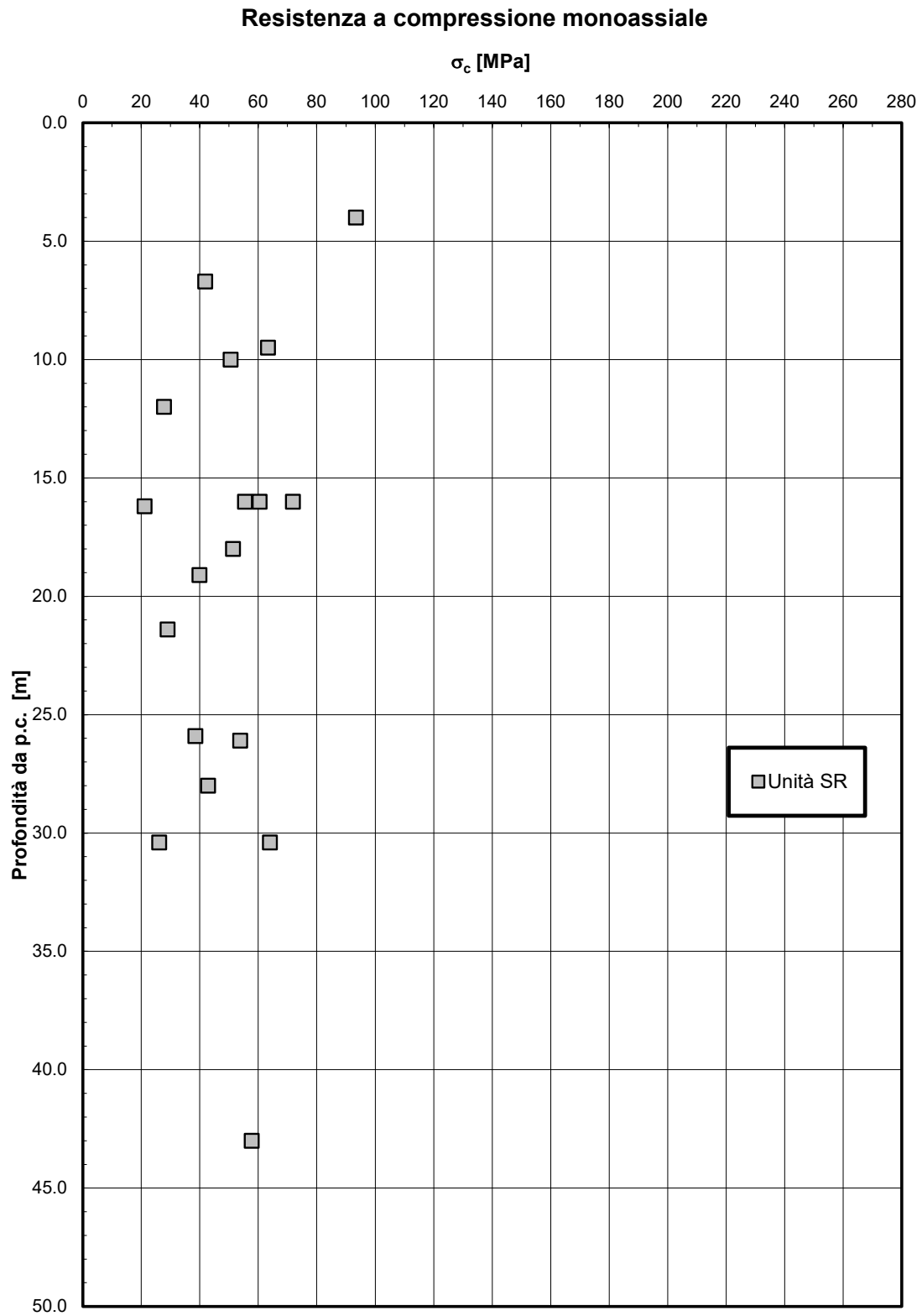


Figura 57. Andamento della resistenza a compressione monoassiale – Unità SR

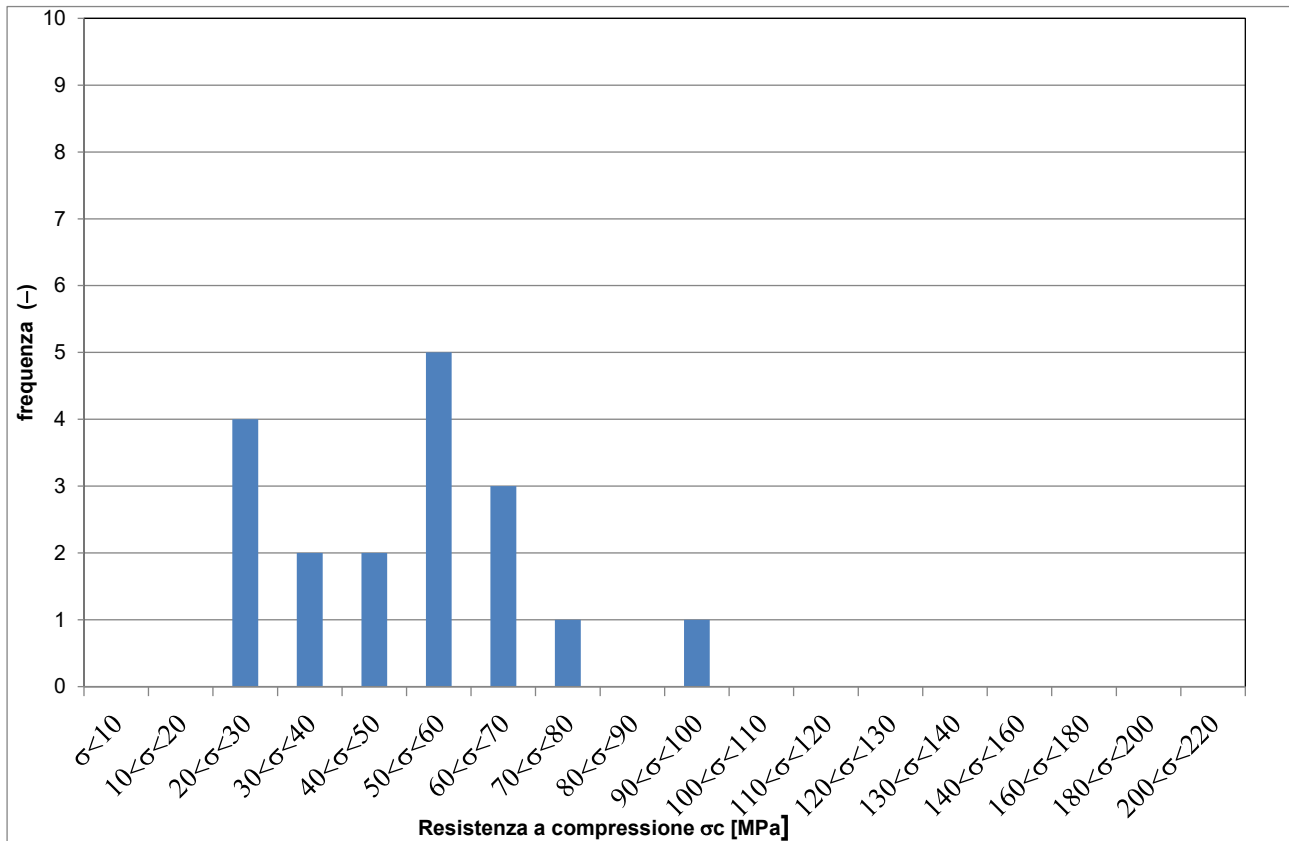


Figura 58. Frequenza dati resistenza a compressione monoassile – Unità SR

Point Load Test

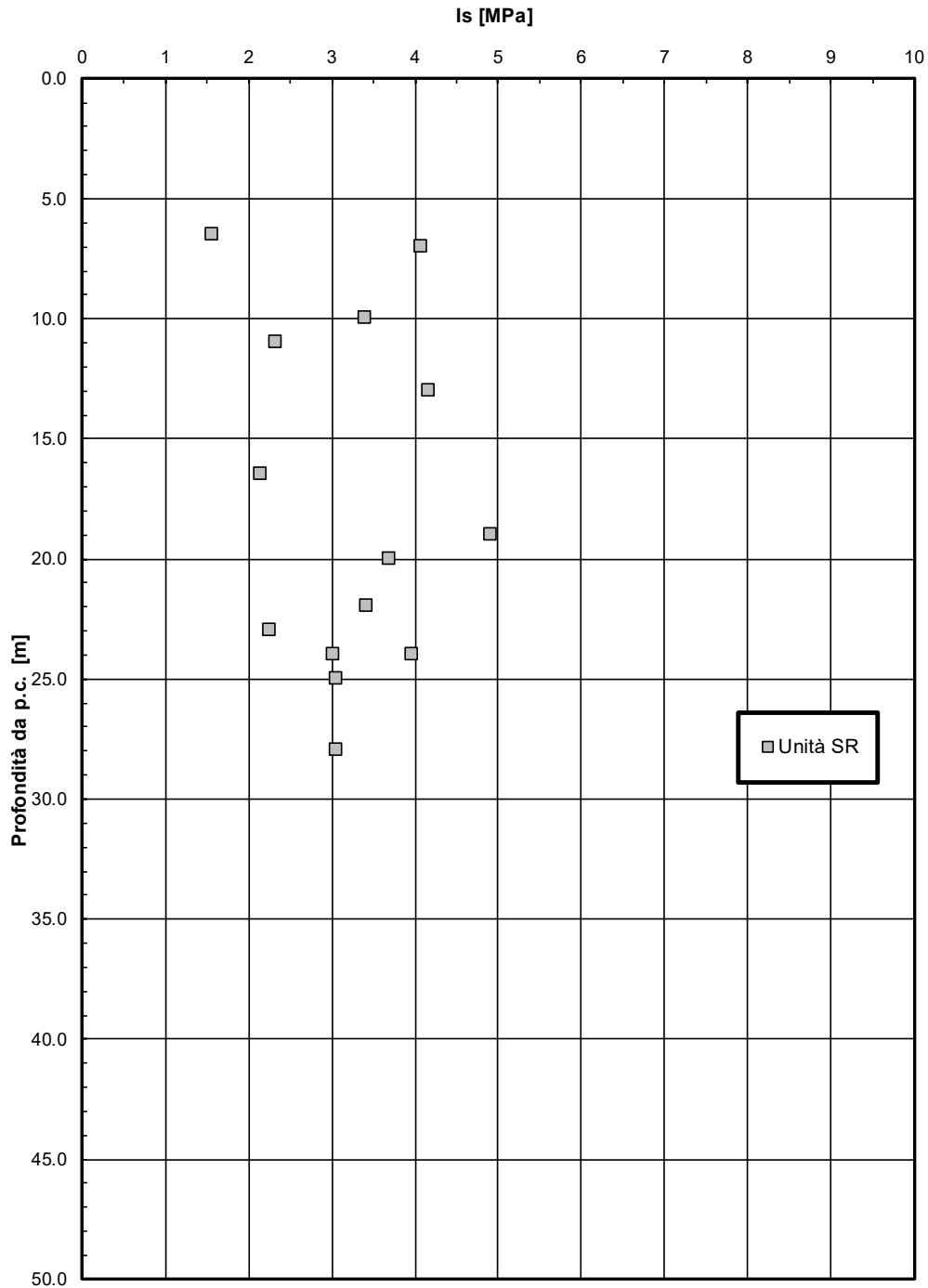


Figura 59. Valore Is da Point Load Test – Unità SR

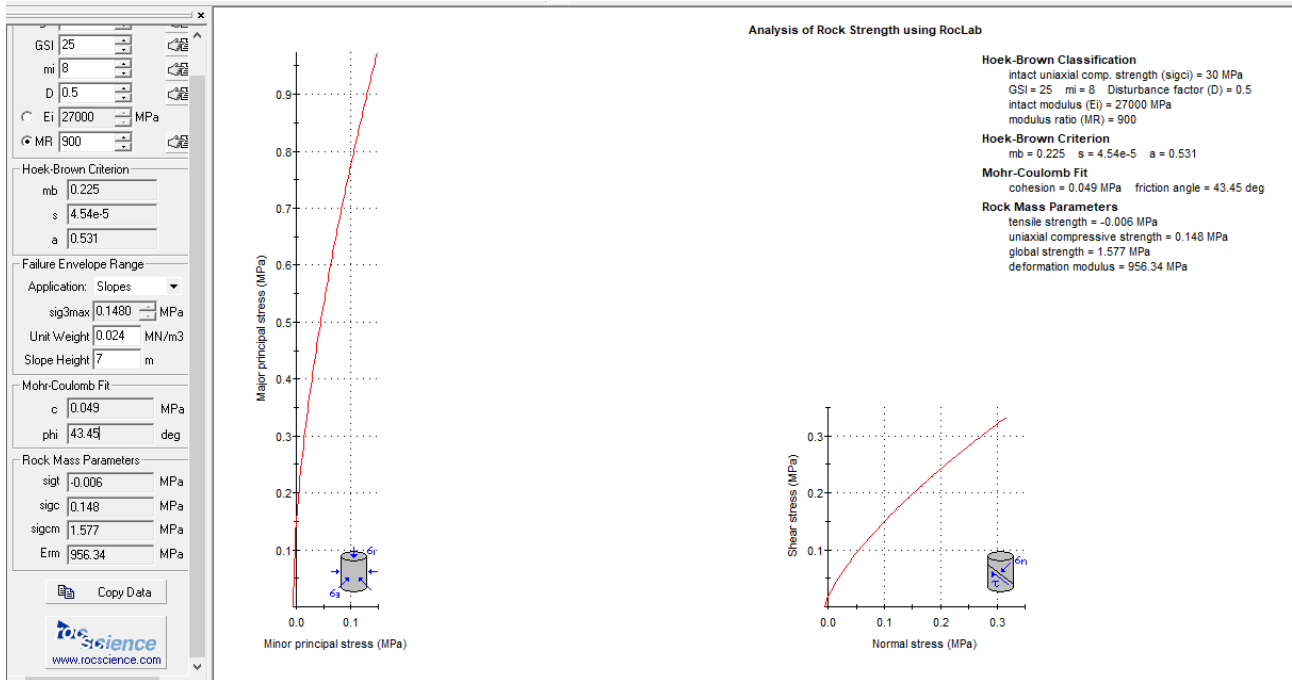


Figura 60 – Parametri di resistenza - unità SRA

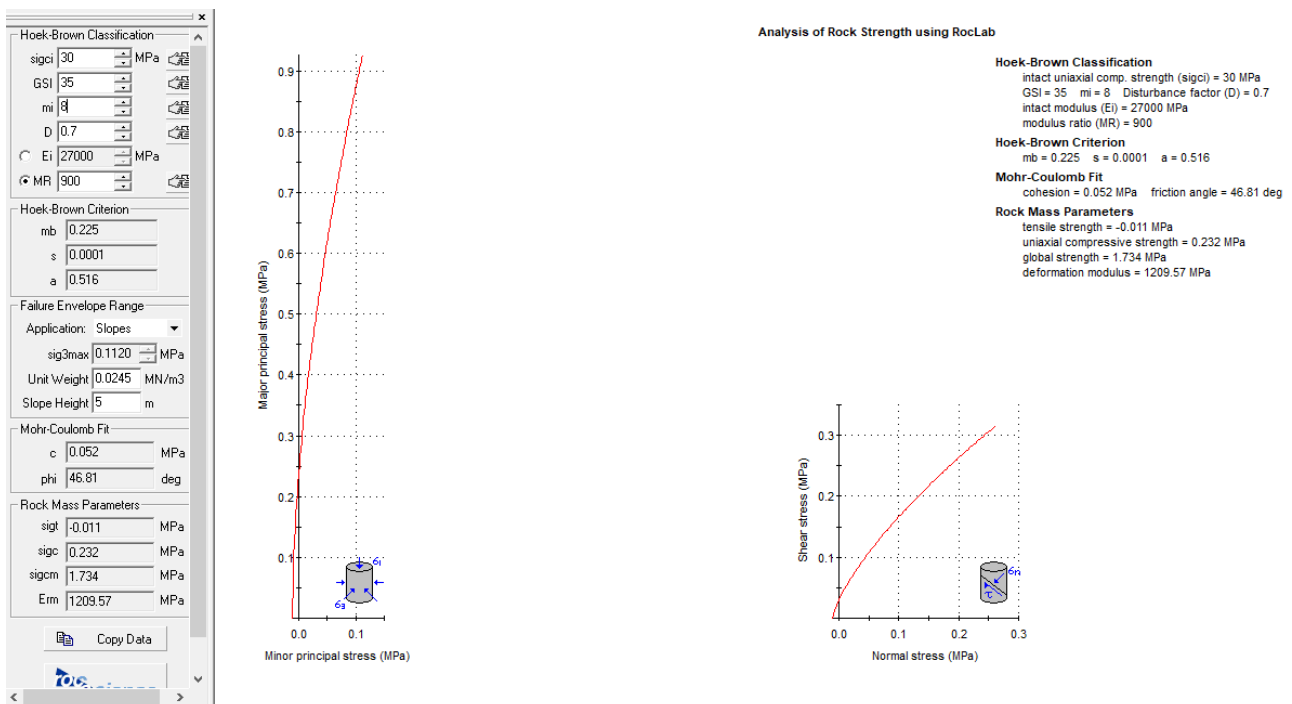


Figura 61 – Parametri di resistenza della parte litoide dell'unità SR (fondazioni dirette)

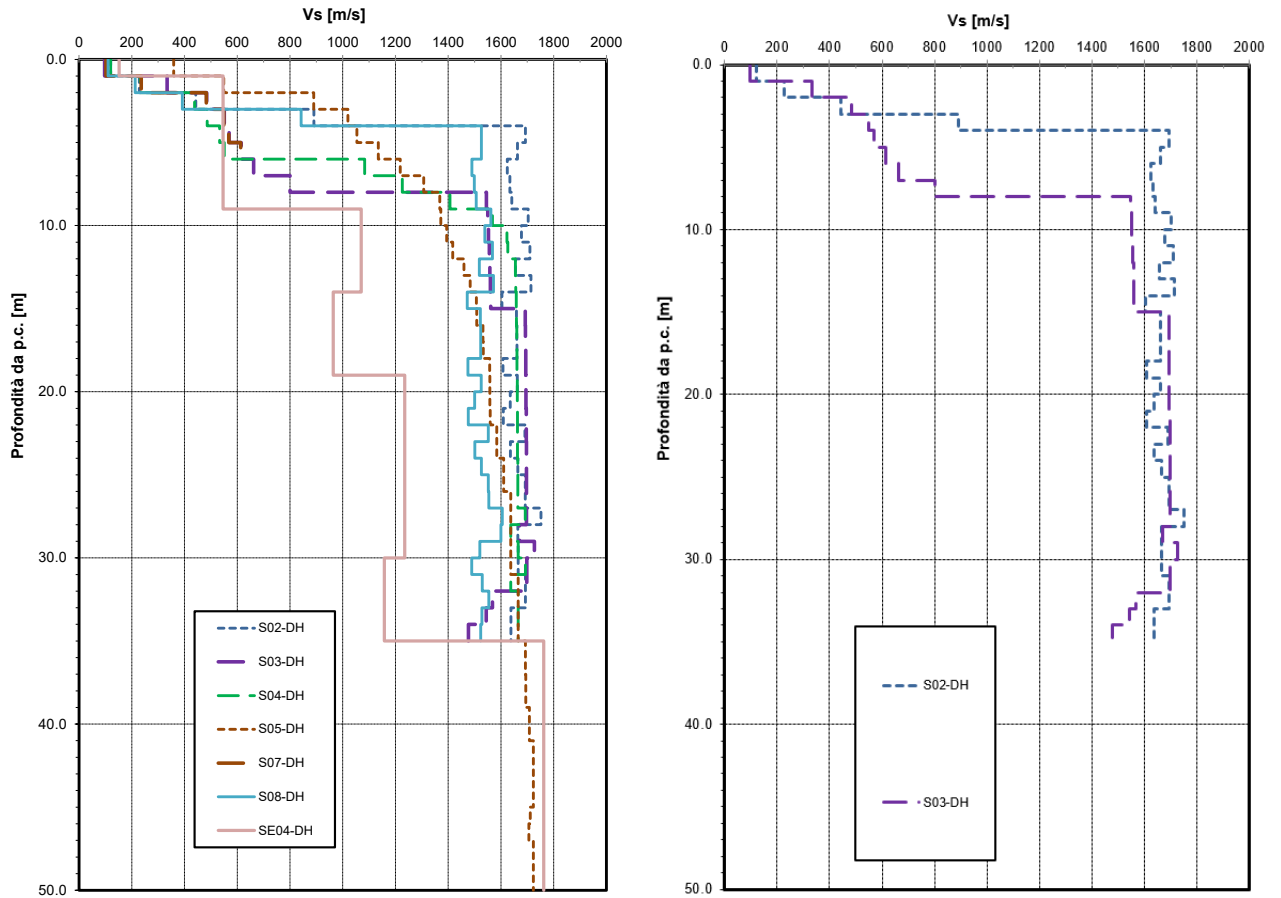


Figura 62. Velocità delle onde di taglio Vs - DH – Unità SR/SB (a sinistra tutte le prove, a destra le prove di stralcio 1)

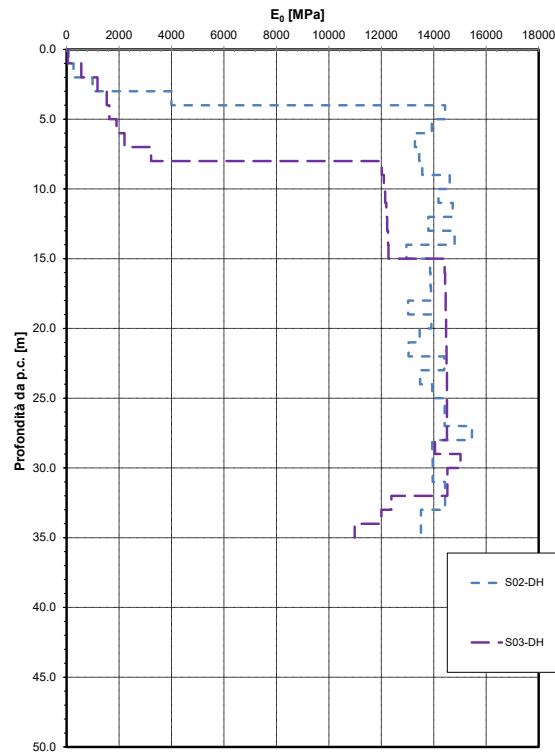


Figura 63. Modulo di deformazione elastico iniziale da prove sismiche – Unità SR/SB

5.11 Sintesi parametri geotecnici di progetto

Nel seguito si sintetizzano i parametri geotecnici caratteristici per le unità geotecniche intercettate.

Unità Ra - riporto antropico

$\gamma = 19.0 \div 20.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E_o = 250 \div 400 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni

Unità ec (limo sabbioso argilloso)

$\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 5 \div 10 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 26 \div 30^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 100 \div 175 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$E_o = 200 \div 400 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni

Unità AL (argilla limosa)

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 5 \div 15 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 26 \div 30^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 75 \div 200 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$E_o = 150 \div 400 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni

Unità GS (ghiaia sabbiosa)

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 35 \div 40^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E_o = 350 \div 600 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni

Unità MS (conglomerati)

$\gamma = 19.0 \div 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 5 \div 20 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 35 \div 42^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E_o = 400 \div 800 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni

Unità SR / SB (calcarei marnosi)

$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\sigma_c = 21 \div 93 \text{ MPa}$	resistenza a compressione monoassiale
$\sigma_{c,media} = 49 \text{ MPa}$	resistenza a compressione monoassiale media
$\sigma_{c,10\%} = 30 \text{ MPa}$	resistenza a compressione monoassiale decimo percentile
Parametri di resistenza per le fondazioni dirette:	
$c' = 40 \div 60 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 40^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E = 1200 \text{ MPa}$	modulo di deformazione

Unità SRa (calcarei marnosi alterati litoidi)

$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 40 \div 50 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 40^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E = 900 \text{ MPa}$	modulo di deformazione

I moduli di deformabilità "operativi" (E') da adottare per il calcolo delle deformazioni/cedimenti delle opere di sostegno e delle fondazioni dirette, saranno assunti pari a 1/5 di quello iniziale (E_0), come prassi con problemi di analisi a bassi livelli di deformazione.

Nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati ($E_{op2'}$), i moduli elastici "operativi" saranno assunti pari a 1/10 di quello iniziale ($E_{op2'} = E_0/10$).

5.12 Livello di falda

Il livello di falda di progetto per le opere è indicato nel profilo stratigrafico e nelle sezioni geotecniche ed è stato stimato dalle letture piezometriche a disposizione (Tabella 13 e Tabella 18) oltre che indicazioni idrogeologiche (vedasi relazione geologica e profilo geologico).

5.13 Parametri geotecnici caratteristici di progetto per le scarpate di scavo

Le scarpate di scavo sono previste generalmente nella formazione dei calcari marnosi della scaglia rossa (unità SR). Come precedentemente indicato al paragrafo 5.10, per la definizione dei parametri geomeccanici di progetto per le varie opere si è eseguita una analisi con il programma “RocLab (Rocscience)” considerando criterio di rottura di Hoek e Brown (2002), valutando caso per caso la tipologia di opera (scarpata di scavo – slopes), lo stato tensionale di riferimento in sito ed i parametri geomeccanici desunti dalle indagini più vicine (GSI, σ_c), oltre agli altri parametri indicati al paragrafo 5.10. Per i dettagli si vedano le relazioni di calcolo delle scarpate ([N.8]).

Di seguito si sintetizzano i tratti di scarpate di scavo e relative indagini di riferimento sulla base delle quali è stata fatta la caratterizzazione geomeccanica; inoltre per ciascuna indagine di riferimento sono sintetizzati i parametri utili per la caratterizzazione geomeccanica: valore di GSI e resistenza a compressione monoassiale media e decimo percentile. Relativamente alla compressione monoassiale si rammenta, come precedentemente indicato al paragrafo 5.10, che è stato dato maggior peso alle prove di laboratorio in quanto più cautelative oltre che di maggiore qualità ed affidabilità rispetto alle misurazioni in sito fatte nelle stazioni geomeccaniche; quindi sono stati presi i valori di σ_c media dei sondaggi più vicini.

Tabella 27 – scarpate di scavo, indagini di riferimento e valori di GSI e resistenza a compressione monoassiale

ID MS.TR	progressive		CARREGGIATA	N. SEZIONE	INDAGINI	GSI	σ_c ,media [MPa]	σ_c ,10% [MPa]
	inizio	fine						
MS.TR.01.S	0+510	0+593	SUD	28 pk 0+540	GE01	36	49	30
MS.TR.02.S	0+709	0+850	SUD	40 pk 0+780	GE01	36	49	30
MS.TR.03.S	0+868	0+957	SUD	47 pk 0+920	GE01	36	49	30
MS.TR.04.N	0+975	1+073	SUD	52 pk 1+020	AG01, GE02	43	49	30
MS.TR.05.S	1+130	1+270	SUD	60 pk 1+180 63 pk 1+240	AG01, GE02	43	49	30
MS.TR.06.N	1+275	1+341	SUD	66 pk 1+300	AG01, GE02	43	49	30
MS.TR.07.N	1+370	1+420	NORD	71 pk 1+400	AG02, S02DH	39	49	30
MS.TR.08.N	1+442	1+514	SUD	75 1+480	AG02, S02DH	39	49	30
MS.TR.09.S	1+581	1+695	SUD	81 pk 1+600 84bis pk 1+660	AG02, GE03	36	49	30
MS.TR.10.S	1+750	1+815	NORD	91 pk 1+800	GM3, S03DH	34	49	30

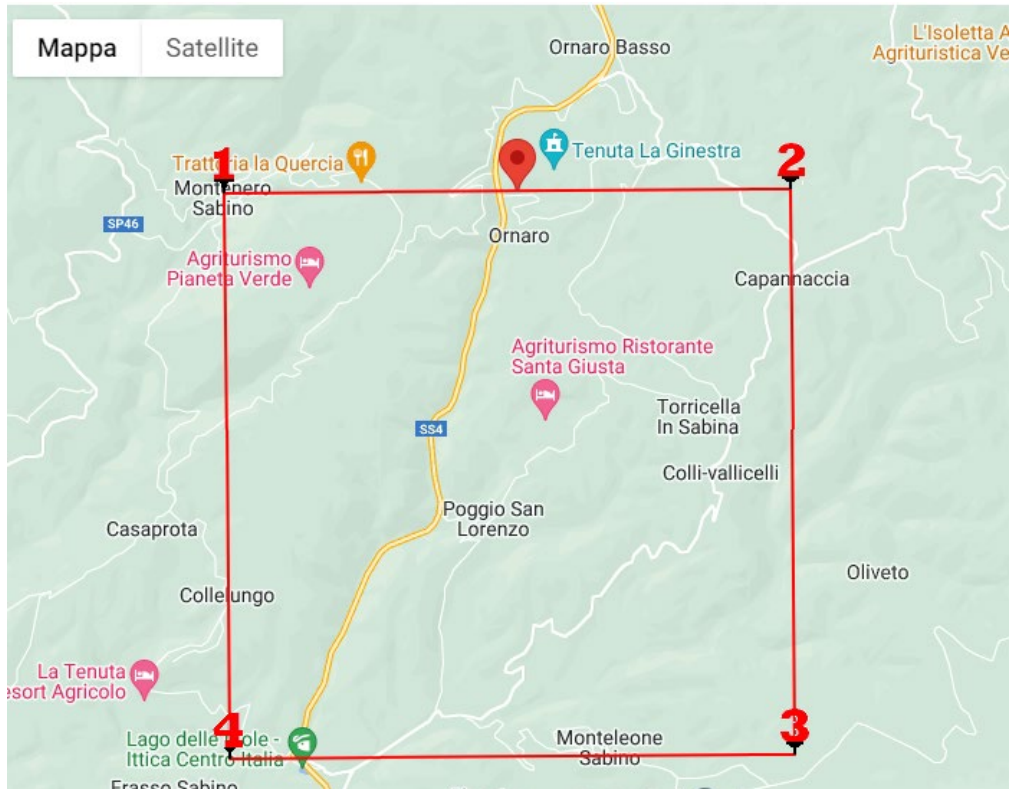
I range dei parametri geomeccanici sono stati individuati per ogni scarpata con il programma “RocLab (Rocscience)” considerando il criterio di rottura di Hoek e Brown (2002); per dettagli si vedano le relazioni di calcolo delle scarpate ([N.8])

5.14 Condizione sismica




Per la definizione della categoria di sottosuolo sismica, in accordo alla normativa vigente sono state eseguite indagini sismiche finalizzate alla determinazione della $V_{s,eq}$ (vedasi Tabella 12) da cui si è definita la categoria di sottosuolo sismica lungo il tracciato. Di seguito si sintetizzano le tratte di applicazione rimandando agli specifici elaborati sismici di progetto per gli approfondimenti del caso.

Da pk	A pk	Categoria sottosuolo
0+000	0+500	B
0+500	1+900	A

Nel seguito si riporta il reticolo di riferimento che racchiude l'intero tracciato dei tre lotti. Le a_g di riferimento variano tra 0.202 e 0.204 g, procedendo da sud verso nord. Cautelativamente si fa riferimento alle coordinate che ricadono nella zona nord, ove il reticolo restituisce le massime accelerazioni a_g , riferite a suolo tipo A ($a_g = 0.204$).



Stati limite

	Classe Edificio	
	IV. Funzioni pubbliche o strategiche importanti...	▼
	Vita Nominale	50 ▼
	Interpolazione	Media ponderata ▼

CU = 2

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	F_o	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	60	0.074	2.493	0.285
Danno (SLD)	101	0.093	2.432	0.296
Salvaguardia vita (SLV)	949	0.204	2.482	0.337
Prevenzione collasso (SLC)	1950	0.249	2.508	0.349
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	100			

Figura 64. Condizione sismica

6 PALI DI FONDAZIONE

Nel presente capitolo si riporta il dimensionamento dei pali e dei micropali di fondazione dei muri previsti in questo primo stralcio.

6.1 Metodologie di calcolo capacità portante pali

Nel presente paragrafo si riportano le metodologie di calcolo della capacità portante per i pali trivellati di grande diametro previsti in progetto.

6.1.1 Analisi agli stati limite

Le verifiche di capacità portante dei pali vengono svolte secondo la metodologia degli stati limite ultimi, in accordo alla normativa vigente (DM 17/01/2018. “Norme tecniche per le costruzioni”). La verifica della capacità portante dei pali è soddisfatta se:

$$F_{cd} < R_{cd}$$

essendo

$$R_{cd} = R_k / \gamma_R$$

dove:

F_{cd} = carico assiale di compressione di progetto;

R_{cd} = capacità portante di progetto nei confronti dei carichi assiali;

R_k = valore caratteristico della capacità portante limite del palo.

In particolare le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi (SLU) vengono condotte con riferimento all’Approccio 2: A1 + M1 + R3, tenendo conto dei coefficienti parziali di riferimento normativo.

La resistenza di progetto a compressione $R_{c,d}$ è calcolata applicando al valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ i coefficienti parziali γ_R riportati in tabella seguente, relativi alla condizione di pali trivellati. Il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ a compressione è ottenuto applicando i fattori di correlazione ξ_3 e ξ_4 (vedasi tabella seguente) alle resistenze di calcolo R_{cal} ; tali fattori sono funzione del numero di verticali d’indagine rappresentative.

Per ogni opera verrà assunto un coefficiente ξ in funzione delle verticali di indagine eseguite.

In condizioni sismiche le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi (SLU) vanno condotte con riferimento all’Approccio 2 (A1+M1+R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nella successiva tabella e ponendo i coefficienti parziali sulle azioni tutti pari all’unità.

Tabella 28 Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tabella 29 Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali d'indagine

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

6.1.2 Metodologia di calcolo capacità portante ai carichi verticali

La portata di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) “Qd” può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_d = Q_{ll} / F_{SL} + Q_{bl} / F_{SB} - W'p$$

dove:

Q_{ll} = portata laterale limite,

Q_{bl} = portata di base limite,

$W'p$ = peso efficace del palo (al netto del peso del terreno asportato) opportunamente fattorizzano con coefficienti parziali da NTC2018,

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale ($=\xi_3 \cdot \gamma_s$).

F_{SB} = fattore di sicurezza per la portata di base ($=\xi_3 \cdot \gamma_b$).

Determinazione della resistenza di progetto a trazione

La portata a trazione di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) “Qd” può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_d = Q_{LL} / F_{SL} + W'p$$

dove:

Q_{LL} = portata laterale limite (da determinarsi in conformità a quanto già descritto nel precedente paragrafo),

$W'p$ = peso efficace del palo (alleggerito se sotto falda),

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale ($=\gamma_R \cdot \xi_3$).

Portata laterale

La portata laterale limite viene valutata con la seguente relazione:

$$Q_{ll} = \pi \cdot D \cdot \sum_i (\tau_i \cdot h_i)$$

dove:

D = diametro palo,

τ_i = tensione di adesione laterale limite nello strato i-esimo,

h_i = altezza dello strato i-esimo.

Depositi incoerenti

Per i depositi incoerenti, la tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, in accordo ad esempio a Burland [1973], Reese & O'Neill [1988], Chen & Kulhawy [1994], O'Neill & Hassan [1994], può essere valutata con riferimento alla seguente espressione:

$$\tau_i = \beta \cdot \sigma'_v \leq \tau_{l,max}$$

dove:

σ'_v = tensione verticale efficace litostatica,

$\tau_{l,max}$ = valore massimo dell'adesione laterale limite palo-terreno (pari a 150 kPa per terreni incoerenti).

β = coefficiente empirico $\beta = k \cdot \tan \phi$ valutato considerando:

k = coefficiente di pressione laterale = 0.7 a compressione e 0.5 a trazione;

ϕ = angolo di resistenza al taglio.

Depositi coesivi

Per i terreni coesivi superficiali la tensione tangenziale può essere valutata con la seguente espressione:

$$\tau_i = \alpha \cdot c_u \leq \tau_{l,max}$$

Dove:

c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate

α = parametro empirico assunto come da Raccomandazioni AGI :

$$\alpha = 0.90 \quad \text{per } c_u \leq 25 \text{ kPa;}$$

$$\alpha = 0.80 \quad \text{per } 25 \leq c_u \leq 50 \text{ kPa;}$$

$$\alpha = 0.60 \quad \text{per } 50 \leq c_u \leq 75 \text{ kPa;}$$

$$\alpha = 0.40 \quad \text{per } c_u \geq 75 \text{ kPa.}$$

$\tau_{l,max}$ = valore massimo dell'adesione laterale limite palo-terreno (pari a 100 kPa per terreni coesivi, come indicato nelle Raccomandazioni AGI). Inoltre si considera tale limitazione per terreni coesivi normal consolidati in accordo alle Raccomandazioni AGI: $0.23 \cdot \sigma'_v < \tau_i < 0.55 \cdot \sigma'_v$.

Portata di base

Per la valutazione della portata di base limite sono state utilizzate le seguenti relazioni:

$$Q_{bl} = A_p \cdot q_{bl}$$

dove:

A_p = area della base del palo,

q_{bl} = portata limite specifica di base.

Depositi incoerenti

La valutazione della resistenza alla punta viene eseguita con la correlazione di Berezantzev (1965) indicata nelle Raccomandazioni AGI ([N.10]):

$$q_{bl} = N_q^* \cdot \sigma'_v \leq q_{bmax}$$

dove:

N_q^* = coefficiente di Berezantzev (1965) indicata nelle Raccomandazioni AGI ([N.10])

q_{bl} = portata di base limite.

σ'_v = tensione verticale efficace litostatica,

q_{bmax} = valore massimo della portata limite di base (limitatore superiore)

In particolare per il caso in esame si è assunto:

- Nell'unità GS con angolo di resistenza al taglio di $\varphi=35^\circ$: $N_q^* = 17$ (vedasi figura seguente).
- Nell'unità AL con angolo di resistenza al taglio di $\varphi=28^\circ$: $N_q^* = 7$ (vedasi figura seguente).

La portata ultima alla base viene comunque limitata superiormente in funzione della tipologia di terreno, per i terreni presenti lungo il tracciato si assume: $q_{bmax} = 4000$ kPa per unità GS e per unità AL $q_{bmax} = 3800$ kN (in accordo a Engling e Reese, 1974).

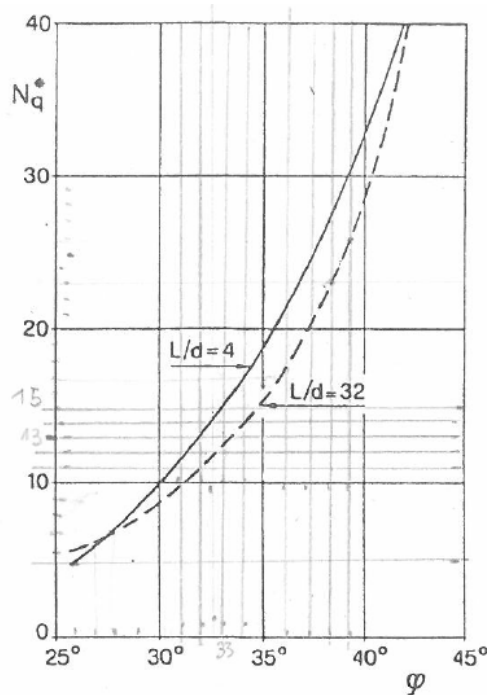


Figura 65 – Coefficiente N_q^* (Berezantzev 1965)

Depositi coesivi

La portata di base limite nei terreni coesivi viene valutata con la seguente relazione:

$$q_b = 9 \cdot c_u + \sigma_v \quad [\text{kPa}]$$

dove:

c_u = resistenza al taglio non drenata [kPa];

σ_v = tensione totale verticale.

Terreni stratificati

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di limi e argille e di sabbie e ghiaie, i criteri di valutazione delle portate laterali limite rimangono analoghi a quelli descritti precedentemente. In accordo a quanto discusso in Meyerhof (1976) la portata di base negli strati sabbioso-ghiaiosi andrà abbattuta rispetto a quella caratteristica dello strato supposto omogeneo, in accordo a quanto rappresentato nella figura seguente. In pratica nel caso di terreno stratificato, la mobilitazione dell'intera resistenza di base disponibile è subordinato alla condizione che il palo penetri nello strato portante per almeno **3 diametri**; viceversa mano a mano che la base del palo si avvicina ad uno strato inferiore di minore resistenza, la resistenza comincia a diminuire fino ad uguagliare al confine il valore che compete alla rottura dello strato più debole (vedasi Figura 66).

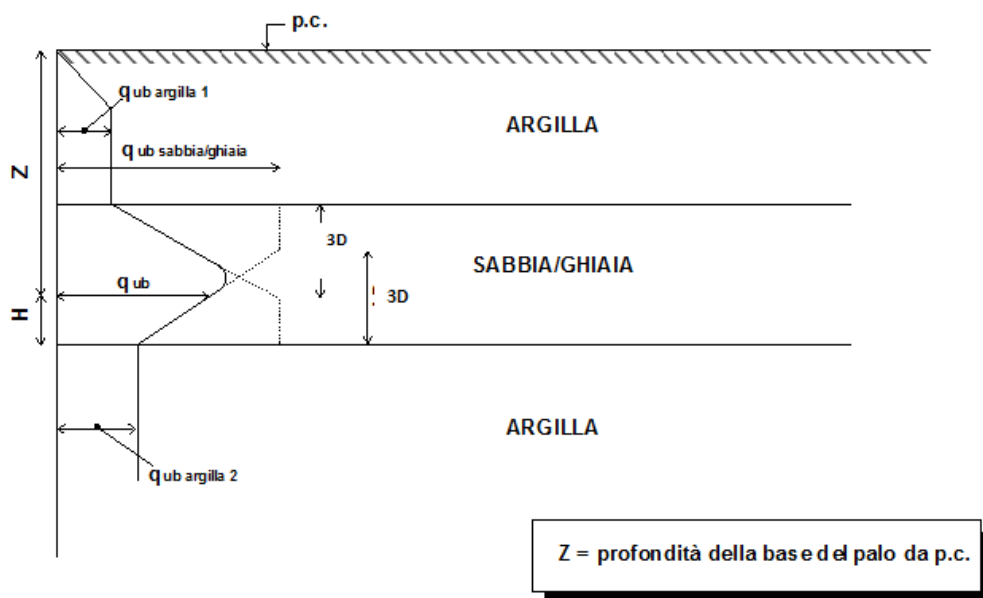


Figura 66 - Criterio di valutazione della pressione ultima di base (q_{ub}) in terreni stratificati

6.1.3 Valutazione capacità portante pali dei muri da km 0+000 fino a km 0+050 circa (fino a TM01)

La capacità portante per le fondazioni dell'opera è stata valutata per pali di diametro $D=800$ mm, $D=1000$ mm, $D=1200$ mm, considerando l'Approccio 2 (A1+M1+R3) di normativa e quindi con i seguenti coefficienti parziali sulle resistenze di base e laterale:

- N. 1 verticale di indagine, da cui $\xi_3 = 1.70$,
- FSL = fattore di sicurezza per la portata laterale a compressione ($=\xi_3 \cdot \gamma_s = 1.96$);
- FSL,t = fattore di sicurezza per la portata laterale a trazione ($=\xi_3 \cdot \gamma_{st} = 2.1$).
- FS_B = fattore di sicurezza per la portata di base ($= \xi_3 \cdot \gamma_b = 2.3$).

Inoltre si è considerato:

- testa palo a 1.5 m da p.c.;
- falda a 4 m da p.c.

Nella seguente tabella si riportano la stratigrafia ed i parametri geotecnici principali per il calcolo della capacità portante dei pali per le opere in esame. Il sondaggio S1 è preso a riferimento per la stratigrafia prima dell'opera TM01, mentre per il tratto dopo TM01 è il sondaggio S01-PZ. Inoltre cautelativamente in questo primo tratto di profilo geotecnico, l'unità AL profonda, rilevata nel sondaggio S01-PZ, viene considerata estesa anche in questa zona, anche se S1 non arriva fino a tale profondità (assunzione cautelativa per la portanza dei pali).

Tabella 30 – dal km 0+000 al km 0+050 circa fino a TM01

Unità geotecnica	Profondità [m]	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	cu [kPa]	Nq [-]	qb [kPa]
GS	Da 0.0 a 25.0	19.0	35	-	17	$Nq \cdot \sigma'_v < 4000$
AL	Da 25.0 a 45.0	19.5	-	200	-	$9 \cdot cu + \sigma_v$

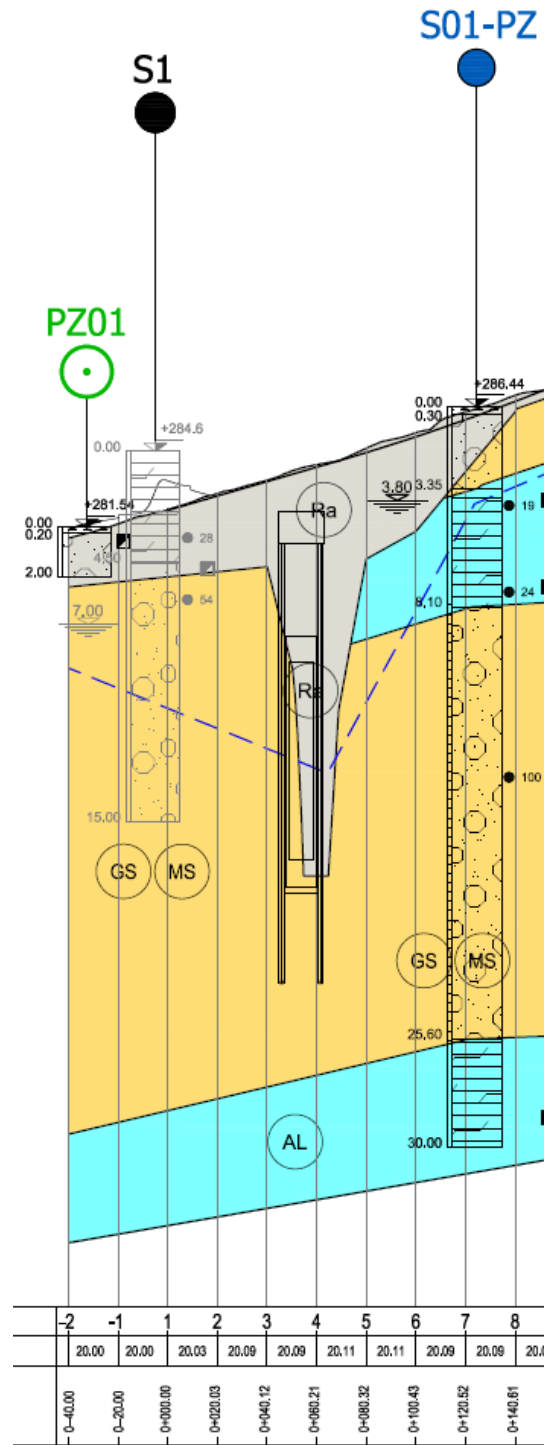


Figura 67 – Stralcio profilo geotecnico

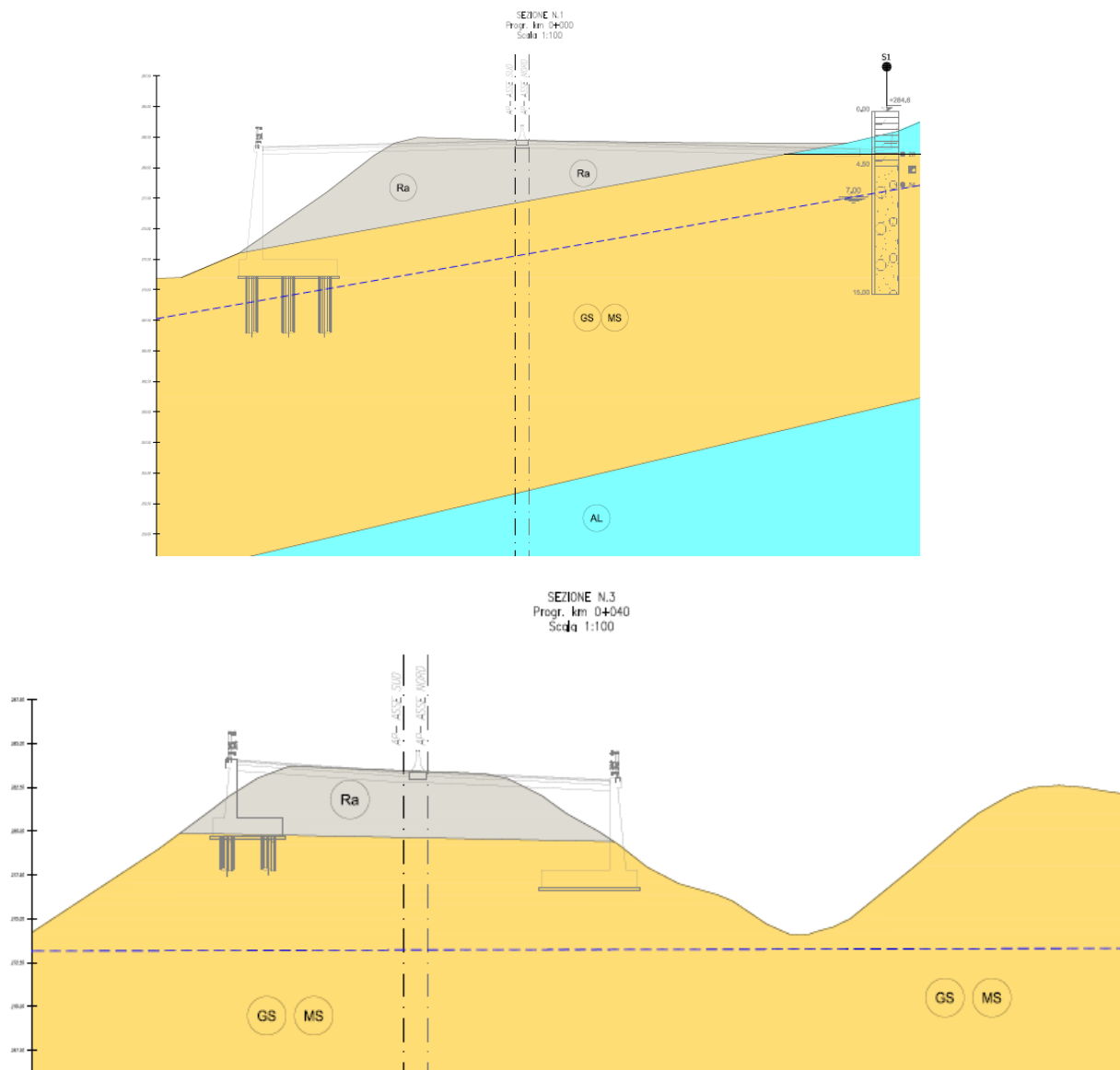


Figura 68 – Sezioni geotecniche

Nella seguente tabella si sintetizzano i valori della portata di progetto (Qd) per i vari diametri di palo. I tabulati di calcolo completi sono in Appendice A.

Queste curve di portanza palo sono valide per:

- OS01 (muro in destra) tipologico E1
- OS02 (muro in sinistra) tipologico E1, H1, I1, G1, C1

Tabella 31 – dal km 0+000 al km 0+050 - Capacità portante palo D=800 mm - A1+M1+R3 (compressione)

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=800 mm-SLU A1+M1+R3

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Q11 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	244.	0.	244.	106.
.50	20.	325.	2.	343.	150.
1.00	47.	406.	4.	449.	196.
1.50	79.	487.	6.	560.	246.
2.00	117.	568.	8.	677.	299.
2.50	161.	649.	10.	800.	354.
3.00	209.	688.	12.	885.	394.
3.50	260.	726.	14.	972.	434.
4.00	314.	765.	16.	1062.	476.
4.50	370.	803.	18.	1155.	520.
5.00	430.	842.	20.	1251.	565.
5.50	492.	880.	22.	1349.	611.
6.00	556.	919.	24.	1451.	659.
6.50	624.	957.	26.	1555.	708.
7.00	694.	996.	29.	1661.	759.
7.50	768.	1034.	31.	1771.	811.
8.00	844.	1072.	33.	1883.	864.
8.50	922.	1111.	35.	1998.	919.
9.00	1004.	1149.	37.	2116.	975.
9.50	1088.	1188.	39.	2237.	1033.
10.00	1175.	1226.	41.	2360.	1092.
10.50	1265.	1265.	43.	2487.	1152.
11.00	1357.	1303.	45.	2616.	1214.
11.50	1453.	1342.	47.	2747.	1278.
12.00	1551.	1380.	49.	2882.	1342.
12.50	1651.	1418.	51.	3019.	1408.
13.00	1755.	1457.	53.	3159.	1476.
13.50	1862.	1495.	55.	3302.	1545.
14.00	1971.	1534.	57.	3448.	1615.
14.50	2083.	1572.	59.	3596.	1687.
15.00	2197.	1611.	61.	3747.	1760.
15.50	2315.	1649.	63.	3901.	1835.
16.00	2435.	1688.	65.	4058.	1911.
16.50	2558.	1726.	67.	4217.	1988.
17.00	2684.	1765.	69.	4379.	2067.
17.50	2813.	1803.	71.	4544.	2148.
18.00	2944.	1841.	73.	4712.	2229.
18.50	3078.	1880.	75.	4883.	2312.
19.00	3215.	1918.	77.	5056.	2397.
19.50	3355.	1957.	79.	5232.	2483.
20.00	3497.	1995.	81.	5411.	2570.
20.50	3642.	2011.	83.	5569.	2649.
21.00	3790.	2011.	86.	5715.	2722.
21.50	3941.	1837.	88.	5691.	2722.
22.00	4094.	1664.	90.	5669.	2723.
22.50	4251.	1490.	92.	5649.	2725.
23.00	4410.	1317.	94.	5633.	2729.
23.50	4564.	1144.	96.	5612.	2730.
24.00	4672.	1148.	98.	5723.	2785.
24.50	4773.	1153.	100.	5826.	2837.
25.00	4873.	1158.	102.	5930.	2888.
25.50	4974.	1163.	104.	6033.	2940.
26.00	5074.	1168.	106.	6136.	2991.
26.50	5175.	1173.	108.	6240.	3042.
27.00	5275.	1178.	110.	6343.	3094.
27.50	5376.	1183.	112.	6447.	3145.
28.00	5476.	1188.	114.	6550.	3196.
28.50	5577.	1193.	116.	6653.	3248.
29.00	5677.	1197.	118.	6757.	3299.
29.50	5778.	1202.	120.	6860.	3351.
30.00	5879.	1207.	122.	6964.	3402.
30.50	5979.	1212.	124.	7067.	3453.
31.00	6080.	1217.	126.	7170.	3505.
31.50	6180.	1222.	128.	7274.	3556.
32.00	6281.	1227.	130.	7377.	3608.
32.50	6381.	1232.	132.	7481.	3659.
33.00	6482.	1237.	134.	7584.	3710.
33.50	6584.	1242.	136.	7689.	3763.
34.00	6687.	1246.	138.	7795.	3815.
34.50	6792.	1251.	140.	7903.	3869.

35.00	6898.	1256.	143.	8011.	3923.
35.50	7005.	1261.	145.	8121.	3978.
36.00	7113.	1266.	147.	8233.	4033.
36.50	7223.	1271.	149.	8345.	4089.
37.00	7334.	1276.	151.	8459.	4146.
37.50	7446.	1281.	153.	8574.	4203.
38.00	7560.	1286.	155.	8691.	4261.
38.50	7675.	1291.	157.	8809.	4320.

Lp = Lunghezza utile del palo
 Ql1 = Portata laterale limite
 Qbl = Portata di base limite
 Wp = Peso efficace del palo
 Qu = Portata totale limite
 Qd = Portata di progetto = $Ql1/FS,l + Qbl/FS,b - Wp$

Tabella 32 – dal km 0+000 al km 0+050 - Capacità portante palo D=800 mm - AI+MI+R3 (trazione)

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Ql1 kN	Qbl kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	0.	0.	0.	0.
.50	15.	0.	-4.	18.	11.
1.00	33.	0.	-8.	41.	23.
1.50	56.	0.	-11.	68.	38.
2.00	84.	0.	-15.	99.	55.
2.50	115.	0.	-19.	134.	74.
3.00	149.	0.	-23.	172.	94.
3.50	186.	0.	-26.	212.	115.
4.00	224.	0.	-30.	254.	137.
4.50	265.	0.	-34.	298.	160.
5.00	307.	0.	-38.	345.	184.
5.50	351.	0.	-41.	393.	209.
6.00	397.	0.	-45.	443.	235.
6.50	446.	0.	-49.	495.	261.
7.00	496.	0.	-53.	549.	289.
7.50	548.	0.	-57.	605.	318.
8.00	603.	0.	-60.	663.	347.
8.50	659.	0.	-64.	723.	378.
9.00	717.	0.	-68.	785.	409.
9.50	777.	0.	-72.	849.	442.
10.00	839.	0.	-75.	915.	475.
10.50	903.	0.	-79.	983.	509.
11.00	969.	0.	-83.	1052.	545.
11.50	1038.	0.	-87.	1124.	581.
12.00	1108.	0.	-90.	1198.	618.
12.50	1180.	0.	-94.	1274.	656.
13.00	1254.	0.	-98.	1352.	695.
13.50	1330.	0.	-102.	1431.	735.
14.00	1408.	0.	-106.	1513.	776.
14.50	1488.	0.	-109.	1597.	818.
15.00	1570.	0.	-113.	1683.	860.
15.50	1653.	0.	-117.	1770.	904.
16.00	1739.	0.	-121.	1860.	949.
16.50	1827.	0.	-124.	1952.	995.
17.00	1917.	0.	-128.	2045.	1041.
17.50	2009.	0.	-132.	2141.	1089.
18.00	2103.	0.	-136.	2238.	1137.
18.50	2199.	0.	-139.	2338.	1186.
19.00	2296.	0.	-143.	2440.	1237.
19.50	2396.	0.	-147.	2543.	1288.
20.00	2498.	0.	-151.	2649.	1340.
20.50	2602.	0.	-155.	2756.	1393.
21.00	2707.	0.	-158.	2866.	1448.
21.50	2815.	0.	-162.	2977.	1503.
22.00	2925.	0.	-166.	3090.	1559.
22.50	3036.	0.	-170.	3206.	1615.
23.00	3150.	0.	-173.	3323.	1673.
23.50	3263.	0.	-177.	3441.	1731.
24.00	3366.	0.	-181.	3547.	1784.
24.50	3467.	0.	-185.	3651.	1835.
25.00	3567.	0.	-188.	3756.	1887.
25.50	3668.	0.	-192.	3860.	1939.
26.00	3768.	0.	-196.	3964.	1990.

26.50	3869.	0.	-200.	4068.	2042.
27.00	3969.	0.	-204.	4173.	2094.
27.50	4070.	0.	-207.	4277.	2145.
28.00	4170.	0.	-211.	4381.	2197.
28.50	4271.	0.	-215.	4486.	2249.
29.00	4371.	0.	-219.	4590.	2300.
29.50	4472.	0.	-222.	4694.	2352.
30.00	4572.	0.	-226.	4799.	2404.
30.50	4673.	0.	-230.	4903.	2455.
31.00	4773.	0.	-234.	5007.	2507.
31.50	4874.	0.	-238.	5111.	2558.
32.00	4974.	0.	-241.	5216.	2610.
32.50	5075.	0.	-245.	5320.	2662.
33.00	5176.	0.	-249.	5425.	2713.
33.50	5278.	0.	-253.	5530.	2766.
34.00	5381.	0.	-256.	5637.	2819.
34.50	5486.	0.	-260.	5746.	2872.
35.00	5591.	0.	-264.	5855.	2926.
35.50	5699.	0.	-268.	5966.	2981.
36.00	5807.	0.	-271.	6078.	3037.
36.50	5917.	0.	-275.	6192.	3093.
37.00	6028.	0.	-279.	6307.	3149.
37.50	6140.	0.	-283.	6423.	3207.
38.00	6254.	0.	-287.	6540.	3265.
38.50	6369.	0.	-290.	6659.	3323.

Lp = Lunghezza utile del palo
 Q1l = Portata laterale limite
 Qb1 = Portata di base limite
 Wp = Peso efficace del palo
 Qu = Portata totale limite
 Qd = Portata di progetto = $Q1l/FS,1 + Qb1/FS,b - Wp$

Tabella 33 – dal km 0+000 al km 0+050 - Capacità portante palo D=1000 mm - A1+M1+R3 (compressione)

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
 Capacita' portante palo D=1000 mm-SLU A1+M1+R3

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Q1l kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	381.	0.	381.	165.
.50	26.	507.	3.	530.	230.
1.00	59.	634.	6.	686.	299.
1.50	99.	761.	10.	850.	372.
2.00	146.	888.	13.	1021.	448.
2.50	201.	1015.	16.	1200.	528.
3.00	261.	1075.	19.	1317.	582.
3.50	325.	1135.	22.	1438.	637.
4.00	392.	1195.	25.	1562.	694.
4.50	463.	1255.	29.	1689.	753.
5.00	537.	1315.	32.	1820.	814.
5.50	615.	1375.	35.	1955.	877.
6.00	696.	1435.	38.	2093.	941.
6.50	780.	1495.	41.	2234.	1007.
7.00	868.	1555.	45.	2379.	1075.
7.50	960.	1616.	48.	2527.	1144.
8.00	1054.	1676.	51.	2679.	1216.
8.50	1153.	1736.	54.	2834.	1289.
9.00	1255.	1796.	57.	2993.	1364.
9.50	1360.	1856.	60.	3155.	1440.
10.00	1469.	1916.	64.	3321.	1519.
10.50	1581.	1976.	67.	3490.	1599.
11.00	1697.	2036.	70.	3663.	1681.
11.50	1816.	2096.	73.	3839.	1765.
12.00	1938.	2156.	76.	4018.	1850.
12.50	2064.	2216.	80.	4201.	1937.
13.00	2194.	2276.	83.	4388.	2026.
13.50	2327.	2337.	86.	4578.	2117.
14.00	2463.	2397.	89.	4771.	2210.
14.50	2603.	2457.	92.	4968.	2304.
15.00	2747.	2517.	95.	5168.	2400.
15.50	2894.	2577.	99.	5372.	2498.
16.00	3044.	2637.	102.	5579.	2598.

16.50	3198.	2697.	105.	5790.	2699.
17.00	3355.	2757.	108.	6004.	2802.
17.50	3516.	2817.	111.	6222.	2907.
18.00	3680.	2877.	115.	6443.	3014.
18.50	3847.	2937.	118.	6667.	3122.
19.00	4019.	2997.	121.	6895.	3233.
19.50	4193.	3058.	124.	7127.	3345.
20.00	4371.	3118.	127.	7362.	3458.
20.50	4553.	3142.	130.	7564.	3558.
21.00	4738.	2916.	134.	7520.	3551.
21.50	4926.	2690.	137.	7479.	3546.
22.00	5118.	2464.	140.	7442.	3543.
22.50	5313.	2238.	143.	7409.	3541.
23.00	5512.	2013.	146.	7378.	3541.
23.50	5705.	1787.	150.	7342.	3538.
24.00	5840.	1794.	153.	7482.	3607.
24.50	5966.	1802.	156.	7612.	3671.
25.00	6092.	1810.	159.	7742.	3736.
25.50	6217.	1817.	162.	7872.	3800.
26.00	6343.	1825.	165.	8003.	3864.
26.50	6469.	1833.	169.	8133.	3929.
27.00	6594.	1840.	172.	8263.	3993.
27.50	6720.	1848.	175.	8393.	4057.
28.00	6846.	1856.	178.	8523.	4121.
28.50	6971.	1863.	181.	8653.	4186.
29.00	7097.	1871.	184.	8783.	4250.
29.50	7222.	1879.	188.	8913.	4314.
30.00	7348.	1886.	191.	9044.	4378.
30.50	7474.	1894.	194.	9174.	4443.
31.00	7599.	1902.	197.	9304.	4507.
31.50	7725.	1909.	200.	9434.	4571.
32.00	7851.	1917.	204.	9564.	4635.
32.50	7976.	1925.	207.	9694.	4700.
33.00	8102.	1932.	210.	9825.	4764.
33.50	8230.	1940.	213.	9957.	4829.
34.00	8359.	1948.	216.	10090.	4895.
34.50	8490.	1955.	219.	10225.	4962.
35.00	8622.	1963.	223.	10362.	5030.
35.50	8756.	1971.	226.	10501.	5098.
36.00	8892.	1978.	229.	10641.	5168.
36.50	9029.	1986.	232.	10782.	5238.
37.00	9168.	1994.	235.	10926.	5309.
37.50	9308.	2001.	239.	11071.	5380.
38.00	9450.	2009.	242.	11217.	5453.
38.50	9594.	2017.	245.	11365.	5527.

Lp = Lunghezza utile del palo
 Ql1 = Portata laterale limite
 Qbl = Portata di base limite
 Wp = Peso efficace del palo
 Qu = Portata totale limite
 Qd = Portata di progetto = $Ql1/FS,l + Qbl/FS,b - Wp$

Tabella 34 – dal km 0+000 al km 0+050 - Capacità portante palo D=1000 mm - A1+M1+R3 (trazione)

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
 Capacita' portante palo D=1000 mm-SLU A1+M1+R3 trazione

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Ql1 kN	Qbl kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	0.	0.	0.	0.
.50	18.	0.	-6.	24.	15.
1.00	42.	0.	-12.	54.	32.
1.50	71.	0.	-18.	88.	51.
2.00	104.	0.	-24.	128.	73.
2.50	144.	0.	-29.	173.	98.
3.00	187.	0.	-35.	222.	124.
3.50	232.	0.	-41.	273.	152.
4.00	280.	0.	-47.	327.	181.
4.50	331.	0.	-53.	384.	210.
5.00	384.	0.	-59.	442.	242.
5.50	439.	0.	-65.	504.	274.
6.00	497.	0.	-71.	568.	307.

6.50	557.	0.	-77.	634.	342.
7.00	620.	0.	-82.	703.	378.
7.50	685.	0.	-88.	774.	415.
8.00	753.	0.	-94.	847.	453.
8.50	823.	0.	-100.	924.	492.
9.00	896.	0.	-106.	1002.	533.
9.50	971.	0.	-112.	1083.	574.
10.00	1049.	0.	-118.	1167.	617.
10.50	1129.	0.	-124.	1253.	661.
11.00	1212.	0.	-130.	1341.	707.
11.50	1297.	0.	-135.	1432.	753.
12.00	1384.	0.	-141.	1526.	801.
12.50	1475.	0.	-147.	1622.	849.
13.00	1567.	0.	-153.	1720.	899.
13.50	1662.	0.	-159.	1821.	951.
14.00	1760.	0.	-165.	1924.	1003.
14.50	1859.	0.	-171.	2030.	1056.
15.00	1962.	0.	-177.	2139.	1111.
15.50	2067.	0.	-183.	2249.	1167.
16.00	2174.	0.	-188.	2363.	1224.
16.50	2284.	0.	-194.	2478.	1282.
17.00	2396.	0.	-200.	2597.	1341.
17.50	2511.	0.	-206.	2717.	1402.
18.00	2628.	0.	-212.	2841.	1464.
18.50	2748.	0.	-218.	2966.	1527.
19.00	2870.	0.	-224.	3094.	1591.
19.50	2995.	0.	-230.	3225.	1656.
20.00	3122.	0.	-236.	3358.	1722.
20.50	3252.	0.	-242.	3493.	1790.
21.00	3384.	0.	-247.	3631.	1859.
21.50	3519.	0.	-253.	3772.	1929.
22.00	3656.	0.	-259.	3915.	2000.
22.50	3795.	0.	-265.	4060.	2072.
23.00	3937.	0.	-271.	4208.	2146.
23.50	4079.	0.	-277.	4356.	2219.
24.00	4207.	0.	-283.	4490.	2286.
24.50	4333.	0.	-289.	4622.	2352.
25.00	4459.	0.	-295.	4753.	2418.
25.50	4584.	0.	-300.	4885.	2483.
26.00	4710.	0.	-306.	5016.	2549.
26.50	4836.	0.	-312.	5148.	2615.
27.00	4961.	0.	-318.	5280.	2681.
27.50	5087.	0.	-324.	5411.	2746.
28.00	5213.	0.	-330.	5543.	2812.
28.50	5338.	0.	-336.	5674.	2878.
29.00	5464.	0.	-342.	5806.	2944.
29.50	5590.	0.	-348.	5937.	3009.
30.00	5715.	0.	-353.	6069.	3075.
30.50	5841.	0.	-359.	6200.	3141.
31.00	5967.	0.	-365.	6332.	3207.
31.50	6092.	0.	-371.	6464.	3272.
32.00	6218.	0.	-377.	6595.	3338.
32.50	6344.	0.	-383.	6727.	3404.
33.00	6470.	0.	-389.	6859.	3470.
33.50	6597.	0.	-395.	6992.	3536.
34.00	6726.	0.	-401.	7127.	3604.
34.50	6857.	0.	-406.	7263.	3672.
35.00	6989.	0.	-412.	7402.	3741.
35.50	7123.	0.	-418.	7541.	3810.
36.00	7259.	0.	-424.	7683.	3881.
36.50	7396.	0.	-430.	7826.	3952.
37.00	7535.	0.	-436.	7971.	4024.
37.50	7675.	0.	-442.	8117.	4097.
38.00	7817.	0.	-448.	8265.	4170.
38.50	7961.	0.	-454.	8415.	4245.

Lp = Lunghezza utile del palo
 Ql1 = Portata laterale limite
 Qb1 = Portata di base limite
 Wp = Peso efficace del palo
 Qu = Portata totale limite
 Qd = Portata di progetto = $Ql1/FS,l + Qb1/FS,b - Wp$

Tabella 35 – dal km 0+000 al km 0+050 - Capacità portante palo D=1200 mm - A1+M1+R3 (compressione)

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
 Capacita' portante palo D=1200 mm-SLU A1+M1+R3

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Q11 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	548.	0.	548.	238.
.50	31.	731.	5.	757.	329.
1.00	70.	913.	9.	974.	424.
1.50	118.	1096.	14.	1201.	523.
2.00	176.	1279.	18.	1436.	627.
2.50	241.	1461.	23.	1680.	736.
3.00	314.	1548.	27.	1834.	805.
3.50	390.	1634.	32.	1992.	878.
4.00	471.	1721.	37.	2155.	952.
4.50	555.	1807.	41.	2322.	1028.
5.00	644.	1894.	46.	2492.	1106.
5.50	738.	1980.	50.	2667.	1187.
6.00	835.	2067.	55.	2847.	1270.
6.50	936.	2153.	60.	3030.	1354.
7.00	1042.	2240.	64.	3217.	1441.
7.50	1151.	2326.	69.	3409.	1530.
8.00	1265.	2413.	73.	3605.	1621.
8.50	1383.	2499.	78.	3805.	1715.
9.00	1505.	2586.	82.	4009.	1810.
9.50	1632.	2672.	87.	4217.	1907.
10.00	1762.	2759.	92.	4430.	2007.
10.50	1897.	2846.	96.	4646.	2109.
11.00	2036.	2932.	101.	4867.	2213.
11.50	2179.	3019.	105.	5092.	2319.
12.00	2326.	3105.	110.	5321.	2427.
12.50	2477.	3192.	115.	5554.	2537.
13.00	2633.	3278.	119.	5792.	2649.
13.50	2792.	3365.	124.	6033.	2764.
14.00	2956.	3451.	128.	6279.	2880.
14.50	3124.	3538.	133.	6529.	2999.
15.00	3296.	3624.	137.	6783.	3120.
15.50	3472.	3711.	142.	7041.	3243.
16.00	3653.	3797.	147.	7303.	3368.
16.50	3837.	3884.	151.	7570.	3495.
17.00	4026.	3961.	156.	7831.	3620.
17.50	4219.	4031.	160.	8090.	3745.
18.00	4416.	4102.	165.	8353.	3872.
18.50	4617.	4173.	169.	8620.	4000.
19.00	4822.	4243.	174.	8892.	4131.
19.50	5032.	4314.	179.	9167.	4264.
20.00	5245.	4385.	183.	9447.	4399.
20.50	5463.	4455.	188.	9521.	4445.
21.00	5685.	3966.	192.	9459.	4433.
21.50	5911.	3688.	197.	9402.	4422.
22.00	6142.	3409.	202.	9349.	4414.
22.50	6376.	3130.	206.	9300.	4408.
23.00	6615.	2852.	211.	9256.	4404.
23.50	6846.	2573.	215.	9203.	4396.
24.00	7008.	2584.	220.	9372.	4479.
24.50	7159.	2595.	224.	9530.	4556.
25.00	7310.	2606.	229.	9687.	4634.
25.50	7461.	2617.	234.	9844.	4711.
26.00	7611.	2628.	238.	10001.	4788.
26.50	7762.	2639.	243.	10159.	4865.
27.00	7913.	2650.	247.	10316.	4942.
27.50	8064.	2661.	252.	10473.	5019.
28.00	8215.	2672.	257.	10630.	5096.
28.50	8365.	2683.	261.	10788.	5174.
29.00	8516.	2694.	266.	10945.	5251.
29.50	8667.	2705.	270.	11102.	5328.
30.00	8818.	2716.	275.	11259.	5405.
30.50	8969.	2727.	279.	11417.	5482.
31.00	9119.	2738.	284.	11574.	5559.
31.50	9270.	2749.	289.	11731.	5637.
32.00	9421.	2760.	293.	11888.	5714.
32.50	9572.	2771.	298.	12045.	5791.
33.00	9723.	2782.	302.	12203.	5868.
33.50	9876.	2794.	307.	12362.	5946.
34.00	10031.	2805.	311.	12524.	6026.
34.50	10188.	2816.	316.	12687.	6106.
35.00	10346.	2827.	321.	12852.	6187.
35.50	10507.	2838.	325.	13020.	6269.
36.00	10670.	2849.	330.	13189.	6353.
36.50	10834.	2860.	334.	13360.	6437.
37.00	11001.	2871.	339.	13533.	6522.
37.50	11170.	2882.	344.	13708.	6608.
38.00	11340.	2893.	348.	13885.	6695.
38.50	11512.	2904.	353.	14064.	6784.

Lp = Lunghezza utile del palo
 Q1l = Portata laterale limite
 Qbl = Portata di base limite
 Wp = Peso efficace del palo
 Qu = Portata totale limite
 Qd = Portata di progetto = $Q1l/FS,1 + Qbl/FS,b - Wp$

Tabella 36 – dal km 0+000 al km 0+050 - Capacità portante palo D=1200 mm - A1+M1+R3 (trazione)

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
 Capacita' portante palo D=1200 mm-SLU A1+M1+R3 traz

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Q1l kN	Qbl kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	0.	0.	0.	0.
.50	22.	0.	-8.	30.	19.
1.00	50.	0.	-17.	67.	41.
1.50	85.	0.	-25.	110.	66.
2.00	125.	0.	-34.	159.	94.
2.50	172.	0.	-42.	215.	125.
3.00	224.	0.	-51.	275.	158.
3.50	279.	0.	-59.	338.	192.
4.00	336.	0.	-68.	404.	228.
4.50	397.	0.	-76.	473.	265.
5.00	460.	0.	-85.	545.	304.
5.50	527.	0.	-93.	620.	344.
6.00	596.	0.	-102.	698.	386.
6.50	669.	0.	-110.	779.	429.
7.00	744.	0.	-119.	863.	473.
7.50	822.	0.	-127.	950.	519.
8.00	904.	0.	-136.	1039.	566.
8.50	988.	0.	-144.	1132.	615.
9.00	1075.	0.	-153.	1228.	665.
9.50	1166.	0.	-161.	1327.	716.
10.00	1259.	0.	-170.	1428.	769.
10.50	1355.	0.	-178.	1533.	823.
11.00	1454.	0.	-187.	1641.	879.
11.50	1556.	0.	-195.	1751.	936.
12.00	1661.	0.	-204.	1865.	995.
12.50	1769.	0.	-212.	1981.	1055.
13.00	1880.	0.	-221.	2101.	1116.
13.50	1994.	0.	-229.	2223.	1179.
14.00	2111.	0.	-238.	2349.	1243.
14.50	2231.	0.	-246.	2477.	1309.
15.00	2354.	0.	-254.	2609.	1376.
15.50	2480.	0.	-263.	2743.	1444.
16.00	2609.	0.	-271.	2880.	1514.
16.50	2741.	0.	-280.	3021.	1585.
17.00	2876.	0.	-288.	3164.	1658.
17.50	3013.	0.	-297.	3310.	1732.
18.00	3154.	0.	-305.	3459.	1807.
18.50	3298.	0.	-314.	3612.	1884.
19.00	3445.	0.	-322.	3767.	1963.
19.50	3594.	0.	-331.	3925.	2042.
20.00	3747.	0.	-339.	4086.	2123.
20.50	3902.	0.	-348.	4250.	2206.
21.00	4061.	0.	-356.	4417.	2290.
21.50	4222.	0.	-365.	4587.	2375.
22.00	4387.	0.	-373.	4760.	2462.
22.50	4554.	0.	-382.	4936.	2550.
23.00	4725.	0.	-390.	5115.	2640.
23.50	4895.	0.	-399.	5294.	2730.
24.00	5049.	0.	-407.	5456.	2811.
24.50	5200.	0.	-416.	5615.	2892.
25.00	5351.	0.	-424.	5775.	2972.
25.50	5501.	0.	-433.	5934.	3052.
26.00	5652.	0.	-441.	6093.	3133.
26.50	5803.	0.	-450.	6253.	3213.
27.00	5954.	0.	-458.	6412.	3293.
27.50	6105.	0.	-467.	6571.	3373.
28.00	6255.	0.	-475.	6730.	3454.
28.50	6406.	0.	-483.	6890.	3534.

29.00	6557.	0.	-492.	7049.	3614.
29.50	6708.	0.	-500.	7208.	3695.
30.00	6859.	0.	-509.	7367.	3775.
30.50	7009.	0.	-517.	7527.	3855.
31.00	7160.	0.	-526.	7686.	3935.
31.50	7311.	0.	-534.	7845.	4016.
32.00	7462.	0.	-543.	8005.	4096.
32.50	7613.	0.	-551.	8164.	4176.
33.00	7764.	0.	-560.	8324.	4257.
33.50	7917.	0.	-568.	8485.	4338.
34.00	8072.	0.	-577.	8648.	4420.
34.50	8228.	0.	-585.	8814.	4504.
35.00	8387.	0.	-594.	8981.	4588.
35.50	8548.	0.	-602.	9150.	4673.
36.00	8711.	0.	-611.	9321.	4759.
36.50	8875.	0.	-619.	9494.	4845.
37.00	9042.	0.	-628.	9669.	4933.
37.50	9210.	0.	-636.	9846.	5022.
38.00	9381.	0.	-645.	10025.	5112.
38.50	9553.	0.	-653.	10206.	5202.

Lp = Lunghezza utile del palo
 Ql1 = Portata laterale limite
 Qb1 = Portata di base limite
 Wp = Peso efficace del palo
 Qu = Portata totale limite
 Qd = Portata di progetto = $Ql1/FS,1 + Qb1/FS,b - Wp$

A seguito di osservazioni di istruttoria si risponde alla richiesta di inserire anche la capacità portante valutata con parametri drenati per terreno coesivo (unità AL con $\phi' = 28^\circ$). Quindi in seguente tabella si mostra il confronto fra le curve di portanza da cui si evince che la differenza fra la curva di capacità portante valutata con parametri non drenati per terreni coesivi (vedasi tabelle precedenti) e la curva valutata con parametri drenati, sono praticamente quasi coincidenti fino ai 26 m di lunghezza palo, poi la curva di portanza che utilizza le correlazioni con parametri in condizioni non drenate è maggiormente cautelativa; quindi si confermano le assunzioni progettuali svolte e riportate nelle precedenti tabelle ed Appendice A.

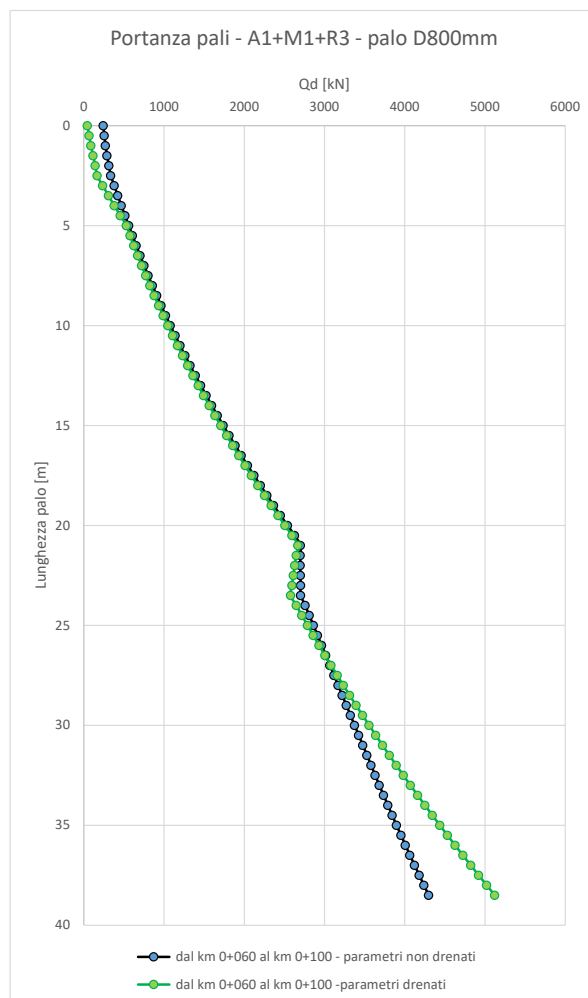


Figura 69. Capacità portante dei pali (confronto fra portanza pali con parametri drenati e non drenati)

6.1.4 Valutazione capacità portante pali muri da km 0+060 (dopo TM01) a km 0+100

La capacità portante per le fondazioni dell'opera è stata valutata per pali di diametro $D=800$ mm, $D=1000$ mm, $D=1200$ mm, considerando l'Approccio 2 (A1+M1+R3) di normativa e quindi con i seguenti coefficienti parziali sulle resistenze di base e laterale:

- N . 1 verticale di indagine, da cui $\xi_3 = 1.70$,
- FSL = fattore di sicurezza per la portata laterale a compressione ($=\xi_3 \cdot \gamma_s = 1.96$);
- FSL,t = fattore di sicurezza per la portata laterale a trazione ($=\xi_3 \cdot \gamma_{st} = 2.1$).
- FS_B = fattore di sicurezza per la portata di base ($= \xi_3 \cdot \gamma_b = 2.3$).

Inoltre si è considerato:

- testa palo a 1.5 m da p.c.;
- falda a 3.5 m da p.c.

Nella seguente tabella si riportano la stratigrafia ed i parametri geotecnici principali per il calcolo della capacità portante dei pali per le opere in esame (la quota testa pali è circa +280 m s.l.m. e la stratigrafia è definita 1.5 m sopra testa palo). Il sondaggio di riferimento per la stratigrafia in questo tratto è S01-PZ, in figura seguente si evidenzia la successione stratigrafica dopo l’opera TM01.

Tabella 37 – dal km 0+060 al km 0+100 – stratigrafia e parametri

Unità geotecnica	Profondità [m]	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	cu [kPa]	Nq [-]	qb [kPa]
AL	Da 0.0 a 4.0	19.5	-	120	-	$9 \cdot cu + \sigma_v$
GS	Da 4.0 a 25.0	19.0	35	-	17	$Nq \cdot \sigma'_v < 4000$
AL	Da 25.0 a 45.0	19.5	-	200	-	$9 \cdot cu + \sigma_v$

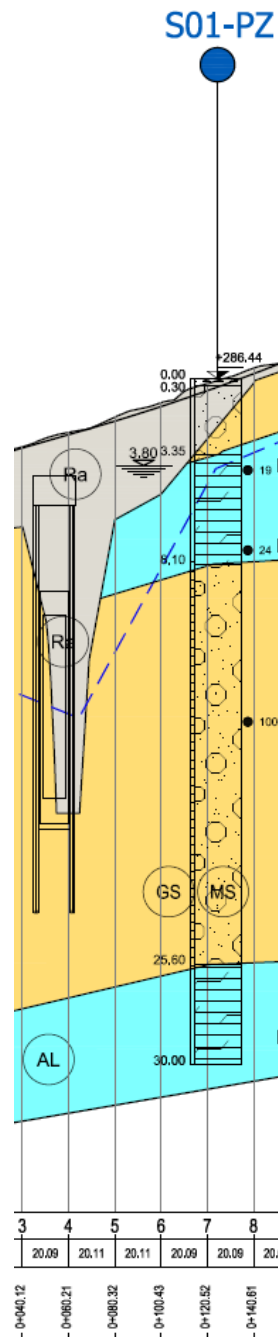


Figura 70 – Stralcio profilo geotecnico

Nella seguente tabella si sintetizzano i valori della portata di progetto (Q_d) per i pali $D=800$ mm. I tabulati di calcolo completi sono in Appendice A.

Queste curve di portanza palo sono valide per:

- OS01 (muro in destra) tipologico D1, C1
- OS02 (muro in sinistra) tipologico D1.

Tabella 38 – dal km 0+060 al km 0+100- Capacità portante palo D=800 mm - A1+M1+R3 (compressione)

SS4 SALARIA S2 dopo TM01 fino 0+100
Capacità portante palo D=800 mm-SLU A1+M1+R3

STAMPA capacità portante e relativi contributi

Lp m	Q1l kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	558.	0.	558.	242.
.50	24.	562.	2.	584.	255.
1.00	54.	567.	4.	617.	270.
1.50	91.	572.	6.	657.	289.
2.00	135.	577.	8.	704.	312.
2.50	183.	582.	10.	755.	336.
3.00	230.	629.	12.	847.	379.
3.50	279.	676.	14.	940.	422.
4.00	331.	722.	16.	1037.	467.
4.50	386.	769.	18.	1137.	513.
5.00	443.	816.	20.	1239.	560.
5.50	503.	855.	22.	1335.	606.
6.00	566.	893.	24.	1435.	653.
6.50	632.	931.	26.	1537.	701.
7.00	701.	970.	29.	1642.	751.
7.50	772.	1008.	31.	1750.	802.
8.00	846.	1047.	33.	1860.	854.
8.50	923.	1085.	35.	1973.	908.
9.00	1002.	1124.	37.	2089.	963.
9.50	1085.	1162.	39.	2208.	1020.
10.00	1170.	1201.	41.	2330.	1078.
10.50	1258.	1239.	43.	2454.	1138.
11.00	1348.	1277.	45.	2581.	1199.
11.50	1442.	1316.	47.	2711.	1261.
12.00	1538.	1354.	49.	2844.	1325.
12.50	1637.	1393.	51.	2979.	1390.
13.00	1739.	1431.	53.	3117.	1457.
13.50	1844.	1470.	55.	3258.	1525.
14.00	1951.	1508.	57.	3402.	1594.
14.50	2061.	1547.	59.	3549.	1665.
15.00	2174.	1585.	61.	3698.	1737.
15.50	2289.	1624.	63.	3850.	1811.
16.00	2408.	1662.	65.	4005.	1886.
16.50	2529.	1700.	67.	4162.	1962.
17.00	2653.	1739.	69.	4323.	2040.
17.50	2780.	1777.	71.	4486.	2120.
18.00	2909.	1816.	73.	4652.	2201.
18.50	3042.	1854.	75.	4820.	2283.
19.00	3177.	1893.	77.	4992.	2366.
19.50	3314.	1931.	79.	5166.	2451.
20.00	3455.	1970.	81.	5343.	2538.
20.50	3598.	2008.	83.	5523.	2626.
21.00	3744.	2011.	86.	5670.	2699.
21.50	3893.	2011.	88.	5816.	2773.
22.00	4045.	2011.	90.	5966.	2848.
22.50	4199.	2011.	92.	6118.	2925.
23.00	4357.	2011.	94.	6274.	3003.
23.50	4517.	2011.	96.	6432.	3083.

Lp = Lunghezza utile del palo
 Q1l = Portata laterale limite
 Qb1 = Portata di base limite
 Wp = Peso efficace del palo
 Qu = Portata totale limite
 Qd = Portata di progetto = $Q1l/FS,l + Qb1/FS,b - Wp$

Tabella 39 – dal km 0+060 al km 0+100- Capacità portante palo D=800 mm - A1+M1+R3 (trazione)

SS4 SALARIA S2 dopo TM01 fino 0+100
Capacita' portante palo D=800 mm-SLU A1+M1+R3 trazione

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Q1l kN	Qbl kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	0.	0.	0.	0.
.50	24.	0.	-4.	27.	15.
1.00	54.	0.	-8.	61.	33.
1.50	91.	0.	-11.	102.	55.
2.00	135.	0.	-15.	150.	79.
2.50	181.	0.	-19.	200.	105.
3.00	217.	0.	-23.	239.	126.
3.50	252.	0.	-26.	278.	146.
4.00	289.	0.	-30.	319.	168.
4.50	328.	0.	-34.	362.	190.
5.00	369.	0.	-38.	407.	213.
5.50	412.	0.	-41.	453.	238.
6.00	457.	0.	-45.	502.	263.
6.50	504.	0.	-49.	553.	289.
7.00	553.	0.	-53.	606.	316.
7.50	604.	0.	-57.	660.	344.
8.00	657.	0.	-60.	717.	373.
8.50	712.	0.	-64.	776.	403.
9.00	768.	0.	-68.	836.	434.
9.50	827.	0.	-72.	899.	466.
10.00	888.	0.	-75.	963.	498.
10.50	951.	0.	-79.	1030.	532.
11.00	1016.	0.	-83.	1099.	567.
11.50	1082.	0.	-87.	1169.	602.
12.00	1151.	0.	-90.	1242.	639.
12.50	1222.	0.	-94.	1316.	676.
13.00	1295.	0.	-98.	1393.	714.
13.50	1369.	0.	-102.	1471.	754.
14.00	1446.	0.	-106.	1551.	794.
14.50	1525.	0.	-109.	1634.	835.
15.00	1605.	0.	-113.	1718.	877.
15.50	1688.	0.	-117.	1805.	921.
16.00	1772.	0.	-121.	1893.	965.
16.50	1859.	0.	-124.	1983.	1010.
17.00	1947.	0.	-128.	2076.	1056.
17.50	2038.	0.	-132.	2170.	1102.
18.00	2130.	0.	-136.	2266.	1150.
18.50	2225.	0.	-139.	2364.	1199.
19.00	2321.	0.	-143.	2465.	1249.
19.50	2420.	0.	-147.	2567.	1299.
20.00	2520.	0.	-151.	2671.	1351.
20.50	2623.	0.	-155.	2777.	1403.
21.00	2727.	0.	-158.	2885.	1457.
21.50	2833.	0.	-162.	2996.	1511.
22.00	2942.	0.	-166.	3108.	1567.
22.50	3052.	0.	-170.	3222.	1623.
23.00	3164.	0.	-173.	3338.	1680.
23.50	3279.	0.	-177.	3456.	1738.

Lp = Lunghezza utile del palo
 Q1l = Portata laterale limite
 Qbl = Portata di base limite
 Wp = Peso efficace del palo
 Qu = Portata totale limite
 Qd = Portata di progetto = $Q1l/FS,l + Qbl/FS,b - Wp$

A seguito di osservazioni di istruttoria si risponde alla richiesta di inserire anche la capacità portante valutata con parametri drenati per terreno coesivo (unità AL con $\varphi' = 28^\circ$). Quindi in seguente tabella si mostra il confronto fra le curve di portanza da cui si evince che la differenza fra la curva di capacità portante valutata con parametri non drenati per terreni coesivi (vedasi tabelle precedenti) e la curva valutata con parametri drenati, sono praticamente quasi coincidenti fino ai 26 m di lunghezza palo, poi la curva di portanza che utilizza le correlazioni con parametri in condizioni non drenate è maggiormente cautelativa; quindi si confermano le assunzioni progettuali svolte e riportate nelle precedenti tabelle ed Appendice A.

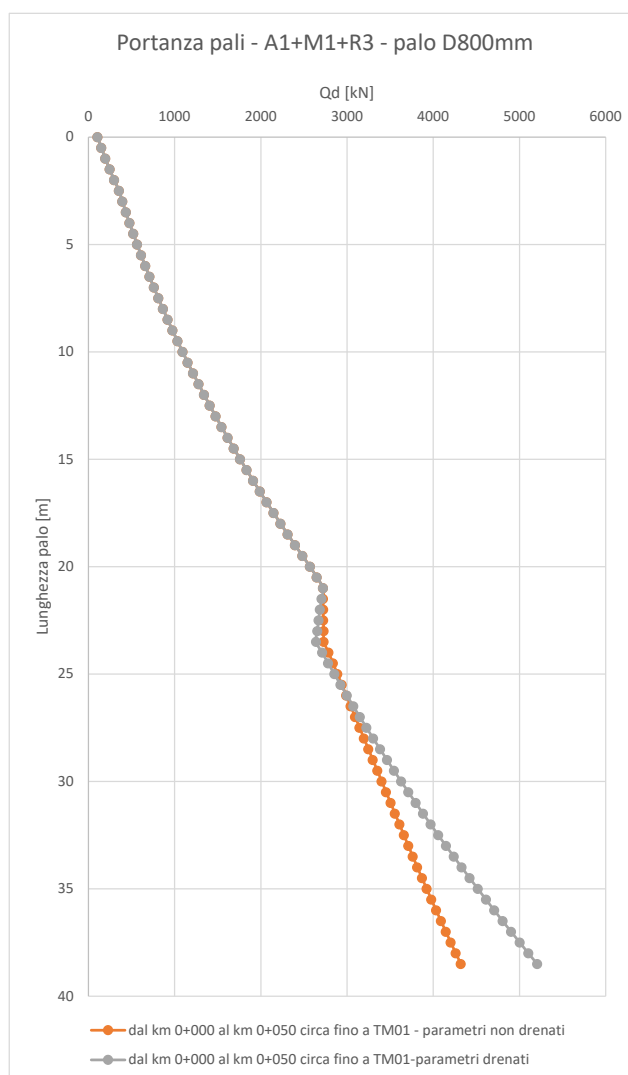


Figura 71. Capacità portante dei pali (confronto fra portanza pali con parametri drenati e non drenati)

6.2 Micropali di fondazione

Nel presente paragrafo sono indicate le metodologie di calcolo della resistenza dei micropali di fondazione che saranno realizzati a semplice iniezione dal basso, ovvero a gravità.

La resistenza laterale limite si valuta attraverso la seguente relazione:

$$R_{LIM} = \pi \cdot D_p \cdot L_u \cdot \alpha \cdot \tau_{lim}$$

dove, oltre ai simboli noti:

D_p = diametro di perforazione

L_u = lunghezza portante del micropalo;

$\alpha \cdot \tau_{lim}$ = tensione di adesione laterale limite riferita al diametro nominale della perforazione (α = fattore di incremento medio del diametro per effetto delle pressioni di iniezione)

La portata di base viene cautelativamente trascurata.

La resistenza di progetto R_d è quindi valutata:

$$R_d = R_{LIM} / FS, \text{ dove } FS = \gamma_R \cdot \xi_3 \text{ coefficienti parziali di normativa.}$$

In relazione alla disomogeneità stratigrafica e alla tecnologia esecutiva si valuta la tensione di adesione laterale limite fondazione-terreno, riferita al diametro nominale di perforazione. I valori della resistenza di adesione laterale limite (s) micropalo – terreno/roccia dipendono sia dalla natura e dalle caratteristiche del terreno/roccia, sia dalla tecnologia esecutiva, e vengono ricavati dai seguenti abachi sperimentali che sono il frutto di numerose sperimentazioni effettuate in scala reale (Bustamante & Doix).

Nel tracciato in esame i micropali interessano la formazione rocciosa del substrato (calcarei marnosi – unità SR) ed il terreno di riporto antropico costituito da clasti calcarei in matrice sabbioso limosa (unità Ra).

Cautelativamente si assume:

- Per Unità SR (calcarei marnosi): $\alpha \cdot \tau_{lim} = 280$ kPa (vedasi Figura 77). Il valore viene valutato considerando il valore minimo di pressione limite, $p_l = 3.5$ MPa, ottenuto dalle prove pressiometriche tenendo conto che i micropali di fondazione intercettano i primi metri di terreno ai bordi dell'attuale sede stradale e quindi una porzione di roccia superficiale che potrebbe essere più alterata rispetto a quella a maggiori profondità. Tale valore, sicuramente cautelativo, è in accordo a quanto consigliato dalla FHWA (Autostrade Americane) per terreni che vanno da tipo “soft rock” e/o formazioni alterate (vedasi Figura 74).
- Per Unità Ra (riporto antropico costituito da clasti calcarei in matrice sabbioso limosa, vedasi Figura 75): $\alpha \cdot \tau_{lim} = 200$ kPa

In particolare per i micropali di fondazione si assume $\alpha=1.0$ ipotizzando iniezione a gravità (nelle figure seguenti il valore di $\alpha=1.1$ è da associare ad iniezioni IGU (bassa pressione dal fondo).

NSPT	pl	α	s	$\alpha\tau$
[--]	[MPa]	[--]	[MPa]	[kPa]
70	3.5	1.1	0.279	307
Gessi, Marne e Marne Calcaree				
	IGU			

Terreno	Valori di α	
	IRS	IGU
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2
Argilla	1,8 - 2,0	1,2
Marne	1,8	1,1 - 1,2
Calcarei marnosi	1,8	1,1 - 1,2
Calcarei alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1

Tabella 1. Valori del coefficiente α (da Viggiani, 1999)

Figura 72 – resistenza di adesione laterale limite da Bustamante & Doix per unità SR

NSPT	pl	α	s	$\alpha\tau$
[--]	[MPa]	[--]	[MPa]	[kPa]
40	2	1.1	0.205	226
Sabbie e Ghiaie				
	IGU			

Terreno	Valori di α	
	IRS	IGU
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2
Argilla	1,8 - 2,0	1,2
Marne	1,8	1,1 - 1,2
Calcarei marnosi	1,8	1,1 - 1,2
Calcarei alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1

Tabella 1. Valori del coefficiente α (da Viggiani, 1999)

Figura 73 – resistenza di adesione laterale limite da Bustamante & Doix per unità Ra

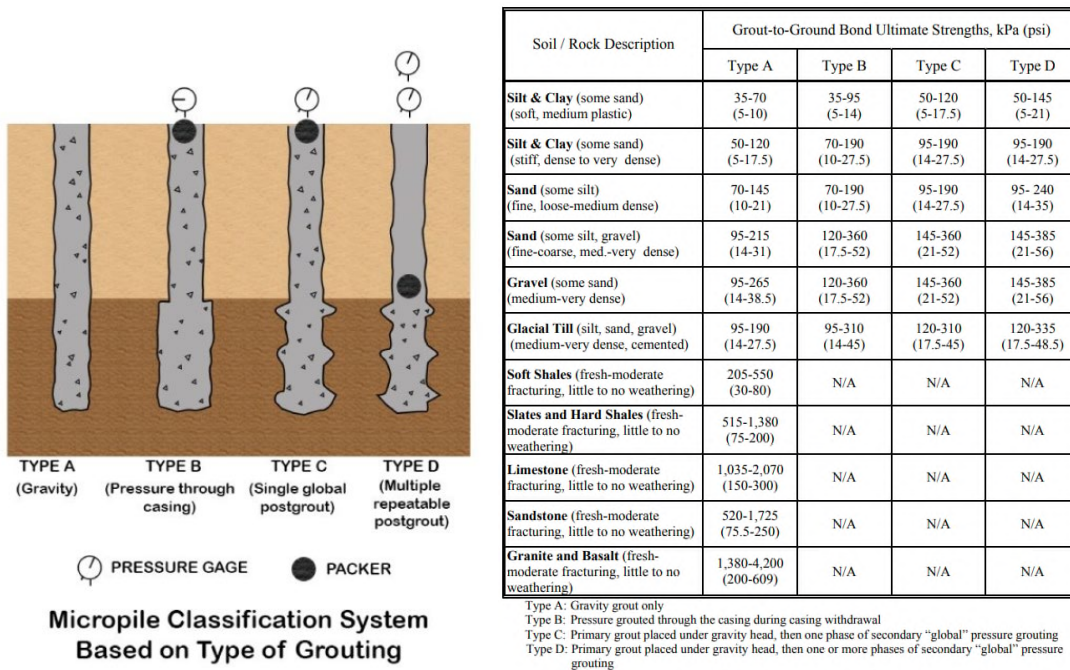


Figura 74. FHWA (Autostrade Americane)



Cassetta n° 1: da 0.00 m a 5.00 m

Figura 75. Cassetta catalogatrice S03-DH da 0.0 a 5.0 m

6.2.1 Valutazione capacità portante micropali muro OS14 e OS15

La capacità portante per micropali è valutata considerando l'Approccio 2 (A1+M1+R3) di normativa e quindi con i seguenti coefficienti parziali sulle resistenze di base e laterale:

- N. 1 verticale di indagine, da cui $\xi_3 = 1.70$,
- FSL = fattore di sicurezza per la portata laterale a compressione ($=\xi_3 \cdot \gamma_s = 1.96$);
- FSL,t = fattore di sicurezza per la portata laterale a trazione ($=\xi_3 \cdot \gamma_{st} = 2.1$).

Nella seguente tabella si riportano la stratigrafia ed i parametri geotecnici principali per il calcolo della capacità portante dei micropali per le opere in esame. Il sondaggio di riferimento è S03-DH (vedasi figura seguente). Come si evince dalle

seguenti tabelle ove si riporta la stratigrafia di calcolo, si osserva che alcuni micropali stanno in terreno di riporto (unità Ra) e poi roccia (ad es. OS14 da 1+680 a 1+700), in altri casi interamente in terreno Ra (ad es. OS14 e OS15 da 1+720 a 1+770).

Tabella 40 – Muro OS14 in destra – stratigrafia e parametri

OS14 da 1+680 a 1+700				
tipologico	DP[m]	L[m]		
D	0.23	6		
stratigrafia [m] da.. A..		Unità	alfa[-]	Tau [kPa]
0	2	Ra	1	200
2	6	SR	1	280

OS14 da 1+720 a 1+740				
tipologico	DP[m]	L[m]		
C e D	0.23	6		
stratigrafia [m] da.. A..		Unità	alfa[-]	Tau [kPa]
0	6	Ra	1	200
6	7	SR	1	280

Tabella 41 – Muro OS15 in sinistra – stratigrafia e parametri

OS15 da 1+720 a 1+770				
tipologico	DP[m]	L[m]		
C	0.23	6		
stratigrafia [m] da.. A..		Unità	alfa[-]	Tau [kPa]
0	6	Ra	1	200
6	9	Ra	1	200
9	10	SR	1	280

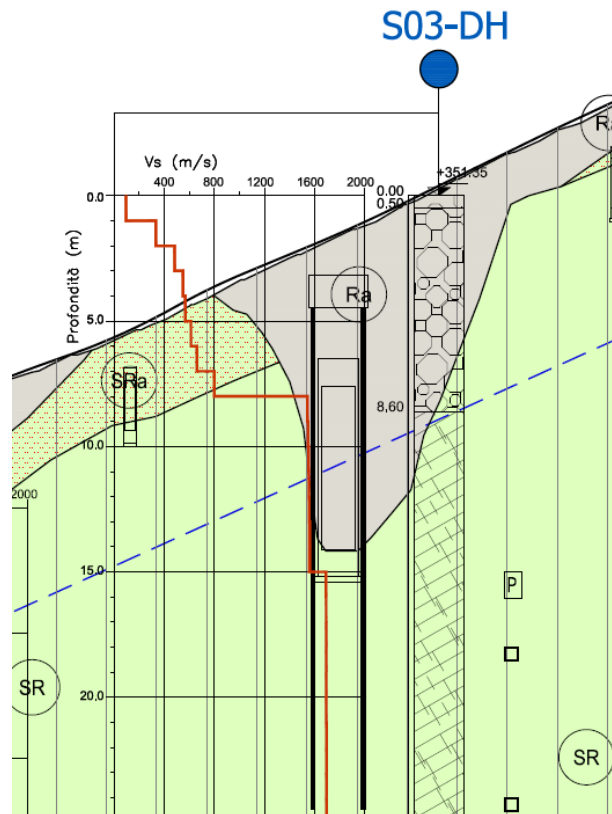


Figura 76 – Stralcio profilo geotecnico

Nella seguente tabella si sintetizzano i valori della portata di progetto (Q_d) per i micropali aventi $D_p = 230\text{mm}$.

OS14 da 1+680 a 1+700			
Lmicropalo [m]	Nk [kN]	Nd,c [kN]	Nd,t [kN]
6	881.1	450.7	414.6
7	1083.3	554.1	509.8
8	1285.5	657.6	604.9
9	1487.7	761.0	700.1
10	1689.9	864.4	795.3

OS14 da 1+720 a 1+740			
Lmicropalo [m]	Nk [kN]	Nd,c [kN]	Nd,t [kN]
6	650.0	332.5	305.9
7	852.2	435.9	401.0
8	1054.4	539.3	496.2
9	1256.6	642.8	591.4
10	1458.8	746.2	686.5

OS15 da 1+720 a 1+770			
Lmicropalo [m]	Nk [kN]	Nd,c [kN]	Nd,t [kN]
6	650.0	332.5	305.9
7	794.4	406.4	373.8
8	938.9	480.2	441.8
9	1083.3	554.1	509.8
10	1285.5	657.6	604.9

6.2.2 Valutazione capacità portante micropali muro OS15 da 1+960 a 2+230 e OS11

La capacità portante per micropali è valutata considerando l'Approccio 2 (A1+M1+R3) di normativa e quindi con i seguenti coefficienti parziali sulle resistenze di base e laterale:

- N. 1 verticale di indagine, da cui $\xi_3 = 1.70$,
- FSL = fattore di sicurezza per la portata laterale a compressione ($=\xi_3 \cdot \gamma_s = 1.96$);
- FSL,t = fattore di sicurezza per la portata laterale a trazione ($=\xi_3 \cdot \gamma_{st} = 2.1$).

Nella seguente tabella si riportano la stratigrafia ed i parametri geotecnici principali per il calcolo della capacità portante dei micropali per le opere in esame. In questa zona i micropali

Tabella 42 – Muro OS15 da 1+960 a 2+230 e OS11 in sinistra – stratigrafia e parametri

OS15 da 1+960 a 2+230 e OS11				
tipologico	DP[m]	L[m]		
OS15 tipo C e OS11 tipo C e F	0.23	6		
stratigrafia [m] da.. A..		Unità	alfa[-]	Tau [kPa]
0	6	SR	1	280
>6		SR	1	280

Nella seguente tabella si sintetizzano i valori della portata di progetto (Qd) per i micropali aventi $D_p = 230\text{mm}$.

OS15 da 1+960 a 2+230 e OS11			
Lmicropalo [m]	Nk [kN]	Nd,c [kN]	Nd,t [kN]
6	910.0	465.5	428.2
7	1112.2	568.9	523.4
8	1314.4	672.3	618.5
9	1516.6	775.8	713.7
10	1718.8	879.2	808.9

6.3 Chiodature per la stabilizzazione delle scarpate

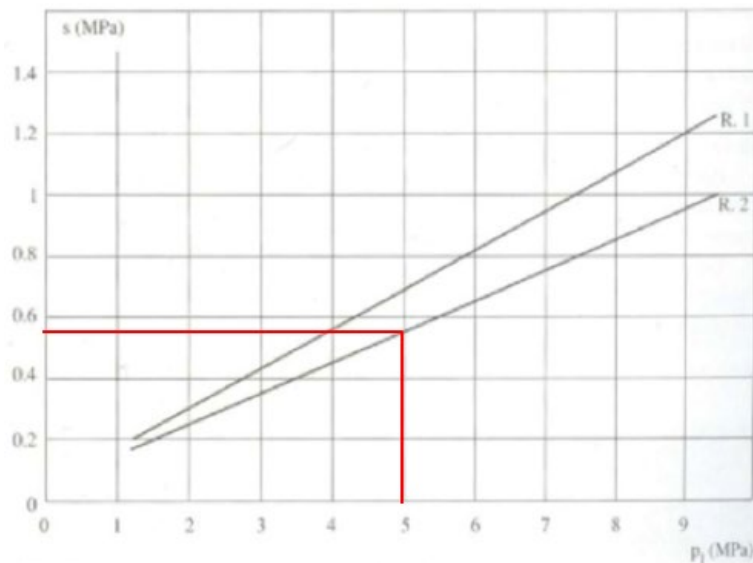
Le chiodature sono previste in maniera sistematica negli interventi di consolidamento delle scarpate.

I valori della resistenza tangenziale, s , all'interfaccia chiodo cementato e roccia dipendono sia dalla natura e dalle caratteristiche della roccia, sia dalla tecnologia esecutiva, e vengono ricavati dai seguenti abachi sperimentali che sono il frutto di numerose sperimentazioni effettuate in scala reale (Bustamante & Doix). Nella seguente figura si riporta l'abaco proposto dagli autori per le rocce fratturate, ove la curva R1 identifica la tecnologia IRS e la curva R2 identifica la tecnologia IGU. Le prove pressiometriche disponibili hanno misurato valori della pressione limite $p_{lim} = 3.5\text{-}9.0\text{ MPa}$ (con una media di 5 MPa). Considerando cautelativamente il limite inferiore di p_{lim} e la tecnologia IGU si ottiene una resistenza $s = 550\text{ kPa}$ al quale va associato il coefficiente di maggiorazione $\alpha = 1.10$ (vedasi figura Figura 77). Pertanto, la resistenza limite vale:

$$\alpha\tau_{lim} = s \cdot \alpha = 550 \cdot 1.10 \approx 600\text{ kPa.}$$

Nei calcoli si è prudenzialmente limitato il valore della resistenza limite a:

$$\alpha\tau_{lim} = 400\text{ kPa.}$$



Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	1,5 V _s
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	1,5 V _s
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	1,5 V _s
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V _s
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V _s
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V _s
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: (1,5 - 2)V _s ; IGU: 1,5 V _s
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: 2V _s ; IGU: 1,5V _s
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: (2,5 - 3)V _s ; IGU: (1,5-2)V _s
Marne	1,8	1,1 - 1,2	(1,5 - 2)V _s per strati compatti
Calcari marnosi	1,8	1,1 - 1,2	(2 - 6)V _s o più per strati fratturati
Calcari alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1,1-1,5)V _s per strati poco fratturati 2V _s o più per strati fratturati

Figura 77 – Resistenze suggerite da Bustamante & Doix per terreni rocciosi (IGU)

6.4 Modulo di reazione orizzontale palo - terreno

Lo studio dell'interazione tra palo soggetto ai carichi orizzontali ed il terreno viene effettuato ricorrendo alla teoria di Matlock e Reese che si basa sul noto modello di suolo alla Winkler (elastico-lienare), caratterizzato da un modulo di reazione orizzontale del terreno (E_{MR}) definito come il rapporto fra la reazione del terreno per unità di lunghezza del palo (p) ed il corrispondente spostamento orizzontale (y):

$$E_{MR} = p / y \quad [FL^{-2}]$$

Si osservi che, definito K_w [FL^{-3}] il coefficiente di sottofondo di Winkler, per un palo di diametro D si ha:

$$E_{MR} = K_w \cdot D$$

L'andamento del modulo di reazione orizzontale con la profondità è funzione principalmente del tipo di terreno. Per i terreni incoerenti si assume in genere una legge di variazione lineare caratterizzata dai seguenti parametri:

$$E_{MR} = E_{MR,0} + k_h \cdot z \quad [FL^{-2}]$$

dove:

$E_{MR,0}$ = valore del modulo di reazione a testa palo;

kh = gradiente del modulo di reazione del terreno funzione principalmente della D_r ;

z = profondità a partire dalla sommità del palo.

Nella seguente figura si riportano i valori di riferimento del gradiente kh corrispondente a valori secanti del modulo E_{MR} per pali isolati con basse deformazioni ($y \leq 0.005 \cdot D$).

Per i terreni coesivi si assume in genere una legge del tipo:

$$E_{MR} = \xi \cdot c_u, \text{ con } \xi = 300 \div 450,$$

corrispondenti a valori secanti del modulo E_{MR} per pali isolati con basse deformazioni ($y \leq 0.005 \cdot D$).

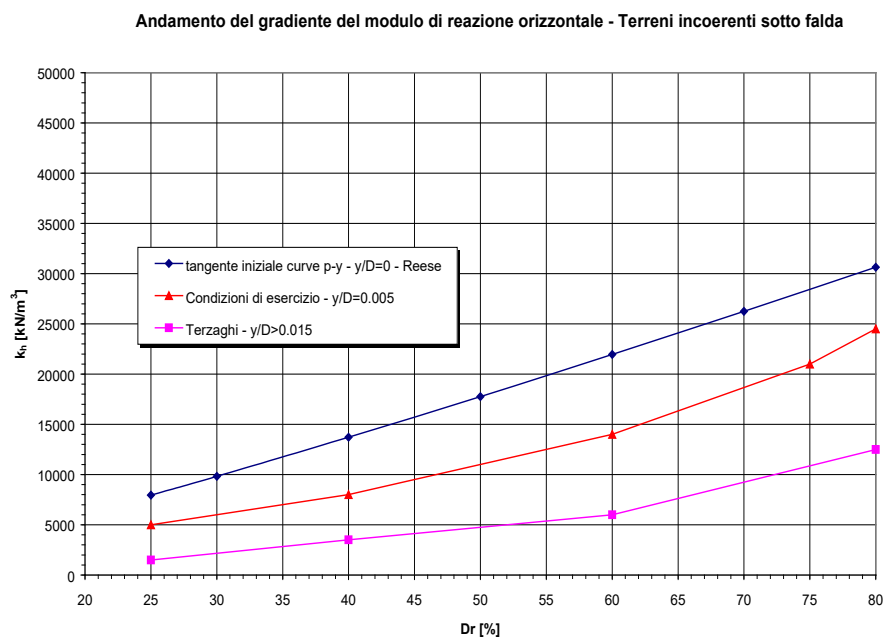


Figura 78. Andamento del gradiente del modulo di reazione orizzontale – Terreni sotto falda

In particolare per la valutazione del modulo di reazione orizzontale palo-terreno, si considera:

nei terreni coesivi $\xi = 350$, questo valore può essere estrapolato da Figura 79, considerando che E_s rappresenta la pendenza delle rette evidenziate. In Figura 79 la linea rossa rappresenta il valore secante a rottura, ($p_u = 9 \cdot c_u \cdot D$; deformazione $8y/50 = 0.2 \cdot D$, per argille di media consistenza); la linea blu raffigura il valore corrispondente ad una deformazione pari a $0.025 \cdot D$ (associato a $0.5 \cdot p_u$), da cui si ottiene una rigidezza equivalente di circa $180 \cdot c_u$ ($= 0.5 \cdot 9 \cdot c_u \cdot D / 0.025 \cdot D$). Nel sito in esame si hanno generalmente terreni argillosi di media consistenza, quindi considerando che il modulo di reazione operativo viene valutato nell'ambito delle basse deformazioni ($y \approx 0.005 D \div 0.010 D$), i valori stimati per la tangenza iniziale della curva sono dell'ordine di $350 \cdot c_u$ (linea verde).

- nei terreni incoerenti $kh = 12000 \text{ kN/m}^3$ (vedasi in Figura 78, la curva per pali isolati con basse deformazioni $y \leq 0.005 \cdot D$, per i depositi incoerenti in esame la densità relativa è $>50\%$);

- valore massimo nei pali di medio-grande diametro del modulo di reazione orizzontale palo-terreno pari a 100000 kN/m² (considerando che $E_{MR} = K_W \cdot D$ e quindi con riferimento nei terreni a $k_w \text{ max}=100000 \text{ kN/m}^3$ con $D=1\text{m}$);
- valore massimo nei micropali in roccia del modulo di reazione orizzontale palo-terreno pari a 60000 kN/m² (considerando che $E_{MR} = K_W \cdot D$ e quindi con riferimento in roccia a $k_w \text{ max}=240000 \text{ kN/m}^3$ con $D=0.25\text{m}$).

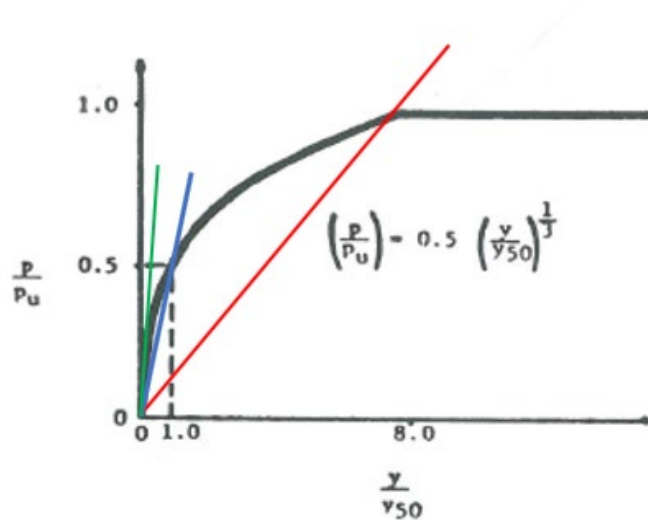


Figura 79 – Caratteristica curva p-y per terreni argillosi sotto falda e carichi statici (Matlock 1970)

Si riportano di seguito i profili del modulo di reazione orizzontale palo-terreno per i vari casi di analisi (il modulo di reazione orizzontale è definito da testa palo).

Modulo di reazione dal km 0+000 al km 0+050 (testa palo: 1.5 m da p.c.)

Prof. m	E kN/m ²
.000	18000.00
7.000	100000.00
23.500	100000.00
23.510	70000.00
40.000	70000.00

Modulo di reazione dal km 0+060 al km 0+100 (testa palo: 1.5 m da p.c.)

Prof. m	E kN/m ²
.000	42000.00
2.500	42000.00
2.510	48000.00
7.000	100000.00
23.500	100000.00
23.510	70000.00
43.500	70000.00

Modulo di reazione micropali OS14 da km 1+680 a 1+700 (cautelativamente valida anche per OS15 da km 1+960 a 2+230 e OS11) (testa palo: 1 m da p.c.)

Prof. m	E kN/m ²
.000	12000.00
2.000	36000.00
2.100	60000.00
20.000	60000.00

Modulo di reazione micropali OS14 da km 1+720 a 1+740 + OS15 da 1+720 a 1+770 (testa palo: 1 m da p.c.)

Prof. m	E kN/m ²
.000	12000.00
4.000	60000.00
20.000	60000.00

6.5 Momento adimensionale lungo il palo e parametro alfa

Per ricavare il momento adimensionalizzato lungo il fusto del palo si ricorre al metodo di Matlock e Reese (1956), che utilizzando il metodo delle differenze finite, hanno risolto il problema del palo soggetto ad un carico orizzontale, mediante l'impiego di parametri adimensionali.

Nel caso in esame, considerando l'andamento del modulo di reazione orizzontale palo-terreno (E_{MR} , valutato in accordo al precedente paragrafo), si ricorre al metodo degli elementi finiti, adimensionalizzando la soluzione come segue:

$$M_0 = \alpha_m \cdot H_0$$

$$M(z) = M_0 \cdot M_{ad}(z)$$

essendo:

H_0 = azione tagliante in testa palo [F];

M_0 = azione flettente, conseguente ad H_0 , in testa al palo;

α_m = rapporto momento taglio in testa palo nell'ipotesi di rotazione impedita [L];

M_{ad} = momento flettente adimensionale lungo il fusto del palo.

Nella seguente tabella si riportano i valori del parametro alfa (α_m) = M_0/T_0 ed a seguire dell'andamento del momento adimensionale con la profondità (valutati per le lunghezze preliminari palo indicate in tabella).

Come si può osservare dalla tabella per i micropali le due valutazioni svolte si riferiscono a stratigrafia S1 con 2m di terreno (Ra) e poi roccia (SR) e stratigrafia S2 tutta in terreno (Ra), i valori del parametro alfa sono praticamente uguali in quanto i primi metri sono quelli che incidono principalmente nel calcolo ed il terreno Ra è di buone caratteristiche meccaniche, bassa deformabilità.

Tabella 43 – Valori di α_m

	D [mm]	Lpalo [m]	α_m [m]
Dal km 0+000 a 0+050	800	15.0	1.6
	1000	20.0	2.0
	1200	25.0	2.3
Dal km 0+060 a 0+100	800	15.0	1.4
<i>OS14 da km 1+680 a 1+700 (cautelativamente valida anche per OS15 da km 1+960 a 2+230 e OS11) - startigarfia S1</i>	230	6.0	0.48
<i>OS14 da km 1+720 a 1+740 + OS15 da 1+720 a 1+770 - startigarfia S2</i>	230	6.0	0.48

Nelle seguenti tabelle si riporta il momento adimensionale lungo il fusto del palo. I tabulati di calcolo sono riportati in Appendice B.

Tabella 44 – Dal km 0+000 a 0+050– Momento adimensionale lungo il palo D=800 mm

Coeff. di Matlock e Reese-Inizio tracciato fino a 0+050 D=800

Momento adimensionale lungo il fusto del palo
con sommita' impedita di ruotare

z m	Mad -
.000	1.0000
.469	.7207
.938	.4732
1.406	.2620
1.875	.0897
2.344	-.0440
2.812	-.1408
3.281	-.2042
3.750	-.2390
4.500	-.2475
5.250	-.2178
6.000	-.1696
6.750	-.1177
7.500	-.0720
8.750	-.0199
10.000	.0039
11.250	.0097
13.125	.0045
15.000	.0000

Momento: $M(z) = M_0 * Mad(z)$

Tabella 45 – Dal km 0+000 a 0+050– Momento adimensionale lungo il palo D=1000 mm

Coeff. di Matlock e Reese-Inizio tracciato fino a 0+050 D=1000

Momento adimensionale lungo il fusto del palo
con sommita' impedita di ruotare

z m	Mad -
.000	1.0000
.625	.6975
1.250	.4316
1.875	.2091
2.500	.0332
3.125	-.0966
3.750	-.1835
4.375	-.2328
5.000	-.2515
6.000	-.2346
7.000	-.1860
8.000	-.1287
9.000	-.0774
10.000	-.0383
11.667	-.0015
13.333	.0101
15.000	.0094
17.500	.0030
20.000	.0000

Momento: $M(z) = M_0 * Mad(z)$

Tabella 46 – Dal km 0+000 a 0+050– Momento adimensionale lungo il palo D=1200 mm

Coeff. di Matlock e Reese-Inizio tracciato fino a 0+050 D=1200

Momento adimensionale lungo il fusto del palo
con sommita' impedita di ruotare

z m	Mad -
.000	1.0000
.938	.6211
1.875	.3029
2.813	.0580
3.750	-.1108
4.688	-.2096
5.625	-.2503
6.563	-.2479
7.500	-.2180
9.000	-.1466
10.500	-.0796
12.000	-.0318
13.500	-.0040
15.000	.0084
17.500	.0101
20.000	.0051
22.500	.0013
26.250	-.0002
30.000	.0000

Momento: $M(z) = M_0 * Mad(z)$

Tabella 47 – Dal km 0+060 a 0+100– Momento adimensionale lungo il palo Dp=800 mm

Coeff. di Matlock e Reese-da 0+060 a 0+100
Momento adimensionale lungo il fusto del palo
con sommita' impedita di ruotare

z m	Mad -
.000	1.0000
.469	.6920
.938	.4375
1.406	.2328
1.875	.0725
2.344	-.0495
2.813	-.1384
3.281	-.1961
3.750	-.2271
4.500	-.2329
5.250	-.2036
6.000	-.1577
6.750	-.1088
7.500	-.0661
8.750	-.0178
10.000	.0041
11.250	.0092
13.125	.0042
15.000	.0000

Momento: $M(z) = M_0 * Mad(z)$

Tabella 48 – OS14 Micropali Dal km 1+680 a 1+700; OS15 da km 1+960 a 2+230 e OS11– Momento adimensionale lungo il micropalo $D_p=230$ mm

Coeff. di Matlock e Reese-micropalo $D=230$

Momento adimensionale lungo il fusto del palo
con sommita' impedita di ruotare

z m	Mad -
.000	1.0000
.188	.6373
.375	.3397
.563	.1097
.750	-.0553
.938	-.1623
1.125	-.2204
1.313	-.2402
1.500	-.2323
1.800	-.1847
2.100	-.1215
2.400	-.0641
2.700	-.0241
3.000	-.0015
3.500	.0094
4.000	.0066
4.500	.0024
5.250	-.0001
6.000	.0000

Momento: $M(z) = M_o * Mad(z)$

Tabella 49 – OS14 Micropali Dal km 1+720 a 1+740 OS15 da 1+720 a 1+770– Momento adimensionale lungo il micropalo $D_p=230$ mm

Coeff. di Matlock e Reese-micropalo $D=230$ S2

Momento adimensionale lungo il fusto del palo
con sommita' impedita di ruotare

z m	Mad -
.000	1.0000
.188	.6376
.375	.3403
.563	.1106
.750	-.0542
.938	-.1610
1.125	-.2189
1.313	-.2387
1.500	-.2310
1.800	-.1844
2.100	-.1236
2.400	-.0684
2.700	-.0278
3.000	-.0032
3.500	.0107
4.000	.0083
4.500	.0033
5.250	.0000
6.000	.0000

Momento: $M(z) = M_o * Mad(z)$

6.6 Metodologia di calcolo carico limite orizzontale dei pali

Per la verifica del carico limite orizzontale si fa generalmente riferimento alla teoria di Broms per il caso di pali con rotazione in testa impedita.

Le equazioni con cui si determina il carico limite a forze orizzontali dei pali sono definite di seguito al variare del tipo di meccanismo considerato.

In terreni coesivi si ha:

Palo corto:
$$H = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio:
$$H = -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5}$$

Palo lungo:
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

dove :

H = carico limite orizzontale del palo;

c_u = resistenza non drenata del terreno;

M_y = momento di plasticizzazione del palo;

L = lunghezza del palo;

d = diametro del palo.

In terreni incoerenti si ha (vedasi figura seguente):

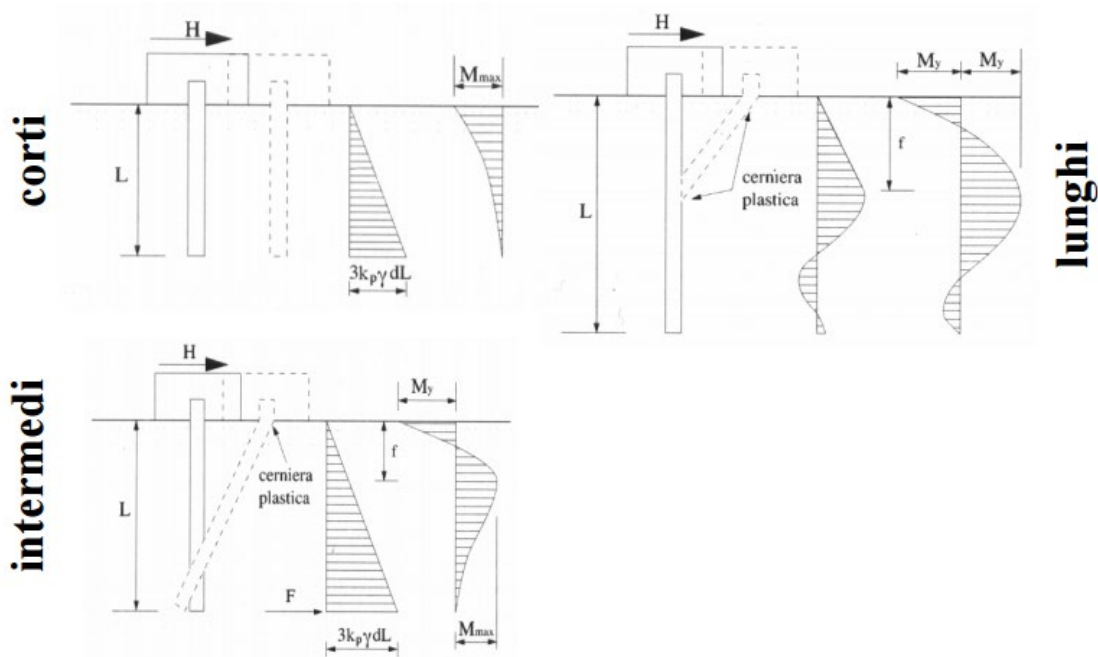
Palo corto:
$$H = 1.5k_p\gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2}k_p\gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p\gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p\gamma d^4}\right)^2}$$

Dove, oltre ai termini già definiti,

k_p = coefficiente di spinta passiva.



Il valore di H dovrà essere confrontato con il massimo valore del taglio agente sul palo al variare delle combinazioni (Vpd); il valore determinato con la teoria di Broms dovrà essere ridotto secondo quanto prevede la normativa vigente.

$$H_d = H_k / (\xi_3 \cdot \gamma_T) > V_{pd}$$

dove:

H_k = valore limite in funzione del meccanismo attivato valutato con teoria di Broms;

ξ_3 = fattore di correlazione in funzione delle verticali indagate;

γ_T = fattore parziale per pali soggetti a carichi orizzontali.

V_{pd} = massima sollecitazione orizzontale di progetto.

Tabella 50 Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

6.7 Verifica a carico limite verticale di una palificata

La valutazione del carico limite verticale di una palificata è eseguito come di seguito indicato:

$$R_{d,G} = N \cdot E \cdot R_{d, \text{singolo palo}}$$

La resistenza a carico verticale della palificata è data dal prodotto della resistenza del palo singolo per il numero N di pali del gruppo e per il fattore E di efficienza della palificata.

L'esperienza (Vesic, 1968) ha mostrato che per palificate in terreni incoerenti, l'efficienza risulta non minore dell'unità, quindi si può assumere $E = 1$ (per terreni incoerenti).

Per palificate in terreni coesivi, invece, l'efficienza risulta minore dell'unità e può essere valutata ad esempio con la formulazione empirica di Converse Labarre, di seguito esplicitata.

$$E = 1 - (\Phi / 90) \cdot [(n - 1) \cdot m + (m - 1) \cdot n] / (m \cdot n)$$

Dove:

E = efficienza della palificata

N = numero di pali per fila

M = numero di file

$\Phi = \arctg(D/i)$ con D = diametro pali, i = interasse pali.

7 VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI

7.1 Premessa

I rilevati in progetto sono previsti con pendenza delle scarpate 2 (verticale) / 3 (orizzontale) e berma intermedia di larghezza 2.0 m per altezze di rilevato maggiori di 5 m.

7.2 Criteri di valutazione dei cedimenti

Si riportano nel seguito le metodologie ed i criteri di calcolo del cedimento.

L'analisi del cedimento è stata effettuata utilizzando il programma CED sviluppato dall'ing. Guiducci per l'analisi delle tensioni indotte nel sottosuolo dai carichi applicati in superficie.

Con il programma di calcolo è possibile analizzare cedimenti di rilevati illimitati sia di rilevati semi-illimitati (quali ad esempio i rilevati di approccio ad eventuali spalle dei viadotti di linea).

Nel caso di rilevati semi-illimitati il cedimento viene valutato in condizione di area di carico semi – infinita; quindi si può individuare l'andamento del cedimento in asse rilevato in direzione longitudinale (tenendo eventualmente anche conto della pendenza longitudinale del rilevato), al fine di determinare la posizione (rispetto alla spalla) della sezione con cedimento massimo.

Nel caso particolare sono stati valutati i cedimenti di rilevati in ipotesi illimitata ed il calcolo è stato effettuato in corrispondenza dell'asse del rilevato (cedimento massimo).

7.2.1 Determinazione della zona compressibile H_c

Viene definita convenzionalmente zona compressibile (H_c) la profondità oltre la quale l'incremento delle tensioni verticali ($\delta\sigma_z$) risulti inferiore a $(0.10) \cdot (\sigma'_{vo})$ (essendo σ'_{vo} la tensione verticale efficace litostatica) e il contributo al cedimento può essere considerato trascurabile.

7.2.2 Terreni sabbiosi

Il cedimento dei rilevati poggianti su terreni sabbiosi può essere determinato ricorrendo alla teoria dell'elasticità ed alla seguente espressione:

essendo:

$$s_t = \sum_{i=1}^n \frac{(\Delta\sigma_z - \nu' \cdot (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)) \cdot h_i}{E_i'}$$

s_t = cedimento totale

$\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$ = tensioni indotte dal carico

h_i = altezza dello strato i-esimo

n = numero di strati in cui è suddivisa la zona compressibile (H_c)

E_i' = modulo di deformazione elastico drenato dello strato i-esimo

ν = rapporto di Poisson = 0.3

Il comportamento dei terreni a grana grossa (sabbie e ghiaie) risulta macroscopicamente diverso da quello dei terreni a grana fine (limi e argille), in virtù della marcata differenza esistente tra i valori del coefficiente di permeabilità. Avendo

infatti elevata permeabilità essi si comportano come un sistema aperto con libero flusso dell'acqua e l'eventuale sovrappressione dell'acqua interstiziale, generata da una qualunque causa che ne disturbi l'equilibrio originario, si dissipa in tempi estremamente brevi. Ne consegue che, ai fini pratici, si può trascurare il moto di filtrazione transitorio e fare riferimento direttamente alle condizioni di equilibrio finale.

Il decorso del cedimento nel tempo può essere pertanto considerato rapido, praticamente contemporaneo alla costruzione dell'opera.

7.2.3 Terreni argillosi e/o stratificati

Nel presente paragrafo vengono illustrati i criteri utilizzati per la valutazione dei cedimenti di rilevati in terreni costituiti prevalentemente da materiali argillosi saturi e in terreni stratificati, ovvero costituiti da materiali argillosi intercalati da lenti sabbiose.

L'analisi relativa ai cedimenti viene sviluppata con riferimento ai seguenti aspetti principali:

- descrizione dei diversi tipi di cedimento (immediato, di consolidazione primaria, secondario);
- descrizione delle ipotesi di lavoro;
- determinazione teorica dell'entità dei diversi tipi di cedimento;
- determinazione teorica dell'andamento nel tempo dei cedimenti di consolidazione primaria e secondaria, assenza o presenza di dreni verticali.

7.2.4 Tipi di cedimento

L'applicazione di un carico di dimensioni finite su un deposito costituito da materiali argillosi saturi comporta un processo deformativo nel terreno che tradizionalmente viene schematizzato come illustrato nella Figura 80 (vedasi ad esempio Perloff [1975]):

- a) Data la bassa permeabilità (k) del terreno, la fase di carico avviene in condizioni non drenate con generazione di sovrappressioni interstiziali (Δu); i materiali argillosi si deformano allora a volume costante ed il cedimento che ne consegue è indicato come cedimento immediato.
- b) Il trasferimento del carico dall'acqua allo scheletro solido comporta ulteriori cedimenti, la cui velocità nel tempo è legata principalmente alle caratteristiche di permeabilità dell'argilla e alle condizioni di drenaggio. Il processo è noto come consolidazione primaria ed il cedimento conseguente a tale processo è indicato come cedimento di consolidazione primaria.
- c) Ultimato il processo di consolidazione primaria, anche quando le sovrappressioni nell'acqua risultano nulle, continuano a svilupparsi nel tempo assestamenti dovuti a fenomeni di natura plastico-viscosa che avvengono in condizioni drenate; il cedimento conseguente è noto come cedimento secondario.

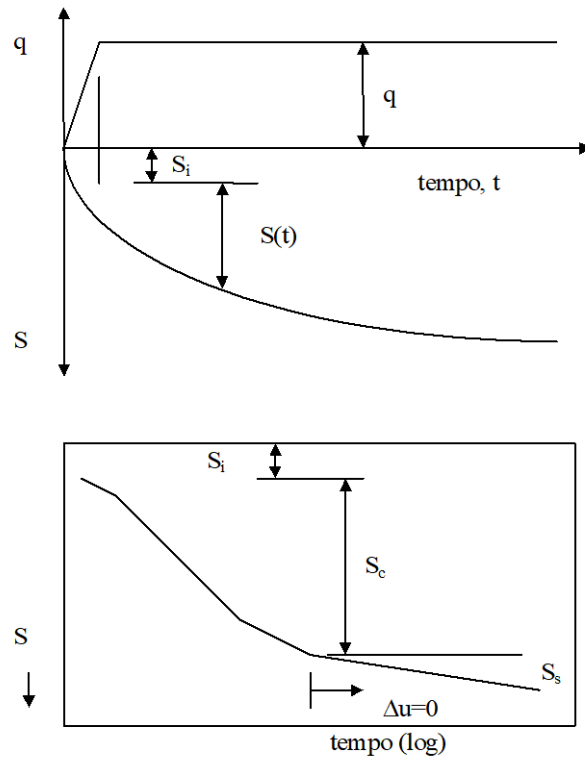


Figura 80 – Cedimenti totali, immediati e di consolidazione

7.2.5 Valutazione teorica dei vari tipi di cedimento

Cedimento immediato

Con riferimento alla teoria dell'elasticità il cedimento immediato in argille viene stimato con la seguente espressione:

$$s_i = \sum_{i=1}^n \frac{(\Delta\sigma_z - v_u \cdot (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)) \cdot h_i}{E_{ui}}$$

essendo:

- s_i = cedimento immediato
- $\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$ = tensioni indotte dal carico
- h_i = altezza dello strato i-esimo
- n = numero di strati in cui è suddivisa la zona compressibile (H_c)
- E_{ui} = modulo di deformazione non drenato dello strato i-esimo
- v_u = rapporto di Poisson = 0.5

Cedimento totale (immediato e di consolidazione primaria)

Con riferimento alla teoria dell'elasticità il cedimento immediato e di consolidazione primaria nei terreni coesivi viene stimato con la seguente espressione (in analogia a quanto già indicato per i depositi incoerenti):

essendo:

$$s_t = \sum_{i=1}^n \frac{(\Delta\sigma_z - v' \cdot (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)) \cdot h_i}{E_i'}$$

- s_t = cedimento immediato e di consolidazione primaria
- $\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$ = tensioni indotte dal carico
- h_i = altezza dello strato i-esimo
- n = numero di strati in cui è suddivisa la zona compressibile (H_c)
- E_i' = modulo di deformazione elastico drenato dello strato i-esimo
- v = rapporto di Poisson = 0.3

Per definizione il cedimento di consolidazione primaria è dato dalla differenza tra s_t e s_i .

7.2.6 Determinazione teorica dell'andamento nel tempo dei cedimenti

Cedimenti di consolidazione primaria

L'analisi del processo di consolidazione consiste nella previsione del decorso nel tempo della dissipazione della sovrappressione interstiziale e quindi del cedimento.

Si tratta di un problema molto complesso del quale esistono in letteratura delle soluzioni relative a schemi semplificati che possono comunque fornire indicazioni per i problemi pratici.

La prima soluzione al problema monodimensionale è stata ottenuta da Terzaghi (1923) nell'ambito delle seguenti ipotesi:

- terreno omogeneo e completamente saturo, con legge sforzi-deformazione di tipo lineare;
- i parametri di compressibilità e di permeabilità sono costanti durante il processo di consolidazione;
- incompressibilità dell'acqua e dello scheletro solido del terreno;
- deformazioni piccole e comportamento del terreno non viscoso;

- il carico è supposto applicato istantaneamente;
- validità della legge di Darcy.

L'equazione differenziale che regola il fenomeno in regime transitorio è:

$$c_v \frac{d^2u}{dz^2} = \frac{du}{dt}$$

dove:

- c_v = coefficiente di consolidazione verticale;
- u = sovrappressione interstiziale: $u(z,t)$;
- z = dimensione (verticale);
- t = tempo;
- d = simbolo per derivata parziale.

La soluzione dell'equazione dipende dalle condizioni iniziali:

- distribuzione delle sovrappressioni interstiziali all'atto dell'applicazione del carico;
- condizioni di drenaggio al contorno.

La soluzione è generalmente espressa in termini del parametro adimensionale "grado di consolidazione" U_v definito dal rapporto fra la sovrappressione dissipata e quella iniziale:

$$U_v(z,t) = \frac{u_o - u(z,t)}{u_o} = 1 - \frac{u(z,t)}{u_o} = \frac{s_c(t)}{s_c}$$

dove:

- u_o = sovrappressione iniziale;
- $u(z,t)$ = sovrappressione durante il transitorio;
- $s_c(t)$ = cedimento (per consolidazione) nel generico istante t ;
- s_c = cedimento al termine del processo.

Una funzione che approssima la soluzione dell'equazione differenziale è stata proposta da Sivaram e Swamee - 1977 (vedasi "Geotecnica" di R. Lancellotta).

$$U_v = (4 \cdot T_v / \pi)^{0.5} / [1 + (4 \cdot T_v / \pi)^{2.8}]^{0.179}$$

dove:

- $T_v = c_v \cdot t / L_v^2$ fattore di tempo adimensionale
- $c_v = k_v \cdot E_d / \gamma_w$ coefficiente di consolidazione verticale
- k_v = coefficiente di permeabilità verticale
- E_d = modulo di compressibilità edometrica
- γ_w = peso di volume dell'acqua
- t = istante di tempo generico
- L_v = massimo percorso di drenaggio.

Cedimento secondario

Il cedimento secondario nei terreni coesivi è convenzionalmente calcolato facendo riferimento alla seguente equazione:

$$s_s = \sum_1^n \log \left(\frac{t}{t_{100,i}} \right) \cdot c_{ai} \cdot h_i$$

essendo:

s_s = cedimento secondario;

t = tempo generico a partire dall'applicazione del carico;

$t_{100,i}$ = tempo necessario all'esaurimento della consolidazione primaria nello strato argilloso i -esimo, separato da altri strati argillosi da lenti sabbiose continue;

h_i = altezza dello strato argilloso i -esimo separato da altri strati argillosi da lenti sabbiose continue;

n = numero di strati argillosi separati tra loro da lenti sabbiose continue;

c_{ai} = coefficiente di consolidazione secondaria nello strato i -esimo misurato da prove edometriche di laboratorio.

Nell'impiego della relazione sono implicite le seguenti ipotesi:

- monodimensionalità del problema;
- il cedimento secondario inizia dopo l'esaurimento del cedimento di consolidazione primaria;
- il valore di ca è costante durante l'evolversi del cedimento secondario;
- il valore di ca è indipendente dal valore dello spessore dello strato i -esimo h_i , anche se tale spessore influenza l'entità del t_{100} ;
- il valore di ca è indipendente dal rapporto $\Delta\sigma_z/\sigma'_{vo}$.

Nel caso di profili caratterizzati da più strati argillosi separati da lenti sabbiose non continue, il calcolo del cedimento secondario viene eseguito con riferimento al monostrato e ad un coefficiente di consolidazione secondaria medio pesato tra quelli relativi ai singoli strati.

7.3 Valutazione dei cedimenti dei rilevati

I nuovi rilevati dello stralcio 1 hanno altezze piccole (al massimo 2 m) e poggiano su substrato roccioso, quindi i cedimenti sono sicuramente bassi e compatibili con l'esercizio ed entro i limiti del Capitolato.

Lungo il tracciato si rinvengono tratti in rilevato in allargamento su aree di colmata, tali rilevati sono generalmente sempre in ammorsamento al tracciato esistente con scarpate 2 (verticale) / 3 (orizzontale) e altezza pari a circa 2 m. I depositi in fondazione hanno sempre ottime caratteristiche meccaniche e bassa deformabilità quindi non vi sono problematiche di cedimento, anche in relazione alle altezze modeste dei rilevati.

Per completezza nel seguito si riporta l'analisi del cedimento dovuto al riempimento della colmata; tale riempimento verrà eseguito con idoneo materiale con caratteristiche similari a quelle previste per il corpo dei rilevati stradali e verrà posto in opera per strati compattati, secondo quanto prescritto da capitolato per la realizzazione dei rilevati, prevedendo idonea gradonatura nelle zone in ammorsamento a rilevati esistenti sempre in accordo al Capitolato Anas.

Di seguito si riporta quindi l'analisi della sezione ritenuta più significativa:

- Sezione 33 al km 0+640: rilevato di altezza 2 m in ammorsamento all'esistente e sopra un'area di riempimento (colmata) e terreno naturale costituito dalla scaglia rossa (unità SR), vedasi figura seguente con sezione trasversale ed a seguire stralcio planimetrico con evidenza della geologia.

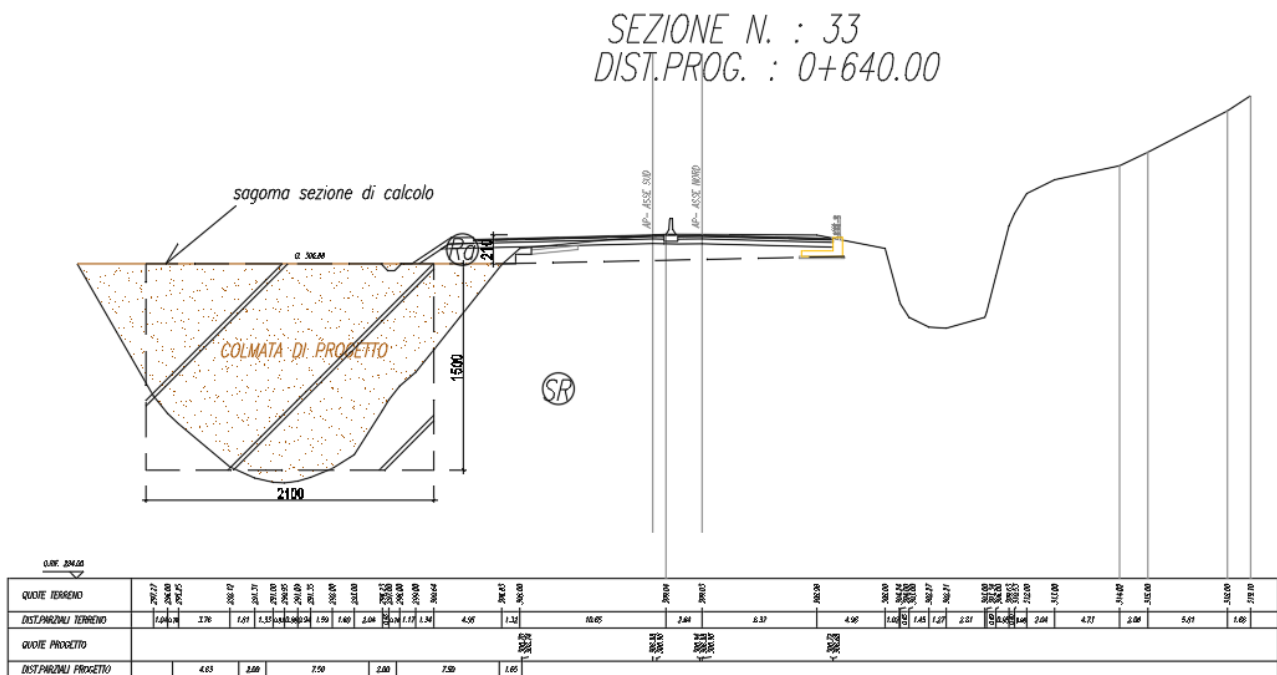


Figura 81 – Sezione 33 al km 0+640

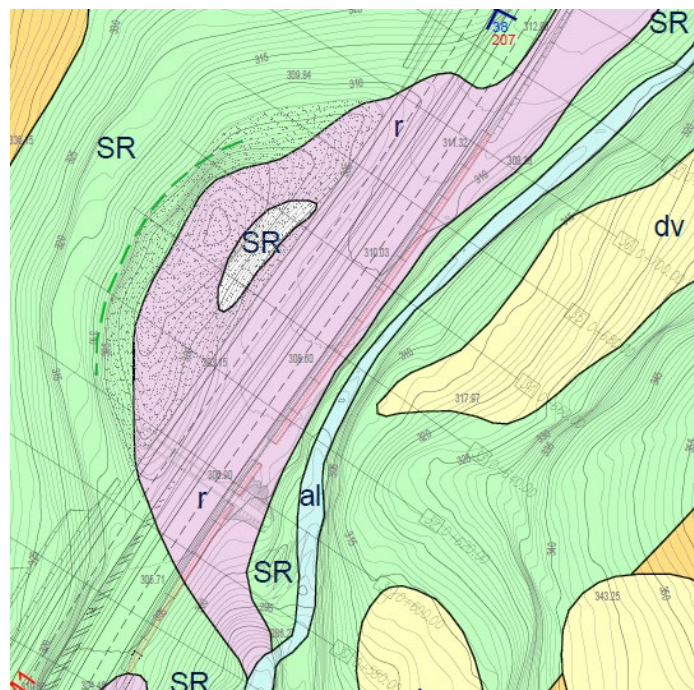


Figura 82 – stralcio planimetro zona colmata (area con retino color rosa- unità geologica r)

L'analisi dei cedimenti dei rilevati è stata svolta in accordo alle metodologie di calcolo precedentemente esposte, con il programma di calcolo CED (G. Guiducci); nello specifico sono state eseguite analisi dei cedimenti indotti dai rilevati nell'ipotesi di rilevato illimitato per tutte le sezioni indicate sopra, al fine di valutare i cedimenti massimi dei rilevati ed il loro decorso nel tempo.

Nella valutazione dei cedimenti e quindi nella determinazione dello spessore compressibile, si sono considerati i contributi degli strati in corrispondenza dei quali l'incremento della tensione verticale risulta maggiore o uguale a 0.1 volte la tensione geostatica efficace.

L'analisi dei cedimenti è stata eseguita unicamente per l'area di colmata, in quanto il rilevato di ampliamento è di altezza modesta, e quindi non vi sono problematiche di cedimento. Per la valutazione del cedimento della colmata è stata considerata un'impronta di carico rettangolare di area equivalente alla sezione reale (indicata con un retino rettangolare tratteggiato in **Figura 81**, con larghezza pari a circa 21 m, altezza 15 m circa ed estensione planimetrica dell'area di colmata di circa 60 m.

Il modulo di deformazione elastico operativo per il calcolo dei cedimenti dei rilevati (E') è stato valutato dal modulo di deformazione elastico iniziale (E_0), in particolare si è assunto $E' = E_0/10$. Per il valore del modulo di deformazione elastico iniziale (E_0) dell'unità SR si rimanda alla caratterizzazione di Hoek and Brown (vedasi Figura 61):

Nella seguente tabella si sintetizza la stratigrafia ed i parametri geotecnici adottati nel calcolo.

Tabella 51 – Stratigrafia e parametri geotecnici – sezioni di calcolo

Sezione di calcolo 33- km 0+640 (Area di colmata)			
Profondità da p.c. [m]	Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	E' [MPa]
0.0÷30.0	SR	25.0	1200
Falda: a 5.0 m da p.c.			

Nella seguente tabella si riassumono i risultati dei calcoli eseguiti, in Appendice A sono riportati i tabulati di calcolo completi.

Dalle analisi eseguite si evince che il cedimento totale stimato dovuto al riempimento della colmata è di 6 mm (valore massimo in asse area colmata); si tratta di un cedimento molto basso in relazione alla presenza in fondazione di roccia (unità SR) e sarà cedimento tutto immediato.

Si tratta quindi di cedimenti bassi in relazione alla tipologia di terreno in fondazione di buone caratteristiche meccaniche e bassa deformabilità e sono tutti cedimenti immediati che si svilupperanno entro i tempi di costruzione.

Tabella 52 - Cedimenti totali del rilevato

Sezione di calcolo	Altezza rilevato [m]	Cedimento totale in asse [mm]
Area di colmata	15	6.1

8 ANALISI DI STABILITÀ DI SCARPATE DEI RILEVATI

8.1 Premessa

I rilevati in progetto sono previsti con pendenza delle scarpate 2 (verticale) / 3 (orizzontale) e altezza massima pari a circa 2 m.

Le analisi di stabilità delle trincee del presente progetto sono oggetto di apposita relazione a cui si rimanda [N.8].

8.2 Metodologie di calcolo

Le verifiche di stabilità per le scarpate definitive sono state svolte sia in condizioni statiche che sismiche in accordo a quanto previsto da normativa vigente.

L'esame delle condizioni di stabilità è stato condotto utilizzando gli usuali metodi dell'equilibrio limite. Per la valutazione dei fattori di sicurezza alla stabilità globale si è impiegato il codice di calcolo denominato Slide 7.0, in cui la ricerca delle superfici critiche viene svolta attraverso la generazione automatica di un elevato numero di superfici di potenziale scivolamento. Sono state cautelativamente considerate ipotesi di deformazione piana. In particolare, in questa sede si fa riferimento al metodo di Bishop che prevede superfici di scorrimento circolari nei terreni. Nelle analisi sono state ovviamente trascurate le superfici più corticali in quanto poco significative e per le quali non risulta idonea una analisi convenzionale all'equilibrio limite.

Il coefficiente di sicurezza FS a rottura lungo la superficie di scorrimento viene definito come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie S e quella effettivamente mobilitata lungo la stessa superficie:

$$FS = \frac{\int_S \tau_{\text{disp}}}{\int_S \tau_{\text{mob}}}$$

In accordo alla normativa vigente per rilevati in materiali sciolti e fronti di scavo, le analisi di stabilità vengono condotte secondo la combinazione (A2+M2+R2).

Secondo quanto previsto da normativa, per le analisi di stabilità in condizioni statiche SLU, i parametri di resistenza del terreno devono essere abbattuti a mezzo dei coefficienti parziali di seguito riportati.

$$\gamma_{\varphi'} = 1.25 \quad \text{coefficiente parziale per l'angolo di resistenza al taglio}$$

$$\gamma_{c'} = 1.25 \quad \text{coefficiente parziale per la coesione drenata}$$

L'analisi viene quindi condotta con i seguenti parametri geotecnici di calcolo:

$$\tan(\varphi'_k) = \tan(\varphi'_k) / \gamma_{\varphi'} \quad \text{angolo di resistenza al taglio}$$

$$c'_k = c'_k / \gamma_{c'} \quad \text{coesione drenata}$$

Il coefficiente di sicurezza minimo per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo è pari ad 1.1 (γ_R) in condizioni SLU statiche, quindi il fattore di sicurezza alla stabilità da verificare è $FS \geq 1.1$.

In condizioni sismiche le verifiche di sicurezza sono mirate a controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni (condizione $Ed < Rd$ [6.2.1] delle NTC 2018) impiegando lo stesso approccio delle condizioni statiche SLU (§ 6.8.2 delle NTC 2018) Combinazione (A2+M2+R2), ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui

parametri geotecnici (§ 7.11.1 delle NTC 2018) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$.

8.3 Carichi

Per le analisi di stabilità è stato considerato il sovraccarico accidentale stradale di 20 kPa; in condizioni sismiche al carico accidentale è stato applicato un coefficiente di combinazione pari a 0.2.

8.4 Azione sismica

In generale, il metodo pseudo-statico modella l'azione sismica considerando in luogo delle azioni dinamiche azioni statiche equivalenti ovvero forze statiche orizzontali f_h e verticali f_v per unità di volume, d'intensità pari al prodotto fra il peso specifico del corpo γ sottoposto all'azione dinamica ed un coefficiente sismico:

$$f_h = \gamma \cdot k_h \quad \text{forza orizzontale per unità di volume}$$

$$f_v = \gamma \cdot k_v \quad \text{forza verticale per unità di volume}$$

dove:

$$\gamma = \text{peso specifico del volume considerato.}$$

In accordo alla normativa vigente per le analisi in esame, la componente orizzontale (a_h) dell'accelerazione può essere legata all'accelerazione massima attraverso la seguente relazione:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{\max} / g$$

$$k_v = \pm k_h / 2$$

dove:

k_h = coefficiente sismico in direzione orizzontale;

k_v = coefficiente sismico in direzione verticale;

a_{\max} = accelerazione massima attesa al sito; g = accelerazione di gravità;

β_s = coefficiente di riduzione che dipende dall'accelerazione massima e dalla categoria di suolo. Per le analisi di stabilità sismiche SLV di fronti di scavo e rilevati (paragrafo 7.11.4 NTC 2018), il coefficiente di riduzione dall'accelerazione massima attesa al sito va assunto pari a $\beta_s = 0.38$ per le verifiche allo SLV.

Per le opere in esame si considera un'accelerazione in sito $a_{\max} = a_g \cdot S_s \cdot S_t = 0.204 \cdot 1.0 \cdot 1.4 = 0.285g$, quindi si ha:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{\max} / g = 0.38 \cdot 0.28 = 0.109$$

$$k_v = \pm k_h / 2 = \pm 0.055$$

8.5 Sezioni di calcolo

Si è analizzata la seguente sezione rappresentativa delle condizioni più gravose:

- Rilevato nuovo di altezza 2 m in ammorsamento all'esistente e su area di colmata (in progetto) con terreno costituito da materiale di riempimento con caratteristiche pari a quelle del rilevato stradale e terreno di fondazione costituito dalla scaglia rossa (unità SR), vedasi schema e stratigrafia mostrata in **Figura 81**;

I parametri geotecnici utilizzati nelle analisi sono i seguenti.

Unità Ra – Riporto

$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale
 $c' = 0 \text{ kPa}$ coesione drenata
 $\phi' = 35^\circ$ angolo di resistenza al taglio

Unità SR (scaglia rossa)

$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale
 $c' = 50 \text{ kPa}$ coesione drenata
 $\phi' = 40^\circ$ angolo di resistenza al taglio

La falda è desumibile dal profilo geotecnico longitudinale.

8.6 Risultati delle analisi di stabilità

Nelle seguenti figure sono mostrati i risultati delle verifiche di stabilità dei rilevati in condizioni statiche SLU e sismiche SLV (valutate con $\pm K_v$). I fattori di sicurezza minimi ottenuti dalle verifiche sono sempre maggiori di quanto prescritto da normativa ($\gamma_R \geq 1.1$ per le analisi statiche SLU e $\gamma_R \geq 1.2$ per le analisi sismiche SLV); quindi le verifiche di stabilità sono sempre soddisfatte. I tabulati di calcolo completi sono riportati in Appendice B.

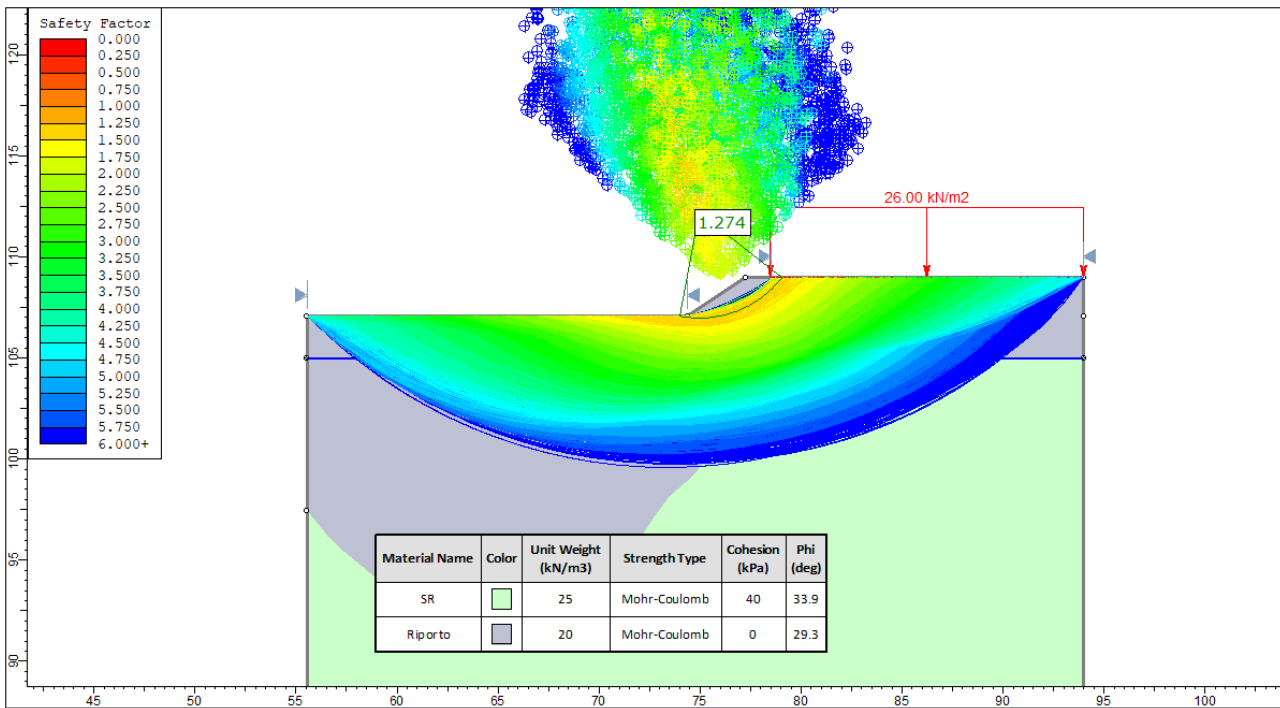


Figura 83. Rilevato al km 0+640 – SLU

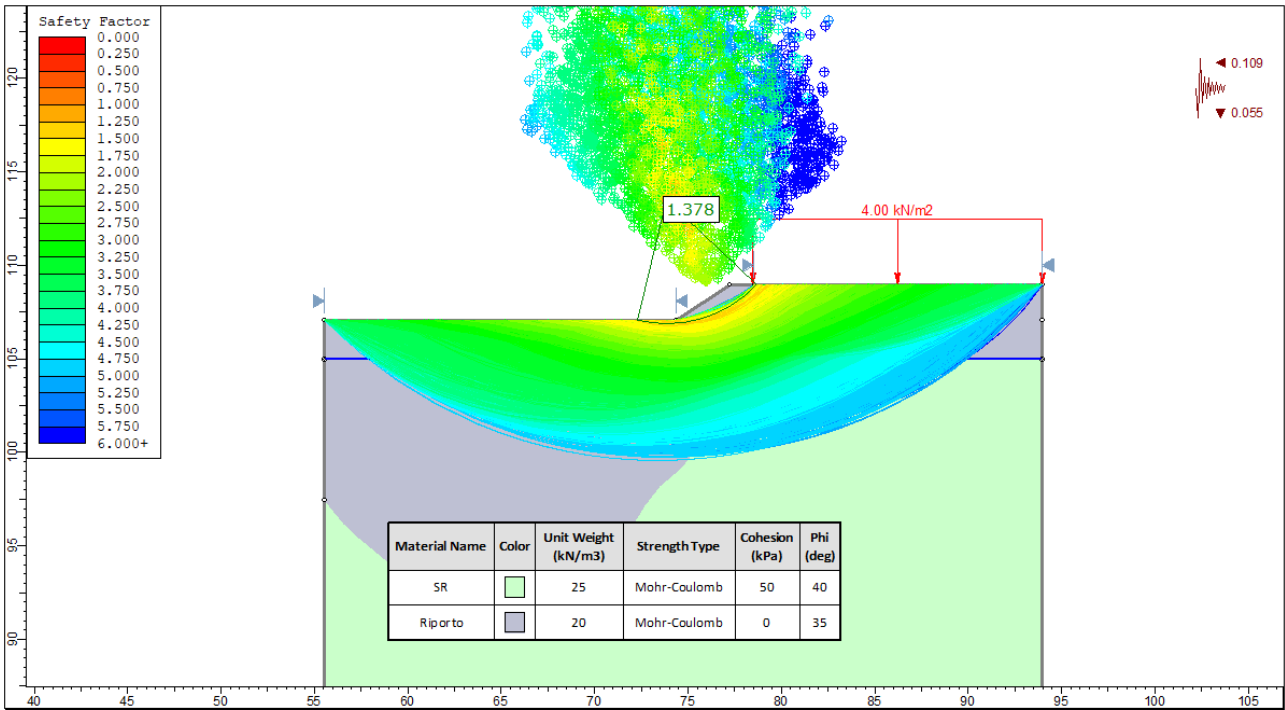


Figura 84. Rilevato al km 0+640 – SLV (Kv+)

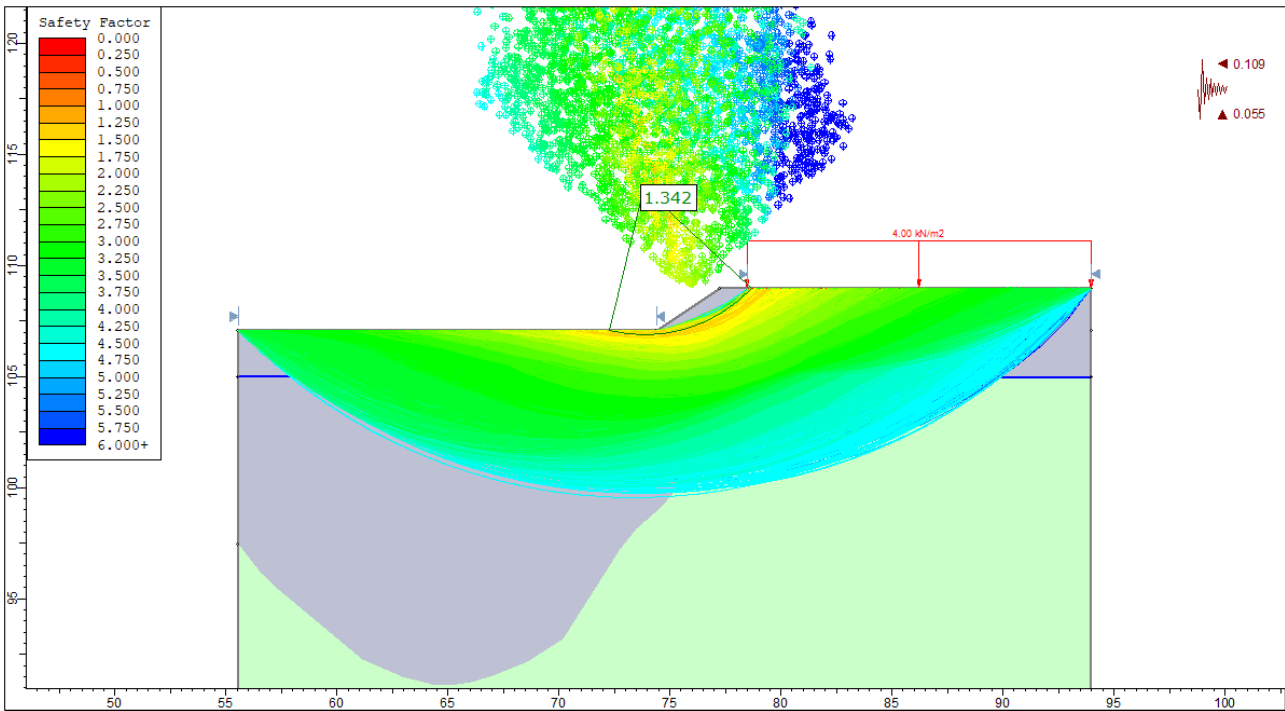


Figura 85. Rilevato al km 0+640 – SLV (Kv-)

9 ANALISI RISCHIO POTENZIALE LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

La Normativa tecnica al paragrafo 7.11.3.4.2 afferma che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di free-field minori di 0.1 g;
2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate in figura seguente nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.

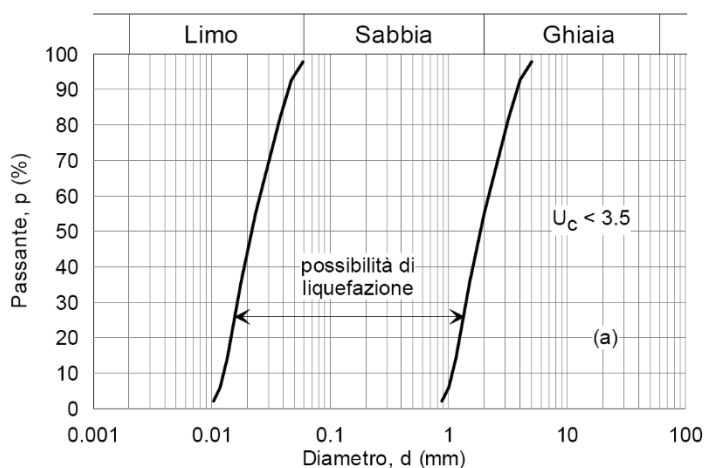


Figura 86 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione per $U_c < 3.5$

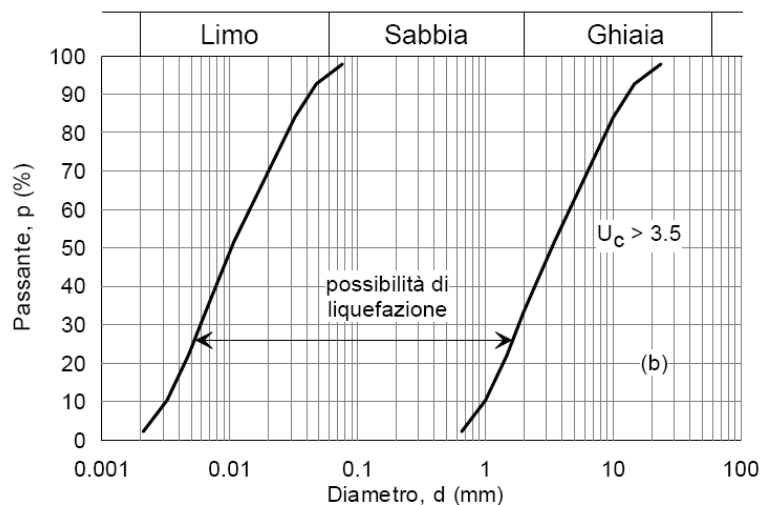


Figura 87 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione per $U_c > 3.5$

Per il sito in esame risulta che:

- le accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di free-field sono maggiori di $0.1 \cdot g$;
- il livello di falda è intorno ai 3 m da p.c. nella parte iniziale del tracciato poi superiore ai 20 m da p.c. nella parte finale del tracciato (vedasi andamento nel profilo geotecnico);
- non sono presenti terreni sabbiosi e/o limo-sabbiosi con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} < 30$.

Il sito è caratterizzato prevalentemente da formazioni litoidi, talvolta affioranti e terreni grossolani caratterizzati da buone caratteristiche meccaniche e bassa deformabilità; nella parte finale del tracciato invece predominano terreni coesivi da moderatamente consistenti a consistenti.

L'unità Ra – riporto antropico, non è sotto falda, in quanto costituisce il corpo del rilevato esistente e quindi per l'unità Ra non è svolta analisi rischio liquefazione. L'unità Rv costituisce la coltre di terreno vegetale e quindi come tale è presente localmente a p.c. con spessore da 0.10 a 0.30 m (pozzetti e/o pozzetti esplorativi) quindi anche questa unità non è sotto falda, quindi non è svolta analisi di rischio liquefazione.

L'unità GS è incoerente grossolana (valore medio di ghiaia 55%, sabbia 22%) ed i valori di N_{spt} sotto falda sono sempre >40 colpi/30cm, quindi secondo quanto previsto da NTC2018 si può escludere a priori la liquefazione.

Per l'unità AL si tratta di terreno coesivo con percentuale di fine (limo+argilla) compresa fra 57 e 98% (media 84%), quindi anche in questo caso si può escludere rischio di liquefazione.

Quindi per il sito in esame si esclude il rischio di potenziale liquefazione dei terreni.

10 PIANI DI POSA

Le indagini eseguite in sito (sondaggi a carotaggio continuo e pozzetti esplorativi) hanno consentito di individuare lo spessore del terreno vegetale (unità Rv). In particolare nel sito in esame la coltre vegetale ha spessore molto piccolo da 0.10 a 0.30 m.

Inoltre nei pozzetti esplorativi eseguiti sono stati prelevati campioni rimaneggiati per indagare la natura del materiale e sono state eseguite prove di carico su piastra alla profondità di 0.30 m da p.c.. In Tabella 10 sono mostrati i risultati delle prove di laboratorio sui campioni prelevati nei pozzetti esplorativi da cui si evidenzia una prevalenza di terreno tipo A1-a, A1-b (appartenente generalmente all'unità geotecnica GS e SRa).

Il valore del modulo Md1 del primo carico è compreso tra 10 e 15 MPa (vedasi pozzetti da PZ1 a PZ4 nella Tabella 7). Al secondo ciclo di carico si hanno valori Md2 sempre molto alti (tra 190 e 270 MPa). Il basso valore del rapporto Md1/Md2 (compreso tra 0.04 e 0.06) denota un'ottima attitudine del materiale alla compattazione dinamica ai fini del raggiungimento dei valori minimi di capitolato previsti per il sottofondo.

Quindi per i piani di posa si prevede:

- scotico: 20 cm
- bonifica: 30 cm

11 APPENDICE A. VALUTAZIONE CAPACITA' PORTANTE PALI. TABULATI DI CALCOLO PAL

11.1 Dal km 0+000 al km 0+050 circa (fino a TM01) palo D=800 mm(compressione)

*** P A L ***
Programma per l'analisi della capacita' portante
assiale di un palo di fondazione

(C) G.Guiducci - Studio SINTESI (RN - Italy)
ottobre 2006

pag./ 2

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=800 mm-SLU A1+M1+R3

Quota testa palo da p.c. = 1.50 m
Quota falda da p.c. = 4.00 m
Peso di volume del palo = 8.10 kN/m3
Fattore di sicurezza portata laterale = 1.96 (FS,l)
Fattore di sicurezza portata di base = 2.30 (FS,b)

Elemento cilindrico, Diametro fusto = 800. mm

Criterio per la determinazione della portata di base in uno strato "i"
quando la $Q_{b,i}$ ad esso attribuibile e' superiore a quella degli
strati adiacenti:

La base del palo deve essere situata almeno: $3.0 * .800 = 2.40$ m
entro lo strato se quello sovrastante e' piu' debole

La base del palo deve essere situata almeno: $3.0 * .800 = 2.40$ m
sopra lo strato sottostante se esso e' piu' debole

La variazione di Q_b viene assunta lineare dal passaggio di strato

pag./ 3

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=800 mm-SLU A1+M1+R3

DEFINIZIONE PARAMETRI E CRITERI DI CALCOLO PER GLI STRATI DI TERRENO

Strato 1 "SG " (Incoerente) da .00 a 25.00 m

Gn = 19.0 kN/m³ Ge = 9.0 kN/m³

Tau = K * tan(delta) * S'v < 150.0 kPa
K = .70 delta = 35.0 deg

Qb = 17.0 * S'v < 4000. kPa

Strato 2 "LA " (Coesivo) da 25.00 a 40.00 m

Gn = 19.5 kN/m³ Ge = 9.0 kN/m³

Tau = alfa * Cu < 100.0 kPa Criterio alfa(Cu) nel seguito
Tau > .23 * S'v
Tau < .55 * S'v

Qb = 9.0 * Cu + Sv < 3800. kPa

Cu variabile lin. da 200.0 a 200.0 kPa

pag./ 4

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=800 mm-SLU A1+M1+R3

MULTIPLICATORI per i parametri di calcolo

strato	Molt. Tau	Molt. Qb	Molt. Cu
1 "SG "	1.00	1.00	-
2 "LA "	1.00	1.00	1.00

NOTA: i moltiplicatori non influenzano le limitazioni superiori o inferiori dei parametri

Per terreni coesivi: Criterio Tau = alfa * Cu

Cu kPa	alfa
.0	.90
25.0	.90
25.1	.80
50.0	.80
51.0	.60
75.0	.60
75.1	.40
400.0	.40

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=800 mm-SLU A1+M1+R3

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
1.50	28.5	28.5	--	.49	14.0	485.
2.00	38.0	38.0	--	.49	18.6	646.
2.50	47.5	47.5	--	.49	23.3	808.
3.00	57.0	57.0	--	.49	27.9	969.
3.50	66.5	66.5	--	.49	32.6	1131.
4.00	76.0	76.0	--	.49	37.3	1292.
4.50	80.5	85.5	--	.49	39.5	1369.
5.00	85.0	95.0	--	.49	41.7	1445.
5.50	89.5	104.5	--	.49	43.9	1522.
6.00	94.0	114.0	--	.49	46.1	1598.
6.50	98.5	123.5	--	.49	48.3	1675.
7.00	103.0	133.0	--	.49	50.5	1751.
7.50	107.5	142.5	--	.49	52.7	1828.
8.00	112.0	152.0	--	.49	54.9	1904.
8.50	116.5	161.5	--	.49	57.1	1981.
9.00	121.0	171.0	--	.49	59.3	2057.
9.50	125.5	180.5	--	.49	61.5	2134.
10.00	130.0	190.0	--	.49	63.7	2210.
10.50	134.5	199.5	--	.49	65.9	2287.
11.00	139.0	209.0	--	.49	68.1	2363.
11.50	143.5	218.5	--	.49	70.3	2440.
12.00	148.0	228.0	--	.49	72.5	2516.
12.50	152.5	237.5	--	.49	74.7	2593.
13.00	157.0	247.0	--	.49	77.0	2669.
13.50	161.5	256.5	--	.49	79.2	2746.
14.00	166.0	266.0	--	.49	81.4	2822.
14.50	170.5	275.5	--	.49	83.6	2899.
15.00	175.0	285.0	--	.49	85.8	2975.
15.50	179.5	294.5	--	.49	88.0	3052.
16.00	184.0	304.0	--	.49	90.2	3128.

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=800 mm-SLU A1+M1+R3

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
16.50	188.5	313.5	--	.49	92.4	3205.
17.00	193.0	323.0	--	.49	94.6	3281.
17.50	197.5	332.5	--	.49	96.8	3358.
18.00	202.0	342.0	--	.49	99.0	3434.
18.50	206.5	351.5	--	.49	101.2	3511.
19.00	211.0	361.0	--	.49	103.4	3587.
19.50	215.5	370.5	--	.49	105.6	3664.
20.00	220.0	380.0	--	.49	107.8	3740.
20.50	224.5	389.5	--	.49	110.0	3817.
21.00	229.0	399.0	--	.49	112.2	3893.
21.50	233.5	408.5	--	.49	114.4	3970.
22.00	238.0	418.0	--	.49	116.7	4000.
22.50	242.5	427.5	--	.49	118.9	4000.
23.00	247.0	437.0	--	.49	121.1	3655.
23.50	251.5	446.5	--	.49	123.3	3310.
24.00	256.0	456.0	--	.49	125.5	2965.
24.50	260.5	465.5	--	.49	127.7	2620.
25.00	265.0	475.0	--	.40	104.9	2275.
25.50	269.5	484.8	200.0	.30	80.0	2285.
26.00	274.0	494.5	200.0	.29	80.0	2295.
26.50	278.5	504.3	200.0	.29	80.0	2304.
27.00	283.0	514.0	200.0	.28	80.0	2314.
27.50	287.5	523.8	200.0	.28	80.0	2324.
28.00	292.0	533.5	200.0	.27	80.0	2334.
28.50	296.5	543.3	200.0	.27	80.0	2343.
29.00	301.0	553.0	200.0	.27	80.0	2353.
29.50	305.5	562.8	200.0	.26	80.0	2363.
30.00	310.0	572.5	200.0	.26	80.0	2373.
30.50	314.5	582.3	200.0	.25	80.0	2382.
31.00	319.0	592.0	200.0	.25	80.0	2392.

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=800 mm-SLU A1+M1+R3

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
31.50	323.5	601.8	200.0	.25	80.0	2402.
32.00	328.0	611.5	200.0	.24	80.0	2412.
32.50	332.5	621.3	200.0	.24	80.0	2421.
33.00	337.0	631.0	200.0	.24	80.0	2431.
33.50	341.5	640.8	200.0	.23	80.0	2441.
34.00	346.0	650.5	200.0	.23	80.0	2451.
34.50	350.5	660.3	200.0	.23	80.6	2460.
35.00	355.0	670.0	200.0	.23	81.7	2470.
35.50	359.5	679.8	200.0	.23	82.7	2480.
36.00	364.0	689.5	200.0	.23	83.7	2490.
36.50	368.5	699.3	200.0	.23	84.8	2499.
37.00	373.0	709.0	200.0	.23	85.8	2509.
37.50	377.5	718.8	200.0	.23	86.8	2519.
38.00	382.0	728.5	200.0	.23	87.9	2529.
38.50	386.5	738.3	200.0	.23	88.9	2538.
39.00	391.0	748.0	200.0	.23	89.9	2548.
39.50	395.5	757.8	200.0	.23	91.0	2558.
40.00	400.0	767.5	200.0	.23	92.0	2568.

zz = Profondita' da piano campagna
S'v = Tensione verticale efficace
Sv = Tensione verticale totale
Cu = Coesione non drenata
Tau = Tensione di adesione laterale limite
qb = Portata di base limite unitaria

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=800 mm-SLU A1+M1+R3

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Q11 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	244.	0.	244.	106.
.50	20.	325.	2.	343.	150.
1.00	47.	406.	4.	449.	196.
1.50	79.	487.	6.	560.	246.
2.00	117.	568.	8.	677.	299.
2.50	161.	649.	10.	800.	354.
3.00	209.	688.	12.	885.	394.
3.50	260.	726.	14.	972.	434.
4.00	314.	765.	16.	1062.	476.
4.50	370.	803.	18.	1155.	520.
5.00	430.	842.	20.	1251.	565.
5.50	492.	880.	22.	1349.	611.
6.00	556.	919.	24.	1451.	659.
6.50	624.	957.	26.	1555.	708.
7.00	694.	996.	29.	1661.	759.
7.50	768.	1034.	31.	1771.	811.
8.00	844.	1072.	33.	1883.	864.
8.50	922.	1111.	35.	1998.	919.
9.00	1004.	1149.	37.	2116.	975.
9.50	1088.	1188.	39.	2237.	1033.
10.00	1175.	1226.	41.	2360.	1092.
10.50	1265.	1265.	43.	2487.	1152.
11.00	1357.	1303.	45.	2616.	1214.
11.50	1453.	1342.	47.	2747.	1278.
12.00	1551.	1380.	49.	2882.	1342.
12.50	1651.	1418.	51.	3019.	1408.
13.00	1755.	1457.	53.	3159.	1476.
13.50	1862.	1495.	55.	3302.	1545.
14.00	1971.	1534.	57.	3448.	1615.
14.50	2083.	1572.	59.	3596.	1687.
15.00	2197.	1611.	61.	3747.	1760.
15.50	2315.	1649.	63.	3901.	1835.
16.00	2435.	1688.	65.	4058.	1911.
16.50	2558.	1726.	67.	4217.	1988.
17.00	2684.	1765.	69.	4379.	2067.
17.50	2813.	1803.	71.	4544.	2148.
18.00	2944.	1841.	73.	4712.	2229.
18.50	3078.	1880.	75.	4883.	2312.
19.00	3215.	1918.	77.	5056.	2397.
19.50	3355.	1957.	79.	5232.	2483.
20.00	3497.	1995.	81.	5411.	2570.
20.50	3642.	2011.	83.	5599.	2649.
21.00	3790.	2011.	86.	5715.	2722.
21.50	3941.	1837.	88.	5691.	2722.
22.00	4094.	1664.	90.	5669.	2723.
22.50	4251.	1490.	92.	5649.	2725.
23.00	4410.	1317.	94.	5633.	2729.
23.50	4564.	1144.	96.	5612.	2730.
24.00	4672.	1148.	98.	5723.	2785.
24.50	4773.	1153.	100.	5826.	2837.
25.00	4873.	1158.	102.	5930.	2888.
25.50	4974.	1163.	104.	6033.	2940.
26.00	5074.	1168.	106.	6136.	2991.
26.50	5175.	1173.	108.	6240.	3042.
27.00	5275.	1178.	110.	6343.	3094.
27.50	5376.	1183.	112.	6447.	3145.
28.00	5476.	1188.	114.	6550.	3196.
28.50	5577.	1193.	116.	6653.	3248.
29.00	5677.	1197.	118.	6757.	3299.
29.50	5778.	1202.	120.	6860.	3351.
30.00	5879.	1207.	122.	6964.	3402.
30.50	5979.	1212.	124.	7067.	3453.
31.00	6080.	1217.	126.	7170.	3505.
31.50	6180.	1222.	128.	7274.	3556.
32.00	6281.	1227.	130.	7377.	3608.
32.50	6381.	1232.	132.	7481.	3659.
33.00	6482.	1237.	134.	7584.	3710.
33.50	6584.	1242.	136.	7689.	3763.

34.00	6687.	1246.	138.	7795.	3815.
34.50	6792.	1251.	140.	7903.	3869.
35.00	6898.	1256.	143.	8011.	3923.
35.50	7005.	1261.	145.	8121.	3978.
36.00	7113.	1266.	147.	8233.	4033.
36.50	7223.	1271.	149.	8345.	4089.
37.00	7334.	1276.	151.	8459.	4146.
37.50	7446.	1281.	153.	8574.	4203.
38.00	7560.	1286.	155.	8691.	4261.
38.50	7675.	1291.	157.	8809.	4320.

 Lp = Lunghezza utile del palo
 Ql1 = Portata laterale limite
 Qbl = Portata di base limite
 Wp = Peso efficace del palo
 Qu = Portata totale limite
 Qd = Portata di progetto = $Ql1/FS,l + Qbl/FS,b - Wp$

11.2 Dal km 0+000 al km 0+050 circa (fino a TM01) palo D=800 mm(trazione)

*** P A L ***
 Programma per l'analisi della capacita' portante
 assiale di un palo di fondazione
 (C) G.Guiducci - Studio SINTESI (RN - Italy)
 ottobre 2006

pag./ 2

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
 Capacita' portante palo D=800 mm-SLU A1+M1+R3 trazione

Quota testa palo da p.c. = 1.50 m
 Quota falda da p.c. = 4.00 m
 Peso di volume del palo = -15.00 kN/m3
 Fattore di sicurezza portata laterale = 2.10 (FS,l)
 Fattore di sicurezza portata di base = 1.00 (FS,b)

Elemento cilindrico, Diametro fusto = 800. mm

Criterio per la determinazione della portata di base in uno strato "i"
 quando la $Q_{b,i}$ ad esso attribuibile e' superiore a quella degli
 strati adiacenti:

La base del palo deve essere situata almeno: $3.0 * .800 = 2.40$ m
 entro lo strato se quello sovrastante e' piu' debole

La base del palo deve essere situata almeno: $3.0 * .800 = 2.40$ m
 sopra lo strato sottostante se esso e' piu' debole

La variazione di Q_b viene assunta lineare dal passaggio di strato

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=800 mm-SLU A1+M1+R3 trazione

DEFINIZIONE PARAMETRI E CRITERI DI CALCOLO PER GLI STRATI DI TERRENO

Strato 1 "SG " (Incoerente) da .00 a 25.00 m

Gn = 19.0 kN/m³ Ge = 9.0 kN/m³

Tau = K * tan(delta) * S'v < 150.0 kPa
K = .50 delta = 35.0 deg

Qb variabile lin. da 0. a 0. kPa

Strato 2 "LA " (Coesivo) da 25.00 a 40.00 m

Gn = 19.0 kN/m³ Ge = 9.0 kN/m³

Tau = alfa * Cu < 100.0 kPa
Criterio alfa(Cu) nel seguito
Tau > .23 * S'v
Tau < .55 * S'v

Qb variabile lin. da 0. a 0. kPa

Cu variabile lin. da 200.0 a 200.0 kPa

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=800 mm-SLU A1+M1+R3 trazione

MOLTIPLICATORI per i parametri di calcolo

strato	Molt. Tau	Molt. Qb	Molt. Cu
1 "SG "	1.00	1.00	-
2 "LA "	1.00	1.00	1.00

NOTA: i moltiplicatori non influenzano le limitazioni superiori o inferiori dei parametri

Per terreni coesivi: Criterio $\tau = \alpha * C_u$

Cu kPa	alfa
.0	.90
25.0	.90
25.1	.80
50.0	.80
51.0	.60
75.0	.60
75.1	.40
400.0	.40

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=800 mm-SLU A1+M1+R3 trazione

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
1.50	28.5	28.5	--	.35	10.0	0.
2.00	38.0	38.0	--	.35	13.3	0.
2.50	47.5	47.5	--	.35	16.6	0.
3.00	57.0	57.0	--	.35	20.0	0.
3.50	66.5	66.5	--	.35	23.3	0.
4.00	76.0	76.0	--	.35	26.6	0.
4.50	80.5	85.5	--	.35	28.2	0.
5.00	85.0	95.0	--	.35	29.8	0.
5.50	89.5	104.5	--	.35	31.3	0.
6.00	94.0	114.0	--	.35	32.9	0.
6.50	98.5	123.5	--	.35	34.5	0.
7.00	103.0	133.0	--	.35	36.1	0.
7.50	107.5	142.5	--	.35	37.6	0.
8.00	112.0	152.0	--	.35	39.2	0.
8.50	116.5	161.5	--	.35	40.8	0.
9.00	121.0	171.0	--	.35	42.4	0.
9.50	125.5	180.5	--	.35	43.9	0.
10.00	130.0	190.0	--	.35	45.5	0.
10.50	134.5	199.5	--	.35	47.1	0.
11.00	139.0	209.0	--	.35	48.7	0.
11.50	143.5	218.5	--	.35	50.2	0.
12.00	148.0	228.0	--	.35	51.8	0.
12.50	152.5	237.5	--	.35	53.4	0.
13.00	157.0	247.0	--	.35	55.0	0.
13.50	161.5	256.5	--	.35	56.5	0.
14.00	166.0	266.0	--	.35	58.1	0.
14.50	170.5	275.5	--	.35	59.7	0.
15.00	175.0	285.0	--	.35	61.3	0.
15.50	179.5	294.5	--	.35	62.8	0.
16.00	184.0	304.0	--	.35	64.4	0.

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=800 mm-SLU A1+M1+R3 trazione

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
16.50	188.5	313.5	--	.35	66.0	0.
17.00	193.0	323.0	--	.35	67.6	0.
17.50	197.5	332.5	--	.35	69.1	0.
18.00	202.0	342.0	--	.35	70.7	0.
18.50	206.5	351.5	--	.35	72.3	0.
19.00	211.0	361.0	--	.35	73.9	0.
19.50	215.5	370.5	--	.35	75.4	0.
20.00	220.0	380.0	--	.35	77.0	0.
20.50	224.5	389.5	--	.35	78.6	0.
21.00	229.0	399.0	--	.35	80.2	0.
21.50	233.5	408.5	--	.35	81.7	0.
22.00	238.0	418.0	--	.35	83.3	0.
22.50	242.5	427.5	--	.35	84.9	0.
23.00	247.0	437.0	--	.35	86.5	0.
23.50	251.5	446.5	--	.35	88.1	0.
24.00	256.0	456.0	--	.35	89.6	0.
24.50	260.5	465.5	--	.35	91.2	0.
25.00	265.0	475.0	--	.33	86.4	0.
25.50	269.5	484.5	200.0	.30	80.0	0.
26.00	274.0	494.0	200.0	.29	80.0	0.
26.50	278.5	503.5	200.0	.29	80.0	0.
27.00	283.0	513.0	200.0	.28	80.0	0.
27.50	287.5	522.5	200.0	.28	80.0	0.
28.00	292.0	532.0	200.0	.27	80.0	0.
28.50	296.5	541.5	200.0	.27	80.0	0.
29.00	301.0	551.0	200.0	.27	80.0	0.
29.50	305.5	560.5	200.0	.26	80.0	0.
30.00	310.0	570.0	200.0	.26	80.0	0.
30.50	314.5	579.5	200.0	.25	80.0	0.
31.00	319.0	589.0	200.0	.25	80.0	0.

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=800 mm-SLU A1+M1+R3 trazione

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
31.50	323.5	598.5	200.0	.25	80.0	0.
32.00	328.0	608.0	200.0	.24	80.0	0.
32.50	332.5	617.5	200.0	.24	80.0	0.
33.00	337.0	627.0	200.0	.24	80.0	0.
33.50	341.5	636.5	200.0	.23	80.0	0.
34.00	346.0	646.0	200.0	.23	80.0	0.
34.50	350.5	655.5	200.0	.23	80.6	0.
35.00	355.0	665.0	200.0	.23	81.7	0.
35.50	359.5	674.5	200.0	.23	82.7	0.
36.00	364.0	684.0	200.0	.23	83.7	0.
36.50	368.5	693.5	200.0	.23	84.8	0.
37.00	373.0	703.0	200.0	.23	85.8	0.
37.50	377.5	712.5	200.0	.23	86.8	0.
38.00	382.0	722.0	200.0	.23	87.9	0.
38.50	386.5	731.5	200.0	.23	88.9	0.
39.00	391.0	741.0	200.0	.23	89.9	0.
39.50	395.5	750.5	200.0	.23	91.0	0.
40.00	400.0	760.0	200.0	.23	92.0	0.

zz = Profondita' da piano campagna
S'v = Tensione verticale efficace
Sv = Tensione verticale totale
Cu = Coesione non drenata
Tau = Tensione di adesione laterale limite
qb = Portata di base limite unitaria

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
 Capacita' portante palo D=800 mm-SLU A1+M1+R3 trazione

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Q11 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	0.	0.	0.	0.
.50	15.	0.	-4.	18.	11.
1.00	33.	0.	-8.	41.	23.
1.50	56.	0.	-11.	68.	38.
2.00	84.	0.	-15.	99.	55.
2.50	115.	0.	-19.	134.	74.
3.00	149.	0.	-23.	172.	94.
3.50	186.	0.	-26.	212.	115.
4.00	224.	0.	-30.	254.	137.
4.50	265.	0.	-34.	298.	160.
5.00	307.	0.	-38.	345.	184.
5.50	351.	0.	-41.	393.	209.
6.00	397.	0.	-45.	443.	235.
6.50	446.	0.	-49.	495.	261.
7.00	496.	0.	-53.	549.	289.
7.50	548.	0.	-57.	605.	318.
8.00	603.	0.	-60.	663.	347.
8.50	659.	0.	-64.	723.	378.
9.00	717.	0.	-68.	785.	409.
9.50	777.	0.	-72.	849.	442.
10.00	839.	0.	-75.	915.	475.
10.50	903.	0.	-79.	983.	509.
11.00	969.	0.	-83.	1052.	545.
11.50	1038.	0.	-87.	1124.	581.
12.00	1108.	0.	-90.	1198.	618.
12.50	1180.	0.	-94.	1274.	656.
13.00	1254.	0.	-98.	1352.	695.
13.50	1330.	0.	-102.	1431.	735.
14.00	1408.	0.	-106.	1513.	776.
14.50	1488.	0.	-109.	1597.	818.
15.00	1570.	0.	-113.	1683.	860.
15.50	1653.	0.	-117.	1770.	904.
16.00	1739.	0.	-121.	1860.	949.
16.50	1827.	0.	-124.	1952.	995.
17.00	1917.	0.	-128.	2045.	1041.
17.50	2009.	0.	-132.	2141.	1089.
18.00	2103.	0.	-136.	2238.	1137.
18.50	2199.	0.	-139.	2338.	1186.
19.00	2296.	0.	-143.	2440.	1237.
19.50	2396.	0.	-147.	2543.	1288.
20.00	2498.	0.	-151.	2649.	1340.
20.50	2602.	0.	-155.	2756.	1393.
21.00	2707.	0.	-158.	2866.	1448.
21.50	2815.	0.	-162.	2977.	1503.
22.00	2925.	0.	-166.	3090.	1559.
22.50	3036.	0.	-170.	3206.	1615.
23.00	3150.	0.	-173.	3323.	1673.
23.50	3263.	0.	-177.	3441.	1731.
24.00	3366.	0.	-181.	3547.	1784.
24.50	3467.	0.	-185.	3651.	1835.
25.00	3567.	0.	-188.	3756.	1887.
25.50	3668.	0.	-192.	3860.	1939.
26.00	3768.	0.	-196.	3964.	1990.
26.50	3869.	0.	-200.	4068.	2042.
27.00	3969.	0.	-204.	4173.	2094.
27.50	4070.	0.	-207.	4277.	2145.
28.00	4170.	0.	-211.	4381.	2197.
28.50	4271.	0.	-215.	4486.	2249.
29.00	4371.	0.	-219.	4590.	2300.
29.50	4472.	0.	-222.	4694.	2352.
30.00	4572.	0.	-226.	4799.	2404.
30.50	4673.	0.	-230.	4903.	2455.
31.00	4773.	0.	-234.	5007.	2507.
31.50	4874.	0.	-238.	5111.	2558.
32.00	4974.	0.	-241.	5216.	2610.
32.50	5075.	0.	-245.	5320.	2662.
33.00	5176.	0.	-249.	5425.	2713.
33.50	5278.	0.	-253.	5530.	2766.

34.00	5381.	0.	-256.	5637.	2819.
34.50	5486.	0.	-260.	5746.	2872.
35.00	5591.	0.	-264.	5855.	2926.
35.50	5699.	0.	-268.	5966.	2981.
36.00	5807.	0.	-271.	6078.	3037.
36.50	5917.	0.	-275.	6192.	3093.
37.00	6028.	0.	-279.	6307.	3149.
37.50	6140.	0.	-283.	6423.	3207.
38.00	6254.	0.	-287.	6540.	3265.
38.50	6369.	0.	-290.	6659.	3323.

 Lp = Lunghezza utile del palo
 Ql1 = Portata laterale limite
 Qb1 = Portata di base limite
 Wp = Peso efficace del palo
 Qu = Portata totale limite
 Qd = Portata di progetto = $Ql1/FS,l + Qb1/FS,b - Wp$

11.3 Dal km 0+000 al km 0+050 circa (fino a TM01) D=1000 mm(compressione)

*** P A L ***
 Programma per l'analisi della capacita' portante
 assiale di un palo di fondazione

(C) G.Guiducci - Studio SINTESI (RN - Italy)
 ottobre 2006

pag./ 2

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
 Capacita' portante palo D=1000 mm-SLU A1+M1+R3

Quota testa palo da p.c. = 1.50 m
 Quota falda da p.c. = 4.00 m
 Peso di volume del palo = 8.10 kN/m3
 Fattore di sicurezza portata laterale = 1.96 (FS,l)
 Fattore di sicurezza portata di base = 2.30 (FS,b)

Elemento cilindrico, Diametro fusto = 1000. mm

Criterio per la determinazione della portata di base in uno strato "i"
 quando la $Q_{b,i}$ ad esso attribuibile e' superiore a quella degli
 strati adiacenti:

La base del palo deve essere situata almeno: $3.0 * 1.000 = 3.00$ m
 entro lo strato se quello sovrastante e' piu' debole

La base del palo deve essere situata almeno: $3.0 * 1.000 = 3.00$ m
 sopra lo strato sottostante se esso e' piu' debole

La variazione di Q_b viene assunta lineare dal passaggio di strato

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=1000 mm-SLU A1+M1+R3

DEFINIZIONE PARAMETRI E CRITERI DI CALCOLO PER GLI STRATI DI TERRENO

Strato 1 "SG " (Incoerente) da .00 a 25.00 m

$$G_n = 19.0 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 9.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} \tau &= K * \tan(\delta) * S'v < 150.0 \text{ kPa} \\ K &= .70 \quad \delta = 35.0 \text{ deg} \end{aligned}$$

$$Q_b = 17.0 * S'v < 4000. \text{ kPa}$$

Strato 2 "LA " (Coesivo) da 25.00 a 40.00 m

$$G_n = 19.5 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 9.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} \tau &= \alpha * C_u < 100.0 \text{ kPa} \\ &\quad \text{Criterio } \alpha(C_u) \text{ nel seguito} \\ \tau &> .23 * S'v \\ \tau &< .55 * S'v \end{aligned}$$

$$Q_b = 9.0 * C_u + S_v < 3800. \text{ kPa}$$

$$C_u \text{ variabile lin. da } 200.0 \text{ a } 200.0 \text{ kPa}$$

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=1000 mm-SLU A1+M1+R3

MOLTIPLICATORI per i parametri di calcolo

strato		Molt. Tau	Molt. Qb	Molt. Cu
1	"SG "	1.00	1.00	-
2	"LA "	1.00	1.00	1.00

NOTA: i moltiplicatori non influenzano le limitazioni
superiori o inferiori dei parametri

Per terreni coesivi: Criterio $\tau = \alpha * C_u$

Cu kPa	alfa
.0	.90
25.0	.90
25.1	.80
50.0	.80
51.0	.60
75.0	.60
75.1	.40
400.0	.40

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=1000 mm-SLU A1+M1+R3

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
1.50	28.5	28.5	--	.49	14.0	485.
2.00	38.0	38.0	--	.49	18.6	646.
2.50	47.5	47.5	--	.49	23.3	808.
3.00	57.0	57.0	--	.49	27.9	969.
3.50	66.5	66.5	--	.49	32.6	1131.
4.00	76.0	76.0	--	.49	37.3	1292.
4.50	80.5	85.5	--	.49	39.5	1369.
5.00	85.0	95.0	--	.49	41.7	1445.
5.50	89.5	104.5	--	.49	43.9	1522.
6.00	94.0	114.0	--	.49	46.1	1598.
6.50	98.5	123.5	--	.49	48.3	1675.
7.00	103.0	133.0	--	.49	50.5	1751.
7.50	107.5	142.5	--	.49	52.7	1828.
8.00	112.0	152.0	--	.49	54.9	1904.
8.50	116.5	161.5	--	.49	57.1	1981.
9.00	121.0	171.0	--	.49	59.3	2057.
9.50	125.5	180.5	--	.49	61.5	2134.
10.00	130.0	190.0	--	.49	63.7	2210.
10.50	134.5	199.5	--	.49	65.9	2287.
11.00	139.0	209.0	--	.49	68.1	2363.
11.50	143.5	218.5	--	.49	70.3	2440.
12.00	148.0	228.0	--	.49	72.5	2516.
12.50	152.5	237.5	--	.49	74.7	2593.
13.00	157.0	247.0	--	.49	77.0	2669.
13.50	161.5	256.5	--	.49	79.2	2746.
14.00	166.0	266.0	--	.49	81.4	2822.
14.50	170.5	275.5	--	.49	83.6	2899.
15.00	175.0	285.0	--	.49	85.8	2975.
15.50	179.5	294.5	--	.49	88.0	3052.
16.00	184.0	304.0	--	.49	90.2	3128.

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=1000 mm-SLU A1+M1+R3

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
16.50	188.5	313.5	--	.49	92.4	3205.
17.00	193.0	323.0	--	.49	94.6	3281.
17.50	197.5	332.5	--	.49	96.8	3358.
18.00	202.0	342.0	--	.49	99.0	3434.
18.50	206.5	351.5	--	.49	101.2	3511.
19.00	211.0	361.0	--	.49	103.4	3587.
19.50	215.5	370.5	--	.49	105.6	3664.
20.00	220.0	380.0	--	.49	107.8	3740.
20.50	224.5	389.5	--	.49	110.0	3817.
21.00	229.0	399.0	--	.49	112.2	3893.
21.50	233.5	408.5	--	.49	114.4	3970.
22.00	238.0	418.0	--	.49	116.7	4000.
22.50	242.5	427.5	--	.49	118.9	3713.
23.00	247.0	437.0	--	.49	121.1	3425.
23.50	251.5	446.5	--	.49	123.3	3138.
24.00	256.0	456.0	--	.49	125.5	2850.
24.50	260.5	465.5	--	.49	127.7	2563.
25.00	265.0	475.0	--	.40	104.9	2275.
25.50	269.5	484.8	200.0	.30	80.0	2285.
26.00	274.0	494.5	200.0	.29	80.0	2295.
26.50	278.5	504.3	200.0	.29	80.0	2304.
27.00	283.0	514.0	200.0	.28	80.0	2314.
27.50	287.5	523.8	200.0	.28	80.0	2324.
28.00	292.0	533.5	200.0	.27	80.0	2334.
28.50	296.5	543.3	200.0	.27	80.0	2343.
29.00	301.0	553.0	200.0	.27	80.0	2353.
29.50	305.5	562.8	200.0	.26	80.0	2363.
30.00	310.0	572.5	200.0	.26	80.0	2373.
30.50	314.5	582.3	200.0	.25	80.0	2382.
31.00	319.0	592.0	200.0	.25	80.0	2392.

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=1000 mm-SLU A1+M1+R3

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
31.50	323.5	601.8	200.0	.25	80.0	2402.
32.00	328.0	611.5	200.0	.24	80.0	2412.
32.50	332.5	621.3	200.0	.24	80.0	2421.
33.00	337.0	631.0	200.0	.24	80.0	2431.
33.50	341.5	640.8	200.0	.23	80.0	2441.
34.00	346.0	650.5	200.0	.23	80.0	2451.
34.50	350.5	660.3	200.0	.23	80.6	2460.
35.00	355.0	670.0	200.0	.23	81.7	2470.
35.50	359.5	679.8	200.0	.23	82.7	2480.
36.00	364.0	689.5	200.0	.23	83.7	2490.
36.50	368.5	699.3	200.0	.23	84.8	2499.
37.00	373.0	709.0	200.0	.23	85.8	2509.
37.50	377.5	718.8	200.0	.23	86.8	2519.
38.00	382.0	728.5	200.0	.23	87.9	2529.
38.50	386.5	738.3	200.0	.23	88.9	2538.
39.00	391.0	748.0	200.0	.23	89.9	2548.
39.50	395.5	757.8	200.0	.23	91.0	2558.
40.00	400.0	767.5	200.0	.23	92.0	2568.

zz = Profondita' da piano campagna
S'v = Tensione verticale efficace
Sv = Tensione verticale totale
Cu = Coesione non drenata
Tau = Tensione di adesione laterale limite
qb = Portata di base limite unitaria

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=1000 mm-SLU A1+M1+R3

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Q11 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	381.	0.	381.	165.
.50	26.	507.	3.	530.	230.
1.00	59.	634.	6.	686.	299.
1.50	99.	761.	10.	850.	372.
2.00	146.	888.	13.	1021.	448.
2.50	201.	1015.	16.	1200.	528.
3.00	261.	1075.	19.	1317.	582.
3.50	325.	1135.	22.	1438.	637.
4.00	392.	1195.	25.	1562.	694.
4.50	463.	1255.	29.	1689.	753.
5.00	537.	1315.	32.	1820.	814.
5.50	615.	1375.	35.	1955.	877.
6.00	696.	1435.	38.	2093.	941.
6.50	780.	1495.	41.	2234.	1007.
7.00	868.	1555.	45.	2379.	1075.
7.50	960.	1616.	48.	2527.	1144.
8.00	1054.	1676.	51.	2679.	1216.
8.50	1153.	1736.	54.	2834.	1289.
9.00	1255.	1796.	57.	2993.	1364.
9.50	1360.	1856.	60.	3155.	1440.
10.00	1469.	1916.	64.	3321.	1519.
10.50	1581.	1976.	67.	3490.	1599.
11.00	1697.	2036.	70.	3663.	1681.
11.50	1816.	2096.	73.	3839.	1765.
12.00	1938.	2156.	76.	4018.	1850.
12.50	2064.	2216.	80.	4201.	1937.
13.00	2194.	2276.	83.	4388.	2026.
13.50	2327.	2337.	86.	4578.	2117.
14.00	2463.	2397.	89.	4771.	2210.
14.50	2603.	2457.	92.	4968.	2304.
15.00	2747.	2517.	95.	5168.	2400.
15.50	2894.	2577.	99.	5372.	2498.
16.00	3044.	2637.	102.	5579.	2598.
16.50	3198.	2697.	105.	5790.	2699.
17.00	3355.	2757.	108.	6004.	2802.
17.50	3516.	2817.	111.	6222.	2907.
18.00	3680.	2877.	115.	6443.	3014.
18.50	3847.	2937.	118.	6667.	3122.
19.00	4019.	2997.	121.	6895.	3233.
19.50	4193.	3058.	124.	7127.	3345.
20.00	4371.	3118.	127.	7362.	3458.
20.50	4553.	3142.	130.	7564.	3558.
21.00	4738.	2916.	134.	7520.	3551.
21.50	4926.	2690.	137.	7479.	3546.
22.00	5118.	2464.	140.	7442.	3543.
22.50	5313.	2238.	143.	7409.	3541.
23.00	5512.	2013.	146.	7378.	3541.
23.50	5705.	1787.	150.	7342.	3538.
24.00	5840.	1794.	153.	7482.	3607.
24.50	5966.	1802.	156.	7612.	3671.
25.00	6092.	1810.	159.	7742.	3736.
25.50	6217.	1817.	162.	7872.	3800.
26.00	6343.	1825.	165.	8003.	3864.
26.50	6469.	1833.	169.	8133.	3929.
27.00	6594.	1840.	172.	8263.	3993.
27.50	6720.	1848.	175.	8393.	4057.
28.00	6846.	1856.	178.	8523.	4121.
28.50	6971.	1863.	181.	8653.	4186.
29.00	7097.	1871.	184.	8783.	4250.
29.50	7222.	1879.	188.	8913.	4314.
30.00	7348.	1886.	191.	9044.	4378.
30.50	7474.	1894.	194.	9174.	4443.
31.00	7599.	1902.	197.	9304.	4507.
31.50	7725.	1909.	200.	9434.	4571.
32.00	7851.	1917.	204.	9564.	4635.
32.50	7976.	1925.	207.	9694.	4700.
33.00	8102.	1932.	210.	9825.	4764.
33.50	8230.	1940.	213.	9957.	4829.

34.00	8359.	1948.	216.	10090.	4895.
34.50	8490.	1955.	219.	10225.	4962.
35.00	8622.	1963.	223.	10362.	5030.
35.50	8756.	1971.	226.	10501.	5098.
36.00	8892.	1978.	229.	10641.	5168.
36.50	9029.	1986.	232.	10782.	5238.
37.00	9168.	1994.	235.	10926.	5309.
37.50	9308.	2001.	239.	11071.	5380.
38.00	9450.	2009.	242.	11217.	5453.
38.50	9594.	2017.	245.	11365.	5527.

 Lp = Lunghezza utile del palo
 Ql1 = Portata laterale limite
 Qb1 = Portata di base limite
 Wp = Peso efficace del palo
 Qu = Portata totale limite
 Qd = Portata di progetto = $Ql1/FS,l + Qb1/FS,b - Wp$

11.4 Dal km 0+000 al km 0+050 circa (fino a TM01) palo D=1000 mm(trazione)

*** P A L ***
 Programma per l'analisi della capacita' portante
 assiale di un palo di fondazione
 (C) G.Guiducci - Studio SINTESI (RN - Italy)
 ottobre 2006

pag./ 2

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
 Capacita' portante palo D=1000 mm-SLU A1+M1+R3 trazione

Quota testa palo da p.c. = 1.50 m
 Quota falda da p.c. = 4.00 m
 Peso di volume del palo = -15.00 kN/m3
 Fattore di sicurezza portata laterale = 2.10 (FS,l)
 Fattore di sicurezza portata di base = 1.00 (FS,b)

Elemento cilindrico, Diametro fusto = 1000. mm

Criterio per la determinazione della portata di base in uno strato "i"
 quando la $Q_{b,i}$ ad esso attribuibile e' superiore a quella degli
 strati adiacenti:

La base del palo deve essere situata almeno: $3.0 * 1.000 = 3.00$ m
 entro lo strato se quello sovrastante e' piu' debole

La base del palo deve essere situata almeno: $3.0 * 1.000 = 3.00$ m
 sopra lo strato sottostante se esso e' piu' debole

La variazione di Q_b viene assunta lineare dal passaggio di strato

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=1000 mm-SLU A1+M1+R3 trazione

DEFINIZIONE PARAMETRI E CRITERI DI CALCOLO PER GLI STRATI DI TERRENO

Strato 1 "SG " (Incoerente) da .00 a 25.00 m

Gn = 19.0 kN/m³ Ge = 9.0 kN/m³

Tau = K * tan(delta) * S'v < 150.0 kPa
K = .50 delta = 35.0 deg

Qb variabile lin. da 0. a 0. kPa

Strato 2 "LA " (Coesivo) da 25.00 a 40.00 m

Gn = 19.0 kN/m³ Ge = 9.0 kN/m³

Tau = alfa * Cu < 100.0 kPa
Criterio alfa(Cu) nel seguito
Tau > .23 * S'v
Tau < .55 * S'v

Qb variabile lin. da 0. a 0. kPa

Cu variabile lin. da 200.0 a 200.0 kPa

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=1000 mm-SLU A1+M1+R3 trazione

MOLTIPLICATORI per i parametri di calcolo

strato	Molt. Tau	Molt. Qb	Molt. Cu
1 "SG "	1.00	1.00	-
2 "LA "	1.00	1.00	1.00

NOTA: i moltiplicatori non influenzano le limitazioni
superiori o inferiori dei parametri

Per terreni coesivi: Criterio $\tau = \alpha * C_u$

Cu kPa	alfa
.0	.90
25.0	.90
25.1	.80
50.0	.80
51.0	.60
75.0	.60
75.1	.40
400.0	.40

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=1000 mm-SLU A1+M1+R3 trazione

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
1.50	28.5	28.5	--	.35	10.0	0.
2.00	38.0	38.0	--	.35	13.3	0.
2.50	47.5	47.5	--	.35	16.6	0.
3.00	57.0	57.0	--	.35	20.0	0.
3.50	66.5	66.5	--	.35	23.3	0.
4.00	76.0	76.0	--	.35	26.6	0.
4.50	80.5	85.5	--	.35	28.2	0.
5.00	85.0	95.0	--	.35	29.8	0.
5.50	89.5	104.5	--	.35	31.3	0.
6.00	94.0	114.0	--	.35	32.9	0.
6.50	98.5	123.5	--	.35	34.5	0.
7.00	103.0	133.0	--	.35	36.1	0.
7.50	107.5	142.5	--	.35	37.6	0.
8.00	112.0	152.0	--	.35	39.2	0.
8.50	116.5	161.5	--	.35	40.8	0.
9.00	121.0	171.0	--	.35	42.4	0.
9.50	125.5	180.5	--	.35	43.9	0.
10.00	130.0	190.0	--	.35	45.5	0.
10.50	134.5	199.5	--	.35	47.1	0.
11.00	139.0	209.0	--	.35	48.7	0.
11.50	143.5	218.5	--	.35	50.2	0.
12.00	148.0	228.0	--	.35	51.8	0.
12.50	152.5	237.5	--	.35	53.4	0.
13.00	157.0	247.0	--	.35	55.0	0.
13.50	161.5	256.5	--	.35	56.5	0.
14.00	166.0	266.0	--	.35	58.1	0.
14.50	170.5	275.5	--	.35	59.7	0.
15.00	175.0	285.0	--	.35	61.3	0.
15.50	179.5	294.5	--	.35	62.8	0.
16.00	184.0	304.0	--	.35	64.4	0.

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=1000 mm-SLU A1+M1+R3 trazione

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
16.50	188.5	313.5	--	.35	66.0	0.
17.00	193.0	323.0	--	.35	67.6	0.
17.50	197.5	332.5	--	.35	69.1	0.
18.00	202.0	342.0	--	.35	70.7	0.
18.50	206.5	351.5	--	.35	72.3	0.
19.00	211.0	361.0	--	.35	73.9	0.
19.50	215.5	370.5	--	.35	75.4	0.
20.00	220.0	380.0	--	.35	77.0	0.
20.50	224.5	389.5	--	.35	78.6	0.
21.00	229.0	399.0	--	.35	80.2	0.
21.50	233.5	408.5	--	.35	81.7	0.
22.00	238.0	418.0	--	.35	83.3	0.
22.50	242.5	427.5	--	.35	84.9	0.
23.00	247.0	437.0	--	.35	86.5	0.
23.50	251.5	446.5	--	.35	88.1	0.
24.00	256.0	456.0	--	.35	89.6	0.
24.50	260.5	465.5	--	.35	91.2	0.
25.00	265.0	475.0	--	.33	86.4	0.
25.50	269.5	484.5	200.0	.30	80.0	0.
26.00	274.0	494.0	200.0	.29	80.0	0.
26.50	278.5	503.5	200.0	.29	80.0	0.
27.00	283.0	513.0	200.0	.28	80.0	0.
27.50	287.5	522.5	200.0	.28	80.0	0.
28.00	292.0	532.0	200.0	.27	80.0	0.
28.50	296.5	541.5	200.0	.27	80.0	0.
29.00	301.0	551.0	200.0	.27	80.0	0.
29.50	305.5	560.5	200.0	.26	80.0	0.
30.00	310.0	570.0	200.0	.26	80.0	0.
30.50	314.5	579.5	200.0	.25	80.0	0.
31.00	319.0	589.0	200.0	.25	80.0	0.

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=1000 mm-SLU A1+M1+R3 trazione

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
31.50	323.5	598.5	200.0	.25	80.0	0.
32.00	328.0	608.0	200.0	.24	80.0	0.
32.50	332.5	617.5	200.0	.24	80.0	0.
33.00	337.0	627.0	200.0	.24	80.0	0.
33.50	341.5	636.5	200.0	.23	80.0	0.
34.00	346.0	646.0	200.0	.23	80.0	0.
34.50	350.5	655.5	200.0	.23	80.6	0.
35.00	355.0	665.0	200.0	.23	81.7	0.
35.50	359.5	674.5	200.0	.23	82.7	0.
36.00	364.0	684.0	200.0	.23	83.7	0.
36.50	368.5	693.5	200.0	.23	84.8	0.
37.00	373.0	703.0	200.0	.23	85.8	0.
37.50	377.5	712.5	200.0	.23	86.8	0.
38.00	382.0	722.0	200.0	.23	87.9	0.
38.50	386.5	731.5	200.0	.23	88.9	0.
39.00	391.0	741.0	200.0	.23	89.9	0.
39.50	395.5	750.5	200.0	.23	91.0	0.
40.00	400.0	760.0	200.0	.23	92.0	0.

zz = Profondita' da piano campagna
S'v = Tensione verticale efficace
Sv = Tensione verticale totale
Cu = Coesione non drenata
Tau = Tensione di adesione laterale limite
qb = Portata di base limite unitaria

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
 Capacita' portante palo D=1000 mm-SLU A1+M1+R3 trazione

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Ql1 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	0.	0.	0.	0.
.50	18.	0.	-6.	24.	15.
1.00	42.	0.	-12.	54.	32.
1.50	71.	0.	-18.	88.	51.
2.00	104.	0.	-24.	128.	73.
2.50	144.	0.	-29.	173.	98.
3.00	187.	0.	-35.	222.	124.
3.50	232.	0.	-41.	273.	152.
4.00	280.	0.	-47.	327.	181.
4.50	331.	0.	-53.	384.	210.
5.00	384.	0.	-59.	442.	242.
5.50	439.	0.	-65.	504.	274.
6.00	497.	0.	-71.	568.	307.
6.50	557.	0.	-77.	634.	342.
7.00	620.	0.	-82.	703.	378.
7.50	685.	0.	-88.	774.	415.
8.00	753.	0.	-94.	847.	453.
8.50	823.	0.	-100.	924.	492.
9.00	896.	0.	-106.	1002.	533.
9.50	971.	0.	-112.	1083.	574.
10.00	1049.	0.	-118.	1167.	617.
10.50	1129.	0.	-124.	1253.	661.
11.00	1212.	0.	-130.	1341.	707.
11.50	1297.	0.	-135.	1432.	753.
12.00	1384.	0.	-141.	1526.	801.
12.50	1475.	0.	-147.	1622.	849.
13.00	1567.	0.	-153.	1720.	899.
13.50	1662.	0.	-159.	1821.	951.
14.00	1760.	0.	-165.	1924.	1003.
14.50	1859.	0.	-171.	2030.	1056.
15.00	1962.	0.	-177.	2139.	1111.
15.50	2067.	0.	-183.	2249.	1167.
16.00	2174.	0.	-188.	2363.	1224.
16.50	2284.	0.	-194.	2478.	1282.
17.00	2396.	0.	-200.	2597.	1341.
17.50	2511.	0.	-206.	2717.	1402.
18.00	2628.	0.	-212.	2841.	1464.
18.50	2748.	0.	-218.	2966.	1527.
19.00	2870.	0.	-224.	3094.	1591.
19.50	2995.	0.	-230.	3225.	1656.
20.00	3122.	0.	-236.	3358.	1722.
20.50	3252.	0.	-242.	3493.	1790.
21.00	3384.	0.	-247.	3631.	1859.
21.50	3519.	0.	-253.	3772.	1929.
22.00	3656.	0.	-259.	3915.	2000.
22.50	3795.	0.	-265.	4060.	2072.
23.00	3937.	0.	-271.	4208.	2146.
23.50	4079.	0.	-277.	4356.	2219.
24.00	4207.	0.	-283.	4490.	2286.
24.50	4333.	0.	-289.	4622.	2352.
25.00	4459.	0.	-295.	4753.	2418.
25.50	4584.	0.	-300.	4885.	2483.
26.00	4710.	0.	-306.	5016.	2549.
26.50	4836.	0.	-312.	5148.	2615.
27.00	4961.	0.	-318.	5280.	2681.
27.50	5087.	0.	-324.	5411.	2746.
28.00	5213.	0.	-330.	5543.	2812.
28.50	5338.	0.	-336.	5674.	2878.
29.00	5464.	0.	-342.	5806.	2944.
29.50	5590.	0.	-348.	5937.	3009.
30.00	5715.	0.	-353.	6069.	3075.
30.50	5841.	0.	-359.	6200.	3141.
31.00	5967.	0.	-365.	6332.	3207.
31.50	6092.	0.	-371.	6464.	3272.
32.00	6218.	0.	-377.	6595.	3338.
32.50	6344.	0.	-383.	6727.	3404.
33.00	6470.	0.	-389.	6859.	3470.
33.50	6597.	0.	-395.	6992.	3536.

34.00	6726.	0.	-401.	7127.	3604.
34.50	6857.	0.	-406.	7263.	3672.
35.00	6989.	0.	-412.	7402.	3741.
35.50	7123.	0.	-418.	7541.	3810.
36.00	7259.	0.	-424.	7683.	3881.
36.50	7396.	0.	-430.	7826.	3952.
37.00	7535.	0.	-436.	7971.	4024.
37.50	7675.	0.	-442.	8117.	4097.
38.00	7817.	0.	-448.	8265.	4170.
38.50	7961.	0.	-454.	8415.	4245.

Lp = Lunghezza utile del palo
 Ql1 = Portata laterale limite
 Qb1 = Portata di base limite
 Wp = Peso efficace del palo
 Qu = Portata totale limite
 Qd = Portata di progetto = $Ql1/FS,l + Qb1/FS,b - Wp$

11.5 Dal km 0+000 al km 0+050 circa (fino a TM01) palo D=1200 mm(compressione)

*** P A L ***
 Programma per l'analisi della capacita' portante
 assiale di un palo di fondazione

(C) G.Guiducci - Studio SINTESI (RN - Italy)
 ottobre 2006

pag./ 2

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
 Capacita' portante palo D=1200 mm-SLU A1+M1+R3

Quota testa palo da p.c.	=	1.50 m
Quota falda da p.c.	=	4.00 m
Peso di volume del palo	=	8.10 kN/m3
Fattore di sicurezza portata laterale	=	1.96 (FS,l)
Fattore di sicurezza portata di base	=	2.30 (FS,b)

Elemento cilindrico, Diametro fusto = 1200. mm

Criterio per la determinazione della portata di base in uno strato "i"
 quando la $Q_{b,i}$ ad esso attribuibile e' superiore a quella degli
 strati adiacenti:

La base del palo deve essere situata almeno: $3.0 * 1.200 = 3.60$ m
 entro lo strato se quello sovrastante e' piu' debole

La base del palo deve essere situata almeno: $3.0 * 1.200 = 3.60$ m
 sopra lo strato sottostante se esso e' piu' debole

La variazione di Q_b viene assunta lineare dal passaggio di strato

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=1200 mm-SLU A1+M1+R3

DEFINIZIONE PARAMETRI E CRITERI DI CALCOLO PER GLI STRATI DI TERRENO

Strato 1 "SG " (Incoerente) da .00 a 25.00 m

$$G_n = 19.0 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 9.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} \tau &= K * \tan(\delta) * S'v < 150.0 \text{ kPa} \\ K &= .70 \quad \delta = 35.0 \text{ deg} \end{aligned}$$

$$Q_b = 17.0 * S'v < 4000. \text{ kPa}$$

Strato 2 "LA " (Coesivo) da 25.00 a 40.00 m

$$G_n = 19.5 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 9.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} \tau &= \alpha * C_u < 100.0 \text{ kPa} \\ &\quad \text{Criterio } \alpha(C_u) \text{ nel seguito} \\ \tau &> .23 * S'v \\ \tau &< .55 * S'v \end{aligned}$$

$$Q_b = 9.0 * C_u + S_v < 3800. \text{ kPa}$$

$$C_u \text{ variabile lin. da } 200.0 \text{ a } 200.0 \text{ kPa}$$

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=1200 mm-SLU A1+M1+R3

MOLTIPLICATORI per i parametri di calcolo

strato	Molt. Tau	Molt. Qb	Molt. Cu
1 "SG "	1.00	1.00	-
2 "LA "	1.00	1.00	1.00

NOTA: i moltiplicatori non influenzano le limitazioni superiori o inferiori dei parametri

Per terreni coesivi: Criterio $\tau = \alpha * C_u$

Cu kPa	alfa
.0	.90
25.0	.90
25.1	.80
50.0	.80
51.0	.60
75.0	.60
75.1	.40
400.0	.40

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=1200 mm-SLU A1+M1+R3

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
1.50	28.5	28.5	--	.49	14.0	485.
2.00	38.0	38.0	--	.49	18.6	646.
2.50	47.5	47.5	--	.49	23.3	808.
3.00	57.0	57.0	--	.49	27.9	969.
3.50	66.5	66.5	--	.49	32.6	1131.
4.00	76.0	76.0	--	.49	37.3	1292.
4.50	80.5	85.5	--	.49	39.5	1369.
5.00	85.0	95.0	--	.49	41.7	1445.
5.50	89.5	104.5	--	.49	43.9	1522.
6.00	94.0	114.0	--	.49	46.1	1598.
6.50	98.5	123.5	--	.49	48.3	1675.
7.00	103.0	133.0	--	.49	50.5	1751.
7.50	107.5	142.5	--	.49	52.7	1828.
8.00	112.0	152.0	--	.49	54.9	1904.
8.50	116.5	161.5	--	.49	57.1	1981.
9.00	121.0	171.0	--	.49	59.3	2057.
9.50	125.5	180.5	--	.49	61.5	2134.
10.00	130.0	190.0	--	.49	63.7	2210.
10.50	134.5	199.5	--	.49	65.9	2287.
11.00	139.0	209.0	--	.49	68.1	2363.
11.50	143.5	218.5	--	.49	70.3	2440.
12.00	148.0	228.0	--	.49	72.5	2516.
12.50	152.5	237.5	--	.49	74.7	2593.
13.00	157.0	247.0	--	.49	77.0	2669.
13.50	161.5	256.5	--	.49	79.2	2746.
14.00	166.0	266.0	--	.49	81.4	2822.
14.50	170.5	275.5	--	.49	83.6	2899.
15.00	175.0	285.0	--	.49	85.8	2975.
15.50	179.5	294.5	--	.49	88.0	3052.
16.00	184.0	304.0	--	.49	90.2	3128.

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=1200 mm-SLU A1+M1+R3

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
16.50	188.5	313.5	--	.49	92.4	3205.
17.00	193.0	323.0	--	.49	94.6	3281.
17.50	197.5	332.5	--	.49	96.8	3358.
18.00	202.0	342.0	--	.49	99.0	3434.
18.50	206.5	351.5	--	.49	101.2	3502.
19.00	211.0	361.0	--	.49	103.4	3565.
19.50	215.5	370.5	--	.49	105.6	3627.
20.00	220.0	380.0	--	.49	107.8	3689.
20.50	224.5	389.5	--	.49	110.0	3752.
21.00	229.0	399.0	--	.49	112.2	3814.
21.50	233.5	408.5	--	.49	114.4	3877.
22.00	238.0	418.0	--	.49	116.7	3754.
22.50	242.5	427.5	--	.49	118.9	3507.
23.00	247.0	437.0	--	.49	121.1	3261.
23.50	251.5	446.5	--	.49	123.3	3014.
24.00	256.0	456.0	--	.49	125.5	2768.
24.50	260.5	465.5	--	.49	127.7	2521.
25.00	265.0	475.0	--	.40	104.9	2275.
25.50	269.5	484.8	200.0	.30	80.0	2285.
26.00	274.0	494.5	200.0	.29	80.0	2295.
26.50	278.5	504.3	200.0	.29	80.0	2304.
27.00	283.0	514.0	200.0	.28	80.0	2314.
27.50	287.5	523.8	200.0	.28	80.0	2324.
28.00	292.0	533.5	200.0	.27	80.0	2334.
28.50	296.5	543.3	200.0	.27	80.0	2343.
29.00	301.0	553.0	200.0	.27	80.0	2353.
29.50	305.5	562.8	200.0	.26	80.0	2363.
30.00	310.0	572.5	200.0	.26	80.0	2373.
30.50	314.5	582.3	200.0	.25	80.0	2382.
31.00	319.0	592.0	200.0	.25	80.0	2392.

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=1200 mm-SLU A1+M1+R3

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
31.50	323.5	601.8	200.0	.25	80.0	2402.
32.00	328.0	611.5	200.0	.24	80.0	2412.
32.50	332.5	621.3	200.0	.24	80.0	2421.
33.00	337.0	631.0	200.0	.24	80.0	2431.
33.50	341.5	640.8	200.0	.23	80.0	2441.
34.00	346.0	650.5	200.0	.23	80.0	2451.
34.50	350.5	660.3	200.0	.23	80.6	2460.
35.00	355.0	670.0	200.0	.23	81.7	2470.
35.50	359.5	679.8	200.0	.23	82.7	2480.
36.00	364.0	689.5	200.0	.23	83.7	2490.
36.50	368.5	699.3	200.0	.23	84.8	2499.
37.00	373.0	709.0	200.0	.23	85.8	2509.
37.50	377.5	718.8	200.0	.23	86.8	2519.
38.00	382.0	728.5	200.0	.23	87.9	2529.
38.50	386.5	738.3	200.0	.23	88.9	2538.
39.00	391.0	748.0	200.0	.23	89.9	2548.
39.50	395.5	757.8	200.0	.23	91.0	2558.
40.00	400.0	767.5	200.0	.23	92.0	2568.

zz = Profondita' da piano campagna
S'v = Tensione verticale efficace
Sv = Tensione verticale totale
Cu = Coesione non drenata
Tau = Tensione di adesione laterale limite
qb = Portata di base limite unitaria

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
 Capacita' portante palo D=1200 mm-SLU A1+M1+R3

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Ql1 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	548.	0.	548.	238.
.50	31.	731.	5.	757.	329.
1.00	70.	913.	9.	974.	424.
1.50	118.	1096.	14.	1201.	523.
2.00	176.	1279.	18.	1436.	627.
2.50	241.	1461.	23.	1680.	736.
3.00	314.	1548.	27.	1834.	805.
3.50	390.	1634.	32.	1992.	878.
4.00	471.	1721.	37.	2155.	952.
4.50	555.	1807.	41.	2322.	1028.
5.00	644.	1894.	46.	2492.	1106.
5.50	738.	1980.	50.	2667.	1187.
6.00	835.	2067.	55.	2847.	1270.
6.50	936.	2153.	60.	3030.	1354.
7.00	1042.	2240.	64.	3217.	1441.
7.50	1151.	2326.	69.	3409.	1530.
8.00	1265.	2413.	73.	3605.	1621.
8.50	1383.	2499.	78.	3805.	1715.
9.00	1505.	2586.	82.	4009.	1810.
9.50	1632.	2672.	87.	4217.	1907.
10.00	1762.	2759.	92.	4430.	2007.
10.50	1897.	2846.	96.	4646.	2109.
11.00	2036.	2932.	101.	4867.	2213.
11.50	2179.	3019.	105.	5092.	2319.
12.00	2326.	3105.	110.	5321.	2427.
12.50	2477.	3192.	115.	5554.	2537.
13.00	2633.	3278.	119.	5792.	2649.
13.50	2792.	3365.	124.	6033.	2764.
14.00	2956.	3451.	128.	6279.	2880.
14.50	3124.	3538.	133.	6529.	2999.
15.00	3296.	3624.	137.	6783.	3120.
15.50	3472.	3711.	142.	7041.	3243.
16.00	3653.	3797.	147.	7303.	3368.
16.50	3837.	3884.	151.	7570.	3495.
17.00	4026.	3961.	156.	7831.	3620.
17.50	4219.	4031.	160.	8090.	3745.
18.00	4416.	4102.	165.	8353.	3872.
18.50	4617.	4173.	169.	8620.	4000.
19.00	4822.	4243.	174.	8892.	4131.
19.50	5032.	4314.	179.	9167.	4264.
20.00	5245.	4385.	183.	9447.	4399.
20.50	5463.	4245.	188.	9521.	4445.
21.00	5685.	3966.	192.	9459.	4433.
21.50	5911.	3688.	197.	9402.	4422.
22.00	6142.	3409.	202.	9349.	4414.
22.50	6376.	3130.	206.	9300.	4408.
23.00	6615.	2852.	211.	9256.	4404.
23.50	6846.	2573.	215.	9203.	4396.
24.00	7008.	2584.	220.	9372.	4479.
24.50	7159.	2595.	224.	9530.	4556.
25.00	7310.	2606.	229.	9687.	4634.
25.50	7461.	2617.	234.	9844.	4711.
26.00	7611.	2628.	238.	10001.	4788.
26.50	7762.	2639.	243.	10159.	4865.
27.00	7913.	2650.	247.	10316.	4942.
27.50	8064.	2661.	252.	10473.	5019.
28.00	8215.	2672.	257.	10630.	5096.
28.50	8365.	2683.	261.	10788.	5174.
29.00	8516.	2694.	266.	10945.	5251.
29.50	8667.	2705.	270.	11102.	5328.
30.00	8818.	2716.	275.	11259.	5405.
30.50	8969.	2727.	279.	11417.	5482.
31.00	9119.	2738.	284.	11574.	5559.
31.50	9270.	2749.	289.	11731.	5637.
32.00	9421.	2760.	293.	11888.	5714.
32.50	9572.	2771.	298.	12045.	5791.
33.00	9723.	2782.	302.	12203.	5868.
33.50	9876.	2794.	307.	12362.	5946.

34.00	10031.	2805.	311.	12524.	6026.
34.50	10188.	2816.	316.	12687.	6106.
35.00	10346.	2827.	321.	12852.	6187.
35.50	10507.	2838.	325.	13020.	6269.
36.00	10670.	2849.	330.	13189.	6353.
36.50	10834.	2860.	334.	13360.	6437.
37.00	11001.	2871.	339.	13533.	6522.
37.50	11170.	2882.	344.	13708.	6608.
38.00	11340.	2893.	348.	13885.	6695.
38.50	11512.	2904.	353.	14064.	6784.

Lp = Lunghezza utile del palo
Ql1 = Portata laterale limite
Qbl = Portata di base limite
Wp = Peso efficace del palo
Qu = Portata totale limite
Qd = Portata di progetto = $Ql1/FS,l + Qbl/FS,b - Wp$

11.6 Dal km 0+000 al km 0+050 circa (fino a TM01) palo D=1200 mm(trazione)

*** P A L ***
Programma per l'analisi della capacita' portante
assiale di un palo di fondazione
(C) G.Guiducci - Studio SINTESI (RN - Italy)
ottobre 2006

pag./ 2

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=1200 mm-SLU A1+M1+R3 traz

Quota testa palo da p.c. = 1.50 m
Quota falda da p.c. = 4.00 m
Peso di volume del palo = -15.00 kN/m3
Fattore di sicurezza portata laterale = 2.10 (FS,l)
Fattore di sicurezza portata di base = 1.00 (FS,b)

Elemento cilindrico, Diametro fusto = 1200. mm

Criterio per la determinazione della portata di base in uno strato "i"
quando la $Q_{b,i}$ ad esso attribuibile e' superiore a quella degli
strati adiacenti:

La base del palo deve essere situata almeno: $3.0 * 1.200 = 3.60$ m
entro lo strato se quello sovrastante e' piu' debole

La base del palo deve essere situata almeno: $3.0 * 1.200 = 3.60$ m
sopra lo strato sottostante se esso e' piu' debole

La variazione di Q_b viene assunta lineare dal passaggio di strato

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=1200 mm-SLU A1+M1+R3 traz

DEFINIZIONE PARAMETRI E CRITERI DI CALCOLO PER GLI STRATI DI TERRENO

Strato 1 "SG " (Incoerente) da .00 a 25.00 m

Gn = 19.0 kN/m³ Ge = 9.0 kN/m³

Tau = K * tan(delta) * S'v < 150.0 kPa
K = .50 delta = 35.0 deg

Qb variabile lin. da 0. a 0. kPa

Strato 2 "LA " (Coesivo) da 25.00 a 40.00 m

Gn = 19.5 kN/m³ Ge = 9.0 kN/m³

Tau = alfa * Cu < 100.0 kPa
Criterio alfa(Cu) nel seguito
Tau > .23 * S'v
Tau < .55 * S'v

Qb variabile lin. da 0. a 0. kPa

Cu variabile lin. da 200.0 a 200.0 kPa

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=1200 mm-SLU A1+M1+R3 traz

MOLTIPLICATORI per i parametri di calcolo

strato	Molt. Tau	Molt. Qb	Molt. Cu
1 "SG "	1.00	1.00	-
2 "LA "	1.00	1.00	1.00

NOTA: i moltiplicatori non influenzano le limitazioni superiori o inferiori dei parametri

Per terreni coesivi: Criterio $\tau = \alpha * C_u$

Cu kPa	alfa
.0	.90
25.0	.90
25.1	.80
50.0	.80
51.0	.60
75.0	.60
75.1	.40
400.0	.40

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=1200 mm-SLU A1+M1+R3 traz

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
1.50	28.5	28.5	--	.35	10.0	0.
2.00	38.0	38.0	--	.35	13.3	0.
2.50	47.5	47.5	--	.35	16.6	0.
3.00	57.0	57.0	--	.35	20.0	0.
3.50	66.5	66.5	--	.35	23.3	0.
4.00	76.0	76.0	--	.35	26.6	0.
4.50	80.5	85.5	--	.35	28.2	0.
5.00	85.0	95.0	--	.35	29.8	0.
5.50	89.5	104.5	--	.35	31.3	0.
6.00	94.0	114.0	--	.35	32.9	0.
6.50	98.5	123.5	--	.35	34.5	0.
7.00	103.0	133.0	--	.35	36.1	0.
7.50	107.5	142.5	--	.35	37.6	0.
8.00	112.0	152.0	--	.35	39.2	0.
8.50	116.5	161.5	--	.35	40.8	0.
9.00	121.0	171.0	--	.35	42.4	0.
9.50	125.5	180.5	--	.35	43.9	0.
10.00	130.0	190.0	--	.35	45.5	0.
10.50	134.5	199.5	--	.35	47.1	0.
11.00	139.0	209.0	--	.35	48.7	0.
11.50	143.5	218.5	--	.35	50.2	0.
12.00	148.0	228.0	--	.35	51.8	0.
12.50	152.5	237.5	--	.35	53.4	0.
13.00	157.0	247.0	--	.35	55.0	0.
13.50	161.5	256.5	--	.35	56.5	0.
14.00	166.0	266.0	--	.35	58.1	0.
14.50	170.5	275.5	--	.35	59.7	0.
15.00	175.0	285.0	--	.35	61.3	0.
15.50	179.5	294.5	--	.35	62.8	0.
16.00	184.0	304.0	--	.35	64.4	0.

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=1200 mm-SLU A1+M1+R3 traz

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
16.50	188.5	313.5	--	.35	66.0	0.
17.00	193.0	323.0	--	.35	67.6	0.
17.50	197.5	332.5	--	.35	69.1	0.
18.00	202.0	342.0	--	.35	70.7	0.
18.50	206.5	351.5	--	.35	72.3	0.
19.00	211.0	361.0	--	.35	73.9	0.
19.50	215.5	370.5	--	.35	75.4	0.
20.00	220.0	380.0	--	.35	77.0	0.
20.50	224.5	389.5	--	.35	78.6	0.
21.00	229.0	399.0	--	.35	80.2	0.
21.50	233.5	408.5	--	.35	81.7	0.
22.00	238.0	418.0	--	.35	83.3	0.
22.50	242.5	427.5	--	.35	84.9	0.
23.00	247.0	437.0	--	.35	86.5	0.
23.50	251.5	446.5	--	.35	88.1	0.
24.00	256.0	456.0	--	.35	89.6	0.
24.50	260.5	465.5	--	.35	91.2	0.
25.00	265.0	475.0	--	.33	86.4	0.
25.50	269.5	484.8	200.0	.30	80.0	0.
26.00	274.0	494.5	200.0	.29	80.0	0.
26.50	278.5	504.3	200.0	.29	80.0	0.
27.00	283.0	514.0	200.0	.28	80.0	0.
27.50	287.5	523.8	200.0	.28	80.0	0.
28.00	292.0	533.5	200.0	.27	80.0	0.
28.50	296.5	543.3	200.0	.27	80.0	0.
29.00	301.0	553.0	200.0	.27	80.0	0.
29.50	305.5	562.8	200.0	.26	80.0	0.
30.00	310.0	572.5	200.0	.26	80.0	0.
30.50	314.5	582.3	200.0	.25	80.0	0.
31.00	319.0	592.0	200.0	.25	80.0	0.

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
Capacita' portante palo D=1200 mm-SLU A1+M1+R3 traz

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
31.50	323.5	601.8	200.0	.25	80.0	0.
32.00	328.0	611.5	200.0	.24	80.0	0.
32.50	332.5	621.3	200.0	.24	80.0	0.
33.00	337.0	631.0	200.0	.24	80.0	0.
33.50	341.5	640.8	200.0	.23	80.0	0.
34.00	346.0	650.5	200.0	.23	80.0	0.
34.50	350.5	660.3	200.0	.23	80.6	0.
35.00	355.0	670.0	200.0	.23	81.7	0.
35.50	359.5	679.8	200.0	.23	82.7	0.
36.00	364.0	689.5	200.0	.23	83.7	0.
36.50	368.5	699.3	200.0	.23	84.8	0.
37.00	373.0	709.0	200.0	.23	85.8	0.
37.50	377.5	718.8	200.0	.23	86.8	0.
38.00	382.0	728.5	200.0	.23	87.9	0.
38.50	386.5	738.3	200.0	.23	88.9	0.
39.00	391.0	748.0	200.0	.23	89.9	0.
39.50	395.5	757.8	200.0	.23	91.0	0.
40.00	400.0	767.5	200.0	.23	92.0	0.

zz = Profondita' da piano campagna
S'v = Tensione verticale efficace
Sv = Tensione verticale totale
Cu = Coesione non drenata
Tau = Tensione di adesione laterale limite
qb = Portata di base limite unitaria

SS4 SALARIA Inizio tracciato fino a 0+050
 Capacita' portante palo D=1200 mm-SLU A1+M1+R3 traz

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Ql1 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	0.	0.	0.	0.
.50	22.	0.	-8.	30.	19.
1.00	50.	0.	-17.	67.	41.
1.50	85.	0.	-25.	110.	66.
2.00	125.	0.	-34.	159.	94.
2.50	172.	0.	-42.	215.	125.
3.00	224.	0.	-51.	275.	158.
3.50	279.	0.	-59.	338.	192.
4.00	336.	0.	-68.	404.	228.
4.50	397.	0.	-76.	473.	265.
5.00	460.	0.	-85.	545.	304.
5.50	527.	0.	-93.	620.	344.
6.00	596.	0.	-102.	698.	386.
6.50	669.	0.	-110.	779.	429.
7.00	744.	0.	-119.	863.	473.
7.50	822.	0.	-127.	950.	519.
8.00	904.	0.	-136.	1039.	566.
8.50	988.	0.	-144.	1132.	615.
9.00	1075.	0.	-153.	1228.	665.
9.50	1166.	0.	-161.	1327.	716.
10.00	1259.	0.	-170.	1428.	769.
10.50	1355.	0.	-178.	1533.	823.
11.00	1454.	0.	-187.	1641.	879.
11.50	1556.	0.	-195.	1751.	936.
12.00	1661.	0.	-204.	1865.	995.
12.50	1769.	0.	-212.	1981.	1055.
13.00	1880.	0.	-221.	2101.	1116.
13.50	1994.	0.	-229.	2223.	1179.
14.00	2111.	0.	-238.	2349.	1243.
14.50	2231.	0.	-246.	2477.	1309.
15.00	2354.	0.	-254.	2609.	1376.
15.50	2480.	0.	-263.	2743.	1444.
16.00	2609.	0.	-271.	2880.	1514.
16.50	2741.	0.	-280.	3021.	1585.
17.00	2876.	0.	-288.	3164.	1658.
17.50	3013.	0.	-297.	3310.	1732.
18.00	3154.	0.	-305.	3459.	1807.
18.50	3298.	0.	-314.	3612.	1884.
19.00	3445.	0.	-322.	3767.	1963.
19.50	3594.	0.	-331.	3925.	2042.
20.00	3747.	0.	-339.	4086.	2123.
20.50	3902.	0.	-348.	4250.	2206.
21.00	4061.	0.	-356.	4417.	2290.
21.50	4222.	0.	-365.	4587.	2375.
22.00	4387.	0.	-373.	4760.	2462.
22.50	4554.	0.	-382.	4936.	2550.
23.00	4725.	0.	-390.	5115.	2640.
23.50	4895.	0.	-399.	5294.	2730.
24.00	5049.	0.	-407.	5456.	2811.
24.50	5200.	0.	-416.	5615.	2892.
25.00	5351.	0.	-424.	5775.	2972.
25.50	5501.	0.	-433.	5934.	3052.
26.00	5652.	0.	-441.	6093.	3133.
26.50	5803.	0.	-450.	6253.	3213.
27.00	5954.	0.	-458.	6412.	3293.
27.50	6105.	0.	-467.	6571.	3373.
28.00	6255.	0.	-475.	6730.	3454.
28.50	6406.	0.	-483.	6890.	3534.
29.00	6557.	0.	-492.	7049.	3614.
29.50	6708.	0.	-500.	7208.	3695.
30.00	6859.	0.	-509.	7367.	3775.
30.50	7009.	0.	-517.	7527.	3855.
31.00	7160.	0.	-526.	7686.	3935.
31.50	7311.	0.	-534.	7845.	4016.
32.00	7462.	0.	-543.	8005.	4096.
32.50	7613.	0.	-551.	8164.	4176.
33.00	7764.	0.	-560.	8324.	4257.
33.50	7917.	0.	-568.	8485.	4338.

34.00	8072.	0.	-577.	8648.	4420.
34.50	8228.	0.	-585.	8814.	4504.
35.00	8387.	0.	-594.	8981.	4588.
35.50	8548.	0.	-602.	9150.	4673.
36.00	8711.	0.	-611.	9321.	4759.
36.50	8875.	0.	-619.	9494.	4845.
37.00	9042.	0.	-628.	9669.	4933.
37.50	9210.	0.	-636.	9846.	5022.
38.00	9381.	0.	-645.	10025.	5112.
38.50	9553.	0.	-653.	10206.	5202.

Lp = Lunghezza utile del palo
 Ql1 = Portata laterale limite
 Qbl = Portata di base limite
 Wp = Peso efficace del palo
 Qu = Portata totale limite
 Qd = Portata di progetto = $Ql1/FS,l + Qbl/FS,b - Wp$

11.7 Dal km 0+060 (da TM01) al km 0+100 circa palo D=800 mm(compressione)

*** P A L ***
 Programma per l'analisi della capacita' portante
 assiale di un palo di fondazione

(C) G.Guiducci - Studio SINTESI (RN - Italy)
 ottobre 2006

pag./ 2

SS4 SALARIA S2 dopo TM01 fino 0+100
 Capacita' portante palo D=800 mm-SLU A1+M1+R3

Quota testa palo da p.c.	=	1.50 m
Quota falda da p.c.	=	3.50 m
Peso di volume del palo	=	8.10 kN/m3
Fattore di sicurezza portata laterale	=	1.96 (FS,l)
Fattore di sicurezza portata di base	=	2.30 (FS,b)

Elemento cilindrico, Diametro fusto = 800. mm

Criterio per la determinazione della portata di base in uno strato "i"
 quando la $Q_{b,i}$ ad esso attribuibile e' superiore a quella degli
 strati adiacenti:

La base del palo deve essere situata almeno: $3.0 * .800 = 2.40$ m
 entro lo strato se quello sovrastante e' piu' debole

La base del palo deve essere situata almeno: $3.0 * .800 = 2.40$ m
 sopra lo strato sottostante se esso e' piu' debole

La variazione di Q_b viene assunta lineare dal passaggio di strato

pag./ 3

SS4 SALARIA S2 dopo TM01 fino 0+100
Capacita' portante palo D=800 mm-SLU A1+M1+R3

DEFINIZIONE PARAMETRI E CRITERI DI CALCOLO PER GLI STRATI DI TERRENO

Strato 1 "LA " (Coesivo) da .00 a 4.00 m
Gn = 19.5 kN/m3 Ge = 9.5 kN/m3
Tau = alfa * Cu < 100.0 kPa Criterio alfa(Cu) nel seguito
Tau > .23 * S'v
Tau < .55 * S'v
Qb = 9.0 * Cu + Sv < 3800. kPa
Cu variabile lin. da 120.0 a 120.0 kPa

Strato 1 "SG " (Incoerente) da 4.00 a 25.00 m
Gn = 19.0 kN/m3 Ge = 9.0 kN/m3
Tau = K * tan(delta) * S'v < 150.0 kPa
K = .70 delta = 35.0 deg
Qb = 17.0 * S'v < 4000. kPa

pag./ 4

SS4 SALARIA S2 dopo TM01 fino 0+100
Capacita' portante palo D=800 mm-SLU A1+M1+R3

MOLTIPLICATORI per i parametri di calcolo

strato	Molt. Tau	Molt. Qb	Molt. Cu
1 "LA "	1.00	1.00	1.00
1 "SG "	1.00	1.00	-

NOTA: i moltiplicatori non influenzano le limitazioni superiori o inferiori dei parametri

Per terreni coesivi: Criterio Tau = alfa * Cu

Cu kPa	alfa
.0	.90
25.0	.90
25.1	.80
50.0	.80
51.0	.60
75.0	.60
75.1	.40
400.0	.40

SS4 SALARIA S2 dopo TM01 fino 0+100
Capacita' portante palo D=800 mm-SLU A1+M1+R3

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
1.50	29.3	29.3	120.0	.55	16.1	1109.
2.00	39.0	39.0	120.0	.55	21.5	1119.
2.50	48.8	48.8	120.0	.55	26.8	1129.
3.00	58.5	58.5	120.0	.55	32.2	1139.
3.50	68.3	68.3	120.0	.55	37.5	1148.
4.00	73.0	78.0	120.0	.52	38.0	1158.
4.50	77.5	87.5	--	.49	38.0	1251.
5.00	82.0	97.0	--	.49	40.2	1344.
5.50	86.5	106.5	--	.49	42.4	1437.
6.00	91.0	116.0	--	.49	44.6	1530.
6.50	95.5	125.5	--	.49	46.8	1624.
7.00	100.0	135.0	--	.49	49.0	1700.
7.50	104.5	144.5	--	.49	51.2	1777.
8.00	109.0	154.0	--	.49	53.4	1853.
8.50	113.5	163.5	--	.49	55.6	1930.
9.00	118.0	173.0	--	.49	57.8	2006.
9.50	122.5	182.5	--	.49	60.0	2083.
10.00	127.0	192.0	--	.49	62.2	2159.
10.50	131.5	201.5	--	.49	64.5	2236.
11.00	136.0	211.0	--	.49	66.7	2312.
11.50	140.5	220.5	--	.49	68.9	2389.
12.00	145.0	230.0	--	.49	71.1	2465.
12.50	149.5	239.5	--	.49	73.3	2542.
13.00	154.0	249.0	--	.49	75.5	2618.
13.50	158.5	258.5	--	.49	77.7	2695.
14.00	163.0	268.0	--	.49	79.9	2771.
14.50	167.5	277.5	--	.49	82.1	2848.
15.00	172.0	287.0	--	.49	84.3	2924.
15.50	176.5	296.5	--	.49	86.5	3001.
16.00	181.0	306.0	--	.49	88.7	3077.

SS4 SALARIA S2 dopo TM01 fino 0+100
Capacita' portante palo D=800 mm-SLU A1+M1+R3

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
16.50	185.5	315.5	--	.49	90.9	3154.
17.00	190.0	325.0	--	.49	93.1	3230.
17.50	194.5	334.5	--	.49	95.3	3307.
18.00	199.0	344.0	--	.49	97.5	3383.
18.50	203.5	353.5	--	.49	99.7	3460.
19.00	208.0	363.0	--	.49	102.0	3536.
19.50	212.5	372.5	--	.49	104.2	3613.
20.00	217.0	382.0	--	.49	106.4	3689.
20.50	221.5	391.5	--	.49	108.6	3766.
21.00	226.0	401.0	--	.49	110.8	3842.
21.50	230.5	410.5	--	.49	113.0	3919.
22.00	235.0	420.0	--	.49	115.2	3995.
22.50	239.5	429.5	--	.49	117.4	4000.
23.00	244.0	439.0	--	.49	119.6	4000.
23.50	248.5	448.5	--	.49	121.8	4000.
24.00	253.0	458.0	--	.49	124.0	4000.
24.50	257.5	467.5	--	.49	126.2	4000.
25.00	262.0	477.0	--	.49	128.4	4000.

zz = Profondita' da piano campagna
S'v = Tensione verticale efficace
Sv = Tensione verticale totale
Cu = Coesione non drenata
Tau = Tensione di adesione laterale limite
qb = Portata di base limite unitaria

SS4 SALARIA S2 dopo TM01 fino 0+100
Capacita' portante palo D=800 mm-SLU A1+M1+R3

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Ql1 kN	Qbl kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	558.	0.	558.	242.
.50	24.	562.	2.	584.	255.
1.00	54.	567.	4.	617.	270.
1.50	91.	572.	6.	657.	289.
2.00	135.	577.	8.	704.	312.
2.50	183.	582.	10.	755.	336.
3.00	230.	629.	12.	847.	379.
3.50	279.	676.	14.	940.	422.
4.00	331.	722.	16.	1037.	467.
4.50	386.	769.	18.	1137.	513.
5.00	443.	816.	20.	1239.	560.
5.50	503.	855.	22.	1335.	606.
6.00	566.	893.	24.	1435.	653.
6.50	632.	931.	26.	1537.	701.
7.00	701.	970.	29.	1642.	751.
7.50	772.	1008.	31.	1750.	802.
8.00	846.	1047.	33.	1860.	854.
8.50	923.	1085.	35.	1973.	908.
9.00	1002.	1124.	37.	2089.	963.
9.50	1085.	1162.	39.	2208.	1020.
10.00	1170.	1201.	41.	2330.	1078.
10.50	1258.	1239.	43.	2454.	1138.
11.00	1348.	1277.	45.	2581.	1199.
11.50	1442.	1316.	47.	2711.	1261.
12.00	1538.	1354.	49.	2844.	1325.
12.50	1637.	1393.	51.	2979.	1390.
13.00	1739.	1431.	53.	3117.	1457.
13.50	1844.	1470.	55.	3258.	1525.
14.00	1951.	1508.	57.	3402.	1594.
14.50	2061.	1547.	59.	3549.	1665.
15.00	2174.	1585.	61.	3698.	1737.
15.50	2289.	1624.	63.	3850.	1811.
16.00	2408.	1662.	65.	4005.	1886.
16.50	2529.	1700.	67.	4162.	1962.
17.00	2653.	1739.	69.	4323.	2040.
17.50	2780.	1777.	71.	4486.	2120.
18.00	2909.	1816.	73.	4652.	2201.
18.50	3042.	1854.	75.	4820.	2283.
19.00	3177.	1893.	77.	4992.	2366.
19.50	3314.	1931.	79.	5166.	2451.
20.00	3455.	1970.	81.	5343.	2538.
20.50	3598.	2008.	83.	5523.	2626.
21.00	3744.	2011.	86.	5670.	2699.
21.50	3893.	2011.	88.	5816.	2773.
22.00	4045.	2011.	90.	5966.	2848.
22.50	4199.	2011.	92.	6118.	2925.
23.00	4357.	2011.	94.	6274.	3003.
23.50	4517.	2011.	96.	6432.	3083.

Lp = Lunghezza utile del palo
 Ql1 = Portata laterale limite
 Qbl = Portata di base limite
 Wp = Peso efficace del palo
 Qu = Portata totale limite
 Qd = Portata di progetto = $Ql1/FS,1 + Qbl/FS,b - Wp$

11.8 Dal km 0+060 (da TM01) al km 0+100 circa palo D=800 mm(trazione)

*** P A L ***
 Programma per l'analisi della capacita' portante
 assiale di un palo di fondazione

(C) G.Guiducci - Studio SINTESI (RN - Italy)
ottobre 2006

pag./ 2

SS4 SALARIA S2 dopo TM01 fino 0+100
Capacita' portante palo D=800 mm-SLU A1+M1+R3 trazione

Quota testa palo da p.c.	=	1.50 m
Quota falda da p.c.	=	3.50 m
Peso di volume del palo	=	-15.00 kN/m ³
Fattore di sicurezza portata laterale	=	2.10 (FS,l)
Fattore di sicurezza portata di base	=	1.00 (FS,b)

Elemento cilindrico, Diametro fusto = 800. mm

Criterio per la determinazione della portata di base in uno strato "i"
quando la $Q_{b,i}$ ad esso attribuibile e' superiore a quella degli
strati adiacenti:

La base del palo deve essere situata almeno: $3.0 * .800 = 2.40$ m
entro lo strato se quello sovrastante e' piu' debole

La base del palo deve essere situata almeno: $3.0 * .800 = 2.40$ m
sopra lo strato sottostante se esso e' piu' debole

La variazione di Q_b viene assunta lineare dal passaggio di strato

SS4 SALARIA S2 dopo TM01 fino 0+100
Capacita' portante palo D=800 mm-SLU A1+M1+R3 trazione

DEFINIZIONE PARAMETRI E CRITERI DI CALCOLO PER GLI STRATI DI TERRENO

Strato 1 "LA " (Coesivo) da .00 a 4.00 m
Gn = 19.5 kN/m³ Ge = 9.5 kN/m³
Tau = alfa * Cu < 100.0 kPa Criterio alfa(Cu) nel seguito
Tau > .23 * S'v
Tau < .55 * S'v
Qb variabile lin. da 0. a 0. kPa
Cu variabile lin. da 120.0 a 120.0 kPa

Strato 2 "SG " (Incoerente) da 4.00 a 25.00 m
Gn = 19.0 kN/m³ Ge = 9.0 kN/m³
Tau = K * tan(delta) * S'v < 150.0 kPa
K = .50 delta = 35.0 deg
Qb variabile lin. da 0. a 0. kPa

SS4 SALARIA S2 dopo TM01 fino 0+100
Capacita' portante palo D=800 mm-SLU A1+M1+R3 trazione

MOLTIPLICATORI per i parametri di calcolo

strato	Molt. Tau	Molt. Qb	Molt. Cu
1 "LA "	1.00	1.00	1.00
2 "SG "	1.00	1.00	-

NOTA: i moltiplicatori non influenzano le limitazioni superiori o inferiori dei parametri

Per terreni coesivi: Criterio $\tau = \alpha * C_u$

Cu kPa	alfa
.0	.90
25.0	.90
25.1	.80
50.0	.80
51.0	.60
75.0	.60
75.1	.40
400.0	.40

SS4 SALARIA S2 dopo TM01 fino 0+100
Capacita' portante palo D=800 mm-SLU A1+M1+R3 trazione

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
1.50	29.3	29.3	120.0	.55	16.1	0.
2.00	39.0	39.0	120.0	.55	21.5	0.
2.50	48.8	48.8	120.0	.55	26.8	0.
3.00	58.5	58.5	120.0	.55	32.2	0.
3.50	68.3	68.3	120.0	.55	37.5	0.
4.00	73.0	78.0	120.0	.45	32.9	0.
4.50	77.5	87.5	--	.35	27.1	0.
5.00	82.0	97.0	--	.35	28.7	0.
5.50	86.5	106.5	--	.35	30.3	0.
6.00	91.0	116.0	--	.35	31.9	0.
6.50	95.5	125.5	--	.35	33.4	0.
7.00	100.0	135.0	--	.35	35.0	0.
7.50	104.5	144.5	--	.35	36.6	0.
8.00	109.0	154.0	--	.35	38.2	0.
8.50	113.5	163.5	--	.35	39.7	0.
9.00	118.0	173.0	--	.35	41.3	0.
9.50	122.5	182.5	--	.35	42.9	0.
10.00	127.0	192.0	--	.35	44.5	0.
10.50	131.5	201.5	--	.35	46.0	0.
11.00	136.0	211.0	--	.35	47.6	0.
11.50	140.5	220.5	--	.35	49.2	0.
12.00	145.0	230.0	--	.35	50.8	0.
12.50	149.5	239.5	--	.35	52.3	0.
13.00	154.0	249.0	--	.35	53.9	0.
13.50	158.5	258.5	--	.35	55.5	0.
14.00	163.0	268.0	--	.35	57.1	0.
14.50	167.5	277.5	--	.35	58.6	0.
15.00	172.0	287.0	--	.35	60.2	0.
15.50	176.5	296.5	--	.35	61.8	0.
16.00	181.0	306.0	--	.35	63.4	0.

SS4 SALARIA S2 dopo TM01 fino 0+100
Capacita' portante palo D=800 mm-SLU A1+M1+R3 trazione

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
16.50	185.5	315.5	--	.35	64.9	0.
17.00	190.0	325.0	--	.35	66.5	0.
17.50	194.5	334.5	--	.35	68.1	0.
18.00	199.0	344.0	--	.35	69.7	0.
18.50	203.5	353.5	--	.35	71.2	0.
19.00	208.0	363.0	--	.35	72.8	0.
19.50	212.5	372.5	--	.35	74.4	0.
20.00	217.0	382.0	--	.35	76.0	0.
20.50	221.5	391.5	--	.35	77.5	0.
21.00	226.0	401.0	--	.35	79.1	0.
21.50	230.5	410.5	--	.35	80.7	0.
22.00	235.0	420.0	--	.35	82.3	0.
22.50	239.5	429.5	--	.35	83.8	0.
23.00	244.0	439.0	--	.35	85.4	0.
23.50	248.5	448.5	--	.35	87.0	0.
24.00	253.0	458.0	--	.35	88.6	0.
24.50	257.5	467.5	--	.35	90.2	0.
25.00	262.0	477.0	--	.35	91.7	0.

zz = Profondita' da piano campagna
S'v = Tensione verticale efficace
Sv = Tensione verticale totale
Cu = Coesione non drenata
Tau = Tensione di adesione laterale limite
qb = Portata di base limite unitaria

SS4 SALARIA S2 dopo TM01 fino 0+100
Capacita' portante palo D=800 mm-SLU A1+M1+R3 trazione

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Ql1 kN	Qbl kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	0.	0.	0.	0.
.50	24.	0.	-4.	27.	15.
1.00	54.	0.	-8.	61.	33.
1.50	91.	0.	-11.	102.	55.
2.00	135.	0.	-15.	150.	79.
2.50	181.	0.	-19.	200.	105.
3.00	217.	0.	-23.	239.	126.
3.50	252.	0.	-26.	278.	146.
4.00	289.	0.	-30.	319.	168.
4.50	328.	0.	-34.	362.	190.
5.00	369.	0.	-38.	407.	213.
5.50	412.	0.	-41.	453.	238.
6.00	457.	0.	-45.	502.	263.
6.50	504.	0.	-49.	553.	289.
7.00	553.	0.	-53.	606.	316.
7.50	604.	0.	-57.	660.	344.
8.00	657.	0.	-60.	717.	373.
8.50	712.	0.	-64.	776.	403.
9.00	768.	0.	-68.	836.	434.
9.50	827.	0.	-72.	899.	466.
10.00	888.	0.	-75.	963.	498.
10.50	951.	0.	-79.	1030.	532.
11.00	1016.	0.	-83.	1099.	567.
11.50	1082.	0.	-87.	1169.	602.
12.00	1151.	0.	-90.	1242.	639.
12.50	1222.	0.	-94.	1316.	676.
13.00	1295.	0.	-98.	1393.	714.
13.50	1369.	0.	-102.	1471.	754.
14.00	1446.	0.	-106.	1551.	794.
14.50	1525.	0.	-109.	1634.	835.
15.00	1605.	0.	-113.	1718.	877.
15.50	1688.	0.	-117.	1805.	921.
16.00	1772.	0.	-121.	1893.	965.
16.50	1859.	0.	-124.	1983.	1010.
17.00	1947.	0.	-128.	2076.	1056.
17.50	2038.	0.	-132.	2170.	1102.
18.00	2130.	0.	-136.	2266.	1150.
18.50	2225.	0.	-139.	2364.	1199.
19.00	2321.	0.	-143.	2465.	1249.
19.50	2420.	0.	-147.	2567.	1299.
20.00	2520.	0.	-151.	2671.	1351.
20.50	2623.	0.	-155.	2777.	1403.
21.00	2727.	0.	-158.	2885.	1457.
21.50	2833.	0.	-162.	2996.	1511.
22.00	2942.	0.	-166.	3108.	1567.
22.50	3052.	0.	-170.	3222.	1623.
23.00	3164.	0.	-173.	3338.	1680.
23.50	3279.	0.	-177.	3456.	1738.

Lp = Lunghezza utile del palo
 Ql1 = Portata laterale limite
 Qbl = Portata di base limite
 Wp = Peso efficace del palo
 Qu = Portata totale limite
 Qd = Portata di progetto = $Ql1/FS,1 + Qbl/FS,b - Wp$

12 APPENDICE B. VALUTAZIONE DEL MOMENTO ADIMENSIONALE LUNGO IL PALO. TABULATI DI CALCOLO MR

12.1 Dal km 0+000 al km 0+050 fino a TM01 palo D=800 mm

Coeff. di Matlock e Reese-Inizio tracciato fino a 0+050 D=800

Lunghezza palo	Lp	=	15.00 m
Diametro palo	D	=	.80 m
Modulo elastico palo	Ep	=	30000.00 MPa
Rigidezza flessionale	EJ	=	603185.90 kN*m2

Definizione per punti del modulo di reazione del terreno E

Prof. m	E kN/m2
.000	18000.00
7.000	100000.00
23.500	100000.00
23.510	70000.00
40.000	70000.00

Per il primo segmento:

Modulo iniziale	Eo	=	18000.000 kN/m2
Gradiente del modulo	Kh	=	11714.290 kN/m3

Lunghezza elastica	$T = (EJ/Kh)^{0.20}$	=	2.200 m
$R = Eo / (Kh * T)$		=	.699
$Z_{max} = Lp / T$		=	6.819

Coefficienti adimensionali di flessibilita' della sommita' del palo:

Ay =	1.2988
As = By =	.9952
Bs =	1.3680

Spostamento:	$d = Ay Fo T^3/EJ + By Mo T^2/EJ$
Rotazione:	$r = As Fo T^2/EJ + Bs Mo T / EJ$

Per sommita' palo impedita di ruotare:

$Mo = - (T As/Bs) * Fo = - \alpha * Fo$	$\alpha = 1.6002 m$
---	---------------------

Sollecitazioni lungo il fusto del palo

Taglio:	$F = Av Fo + Bv Mo/T$
Momento:	$M = Am Fo T + Bm Mo$

Coeff. di Matlock e Reese-Inizio tracciato fino a 0+050 D=800

Momento adimensionale lungo il fusto del palo
con sommita' impedita di ruotare

z m	Mad -
.000	1.0000
.469	.7207
.938	.4732
1.406	.2620
1.875	.0897
2.344	-.0440
2.812	-.1408
3.281	-.2042
3.750	-.2390
4.500	-.2475
5.250	-.2178
6.000	-.1696
6.750	-.1177
7.500	-.0720
8.750	-.0199
10.000	.0039
11.250	.0097
13.125	.0045
15.000	.0000

Momento: $M(z) = M_0 * Mad(z)$

Coefficienti adimensionali di Matlock e Reese

z/T	Av	Am	Bv	Bm
.000	1.0000	.0000	.0000	1.0000
.213	.7954	.1916	-.1468	.9841
.426	.5814	.3383	-.2781	.9382
.639	.3756	.4400	-.3844	.8668
.852	.1876	.4994	-.4591	.7761
1.066	.0273	.5215	-.5015	.6729
1.279	-.1015	.5127	-.5130	.5640
1.492	-.1965	.4801	-.4978	.4556
1.705	-.2627	.4307	-.4577	.3530
2.046	-.3002	.3325	-.3738	.2095
2.387	-.2853	.2307	-.2715	.0993
2.728	-.2361	.1408	-.1731	.0240
3.069	-.1722	.0710	-.0910	-.0201
3.410	-.1048	.0233	-.0276	-.0399
3.978	-.0346	-.0147	.0175	-.0401
4.546	.0024	-.0215	.0268	-.0257
5.115	.0138	-.0157	.0191	-.0119
5.967	.0098	-.0043	.0059	-.0014
6.819	.0000	.0000	.0000	.0000

12.2 Dal km 0+000 al km 0+050 fino a TM01 palo D=1000 mm

Coeff. di Matlock e Reese-Inizio tracciato fino a 0+050 D=1000

Lunghezza palo	Lp	=	20.00 m
Diametro palo	D	=	1.00 m
Modulo elastico palo	Ep	=	30000.00 MPa
Rigidezza flessionale	EJ	=	1472622.00 kN*m ²

Definizione per punti del modulo di reazione del terreno E

```

-----
Prof.      E
m          kN/m2
-----
.000      18000.00
7.000     100000.00
23.500    100000.00
23.510     70000.00
40.000     70000.00
-----

```

Per il primo segmento:

Modulo iniziale	Eo	=	18000.000 kN/m ²
Gradiente del modulo	Kh	=	11714.290 kN/m ³

Lunghezza elastica	T = (EJ/Kh) ^{0.20}	=	2.630 m
R = Eo/(Kh*T)		=	.584
Zmax = Lp/T		=	7.606

Coefficienti adimensionali di flessibilita' della sommita' del palo:

Ay =	1.3976
As = By =	1.0518
Bs =	1.4053

Spostamento:	d = Ay Fo T ³ /EJ + By Mo T ² /EJ
Rotazione:	r = As Fo T ² /EJ + Bs Mo T /EJ

Per sommita' palo impedita di ruotare:

Mo = - (T As/Bs) * Fo = - alfa * Fo	alfa = 1.9681 m
-------------------------------------	-----------------

Sollecitazioni lungo il fusto del palo

Taglio:	F = Av Fo + Bv Mo/T
Momento:	M = Am Fo T + Bm Mo

Coeff. di Matlock e Reese-Inizio tracciato fino a 0+050 D=1000

Momento adimensionale lungo il fusto del palo
con sommita' impedita di ruotare

z m	Mad -
.000	1.0000
.625	.6975
1.250	.4316
1.875	.2091
2.500	.0332
3.125	-.0966
3.750	-.1835
4.375	-.2328
5.000	-.2515
6.000	-.2346
7.000	-.1860
8.000	-.1287
9.000	-.0774
10.000	-.0383
11.667	-.0015
13.333	.0101
15.000	.0094
17.500	.0030
20.000	.0000

Momento: $M(z) = M_0 * Mad(z)$

Coefficienti adimensionali di Matlock e Reese

z/T	Av	Am	Bv	Bm
.000	1.0000	.0000	.0000	1.0000
.238	.7859	.2130	-.1497	.9821
.475	.5567	.3728	-.2863	.9297
.713	.3320	.4780	-.3953	.8477
.951	.1297	.5320	-.4683	.7440
1.188	-.0368	.5419	-.5028	.6275
1.426	-.1637	.5168	-.5021	.5071
1.664	-.2491	.4666	-.4720	.3905
1.901	-.2980	.4008	-.4157	.2840
2.282	-.3048	.2832	-.3124	.1437
2.662	-.2575	.1743	-.1984	.0469
3.042	-.1867	.0895	-.1034	-.0091
3.423	-.1186	.0320	-.0386	-.0347
3.803	-.0602	-.0020	.0020	-.0410
4.437	-.0091	-.0218	.0234	-.0306
5.071	.0110	-.0190	.0211	-.0153
5.704	.0123	-.0107	.0111	-.0049
6.655	.0053	-.0019	.0014	.0004
7.606	.0000	.0000	.0000	.0000

12.3 Dal km 0+000 al km 0+050 fino a TM01 palo D=1200 mm

Coeff. di Matlock e Reese-Inizio tracciato fino a 0+050 D=1200

Lunghezza palo Lp = 30.00 m
 Diametro palo D = 1.20 m
 Modulo elastico palo Ep = 30000.00 MPa
 Rigidezza flessionale EJ = 3053629.00 kN*m2

Definizione per punti del modulo di reazione del terreno E

Prof. m	E kN/m2
.000	18000.00
7.000	100000.00
23.500	100000.00
23.510	70000.00
40.000	70000.00

Per il primo segmento:

Modulo iniziale Eo = 18000.000 kN/m2
 Gradiente del modulo Kh = 11714.290 kN/m3

Lunghezza elastica $T = (EJ/Kh)^{0.20} = 3.042$ m
 $R = Eo / (Kh * T) = .505$
 $Z_{max} = Lp / T = 9.861$

Coefficienti adimensionali di flessibilita' della sommita' del palo:

Ay = 1.4809
 As = By = 1.0988
 Bs = 1.4358

Spostamento: $d = Ay Fo T^3/EJ + By Mo T^2/EJ$
 Rotazione: $r = As Fo T^2/EJ + Bs Mo T / EJ$

Per sommita' palo impedita di ruotare:

$Mo = - (T As/Bs) * Fo = - \alpha * Fo$ $\alpha = 2.3283$ m

Sollecitazioni lungo il fusto del palo

Taglio: $F = Av Fo + Bv Mo/T$
 Momento: $M = Am Fo T + Bm Mo$

Coeff. di Matlock e Reese-Inizio tracciato fino a 0+050 D=1200

Momento adimensionale lungo il fusto del palo
con sommita' impedita di ruotare

z m	Mad -
.000	1.0000
.938	.6211
1.875	.3029
2.813	.0580
3.750	-.1108
4.688	-.2096
5.625	-.2503
6.563	-.2479
7.500	-.2180
9.000	-.1466
10.500	-.0796
12.000	-.0318
13.500	-.0040
15.000	.0084
17.500	.0101
20.000	.0051
22.500	.0013
26.250	-.0002
30.000	.0000

Momento: $M(z) = M_0 * Mad(z)$

Coefficienti adimensionali di Matlock e Reese

z/T	Av	Am	Bv	Bm
.000	1.0000	.0000	.0000	1.0000
.308	.7331	.2685	-.1805	.9719
.616	.4418	.4496	-.3396	.8904
.924	.1691	.5422	-.4493	.7666
1.233	-.0514	.5580	-.4978	.6183
1.541	-.2054	.5157	-.4890	.4643
1.849	-.2904	.4368	-.4352	.3204
2.157	-.3147	.3414	-.3528	.1982
2.465	-.2901	.2464	-.2525	.1039
2.958	-.2124	.1199	-.1310	.0101
3.451	-.1247	.0375	-.0449	-.0306
3.944	-.0568	-.0057	.0016	-.0391
4.437	-.0147	-.0218	.0200	-.0325
4.930	.0071	-.0228	.0220	-.0214
5.752	.0132	-.0125	.0132	-.0061
6.574	.0077	-.0035	.0041	.0005
7.395	.0020	.0003	-.0002	.0017
8.628	-.0005	.0006	-.0008	.0006
9.861	.0000	.0000	.0000	.0000

12.4 Dal km 0+000 dopo TM01 fino a km 0+100 palo D=800 mm

Coeff. di Matlock e Reese-da 0+060 a 0+100

Lunghezza palo	Lp	=	15.00 m
Diametro palo	D	=	.80 m
Modulo elastico palo	Ep	=	30000.00 MPa
Rigidezza flessionale	EJ	=	603185.90 kN*m2

Definizione per punti del modulo di reazione del terreno E

Prof. m	E kN/m2
.000	42000.00
2.500	42000.00
2.510	48000.00
7.000	100000.00
23.500	100000.00
23.510	70000.00
43.500	70000.00

Per il primo segmento:

Modulo iniziale	Eo	=	42000.000 kN/m2
Gradiente del modulo	Kh	=	.000 kN/m3

Lunghezza elastica	$T = (EJ/Eo)^{0.25}$	=	1.947 m
Zmax = Lp/T		=	7.705

Coefficienti adimensionali di flessibilita' della sommita' del palo:

Ay =	1.3902
As = By =	.9875
Bs =	1.3756

Spostamento:	$d = Ay Fo T^3/EJ + By Mo T^2/EJ$
Rotazione:	$r = As Fo T^2/EJ + Bs Mo T /EJ$

Per sommita' palo impedita di ruotare:

$Mo = - (T As/Bs) * Fo = - \text{alfa} * Fo$	$\text{alfa} = 1.3974 \text{ m}$
--	----------------------------------

Sollecitazioni lungo il fusto del palo

Taglio:	$F = Av Fo + Bv Mo/T$
Momento:	$M = Am Fo T + Bm Mo$

Coeff. di Matlock e Reese-da 0+060 a 0+100

Momento adimensionale lungo il fusto del palo
con sommita' impedita di ruotare

z m	Mad -
.000	1.0000
.469	.6920
.938	.4375
1.406	.2328
1.875	.0725
2.344	-.0495
2.813	-.1384
3.281	-.1961
3.750	-.2271
4.500	-.2329
5.250	-.2036
6.000	-.1577
6.750	-.1088
7.500	-.0661
8.750	-.0178
10.000	.0041
11.250	.0092
13.125	.0042
15.000	.0000

Momento: $M(z) = M_0 * Mad(z)$

Coefficienti adimensionali di Matlock e Reese

z/T	Av	Am	Bv	Bm
.000	1.0000	.0000	.0000	1.0000
.241	.6930	.2022	-.2007	.9737
.482	.4419	.3372	-.3356	.9073
.722	.2422	.4181	-.4176	.8152
.963	.0893	.4567	-.4584	.7087
1.204	-.0229	.4635	-.4689	.5963
1.445	-.1104	.4469	-.4563	.4843
1.686	-.1744	.4119	-.4248	.3777
1.926	-.2167	.3644	-.3756	.2805
2.312	-.2354	.2754	-.2910	.1508
2.697	-.2167	.1868	-.1991	.0566
3.082	-.1751	.1106	-.1171	-.0036
3.467	-.1247	.0527	-.0528	-.0354
3.853	-.0736	.0142	-.0066	-.0463
4.495	-.0221	-.0151	.0223	-.0388
5.137	.0038	-.0190	.0243	-.0223
5.779	.0110	-.0132	.0151	-.0092
6.742	.0072	-.0034	.0036	-.0006
7.705	.0000	.0000	.0000	.0000

12.5 Micropalo Dp=230 mm – OS14 Dal km 1+168 a km 1+700

Coeff. di Matlock e Reese-micropalo D=230

Lunghezza palo	Lp	=	6.00 m
Diametro palo	D	=	.23 m
Modulo elastico palo	Ep	=	20000.00 MPa
Rigidezza flessionale	EJ	=	2747.33 kN*m ²

Definizione per punti del modulo di reazione del terreno E

Prof. m	E kN/m ²
.000	12000.00
2.000	36000.00
2.100	60000.00
20.000	60000.00

Per il primo segmento:

Modulo iniziale	Eo	=	12000.000 kN/m ²
Gradiente del modulo	Kh	=	12000.000 kN/m ³

Lunghezza elastica	T = (EJ/Kh) ^{0.20}	=	.745 m
R = Eo / (Kh*T)		=	1.343
Zmax = Lp/T		=	8.058

Coefficienti adimensionali di flessibilita' della sommita' del palo:

Ay =	.9325
As = By =	.7795
Bs =	1.2168

Spostamento: $d = A_y F_o T^3/EJ + B_y M_o T^2/EJ$
 Rotazione: $r = A_s F_o T^2/EJ + B_s M_o T / EJ$

Per sommita' palo impedita di ruotare:

$M_o = - (T A_s/B_s) * F_o = - \alpha * F_o$ $\alpha = .4770 m$

Sollecitazioni lungo il fusto del palo

Taglio: $F = A_v F_o + B_v M_o/T$
 Momento: $M = A_m F_o T + B_m M_o$

Coeff. di Matlock e Reese-micropalo D=230

Momento adimensionale lungo il fusto del palo
con sommita' impedita di ruotare

z m	Mad -
.000	1.0000
.188	.6373
.375	.3397
.563	.1097
.750	-.0553
.938	-.1623
1.125	-.2204
1.313	-.2402
1.500	-.2323
1.800	-.1847
2.100	-.1215
2.400	-.0641
2.700	-.0241
3.000	-.0015
3.500	.0094
4.000	.0066
4.500	.0024
5.250	-.0001
6.000	.0000

Momento: $M(z) = M_0 * Mad(z)$

Coefficienti adimensionali di Matlock e Reese

z/T	Av	Am	Bv	Bm
.000	1.0000	.0000	.0000	1.0000
.252	.6907	.2120	-.2357	.9682
.504	.4119	.3496	-.4045	.8855
.755	.1763	.4222	-.5068	.7688
1.007	-.0078	.4417	-.5482	.6342
1.259	-.1387	.4216	-.5393	.4959
1.511	-.2205	.3749	-.4935	.3649
1.763	-.2601	.3132	-.4246	.2488
2.014	-.2665	.2460	-.3390	.1517
2.417	-.2347	.1430	-.2211	.0385
2.820	-.1705	.0592	-.1108	-.0291
3.223	-.0878	.0083	-.0147	-.0512
3.626	-.0315	-.0143	.0276	-.0464
4.029	.0008	-.0197	.0369	-.0322
4.700	.0138	-.0126	.0242	-.0103
5.372	.0095	-.0042	.0083	.0001
6.043	.0031	-.0001	.0001	.0023
7.050	-.0005	.0006	-.0015	.0008
8.058	.0000	.0000	.0000	.0000

12.6 Micropalo Dp=230 mm – OS14 Dal km 1+720 a km 1+740

Coeff. di Matlock e Reese-micropalo D=230 S2

Lunghezza palo	Lp	=	6.00 m
Diametro palo	D	=	.23 m
Modulo elastico palo	Ep	=	20000.00 MPa
Rigidezza flessionale	EJ	=	2747.33 kN*m ²

Definizione per punti del modulo di reazione del terreno E

Prof. m	E kN/m ²
.000	12000.00
4.000	60000.00
20.000	60000.00

Per il primo segmento:

Modulo iniziale	Eo	=	12000.000 kN/m ²
Gradiente del modulo	Kh	=	12000.000 kN/m ³

Lunghezza elastica	$T = (EJ/Kh)^{0.20}$	=	.745 m
$R = Eo / (Kh * T)$		=	1.343
$Z_{max} = Lp / T$		=	8.058

Coefficienti adimensionali di flessibilita' della sommita' del palo:

Ay =	.9345
As = By =	.7817
Bs =	1.2193

Spostamento: $d = Ay Fo T^3/EJ + By Mo T^2/EJ$
 Rotazione: $r = As Fo T^2/EJ + Bs Mo T / EJ$

Per sommita' palo impedita di ruotare:

$Mo = - (T As/Bs) * Fo = - \alpha * Fo$ $\alpha = .4774$

Sollecitazioni lungo il fusto del palo

Taglio: $F = Av Fo + Bv Mo/T$
 Momento: $M = Am Fo T + Bm Mo$

Coeff. di Matlock e Reese-micropalo D=230 S2

Momento adimensionale lungo il fusto del palo
con sommita' impedita di ruotare

z m	Mad -
.000	1.0000
.188	.6376
.375	.3403
.563	.1106
.750	-.0542
.938	-.1610
1.125	-.2189
1.313	-.2387
1.500	-.2310
1.800	-.1844
2.100	-.1236
2.400	-.0684
2.700	-.0278
3.000	-.0032
3.500	.0107
4.000	.0083
4.500	.0033
5.250	.0000
6.000	.0000

Momento: $M(z) = M_0 * Mad(z)$

Coefficienti adimensionali di Matlock e Reese

z/T	Av	Am	Bv	Bm
.000	1.0000	.0000	.0000	1.0000
.252	.6900	.2119	-.2362	.9681
.504	.4107	.3493	-.4056	.8852
.755	.1749	.4215	-.5083	.7681
1.007	-.0093	.4406	-.5496	.6331
1.259	-.1399	.4202	-.5402	.4945
1.511	-.2207	.3733	-.4933	.3634
1.763	-.2587	.3117	-.4224	.2476
2.014	-.2624	.2451	-.3336	.1514
2.417	-.2244	.1448	-.2088	.0415
2.820	-.1596	.0669	-.1007	-.0193
3.223	-.0942	.0162	-.0267	-.0432
3.626	-.0426	-.0105	.0141	-.0442
4.029	-.0070	-.0200	.0301	-.0343
4.700	.0130	-.0157	.0254	-.0139
5.372	.0116	-.0064	.0110	-.0017
6.043	.0046	-.0009	.0014	.0019
7.050	-.0003	.0006	-.0015	.0010
8.058	.0000	.0000	.0000	.0000

13 APPENDICE C. ANALISI DEI CEDIMENTI. TABULATI DI CALCOLO CED

13.1 Sezione 33 - Cedimenti totali

*** CED ***
Programma per l'analisi dei cedimenti
per aree di carico di rigidità nulla

(C) G.Guiducci - aprile 1999

pag./ 1

SALARIA LOTTO1 stralcio 1
Rilevato illimitato - cedimento totale sez 33colmata

Coefficiente di Frolich = 4
S'z a quota piano di posa = .0 kPa
Profondita' falda = 5.0 m
Coefficiente di Poisson = .30

Caratteristiche stratigrafiche e meccaniche

n.	Z in m	Z fin m	E in kPa	E fin kPa	G nat kN/m3	G eff kN/m3	N dv
1	.0	100.0	1200000.	1200000.	25.0	15.0	50

S'z = tensione verticale efficace litostatica
Z in = profondita' inizio strato
Z fin = profondita' fine strato
E in = modulo elastico inizio strato
E fin = modulo elastico fine strato
G nat = peso di volume naturale
G eff = peso di volume efficace
N dv = numero suddivisioni dello strato

Caratteristiche delle aree di carico

N.	Press. kPa	X c m	Y c m	X lato m	Y lato m	Carico MN
1	300.0	.00	.00	21.00	60.00	378.000
Carico totale =						378.000 MN

SALARIA LOTTO1 stralcio 1
Rilevato illimitato - cedimento totale sez 33colmata

RISULTATI relativi alla direttrice 1

X = .00 m Y = .00 m

Incrementi di tensioni dovuti ai carichi

Prof. m	D S'z kPa	D S'x kPa	D S'y kPa	.10 S'z	E medio
1.0	300.0	148.0	149.2	2.5	*****
3.0	299.3	133.3	143.4	7.5	*****
5.0	295.9	110.3	133.2	12.5	*****
7.0	287.9	86.3	120.7	15.5	*****
9.0	275.7	65.5	107.4	18.5	*****
11.0	260.7	49.2	94.6	21.5	*****
13.0	244.3	37.0	82.6	24.5	*****
15.0	227.8	28.0	71.9	27.5	*****
17.0	211.9	21.4	62.3	30.5	*****
19.0	196.8	16.6	53.9	33.5	*****
21.0	182.7	13.0	46.6	36.5	*****
23.0	169.7	10.3	40.2	39.5	*****
25.0	157.7	8.3	34.7	42.5	*****
27.0	146.7	6.7	30.0	45.5	*****
29.0	136.6	5.5	26.0	48.5	*****
31.0	127.3	4.5	22.5	51.5	*****
33.0	118.8	3.7	19.5	54.5	*****
35.0	111.0	3.1	17.0	57.5	*****
37.0	103.8	2.6	14.8	60.5	*****
39.0	97.2	2.2	12.9	63.5	*****
41.0	91.2	1.9	11.3	66.5	*****
43.0	85.6	1.6	10.0	69.5	*****
45.0	80.4	1.4	8.8	72.5	*****
47.0	75.7	1.2	7.7	75.5	*****

D S'z,x,y = incrementi di tensione indotti dai carichi
S'z = tensione verticale efficace litostatica

SALARIA LOTTO1 stralcio 1
Rilevato illimitato - cedimento totale sez 33colmata

RISULTATI relativi alla direttrice 1

X = .00 m Y = .00 m

Cedimenti totali		Cedimenti parziali		
Prof. m	Cedimento mm	da m	a m	D cedim. mm
.0	6.1			
2.0	5.7	.0	2.0	.4
4.0	5.4	2.0	4.0	.4
6.0	5.0	4.0	6.0	.4
8.0	4.6	6.0	8.0	.4
10.0	4.3	8.0	10.0	.4
12.0	3.9	10.0	12.0	.4
14.0	3.6	12.0	14.0	.3
16.0	3.2	14.0	16.0	.3
18.0	2.9	16.0	18.0	.3
20.0	2.6	18.0	20.0	.3
22.0	2.3	20.0	22.0	.3
24.0	2.1	22.0	24.0	.3
26.0	1.8	24.0	26.0	.2
28.0	1.6	26.0	28.0	.2
30.0	1.4	28.0	30.0	.2
32.0	1.2	30.0	32.0	.2
34.0	1.0	32.0	34.0	.2
36.0	.9	34.0	36.0	.2
38.0	.7	36.0	38.0	.2
40.0	.5	38.0	40.0	.2
42.0	.4	40.0	42.0	.1
44.0	.3	42.0	44.0	.1
46.0	.1	44.0	46.0	.1
48.0	.0	46.0	48.0	.1

Cedimento totale = 6.1 mm

14 14 APPENDICE D. ANALISI DI STABILITA'. TABULATI DI CALCOLO SLIDE

14.1 Sezione 33 – Analisi statica SLU

Slide Analysis Information

sez.33

Project Summary

File Name: sez.33 .slmd
 Slide Modeler Version: 8.021
 Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
 Date Created: 02/10/2017, 09:00:02

Currently Open Scenarios

Group Name	Scenario Name	Global Minimum	Compute Time
	Master Scenario	Bishop Simplified: 1.274430	00h:00m:00.518s
	Statica SLU_01	Bishop Simplified: 1.274430	00h:00m:00.476s

General Settings

Units of Measurement: Metric Units
 Time Units: days
 Permeability Units: meters/second
 Data Output: Standard
 Failure Direction: Right to Left

Analysis Options

All Open Scenarios	
Slices Type:	Vertical
Analysis Methods Used	
	Bishop simplified
Number of slices:	50
Tolerance:	0.005

Maximum number of iterations:	75
Check malpha < 0.2:	Yes
Create Interslice boundaries at intersections with water tables and piezos:	Yes
Initial trial value of FS:	1
Steffensen Iteration:	Yes

Groundwater Analysis

All Open Scenarios	
Groundwater Method:	Water Surfaces
Pore Fluid Unit Weight [kN/m3]:	9.81
Use negative pore pressure cutoff:	Yes
Maximum negative pore pressure [kPa]:	0
Advanced Groundwater Method:	None

Random Numbers

All Open Scenarios	
Pseudo-random Seed:	10116
Random Number Generation Method:	Park and Miller v.3

Surface Options

All Open Scenarios	
Surface Type:	Circular
Search Method:	Slope Search
Number of Surfaces:	5000
Upper Angle [°]:	Not Defined
Lower Angle [°]:	Not Defined
Composite Surfaces:	Disabled
Reverse Curvature:	Invalid Surfaces
Minimum Elevation:	Not Defined
Minimum Depth:	Not Defined
Minimum Area:	Not Defined
Minimum Weight:	Not Defined

Seismic Loading

All Open Scenarios	
Advanced seismic analysis:	No
Staged pseudostatic analysis:	No

Loading

All Open Scenarios	
• 1 Distributed Load present	
Distributed Load 1	
Distribution:	Constant
Magnitude [kPa]:	26
Orientation:	Normal to boundary

Materials

Property	SR	SR_	Riporto
Color			
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m3]	25	25	20
Cohesion [kPa]	40	88	0
Friction Angle [°]	33.9	36.7	29.3
Water Surface	Assigned per scenario	Assigned per scenario	Assigned per scenario
Hu Value	1	1	1

Materials In Use

Material	Master Scenario	Statica SLU_01
SR		
SR_		
Riporto		

Global Minimums

- Master Scenario		- Statica SLU_01	
Method: bishop simplified		Method: bishop simplified	
FS	1.274430	FS	1.274430
Center:	74.925, 112.171	Center:	74.925, 112.171
Radius:	5.211	Radius:	5.211
Left Slip Surface Endpoint:	73.971, 107.047	Left Slip Surface Endpoint:	73.971, 107.047
Right Slip Surface Endpoint:	79.030, 108.960	Right Slip Surface Endpoint:	79.030, 108.960
Resisting Moment:	266.211 kN-m	Resisting Moment:	266.211 kN-m
Driving Moment:	208.887 kN-m	Driving Moment:	208.887 kN-m
Total Slice Area:	4.06977 m ²	Total Slice Area:	4.06977 m ²
Surface Horizontal Width:	5.05868 m	Surface Horizontal Width:	5.05868 m
Surface Average Height:	0.804513 m	Surface Average Height:	0.804513 m

Valid/Invalid Surfaces

- Master Scenario		- Statica SLU_01	
Method: bishop simplified		Method: bishop simplified	
Number of Valid Surfaces:	4911	Number of Valid Surfaces:	4911
Number of Invalid Surfaces:	89	Number of Invalid Surfaces:	89

Slice Data

All Open Scenarios													
• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.27443													
Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Angle of Slice Base [degrees]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]	Base Vertical Stress [kPa]	Effective Vertical Stress [kPa]
1	0.101174	0.0180173	-9.98279	Riporto	0	29.3	0.0849917	0.108316	0.193018	0	0.193018	0.178058	0.178058
2	0.101174	0.0519818	-8.85516	Riporto	0	29.3	0.242871	0.309522	0.551561	0	0.551561	0.513723	0.513723
3	0.101174	0.0818252	-7.73098	Riporto	0	29.3	0.378725	0.482658	0.860086	0	0.860086	0.808672	0.808672
4	0.101174	0.107583	-6.60979	Riporto	0	29.3	0.493357	0.628749	1.12042	0	1.12042	1.06325	1.06325
5	0.101174	0.184158	-5.49114	Riporto	0	29.3	0.836868	1.06653	1.90053	0	1.90053	1.82008	1.82008
6	0.101174	0.337647	-4.37458	Riporto	0	29.3	1.52066	1.93798	3.45343	0	3.45343	3.3371	3.3371
7	0.101174	0.487857	-3.25969	Riporto	0	29.3	2.1778	2.77545	4.9458	0	4.9458	4.82176	4.82176
8	0.101174	0.634072	-2.14603	Riporto	0	29.3	2.80587	3.57588	6.37213	0	6.37213	6.26699	6.26699
9	0.101174	0.776304	-1.03318	Riporto	0	29.3	3.40567	4.34029	7.73431	0	7.73431	7.67289	7.67289
10	0.101174	0.914558	0.0792767	Riporto	0	29.3	3.97797	5.06964	9.034	0	9.034	9.0395	9.0395
11	0.101174	1.04884	1.19176	Riporto	0	29.3	4.52343	5.7648	10.2728	0	10.2728	10.3669	10.3669
12	0.101174	1.17914	2.3047	Riporto	0	29.3	5.04269	6.42656	11.452	0	11.452	11.655	11.655
13	0.101174	1.30545	3.41851	Riporto	0	29.3	5.53629	7.05561	12.573	0	12.573	12.9037	12.9037
14	0.101174	1.42777	4.53361	Riporto	0	29.3	6.00473	7.65261	13.6368	0	13.6368	14.1129	14.1129
15	0.101174	1.54608	5.65044	Riporto	0	29.3	6.44847	8.21812	14.6445	0	14.6445	15.2825	15.2825
16	0.101174	1.66035	6.76943	Riporto	0	29.3	6.8679	8.75266	15.5971	0	15.5971	16.4123	16.4123
17	0.101174	1.77056	7.89102	Riporto	0	29.3	7.2634	9.25669	16.4953	0	16.4953	17.502	17.502
18	0.101174	1.87668	9.01566	Riporto	0	29.3	7.63527	9.73062	17.3397	0	17.3397	18.5512	18.5512

19	0.101174	1.97868	10.1438	Riporto	0	29.3	7.9838	10.1748	18.1312	0	18.1312	19.5596	19.5596
20	0.101174	2.0765	11.276	Riporto	0	29.3	8.3092	10.5895	18.8702	0	18.8702	20.527	20.527
21	0.101174	2.17012	12.4126	Riporto	0	29.3	8.61169	10.975	19.5573	0	19.5573	21.4527	21.4527
22	0.101174	2.25946	13.5542	Riporto	0	29.3	8.8915	11.3316	20.1926	0	20.1926	22.3362	22.3362
23	0.101174	2.34448	14.7013	Riporto	0	29.3	9.14864	11.6593	20.7766	0	20.7766	23.1769	23.1769
24	0.101174	2.4251	15.8545	Riporto	0	29.3	9.38325	11.9583	21.3094	0	21.3094	23.9743	23.9743
25	0.101174	2.50125	17.0143	Riporto	0	29.3	9.59535	12.2286	21.7912	0	21.7912	24.7274	24.7274
26	0.101174	2.57286	18.1814	Riporto	0	29.3	9.78508	12.4704	22.222	0	22.222	25.4357	25.4357
27	0.101174	2.63984	19.3563	Riporto	0	29.3	9.95237	12.6836	22.6019	0	22.6019	26.0981	26.0981
28	0.101174	2.70207	20.5398	Riporto	0	29.3	10.0971	12.8681	22.9306	0	22.9306	26.7138	26.7138
29	0.101174	2.75947	21.7324	Riporto	0	29.3	10.2193	13.0238	23.2081	0	23.2081	27.2816	27.2816
30	0.101174	2.81191	22.9351	Riporto	0	29.3	10.3188	13.1506	23.4341	0	23.4341	27.8004	27.8004
31	0.101174	2.85925	24.1486	Riporto	0	29.3	10.3955	13.2483	23.6081	0	23.6081	28.2688	28.2688
32	0.101174	2.90136	25.3737	Riporto	0	29.3	10.4491	13.3166	23.7299	0	23.7299	28.6856	28.6856
33	0.101174	2.91698	26.6113	Riporto	0	29.3	10.4041	13.2593	23.6278	0	23.6278	28.8403	28.8403
34	0.101174	2.82505	27.8625	Riporto	0	29.3	9.97693	12.7149	22.6576	0	22.6576	27.9318	27.9318
35	0.101174	2.7139	29.1283	Riporto	0	29.3	9.48754	12.0912	21.5464	0	21.5464	26.8332	26.8332
36	0.101174	2.59678	30.41	Riporto	0	29.3	8.98394	11.4494	20.4026	0	20.4026	25.6756	25.6756
37	0.101174	2.47346	31.7086	Riporto	0	29.3	8.4659	10.7892	19.2262	0	19.2262	24.4566	24.4566
38	0.101174	2.34368	33.0258	Riporto	0	29.3	7.93335	10.1105	18.0167	0	18.0167	23.1737	23.1737
39	0.101174	2.20715	34.3629	Riporto	0	29.3	7.38605	9.413	16.7737	0	16.7737	21.8241	21.8241
40	0.101174	2.06354	35.7218	Riporto	0	29.3	6.82387	8.69655	15.497	0	15.497	20.4044	20.4044
41	0.101174	1.9125	37.1043	Riporto	0	29.3	6.24667	7.96094	14.1863	0	14.1863	18.9113	18.9113
42	0.101174	1.75362	38.5124	Riporto	0	29.3	5.65426	7.20596	12.8409	0	12.8409	17.3405	17.3405
43	0.101174	1.58642	39.9488	Riporto	0	29.3	5.0465	6.43141	11.4606	0	11.4606	15.6874	15.6874
44	0.101174	1.4104	41.4159	Riporto	0	29.3	4.42325	5.63712	10.0452	0	10.0452	13.947	13.947
45	0.101174	1.22493	42.9171	Riporto	0	29.3	3.80065	10.5786	18.8507	0	18.8507	26.5688	26.5688
46	0.101174	1.02931	44.4557	Riporto	0	29.3	11.1287	14.1827	25.2733	0	25.2733	36.1925	36.1925
47	0.101174	0.822748	46.0361	Riporto	0	29.3	10.3241	13.1573	23.446	0	23.446	34.1504	34.1504
48	0.101174	0.604268	47.6632	Riporto	0	29.3	9.49672	12.1029	21.5671	0	21.5671	31.9904	31.9904
49	0.101174	0.372734	49.3427	Riporto	0	29.3	8.64575	11.0184	19.6346	0	19.6346	29.7013	29.7013
50	0.101174	0.126775	51.0817	Riporto	0	29.3	7.77017	9.90254	17.6461	0	17.6461	27.2695	27.2695

Interslice Data

All Open Scenarios					
• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.27443					
Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
1	73.9715	107.047	0	0	0
2	74.0727	107.029	0.0120215	0	0
3	74.1738	107.014	0.0452454	0	0
4	74.275	107	0.0953099	0	0
5	74.3762	106.988	0.158275	0	0
6	74.4773	106.979	0.261283	0	0
7	74.5785	106.971	0.441599	0	0
8	74.6797	106.965	0.690056	0	0
9	74.7809	106.961	0.997607	0	0
10	74.882	106.959	1.35569	0	0
11	74.9832	106.96	1.7562	0	0
12	75.0844	106.962	2.19145	0	0
13	75.1856	106.966	2.65413	0	0
14	75.2867	106.972	3.13731	0	0
15	75.3879	106.98	3.6344	0	0
16	75.4891	106.99	4.1391	0	0
17	75.5903	107.002	4.64545	0	0
18	75.6914	107.016	5.14774	0	0
19	75.7926	107.032	5.64056	0	0

20	75.8938	107.05	6.11872	0	0
21	75.995	107.07	6.5773	0	0
22	76.0961	107.092	7.01158	0	0
23	76.1973	107.117	7.41711	0	0
24	76.2985	107.143	7.78961	0	0
25	76.3996	107.172	8.12503	0	0
26	76.5008	107.203	8.41952	0	0
27	76.602	107.236	8.66943	0	0
28	76.7032	107.272	8.8713	0	0
29	76.8043	107.31	9.02188	0	0
30	76.9055	107.35	9.11809	0	0
31	77.0067	107.393	9.15707	0	0
32	77.1079	107.438	9.13614	0	0
33	77.209	107.486	9.05285	0	0
34	77.3102	107.537	8.906	0	0
35	77.4114	107.59	8.70185	0	0
36	77.5126	107.647	8.44536	0	0
37	77.6137	107.706	8.14119	0	0
38	77.7149	107.769	7.79448	0	0
39	77.8161	107.834	7.41083	0	0
40	77.9173	107.904	6.99643	0	0
41	78.0184	107.976	6.5581	0	0
42	78.1196	108.053	6.10336	0	0
43	78.2208	108.133	5.64058	0	0
44	78.3219	108.218	5.1791	0	0
45	78.4231	108.307	4.72935	0	0
46	78.5243	108.401	3.79437	0	0
47	78.6255	108.501	2.40951	0	0
48	78.7266	108.606	0.992737	0	0
49	78.8278	108.717	-0.443011	0	0
50	78.929	108.834	-1.88279	0	0
51	79.0302	108.96	0	0	0

Entity Information

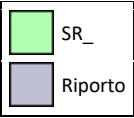
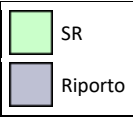
Group:

Shared Entities

Type	Coordinates	
	X	Y
External Boundary	93.98	108.96
	77.254	108.96
	74.3866	107.047
	55.5459	107.047
	55.5459	104.966
	55.5459	97.4382
	55.5459	84.1655
	93.98	84.1655
	93.98	104.954
	93.98	107.047

	X	Y
	55.5459	97.4382
	56.5874	96.1655
	57.3671	95.4189
	61.1273	92.2852
	62.939	91.4781
	64.2702	91.1655
	65.0971	91.1153
	66.0595	91.2515
Material Boundary	66.9979	91.5202
	68.586	92.1655
	70.1909	93.1655
	72.2335	96.3946
	72.7166	97.1655
	73.4945	98.1655
	74.6611	99.1655
	75.9966	100.805
	79.3202	104.966
	93.98	104.954

Scenario-based Entities

Type	Coordinates	Master Scenario	Statica SLU_01								
Water Table	<table border="1"> <thead> <tr><th>X</th><th>Y</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>55.5459</td><td>104.966</td></tr> <tr><td>79.3202</td><td>104.966</td></tr> <tr><td>93.98</td><td>104.954</td></tr> </tbody> </table>	X	Y	55.5459	104.966	79.3202	104.966	93.98	104.954	Assigned to materials:	Assigned to materials:
	X	Y									
55.5459	104.966										
79.3202	104.966										
93.98	104.954										
Distributed Load	<table border="1"> <thead> <tr><th>X</th><th>Y</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>93.98</td><td>108.96</td></tr> <tr><td>78.4681</td><td>108.96</td></tr> </tbody> </table>	X	Y	93.98	108.96	78.4681	108.96	 <p>Constant Distribution Orientation: Normal to boundary Magnitude: 26 kN/m2 Creates Excess Pore Pressure: No</p>	 <p>Constant Distribution Orientation: Normal to boundary Magnitude: 26 kN/m2 Creates Excess Pore Pressure: No</p>		
	X	Y									
93.98	108.96										
78.4681	108.96										

14.2 Sezione 33 – Analisi sismica SLV

Slide Analysis Information

sez.33sismica

Project Summary

File Name: sez.33sismica.slmd
Slide Modeler Version: 8.021
Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Date Created: 02/10/2017, 09:00:02

Currently Open Scenarios

Group Name	Scenario Name	Global Minimum	Compute Time
	Sismica kv+	Bishop Simplified: 1.378420	00h:00m:00.508s
	Sismica kv-	Bishop Simplified: 1.342240	00h:00m:00.481s

General Settings

Units of Measurement: Metric Units
 Time Units: days
 Permeability Units: meters/second
 Data Output: Standard
 Failure Direction: Right to Left

Analysis Options

All Open Scenarios	
Slices Type:	Vertical
Analysis Methods Used	
	Bishop simplified
Number of slices:	50
Tolerance:	0.005
Maximum number of iterations:	75
Check malpha < 0.2:	Yes
Create Interslice boundaries at intersections with water tables and piezos:	Yes
Initial trial value of FS:	1
Steffensen Iteration:	Yes

Groundwater Analysis

All Open Scenarios	
Groundwater Method:	Water Surfaces
Pore Fluid Unit Weight [kN/m3]:	9.81
Use negative pore pressure cutoff:	Yes
Maximum negative pore pressure [kPa]:	0
Advanced Groundwater Method:	None

Random Numbers

All Open Scenarios	
Pseudo-random Seed:	10116
Random Number Generation Method:	Park and Miller v.3

Surface Options

All Open Scenarios	
Surface Type:	Circular
Search Method:	Slope Search
Number of Surfaces:	5000
Upper Angle [°]:	Not Defined
Lower Angle [°]:	Not Defined
Composite Surfaces:	Disabled
Reverse Curvature:	Invalid Surfaces
Minimum Elevation:	Not Defined
Minimum Depth:	Not Defined
Minimum Area:	Not Defined
Minimum Weight:	Not Defined

Seismic Loading

- Sismica kv+		- Sismica kv-	
Advanced seismic analysis:	No	Advanced seismic analysis:	No
Staged pseudostatic analysis:	No	Staged pseudostatic analysis:	No
Seismic Load Coefficient (Horizontal):	0.109	Seismic Load Coefficient (Horizontal):	0.109
Seismic Load Coefficient (Vertical):	0.055	Seismic Load Coefficient (Vertical):	-0.055

Loading

All Open Scenarios	
<ul style="list-style-type: none"> • 1 Distributed Load present 	
Distributed Load 1	
Distribution:	Constant
Magnitude [kPa]:	4
Orientation:	Normal to boundary

Materials

Property	SR	SR_	Riporto
Color			
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m3]	25	25	20
Cohesion [kPa]	50	88	0
Friction Angle [°]	40	36.7	35
Water Surface	Assigned per scenario	Assigned per scenario	Assigned per scenario
Hu Value	1	1	1

Materials In Use

Material	Sismica kv+	Sismica kv-
SR		
Riporto		

Global Minimums

- Sismica kv+		- Sismica kv-	
Method: bishop simplified		Method: bishop simplified	
FS	1.378420	FS	1.342240
Center:	73.842, 113.486	Center:	73.842, 113.486
Radius:	6.627	Radius:	6.627
Left Slip Surface Endpoint:	72.273, 107.047	Left Slip Surface Endpoint:	72.273, 107.047
Right Slip Surface Endpoint:	78.683, 108.960	Right Slip Surface Endpoint:	78.683, 108.960
Resisting Moment:	312.479 kN-m	Resisting Moment:	278.986 kN-m
Driving Moment:	226.693 kN-m	Driving Moment:	207.851 kN-m
Total Slice Area:	3.4424 m2	Total Slice Area:	3.4424 m2
Surface Horizontal Width:	6.40995 m	Surface Horizontal Width:	6.40995 m
Surface Average Height:	0.53704 m	Surface Average Height:	0.53704 m

Valid/Invalid Surfaces

- Sismica kv+		- Sismica kv-	
Method: bishop simplified		Method: bishop simplified	
Number of Valid Surfaces:	4911	Number of Valid Surfaces:	4911
Number of Invalid Surfaces:	89	Number of Invalid Surfaces:	89

Slice Data

- Sismica kv+														- Sismica kv-													
• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.37842														• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.34224													
Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Angle of Slice Base [degrees]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Porosity	Effective Normal Stress [kPa]	Base Vertical Stress [kPa]	Effective Vertical Stress [kPa]	Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Angle of Slice Base [degrees]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Porosity	Effective Normal Stress [kPa]	Base Vertical Stress [kPa]	Effective Vertical Stress [kPa]
1	0.12	0.03	-	Rip	0	35	0.18	0.25	0.35	0	0.35	0.31	0.31	1	0.12	0.03	-	Rip	0	35	0.16	0.22	0.32	0	0.32	0.28	0.28
2	0.12	0.11	-	Rip	0	35	0.52	0.72	1.02	0	1.02	0.91	0.91	2	0.12	0.11	-	Rip	0	35	0.48	0.64	0.92	0	0.92	0.82	0.82
3	0.12	0.17	-	Rip	0	35	0.82	1.13	1.62	0	1.62	1.46	1.46	3	0.12	0.17	-	Rip	0	35	0.76	1.02	1.45	0	1.45	1.31	1.31
4	0.12	0.23	-	Rip	0	35	1.08	1.50	2.14	0	2.14	1.95	1.95	4	0.12	0.23	-	Rip	0	35	1.00	1.34	1.92	0	1.92	1.75	1.75
5	0.12	0.29	-	Rip	0	35	1.31	1.81	2.59	0	2.59	2.39	2.39	5	0.12	0.29	-	Rip	0	35	1.21	1.62	2.32	0	2.32	2.14	2.14
6	0.12	0.33	-	Rip	0	35	1.51	2.08	2.97	0	2.97	2.77	2.77	6	0.12	0.33	-	Rip	0	35	1.39	1.86	2.66	0	2.66	2.48	2.48
7	0.12	0.37	-	Rip	0	35	1.67	2.30	3.29	0	3.29	3.10	3.10	7	0.12	0.37	-	Rip	0	35	1.54	2.06	2.95	0	2.95	2.78	2.78
8	0.12	0.41	-	Rip	0	35	1.80	2.48	3.54	0	3.54	3.38	3.38	8	0.12	0.41	-	Rip	0	35	1.65	2.22	3.18	0	3.18	3.02	3.02
9	0.12	0.43	-	Rip	0	35	1.90	2.61	3.74	0	3.74	3.60	3.60	9	0.12	0.43	-	Rip	0	35	1.74	2.34	3.35	0	3.35	3.22	3.22
10	0.12	0.45	-	Rip	0	35	1.96	2.71	3.87	0	3.87	3.77	3.77	10	0.12	0.45	-	Rip	0	35	1.81	2.43	3.47	0	3.47	3.37	3.37
11	0.12	0.47	-	Rip	0	35	2.01	2.77	3.95	0	3.95	3.89	3.89	11	0.12	0.47	-	Rip	0	35	1.85	2.48	3.54	0	3.54	3.48	3.48
12	0.12	0.48	-	Rip	0	35	2.02	2.78	3.98	0	3.98	3.95	3.95	12	0.12	0.48	-	Rip	0	35	1.86	2.49	3.56	0	3.56	3.54	3.54
13	0.12	0.48	-	Rip	0	35	2.01	2.77	3.95	0	3.95	3.96	3.96	13	0.12	0.48	-	Rip	0	35	1.84	2.48	3.54	0	3.54	3.55	3.55
14	0.12	0.47	-	Rip	0	35	1.97	2.71	3.88	0	3.88	3.92	3.92	14	0.12	0.47	-	Rip	0	35	1.81	2.43	3.47	0	3.47	3.51	3.51
15	0.12	0.46	-	Rip	0	35	1.90	2.62	3.75	0	3.75	3.83	3.83	15	0.12	0.46	-	Rip	0	35	1.75	2.35	3.35	0	3.35	3.43	3.43
16	0.12	0.44	-	Rip	0	35	1.81	2.50	3.57	0	3.57	3.69	3.69	16	0.12	0.44	-	Rip	0	35	1.66	2.24	3.20	0	3.20	3.30	3.30
17	0.12	0.45	-	Rip	0	35	1.82	2.50	3.58	0	3.58	3.73	3.73	17	0.12	0.45	-	Rip	0	35	1.67	2.24	3.20	0	3.20	3.34	3.34
18	0.12	0.61	-	Rip	0	35	2.45	3.37	4.82	0	4.82	5.07	5.07	18	0.12	0.61	-	Rip	0	35	2.25	3.02	4.31	0	4.31	4.54	4.54
19	0.12	0.79	-	Rip	0	35	3.14	4.33	6.19	0	6.19	6.57	6.57	19	0.12	0.79	-	Rip	0	35	2.88	3.87	5.53	0	5.53	5.89	5.89
20	0.12	0.97	-	Rip	0	35	3.80	5.24	7.48	0	7.48	8.02	8.02	20	0.12	0.97	-	Rip	0	35	3.49	4.68	6.69	0	6.69	7.18	7.18
21	0.12	1.14	-	Rip	0	35	4.42	6.09	8.70	0	8.70	9.41	9.41	21	0.12	1.14	-	Rip	0	35	4.05	5.44	7.77	0	7.77	8.43	8.43
22	0.12	1.30	-	Rip	0	35	5.00	6.89	9.84	0	9.84	10.7	10.7	22	0.12	1.30	-	Rip	0	35	4.59	6.16	8.80	0	8.80	9.63	9.63
23	0.12	1.46	-	Rip	0	35	5.54	7.64	10.9	0	10.9	12.0	12.0	23	0.12	1.46	-	Rip	0	35	5.08	6.83	9.75	0	9.75	10.7	10.7

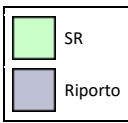
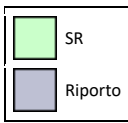
- Sismica kv+						- Sismica kv-					
• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.37842						• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.34224					
Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]	Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
1	72.2733	107.047	0	0	0	1	72.2733	107.047	0	0	0
2	72.4015	107.017	0.0297335	0	0	2	72.4015	107.017	0.0268825	0	0
3	72.5297	106.99	0.112372	0	0	3	72.5297	106.99	0.101566	0	0
4	72.6579	106.966	0.23821	0	0	4	72.6579	106.966	0.215242	0	0
5	72.7861	106.944	0.398506	0	0	5	72.7861	106.944	0.359986	0	0
6	72.9143	106.924	0.585401	0	0	6	72.9143	106.924	0.528682	0	0
7	73.0425	106.907	0.791843	0	0	7	73.0425	106.907	0.714946	0	0
8	73.1707	106.893	1.01152	0	0	8	73.1707	106.893	0.913074	0	0
9	73.2989	106.881	1.2388	0	0	9	73.2989	106.881	1.11798	0	0
10	73.4271	106.872	1.46871	0	0	10	73.4271	106.872	1.32518	0	0
11	73.5553	106.865	1.69683	0	0	11	73.5553	106.865	1.53069	0	0
12	73.6835	106.861	1.91934	0	0	12	73.6835	106.861	1.73106	0	0
13	73.8117	106.859	2.13293	0	0	13	73.8117	106.859	1.92332	0	0
14	73.9399	106.86	2.33476	0	0	14	73.9399	106.86	2.10493	0	0
15	74.0681	106.863	2.52251	0	0	15	74.0681	106.863	2.27379	0	0
16	74.1963	106.868	2.69428	0	0	16	74.1963	106.868	2.42822	0	0
17	74.3245	106.876	2.84863	0	0	17	74.3245	106.876	2.56692	0	0
18	74.4527	106.887	2.99383	0	0	18	74.4527	106.887	2.69735	0	0
19	74.5809	106.9	3.1766	0	0	19	74.5809	106.9	2.86144	0	0
20	74.7091	106.916	3.39472	0	0	20	74.7091	106.916	3.05716	0	0
21	74.8373	106.934	3.6383	0	0	21	74.8373	106.934	3.27562	0	0
22	74.9655	106.955	3.89801	0	0	22	74.9655	106.955	3.50838	0	0
23	75.0937	106.978	4.165	0	0	23	75.0937	106.978	3.74751	0	0
24	75.2219	107.004	4.43098	0	0	24	75.2219	107.004	3.98554	0	0
25	75.3501	107.033	4.68808	0	0	25	75.3501	107.033	4.2154	0	0
26	75.4783	107.064	4.92892	0	0	26	75.4783	107.064	4.43047	0	0
27	75.6065	107.098	5.14658	0	0	27	75.6065	107.098	4.62452	0	0
28	75.7347	107.135	5.33453	0	0	28	75.7347	107.135	4.79173	0	0
29	75.8629	107.174	5.4867	0	0	29	75.8629	107.174	4.92664	0	0
30	75.9911	107.217	5.59743	0	0	30	75.9911	107.217	5.0242	0	0
31	76.1193	107.262	5.66148	0	0	31	76.1193	107.262	5.07971	0	0
32	76.2475	107.311	5.674	0	0	32	76.2475	107.311	5.08887	0	0
33	76.3757	107.362	5.63058	0	0	33	76.3757	107.362	5.04772	0	0
34	76.5039	107.417	5.52722	0	0	34	76.5039	107.417	4.95271	0	0
35	76.6321	107.475	5.36035	0	0	35	76.6321	107.475	4.80068	0	0
36	76.7603	107.536	5.12684	0	0	36	76.7603	107.536	4.58884	0	0
37	76.8885	107.6	4.82401	0	0	37	76.8885	107.6	4.31483	0	0
38	77.0167	107.668	4.44968	0	0	38	77.0167	107.668	3.97673	0	0
39	77.1449	107.74	4.00215	0	0	39	77.1449	107.74	3.57305	0	0
40	77.2731	107.816	3.48069	0	0	40	77.2731	107.816	3.1032	0	0
41	77.4013	107.895	2.91244	0	0	41	77.4013	107.895	2.59164	0	0
42	77.5295	107.979	2.32215	0	0	42	77.5295	107.979	2.06064	0	0
43	77.6577	108.067	1.72155	0	0	43	77.6577	108.067	1.52073	0	0
44	77.7859	108.16	1.12352	0	0	44	77.7859	108.16	0.983472	0	0
45	77.9141	108.257	0.54224	0	0	45	77.9141	108.257	0.461547	0	0
46	78.0423	108.359	-0.00665622	0	0	46	78.0423	108.359	-0.0310334	0	0
47	78.1705	108.467	-0.505815	0	0	47	78.1705	108.467	-0.47875	0	0
48	78.2987	108.581	-0.935909	0	0	48	78.2987	108.581	-0.864329	0	0
49	78.4269	108.7	-1.27531	0	0	49	78.4269	108.7	-1.16845	0	0
50	78.5551	108.826	-1.6106	0	0	50	78.5551	108.826	-1.47613	0	0
51	78.6833	108.96	0	0	0	51	78.6833	108.96	0	0	0

Group:

Shared Entities

Type	Coordinates	
	X	Y
External Boundary	93.98	108.96
	77.254	108.96
	74.3866	107.047
	55.5459	107.047
	55.5459	104.966
	55.5459	97.4382
	55.5459	84.1655
	93.98	84.1655
	93.98	104.954
	93.98	107.047
Material Boundary	55.5459	97.4382
	56.5874	96.1655
	57.3671	95.4189
	61.1273	92.2852
	62.939	91.4781
	64.2702	91.1655
	65.0971	91.1153
	66.0595	91.2515
	66.9979	91.5202
	68.586	92.1655
	70.1909	93.1655
	72.2335	96.3946
	72.7166	97.1655
	73.4945	98.1655
	74.6611	99.1655
	75.9966	100.805
	79.3202	104.966
	93.98	104.954

Scenario-based Entities

Type	Coordinates	Sismica kv+	Sismica kv-								
Water Table	<table border="1"> <thead> <tr> <th>X</th> <th>Y</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>55.5459</td> <td>104.966</td> </tr> <tr> <td>79.3202</td> <td>104.966</td> </tr> <tr> <td>93.98</td> <td>104.954</td> </tr> </tbody> </table>	X	Y	55.5459	104.966	79.3202	104.966	93.98	104.954	Assigned to materials:	Assigned to materials:
	X	Y									
	55.5459	104.966									
79.3202	104.966										
93.98	104.954										
Distributed Load	<table border="1"> <thead> <tr> <th>X</th> <th>Y</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>93.98</td> <td>108.96</td> </tr> <tr> <td>78.4681</td> <td>108.96</td> </tr> </tbody> </table>	X	Y	93.98	108.96	78.4681	108.96				
	X	Y									
	93.98	108.96									
78.4681	108.96										
		Constant Distribution Orientation: Normal to boundary Magnitude: 4 kN/m2 Creates Excess Pore Pressure: No	Constant Distribution Orientation: Normal to boundary Magnitude: 4 kN/m2 Creates Excess Pore Pressure: No								