



Società Autostrada Tirrenica p.A.

GRUPPO AUTOSTRADAE PER L'ITALIA S.p.A.

AUTOSTRADA (A12) : ROSIGNANO – CIVITAVECCHIA

LOTTO 6B

TRATTO: PESCIA ROMANA – TARQUINIA

PROGETTO DEFINITIVO

INFRASTRUTTURA STRATEGICA DI PREMINENTE INTERESSE
NAZIONALE LE CUI PROCEDURE DI APPROVAZIONE SONO REGOLATE
DALL' ART. 161 DEL D.LGS. 163/2006


DOCUMENTAZIONE GENERALE

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale

IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA Ing. Tiziano Collotta Ord. Ingg. Lecco N. 122 RESPONSABILE UFFICIO GEI-APE	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Alessandro Alfi Ord. Ingg. Milano N. 20015 COORDINATORE GENERALE APS	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 RESPONSABILE DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURE
---	--	---

RIFERIMENTO ELABORATO				DATA:		REVISIONE	
—	DIRETTORIO		FILE		FEBBRAIO 2011	n.	data
	codice commessa	N.Prog.	unita'	n. progressivo			
—	12121602		APE001	—	SCALA: —		

 ingegneria europea	ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	
	ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :	Ing. Antonio Sibilìa Ord. Ingg. Avellino N. 1713
CONSULENZA A CURA DI :	IL RESPONSABILE UFFICIO/UNITA'	Ing. Tiziano Collotta Ord. Ingg. Lecco N. 122

RESPONSABILE DI COMMESSA Arch. Mario Canato Ord. Arch. Venezia N. 1294 COORDINATORE OPERATIVO DI PROGETTO	VISTO DEL COMMITTENTE 	VISTO DEL CONCEDENTE 
--	---	--

SOCIETÀ AUTOSTRADA TIRRENICA P.A.
GRUPPO AUTOSTRADE PER L'ITALIA S.P.A.

AUTOSTRADA A12 ROSIGNANO - CIVITAVECCHIA
LOTTO 6B - TRATTO TRA IL KM 0+000 E IL KM 25+752.760

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

INDICE

1. <i>PREMESSE</i>	6
2. <i>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO</i>	7
2.1 <i>DOCUMENTI DI PROGETTO DEFINITIVO</i>	7
2.2 <i>NORMATIVA TECNICA</i>	8
2.3 <i>BIBLIOGRAFIA</i>	9
3. <i>SISMICITA' DELL'AREA</i>	11
3.1 <i>CATEGORIA DI SOTTOSUOLO</i>	11
3.2 <i>CATEGORIA TOPOGRAFICA</i>	19
3.3 <i>PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO</i>	20
3.4 <i>STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI</i>	21
4. <i>DESCRIZIONE DEL TRACCIATO</i>	28
5. <i>LINEAMENTI GEOMORFOLOGICI E IDROGEOLOGICI</i>	31
6. <i>INDAGINI ESEGUITE</i>	32
6.1 <i>INDAGINI PREGRESSE ANAS 2004</i>	32
6.2 <i>INDAGINI CONDOTTE PER IL PROGETTO PRELIMINARE</i>	33
6.2.1 <i>Campagna di indagini FASE A (2003)</i>	33
6.2.2 <i>Campagna di indagini FASE C (2009)</i>	34
6.3 <i>INDAGINI CONDOTTE PER IL PROGETTO DEFINITIVO</i>	34
7. <i>TERRENI INTERESSATI DALLE OPERE</i>	38
7.1 <i>RIPORTI ANTROPICI E RILEVATI ESISTENTI (RA)</i>	38
7.2 <i>TAL</i>	38
7.3 <i>TCM</i>	38
7.4 <i>TAS</i>	38
7.5 <i>RAR</i>	39
7.6 <i>RAG</i>	39
7.7 <i>CORRISPONDENZA TRA FORMAZIONI GEOLOGICHE E UNITÀ GEOTECNICHE</i>	39
8. <i>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</i>	41
8.1 <i>GENERALITÀ</i>	41
8.2 <i>METODOLOGIA DI ANALISI DEI RISULTATI DELLE INDAGINI</i>	41

8.2.1	Classificazione	41
8.2.2	Determinazione delle caratteristiche di resistenza.....	42
8.2.2.1	Resistenza a taglio non drenata nei terreni a grana fina	42
8.2.2.2	Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci nei terreni a grana fina	42
8.2.2.3	Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci nei terreni a grana grossa	42
8.2.3	Determinazione delle caratteristiche di deformabilità	45
8.2.3.1	Moduli “iniziali” e moduli “operativi”.....	45
8.2.3.2	Moduli di reazione orizzontale per la soluzione statica del problema dei pali caricati orizzontalmente	48
8.2.3.3	Moduli di reazione nel modello del terreno di Winkler	50
8.2.3.3.1	Modulo di reazione verticale (o “subgrade reaction”)	50
8.2.3.3.2	Modulo di reazione orizzontale	52
8.3	TAL ₁	53
8.3.1	Analisi di laboratorio	53
8.3.2	Indagini geotecniche in sito.....	55
8.3.3	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	57
8.4	TAL ₂	77
8.4.1	Analisi di laboratorio	77
8.4.2	Indagini geotecniche in sito.....	78
8.4.3	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	79
8.5	TCM ₁	93
8.5.1	Analisi di laboratorio	93
8.5.2	Indagini geotecniche in sito.....	95
8.5.3	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	98
8.6	TCM ₂	123
8.6.1	Analisi di laboratorio	123
8.6.2	Indagini geotecniche in sito.....	124
8.6.3	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	126
8.7	TAS.....	146
8.7.1	Analisi di laboratorio	146
8.7.2	Indagini geotecniche in sito.....	147
8.7.3	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	149
8.8	RAR.....	169
8.8.1	Analisi di laboratorio	169
8.8.2	Indagini geotecniche in sito.....	169
8.8.3	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	169
8.9	RAG.....	170
8.9.1	Analisi di laboratorio	170

8.9.2	Indagini geotecniche in sito.....	171
8.9.3	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	171
9.	SINTESI DELLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	178
10.	SOLUZIONI PROGETTUALI ADOTTATE IN RELAZIONE ALLE PROBLEMATICHE GEOTECNICHE.....	181
10.1	OPERE D'ARTE PRINCIPALI.....	181
10.1.1	Viadotti	181
10.1.1.1	Viadotto sul Fosso Tafone.....	181
10.1.1.1.1	Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica	181
10.1.1.1.2	Fondazioni	181
10.1.1.2	Viadotto Ponte Rotto	182
10.1.1.2.1	Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica	182
10.1.1.2.2	Fondazioni	183
10.1.1.3	Viadotto Argento III.....	183
10.1.1.3.1	Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica	183
10.1.1.3.2	Fondazioni	184
10.1.1.4	Viadotto Argento II.....	184
10.1.1.4.1	Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica	184
10.1.1.4.2	Fondazioni	184
10.1.1.5	Viadotto Argento I.....	185
10.1.1.5.1	Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica	185
10.1.1.5.2	Fondazioni	185
10.1.1.6	Viadotto sul Fiume Fiora.....	186
10.1.1.6.1	Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica	186
10.1.1.6.2	Fondazioni	187
10.1.1.7	Viadotto sul Fiume Arrone	187
10.1.1.7.1	Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica	187
10.1.1.7.2	Fondazioni	189
10.1.1.8	Viadotto sul Fosso Due Ponti	189
10.1.1.8.1	Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica	189
10.1.1.8.2	Fondazioni	189
10.2	OPERE D'ARTE MINORI.....	190
10.2.1	Cavalcavia.....	190
10.2.1.1	Cavalcavia CV01 km 0+327,93.....	190
10.2.1.1.1	Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica	190
10.2.1.1.2	Fondazioni	190
10.2.1.2	Cavalcavia CV04 km 6+738,31	191

10.2.1.2.1	Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica	191
10.2.1.2.2	Fondazioni	191
10.2.1.3	<i>Cavalcavia CV05 km 8+268,48</i>	191
10.2.1.3.1	Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica	191
10.2.1.3.2	Fondazioni	192
10.2.1.4	<i>Cavalcavia CV06 km 10+599,40</i>	192
10.2.1.4.1	Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica	192
10.2.1.4.2	Fondazioni	192
10.2.1.5	<i>Cavalcavia CV08 km 12+624,27</i>	193
10.2.1.5.1	Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica	193
10.2.1.5.2	Fondazioni	193
10.2.1.6	<i>Cavalcavia CV09 km 14+351,76</i>	193
10.2.1.6.1	Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica	193
10.2.1.6.2	Fondazioni	194
10.2.1.7	<i>Cavalcavia CV11 km 18+802,28</i>	194
10.2.1.7.1	Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica	194
10.2.1.7.2	Fondazioni	194
10.2.1.8	<i>Cavalcavia CV12 km 25+715,35</i>	195
10.2.1.8.1	Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica	195
10.2.1.8.2	Fondazioni	195
10.2.2	<i>Tombini idraulici</i>	195
10.2.2.1	<i>Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica</i>	195
10.2.2.2	<i>Fondazioni</i>	198
10.2.3	<i>Sottovia scatolari</i>	198
10.2.3.1	<i>Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica</i>	198
10.2.3.2	<i>Fondazioni</i>	199
10.3	<i>TRINCEE E RILEVATI</i>	199
10.3.1	<i>Trincee</i>	199
10.3.1.1	<i>Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica</i>	199
10.3.1.2	<i>Stabilità</i>	200
10.3.2	<i>Rilevati</i>	200
10.3.2.1	<i>Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica</i>	200
10.3.2.2	<i>Stabilità</i>	201
10.3.2.3	<i>Cedimenti</i>	202
11.	CARATTERISTICHE DEI PIANI DI POSA DEI RILEVATI E DELLE FONDAZIONI STRADALI IN TRINCEA	204
11.1	BONIFICHE	208

12.	<i>MATERIALI DA COSTRUZIONE</i>	209
13.	<i>APPENDICE A – VERIFICHE DI STABILITA' DI TAGLI E RILEVATI</i>	210
13.1	<i>METODOLOGIA DI CALCOLO</i>	210
13.2	<i>TABULATI TAGLI</i>	212
13.3	<i>TABULATI RILEVATI</i>	236
14.	<i>APPENDICE B – CEDIMENTI DEI RILEVATI</i>	284
14.1	<i>METODOLOGIA DI CALCOLO</i>	284
14.2	<i>TABULATI</i>	285

1. PREMESSE

Nella presente relazione si esamina la situazione geotecnica della zona interessata dal progetto definitivo per la realizzazione del lotto autostradale della A12 denominato 6b tra il km 0+000 (svincolo di Pescia Romana) e il km 25+752.760 (innesto della SP102 “Via Aurelia Vecchia” sulla variante Aurelia esistente), coincidenti rispettivamente con le progressive km 122+367.590, a Nord, e km 95+467.540, a Sud, sul tracciato dell’attuale S.S. n.1 “Aurelia”.

L’esame geotecnico è finalizzato principalmente alla caratterizzazione geotecnica e sismica dei terreni interessati dal tracciato in progetto, necessaria al fine della definizione delle condizioni di realizzabilità dei rilevati e delle scarpate dei tagli stradali e alla verifica delle relative condizioni di stabilità.

Vengono inoltre esaminate le condizioni di realizzabilità delle fondazioni delle opere d’arte principali in progetto sulla base della caratterizzazione geotecnica operata in questa sede, mentre i relativi dimensionamenti geotecnici sono riportati nelle rispettive relazioni di calcolo.

Lo studio si basa sull’esame visivo dei luoghi e sui risultati di diverse campagne di indagini geognostiche appositamente eseguite nel 2004 (ANAS), nel 2003 e nel 2009 (SPEA) per il progetto preliminare e più recentemente, nel 2010 (SPEA), per il progetto definitivo, oltre che sui dati di indagini relative a lavori eseguiti in questi ultimi anni nei pressi dell’asse autostradale e sui dati reperiti in letteratura.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 DOCUMENTI DI PROGETTO DEFINITIVO

Oltre alla intera documentazione di progetto, nella presente relazione si fa riferimento in particolare agli elaborati geologici e geotecnici e di indagini:

Geologia e idrogeologia
Relazione geologica e idrogeologica
Planimetria e profilo geologico dal km +000 al km 3+450
Planimetria e profilo geologico dal km 3+450 al km 7+600
Planimetria e profilo geologico dal km 7+600 al km 11+600
Planimetria e profilo geologico dal km 11+600 al km 15+600
Planimetria e profilo geologico dal km 15+600 al km 19+600
Planimetria e profilo geologico dal km 19+600 al km 23+600
Planimetria e profilo geologico dal km 23+600 al km 25+752.76
Planimetria geomorfologica dal km 0+000 al km 7+600
Planimetria geomorfologica dal km 7+600 al km 15+600
Planimetria geomorfologica dal km 15+600 al km 23+600
Planimetria geomorfologica dal km 23+600 al km 25+752.76
Planimetria e profilo idrogeologico dal km 0+000 al km 3+450
Planimetria e profilo idrogeologico dal km 3+450 al km 7+600
Planimetria e profilo idrogeologico dal km 7+600 al km 11+600
Planimetria e profilo idrogeologico dal km 11+600 al km 15+600
Planimetria e profilo idrogeologico dal km 15+600 al km 19+600
Planimetria e profilo idrogeologico dal km 19+600 al km 23+600
Planimetria e profilo idrogeologico dal km 23+600 al km 25+752.76
Planimetria di ubicazione indagini geognostiche dal km 0+000 al km 7+600
Planimetria di ubicazione indagini geognostiche dal km 7+600 al km 15+600
Planimetria di ubicazione indagini geognostiche dal km 15+600 al km 23+600
Planimetria di ubicazione indagini geognostiche dal km 23+600 al km 25+752.76
Geotecnica
Planimetria e profilo geotecnico dal km 0+000.00 al km 1+360.00

Planimetria e profilo geotecnico dal km 1+360.00 al km 3+000.00
Planimetria e profilo geotecnico dal km 3+000.00 al km 4+650.00
Planimetria e profilo geotecnico dal km 4+650.00 al km 6+290.00
Planimetria e profilo geotecnico dal km 6+290.00 al km 7+930.00
Planimetria e profilo geotecnico dal km 7+930.00 al km 9+570.00
Planimetria e profilo geotecnico dal km 9+570.00 al km 11+210.00
Planimetria e profilo geotecnico dal km 11+210.00 al km 12+850.00
Planimetria e profilo geotecnico dal km 12+850.00 al km 14+490.00
Planimetria e profilo geotecnico dal km 14+490.00 al km 16+130.00
Planimetria e profilo geotecnico dal km 16+130.00 al km 17+770.00
Planimetria e profilo geotecnico dal km 17+770.00 al km 19+410.00
Planimetria e profilo geotecnico dal km 19+410.00 al km 21+050.00
Planimetria e profilo geotecnico dal km 21+050.00 al km 22+690.00
Planimetria e profilo geotecnico dal km 22+690.00 al km 24+330.00
Planimetria e profilo geotecnico dal km 24+330.00 al km 25+752.76

2.2 NORMATIVA TECNICA

La presente relazione è stata redatta in conformità alla seguente normativa:

- D.M.LL.PP. 11/03/1988 - “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- Circolare LL. PP. 24.09.1988 n. 30483 - “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”. Istruzioni per l’applicazione.
- Presidenza del Consiglio dei Ministri – Ordinanza n. 3274 del 20 Marzo 2003 e s.m.i. “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- Presidenza del Consiglio dei Ministri – Ordinanza n. 3519 del 28 Aprile 2006 “Criteri generali per l’individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l’aggiornamento degli elenchi delle medesime zone”.
- Decreto Ministero Infrastrutture 14/01/2008 - “Nuove Norme tecniche per le costruzioni”.

- Circolare Ministero Infrastrutture e Trasporti n. 617 del 2 Febbraio 2009 - “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 Gennaio 2008”.

2.3 BIBLIOGRAFIA

- Bazaara, A.R.S.S. (1967) "Use of the standard penetration test for estimating settlement of shallow foundations on sand", PhD Thesis, University of Illinois, USA
- Bowles J.E., (1998) “Fondazioni – Progetto e Analisi“ McGraw-Hill.
- Bishop W. A. (1955) “The use of the slip circle in the stability analysis of slopes” Geotechnique
- Cestari F. (1990) “Prove geotecniche in sito” Ed. Geo-Graph
- D’Appolonia D.J., D’Appolonia E., Brisette R.F.(1970) “Discussion on Settlement of Spread Footings on Sand” - ASCE J. SMFD 96 SM 2
- De Mello V.F.B. (1971) “The Standard Penetration Test” - Proceedings of the Fourth Panamerican Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Vol. I, San Juan, Puerto Rico
- Denver H. (1982) “Modulus of Elasticity for Sand determined by SPT and CPT” Proceeding of the second European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam
- Gray (1936) per “Vertical embankment loading” in Poulos, H.G., Davis, E.H. (1980), - “Pile Foundation Analysis and Design” - John Wiley and Sons
- Jamiolkowski M., Lancellotta R., Marchetti S., Nova R., Pasqualini E. (1979) “Design Parameters for Soft Clays” VII ECSMFE Brighton
- Lancellotta R. (1997) “Geotecnica” Zanichelli
- Lancellotta R. (novembre 1983) “Le prove penetrometriche statiche nei terreni coesivi” – Politecnico di Torino. Atti dell’Istituto di scienza delle Costruzioni
- Navfac (1971) “Design Manual” – DM7 U.S. Naval Publ. and Forms Center, Philadelphia
- Ohta Y., Goto N. (1978) “Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes”, Earthquake Eng. Struct. Dyn 6
- Pasqualini, E. (novembre 1983) “Standard Penetration Test” – Politecnico di Torino. Atti dell’Istituto di scienza delle Costruzioni
- Schmertmann J.H.(1975) “Measurement of In situ Shear Strength” - State of Art Report, ASCE Sp.Conf.G.E.D In situ measurement of soil Properties, Raleigh;
- Schultze e Menzenbach (1961) “SPT and Compressibility of Soils” - V ICSMFE, Paris

- Seed, H.B., Idriss, I.M. (1971) “Simplified Procedure for evaluating Soil Liquefaction Potential” – ASCE, September 1971
- Seed, H.B., Idriss, I.M. (1982) “Ground Motion and Soil Liquefaction during earthquakes” – EERI, Berkeley, California
- Terzaghi, K., Peck, R.B. (1967) “Soil Mechanics in Engineering Practice” – 2nd Editions, J. Wiley and Sons, New York
- Viggiani C. (1999) “Fondazioni” Hevelius Edizioni.

3. SISMICITA' DELL'AREA

3.1 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

In accordo con la Normativa italiana di riferimento per il presente progetto (O.P.C.M. N° 3274 del 20/03/2003 e successive modifiche e integrazioni; Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni del 14/01/2008), la classificazione della categoria di sottosuolo viene eseguita sia sulla base dei valori di $N_{SPT,30}$ risultati delle prove penetrometriche dinamiche tipo SPT eseguite nei sondaggi sia sulla base di misure dirette dei valori di velocità di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità $V_{s,30}$.

Si può ricavare il parametro $N_{SPT,30}$ mediante la relazione:

$$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1,M} h_i}{\sum_{i=1,M} \frac{h_i}{N_{SPT,i}}}$$

I parametri $N_{SPT,30}$ ricavati sono riportati sinteticamente nella successiva tabella (in alcuni casi i valori di $N_{SPT,30}$ sono valutati fino a profondità massime inferiori a 30 m).

Sondaggio	$N_{SPT,30}$	Categoria sottosuolo
6b-SD21bis	30,79	C
6b-SD21	17,24	C
6b-SD20bis	30,14	C
6b-SD20	13,89	D
6b-SD19	16,39	C
C-S14	0,20	D
6b-SD17	24,59	C
C-S13	29,30	C
6b-SD16	19,00	C
S1-ANAS 2004	31,67	C
S4-ANAS 2004	27,43	C
6b-SD15	19,37	C
6b-SD14bis	16,50	C

6b-SD14ter	16,37	C
C-S12	14,09	D
6b-SD14	20,68	C
6b-SD13ter	13,67	D
C-S11	9,69	D
6b-SD13bis	12,93	D
6b-SD13	21,19	C
6b-SD12	19,38	C
6b-SD11ter	22,63	C
6b-SD11bis	16,10	C
6b-SD11	29,66	C
6b-SD10bis	15,90	C
6b-SD10ter	7,87	D
6b-SD10	21,23	C
6b-SD9	16,58	C
6b-SD8	33,33	C
6b-SD8bis	28,36	C
6b-SD7	29,79	C
6b-SD7bis	33,14	C
6b-SD6	22,47	C
6b-SD5bis	22,70	C
6b-SD5	27,17	C
C-S8	34,83	C
6b-SD4bis	21,87	C
6b-SD4	15,97	C
6b-SD3	15,64	C
6b-SD2	16,53	C
6b-SD1bis	12,72	D
6b-SD1	21,01	C
6a-SD34	17,70	C
6a-SD33	42,04	C
6a-SD33bis	25,52	C
6a-SD32bis	31,78	C
6a-SD32	35,66	C

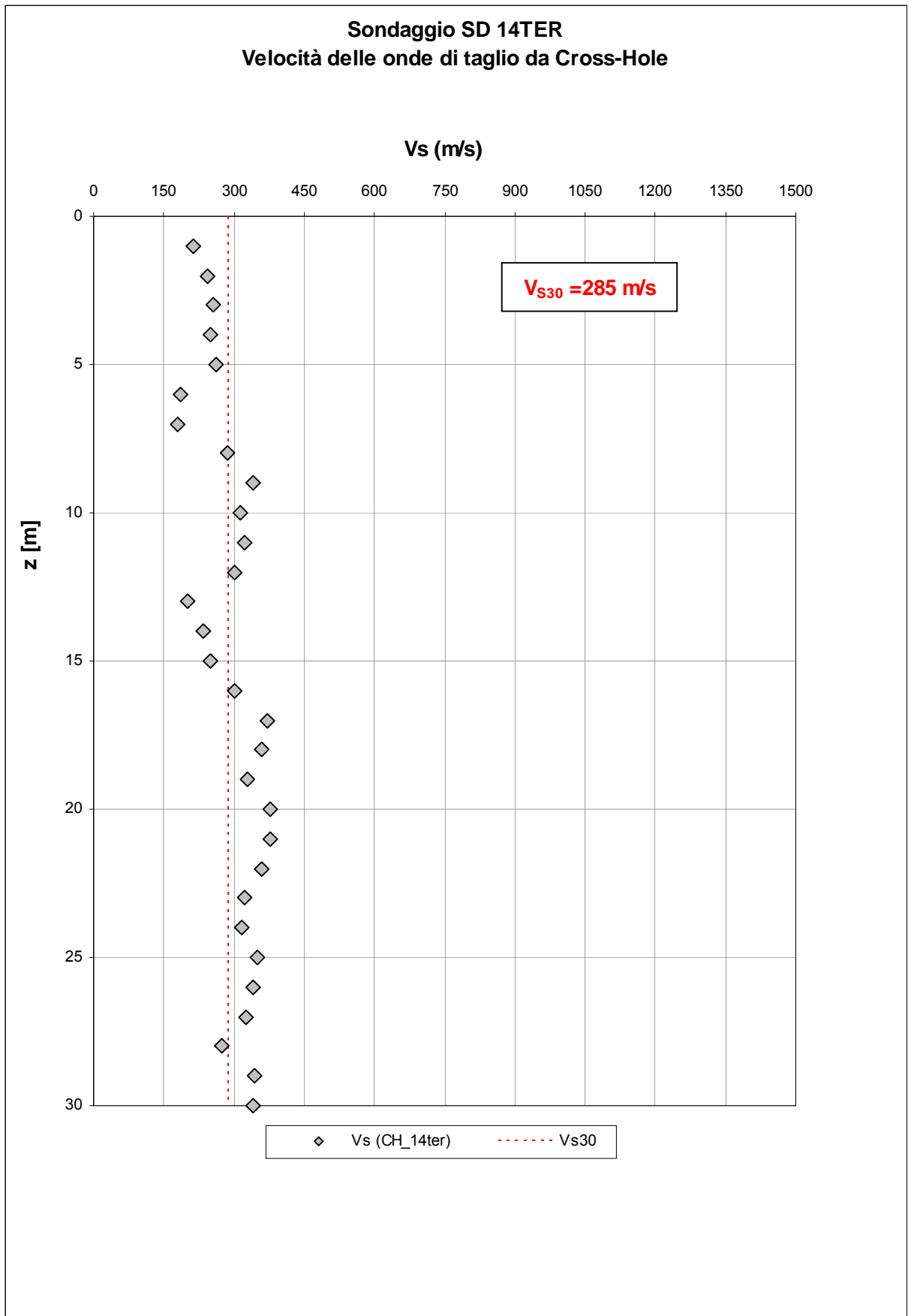
C-S6	33,21	C
6a-SD31	66,50	B
6a-SD30	7,30	D
6a-SD29	37,90	C
6a-SD27	38,24	C
6a-SD26	67,44	B
A1-S5	73,75	B

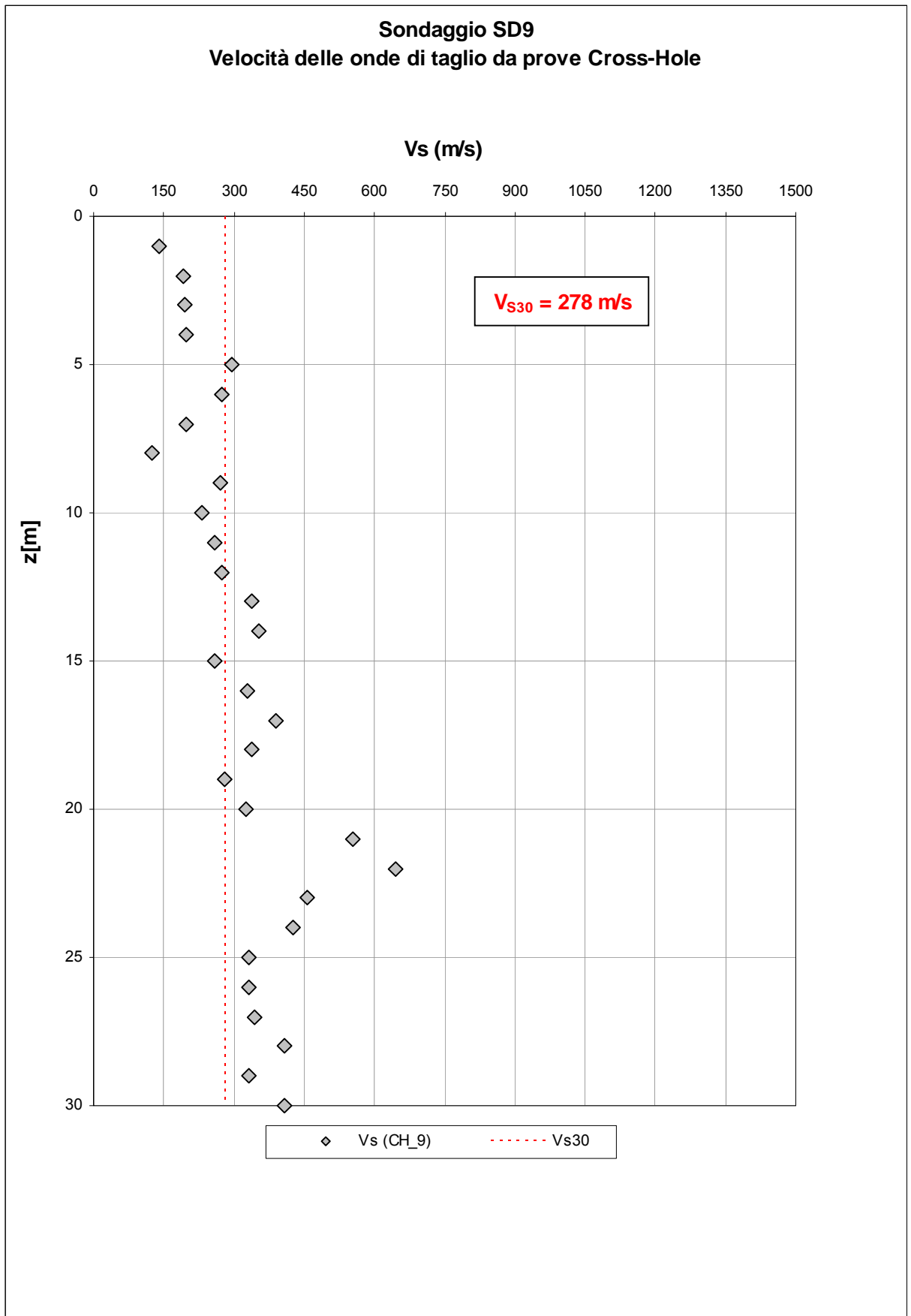
Si può ricavare il parametro $V_{S,30}$ mediante la relazione:

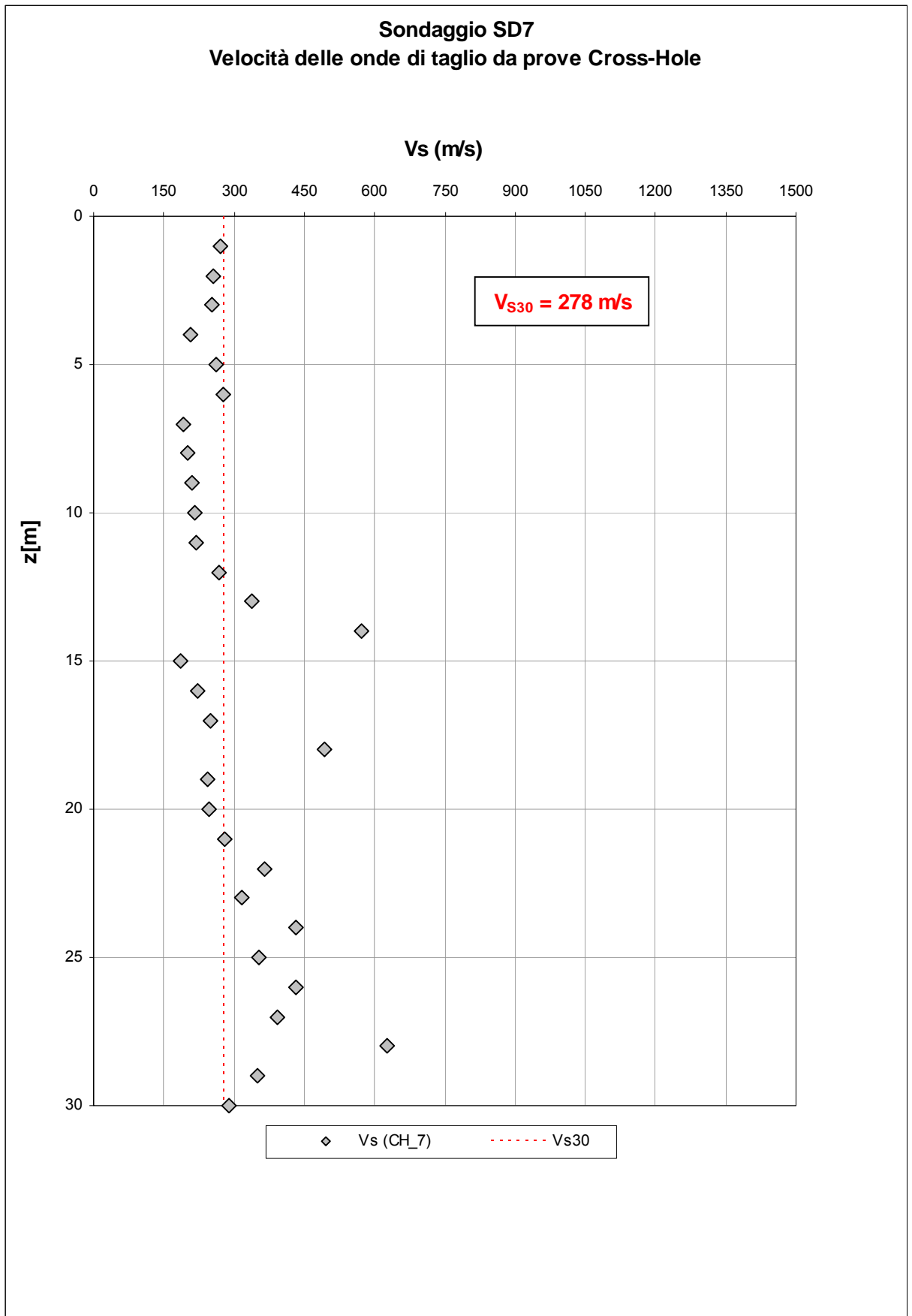
$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

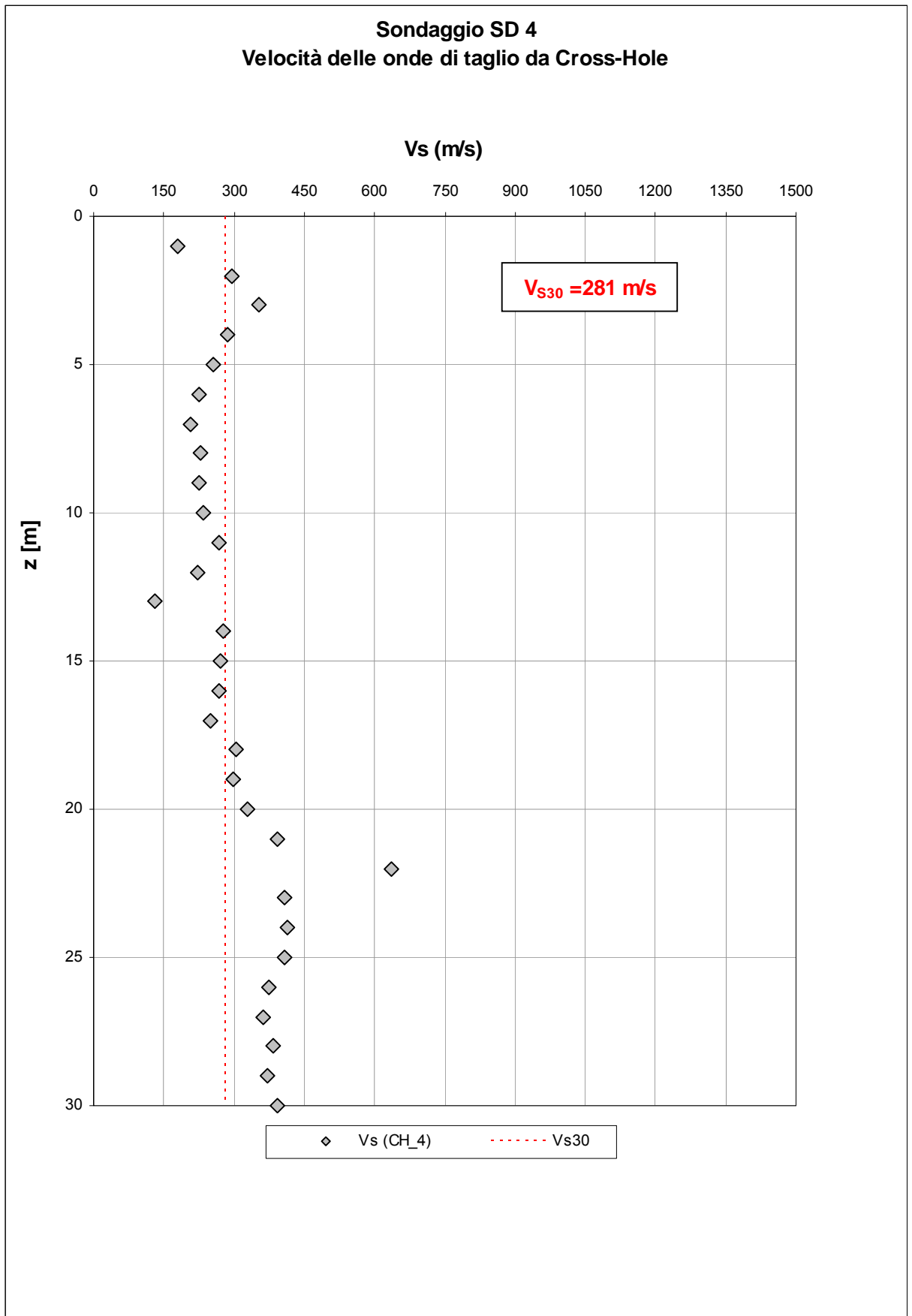
I parametri $V_{S,30}$ ricavati da prove Cross Hole in foro sono riportati sinteticamente nella successiva tabella e illustrati nelle figure che seguono.

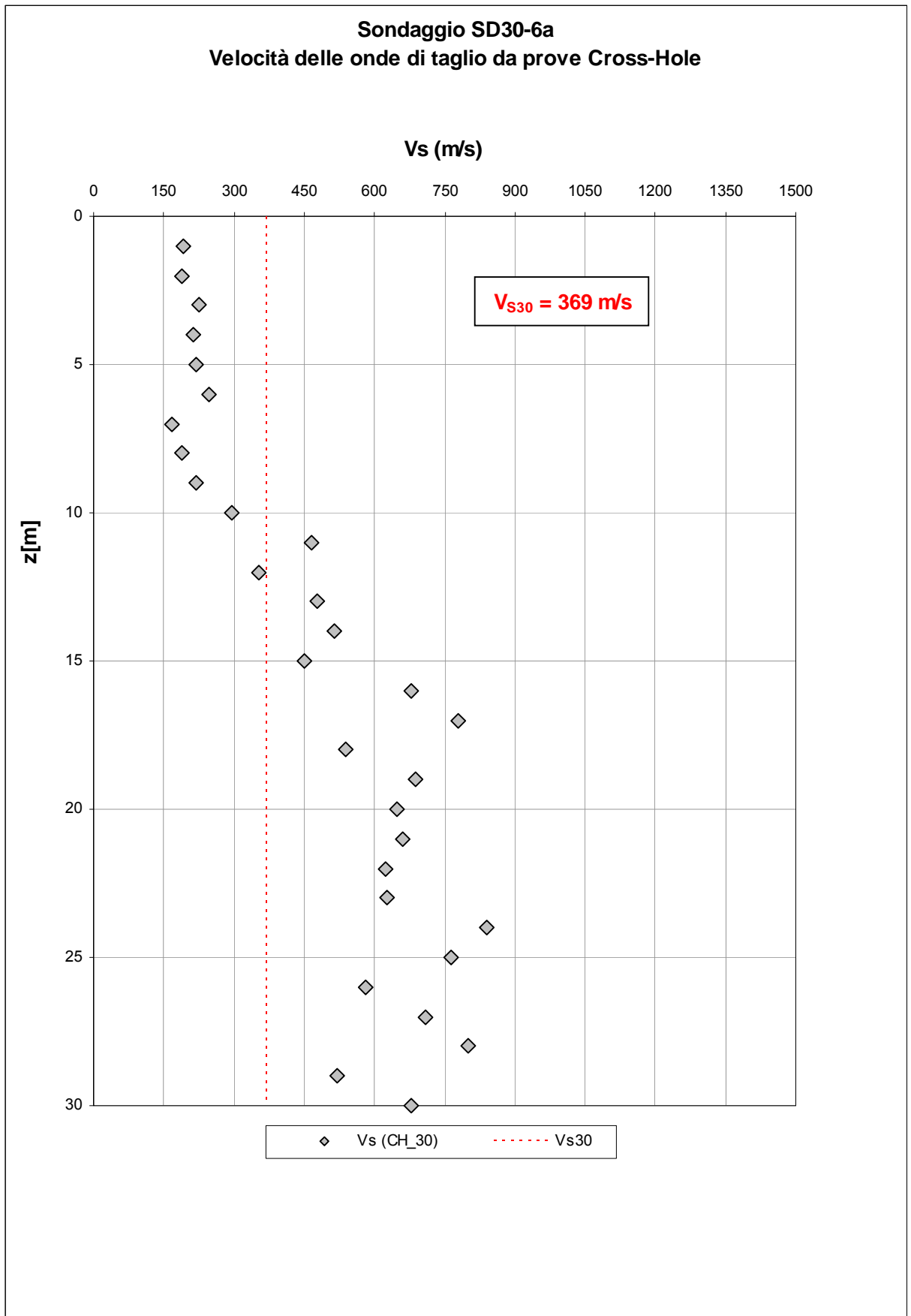
Sondaggio	$V_{S,30}$	Categoria sottosuolo
6b-SD14ter	285	C
6b-SD9	278	C
6b-SD7	278	C
6b-SD4	281	C
6a-SD30	369	B











I terreni presenti lungo tutto il tracciato possono dunque essere riferiti generalmente alla categoria di sottosuolo C (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)*).

Localmente, ed in particolare nei fondivalle dove sono presenti depositi alluvionali più recenti, i terreni sono riferibili alla categoria D (*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina)*).

Laddove nei due casi precedenti gli spessori risultano inferiori a 20 m, i terreni sono riferibili alla categoria E qualora siano direttamente sovrapposti al substrato con $V_s > 800$ m/s (*Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s)*).

Solo in zone molto limitate e in presenza del substrato argilloso sovraconsolidato affiorante o sub-affiorante i terreni possono essere riferiti alla categoria B (*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)*).

3.2 CATEGORIA TOPOGRAFICA

Trattandosi di zone pianeggianti e pendii con inclinazione inferiore a 15°, si è assunta la categoria topografica T1 (Tabb. 3.2.IV e 3.2.VI - NTC 2008).

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

3.3 PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

Per la determinazione dei parametri sismici secondo quanto previsto dalla recente Normativa italiana di riferimento per il presente progetto (Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni del 14-01-2008) è stata ricercata l'accelerazione orizzontale massima a_g attesa su suolo di categoria A, sulla base delle coordinate topografiche (latitudine e longitudine) per lo stato limite ultimo SLV (salvaguardia della vita).

Come previsto dai progettisti della strada in esame, è stata assunta una vita nominale dell'opera di $V_N = 50$ anni e una classe d'uso IV (coefficiente d'uso $C_U = 2$).

Trattandosi di zone pianeggianti si è assunta una categoria topografica T1 (vedi paragrafo 3.2).

Per ogni valore di a_g sono stati esaminati i diversi casi di categoria di sottosuolo (vedi paragrafo 3.1), per la determinazione dell'accelerazione massima orizzontale attesa al sito:

$$S = S_S \times S_T$$

S_S = coeff.amplificazione stratigrafica

S_T = coeff.amplificazione topografica = 1

$$a_{max} = a_g \times S$$

accel. massima orizzontale attesa al sito

In particolare, nelle verifiche di stabilità dei tagli e dei rilevati, la determinazione dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v secondo NTC 2008 nell'analisi pseudostatica è avvenuta secondo i seguenti criteri:

$$\beta_s = 0,20$$

coeff. riduttivo di a_{max} (tab.7.11.I NTC2008)

per $a_g/g \leq 0.1$ su suolo di cat. A,B,C,D,E

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

coeff.sismico orizzontale

$$K_v = \pm 0.5 k_h$$

coeff.sismico verticale.

3.4 STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

Il termine liquefazione comprende una serie di fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio in seguito ad un incremento delle pressioni interstiziali in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche, quali quelle sismiche, che agiscono in condizioni non drenate: il rischio riguarderebbe quindi lungo il tracciato solo le zone dove la falda può risalire fino a profondità prossime al piano di campagna.

Il fenomeno risulta particolarmente critico in presenza di fondazioni dirette o poco profonde e potrebbe quindi interessare le fondazioni dei rilevati di ampliamento dei rilevati esistenti e delle opere minori su di essi ricadenti nelle zone di fondovalle dei fiumi e dei fossi interferenti. Le fondazioni delle opere d'arte principali sono infatti generalmente previste su fondazioni profonde di lunghezza tale da superare le profondità critiche per il manifestarsi dei fenomeni suddetti.

Secondo la recente normativa, la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1 g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

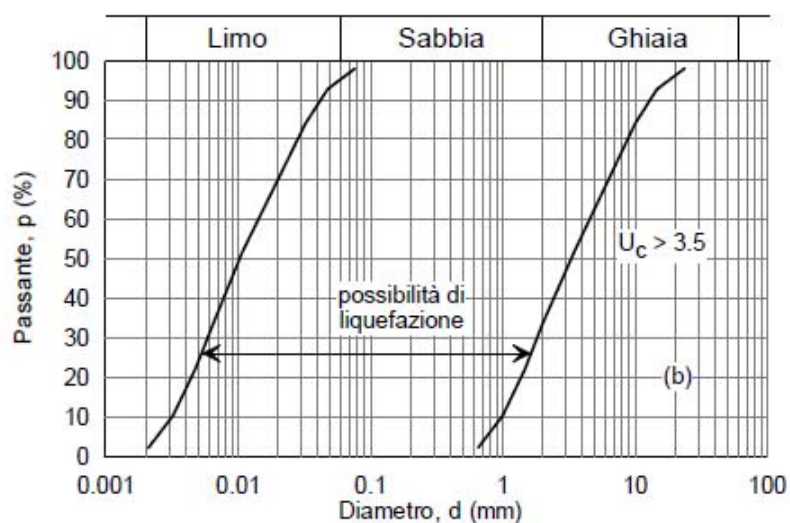
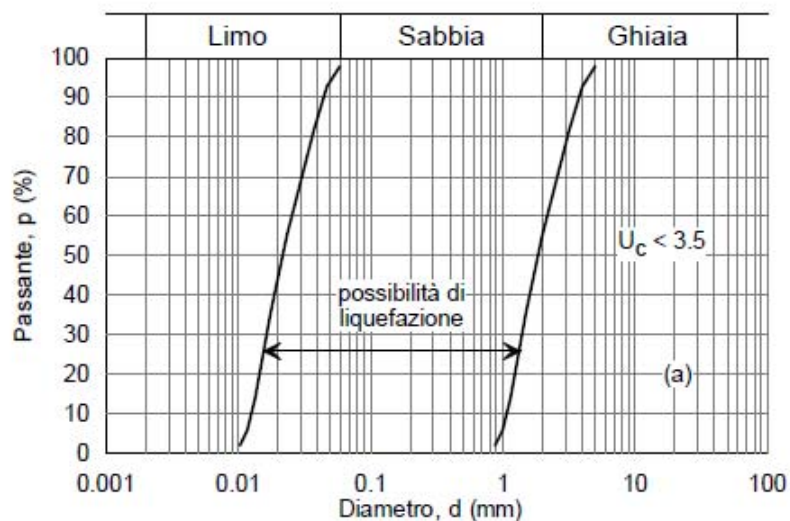


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Poiché nessuna delle condizioni suddette risulta verificata, viene condotta una valutazione del rischio stimando il coefficiente di sicurezza alla liquefazione, definito come rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto. Tale stima viene condotta con il metodo semplificato di Seed et al. (1985), che valuta la resistenza disponibile attraverso i risultati di prove penetrometriche dinamiche SPT.

I tratti di tracciato ritenuti critici per il manifestarsi dei fenomeni di liquefazione sono quelli nei quali esiste interferenza tra opere in progetto e depositi alluvionali, in corrispondenza dei quali la falda può risalire a quote prossime al piano di campagna.

Come può desumersi dai risultati delle determinazioni di laboratorio e dai valori di N_{SPT} , la presenza di livelli di terreni potenzialmente liquefacibili è possibile a tutte le profondità: vengono pertanto esaminati tutti i valori di N_{SPT} ottenuti nei depositi alluvionali. Inoltre, essendo noto che fenomeni di liquefazione non sono mai stati osservati a profondità superiori a 15 m, assumiamo cautelativamente come profondità limite per l'analisi della liquefazione proprio 15 m. Si è inoltre ipotizzato cautelativamente che la falda sia presente, all'atto del sisma, al piano campagna.

Si avrà:

$$F_s = CRR / CSR$$

dove CRR = parametro di resistenza tangenziale ciclica del terreno

CSR = parametro di tensione tangenziale ciclica prodotta dal sisma

$$CSR_{7.5} = 0.65 \times a_{max}/g \times \sigma_{vo} / \sigma'_{vo} \times r_d$$

dove $CSR_{7.5}$ = parametro CSR riferito ad un sisma di magnitudo 7.5.

Assumiamo:

$$r_d = (1.174 - 0.0267 z) \text{ per } 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m}$$

$$\text{e } r_d = (1 - 0.00765 z) \text{ per } z \leq 9.15 \text{ m}$$

Calcoliamo la correzione di N_{SPT} dovuta alle procedure di esecuzione:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} \times C_N \times C_{EX} \times C_B \times C_R \times C_S$$

$$\text{con } C_N = (Pa / \sigma'_{vo})^{0.5} \leq 1.304 \text{ (Seed e Idriss, 1982)}$$

essendo Pa e σ'_{vo} espresse in kg/cm² e $Pa / \sigma'_{vo} \leq 1.7$

con Pa = pressione atmosferica = 1.0 kg/cm²

e σ'_{vo} pressione efficace litostatica (calcolata in kg/cm²)

mentre tutti gli altri coefficienti (rapporto energetico, diametro del foro, lunghezza aste e campionamento) sono assunti tutti pari a 1:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} \times C_N$$

Applichiamo la correzione per la percentuale di fino FC (cioè percentuale granulometrica inferiore a 0.075 mm, vedi tabelle) superiore al 5%:

$$(N_1)_{60CS} = A + B (N_1)_{60}$$

A = 0 e B = 1 per $FC \leq 5\%$ (nei nostri casi, mai)

A = $\exp(1.76 - (190/FC^2))$ e B = $0.99 - (FC \times 1.5/1000)$ per $5\% < FC < 35\%$

A = 5 e B = 1.2 per $FC \geq 35\%$.

Le percentuali FC sono state desunte localmente dai reali valori misurati in laboratorio sui campioni di terreno estratti con le prove SPT (campionatore aperto); ove non disponibili sono state adottate le medie ottenute in laboratorio su tutti i campioni del sondaggio di riferimento.

Con il valore di $(N_1)_{60CS}$ otteniamo $CRR_{7.5}$ dalla espressione della curva di Seed et al., 1985, relativa a Magnitudo 7.5 (calcolata solo per $(N_1)_{60CS} \leq 30$, negli altri casi i terreni sono considerati troppo densi per poter liquefare).

Tale valore dovrà essere corretto per la magnitudine attesa che è 5:

$$MSF = (M / 7.5)^{-3.3} = 3.8115 \text{ per } M = 5.0 \text{ (Andrus e Stokoe, 1997):}$$

$$F_s = CRR \times MSF / CSR = CRR \times 3.8115 / (0.65 \times a_{max}/g \times \sigma_{vo} / \sigma'_{vo} \times r_d)$$

Per la determinazione di a_{max}/g si considera cautelativamente il valore più critico ottenuto lungo il tracciato del valore di a_g/g su suolo di tipo A che è pari a $a = 0.090$ alla fine del tracciato e si considera:

$$a_{max}/g = a_g/g \times S_T \times S_S$$

dove $S_T = 1$ (vedi paragrafi precedenti)

e $S_S = 1.5$ per terreni di categoria C

$S_S = 1.8$ per terreni di categoria D

Per quanto riguarda la categoria di suolo, come riferito al paragrafo 3.1, questa risulta prevalentemente la C (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)) e subordinatamente (vedi sondaggi 6b-SD20, C-S14, C-S12, C-S11, 6b-SD13 bis e ter, 6b-SD10ter) la D (*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina)).**

Nella tabella che segue sono riportati i dati sopra esposti e i risultati dell'analisi semplificata: i coefficienti di sicurezza sono sempre superiori ad 1, quindi i terreni in esame sono potenzialmente non liquefacibili.

Sondaggio	Campione	Profondità (m dal p.c.)	N _{SPT}	γ (KN/m ³)	rd	FC %	A	B	(N1) _{60CS}	CRR (solo per (N1) _{60CS} ≤ 30)	MSF	CRR × MSF	amax/g (= ag/g * Ss * St)	CSR	F _s
6aSD29	SPT 1	1,80	17	19,67	0,986	77	5,000	1,200	31,60	NO_LIQUEF	3,812	NO_LIQUEF	0,135	0,176	NO_LIQUEF
6aSD34	SPT 1	1,80	10	19,20	0,986	33	4,882	0,941	17,14	0,186	3,812	0,710	0,135	0,181	3,932
6aSD34	SPT 2	3,30	9	19,20	0,975	33	4,882	0,941	15,92	0,173	3,812	0,660	0,135	0,179	3,699
6aSD34	SPT 3	4,80	10	19,20	0,963	33	4,882	0,941	17,14	0,186	3,812	0,710	0,135	0,176	4,025
6aSD34	SPT 4	7,80	5	19,20	0,940	33	4,882	0,941	10,43	0,114	3,812	0,435	0,135	0,172	2,527
6aSD34	SPT 5	9,80	35	19,20	0,912	14	2,205	0,969	37,92	NO_LIQUEF	3,812	NO_LIQUEF	0,135	0,167	NO_LIQUEF
6aSD34	SPT 6	10,80	50	19,20	0,886	33	4,882	0,941	52,06	NO_LIQUEF	3,812	NO_LIQUEF	0,135	0,162	NO_LIQUEF
6aSD34	SPT 7	12,30	34	19,20	0,846	33	4,882	0,941	34,94	NO_LIQUEF	3,812	NO_LIQUEF	0,135	0,155	NO_LIQUEF
6aSD34	SPT 8	13,80	15	19,20	0,806	33	4,882	0,941	17,40	0,189	3,812	0,721	0,135	0,148	4,885
6bSD1	SPT 1	1,80	17	19,20	0,986	39	5,000	1,200	31,60	NO_LIQUEF	3,812	NO_LIQUEF	0,135	0,181	NO_LIQUEF
6bSD1	SPT 2	3,30	15	19,20	0,975	54	5,000	1,200	28,47	0,363	3,812	1,382	0,135	0,179	7,742
6bSD1	SPT 3	4,80	21	19,20	0,963	54	5,000	1,200	37,86	NO_LIQUEF	3,812	NO_LIQUEF	0,135	0,176	NO_LIQUEF
6bSD1	SPT 4	6,30	18	19,20	0,952	54	5,000	1,200	33,16	NO_LIQUEF	3,812	NO_LIQUEF	0,135	0,174	NO_LIQUEF
6bSD1	SPT 5	8,30	11	19,20	0,937	54	5,000	1,200	20,11	0,219	3,812	0,834	0,135	0,172	4,865
6bSD1	SPT 6	9,30	12	19,20	0,926	54	5,000	1,200	20,57	0,224	3,812	0,855	0,135	0,170	5,043
6bSD2	SPT 1	2,10	10	19,67	0,984	67	5,000	1,200	20,65	0,225	3,812	0,858	0,135	0,176	4,887
6bSD2	SPT 2	3,30	6	19,67	0,975	47	5,000	1,200	14,39	0,157	3,812	0,598	0,135	0,174	3,436
6bSD2	SPT 3	5,30	9	19,67	0,959	47	5,000	1,200	19,08	0,207	3,812	0,790	0,135	0,171	4,615
6bSD2	SPT 4	6,30	18	19,67	0,952	47	5,000	1,200	32,67	NO_LIQUEF	3,812	NO_LIQUEF	0,135	0,170	NO_LIQUEF
6bSD3	SPT 1	1,80	10	19,67	0,986	39	5,000	1,200	20,65	0,225	3,812	0,858	0,135	0,176	4,876
6bSD3	SPT 2	3,90	12	19,67	0,970	39	5,000	1,200	23,78	0,266	3,812	1,014	0,135	0,173	5,854
6bSD3	SPT 3	4,80	22	19,67	0,963	39	5,000	1,200	39,42	NO_LIQUEF	3,812	NO_LIQUEF	0,135	0,172	NO_LIQUEF
6bSD3	SPT 4	6,30	23	19,67	0,952	39	5,000	1,200	40,36	NO_LIQUEF	3,812	NO_LIQUEF	0,135	0,170	NO_LIQUEF
6bSD3	SPT 5	7,80	22	19,67	0,940	39	5,000	1,200	35,40	NO_LIQUEF	3,812	NO_LIQUEF	0,135	0,168	NO_LIQUEF
6bSD3	SPT 6	9,30	20	19,67	0,926	39	5,000	1,200	30,31	NO_LIQUEF	3,812	NO_LIQUEF	0,135	0,165	NO_LIQUEF
6bSD3	SPT 7	10,80	5	19,67	0,886	39	5,000	1,200	10,87	0,119	3,812	0,453	0,135	0,158	2,866
6bSD4	SPT 1	1,80	7	19,67	0,986	64	5,000	1,200	15,95	0,174	3,812	0,662	0,135	0,176	3,758
6bSD4	SPT 2	3,89	14	19,67	0,970	46	5,000	1,200	26,90	0,321	3,812	1,224	0,135	0,173	7,065
6bSD4	SPT 3	4,80	12	19,67	0,963	46	5,000	1,200	23,78	0,266	3,812	1,014	0,135	0,172	5,896
6bSD4	SPT 4	6,89	10	19,67	0,947	46	5,000	1,200	19,70	0,214	3,812	0,817	0,135	0,169	4,830
6bSD4	SPT 5	7,80	12	19,67	0,940	46	5,000	1,200	21,58	0,236	3,812	0,901	0,135	0,168	5,371
6bSD4	SPT 6	9,30	33	19,67	0,926	46	5,000	1,200	46,76	NO_LIQUEF	3,812	NO_LIQUEF	0,135	0,165	NO_LIQUEF
6bSD4	SPT 7	10,80	13	19,67	0,886	46	5,000	1,200	20,27	0,221	3,812	0,841	0,135	0,158	5,322
6bSD4	SPT 8	12,30	28	19,67	0,846	46	5,000	1,200	35,81	NO_LIQUEF	3,812	NO_LIQUEF	0,135	0,151	NO_LIQUEF
6bSD4	SPT 9	13,80	14	19,67	0,806	46	5,000	1,200	19,54	0,212	3,812	0,810	0,135	0,144	5,633

Sondaggio	Campione	Profondità (m dal p.c.)	N _{SPT}	γ (KN/m ³)	rd	FC %	A	B	(N1) _{60CS}	CRR (solo per (N1) _{60CS} <= 30)	MSF	CRR x MSF	amax/g (= ag/g*Ss*St)	CSR	F _s
6bSD5	SPT 1	1,80	22	19,67	0,986	51	5,000	1,200	39,42	NO_LIQUEF	3,812	NO_LIQUEF	0,135	0,176	NO_LIQUEF
6bSD5	SPT 2	3,30	20	19,67	0,975	48	5,000	1,200	36,29	NO_LIQUEF	3,812	NO_LIQUEF	0,135	0,174	NO_LIQUEF
6bSD9	SPT 1	1,80	10	19,67	0,986	89	5,000	1,200	20,65	0,225	3,812	0,858	0,135	0,176	4,876
6bSD9	SPT 2	3,30	8	19,67	0,975	71	5,000	1,200	17,52	0,190	3,812	0,725	0,135	0,174	4,169
6bSD9	SPT 3	4,80	7	19,67	0,963	71	5,000	1,200	15,95	0,174	3,812	0,662	0,135	0,172	3,848
6bSD10	SPT 1	1,80	11	19,67	0,986	71	5,000	1,200	22,21	0,244	3,812	0,932	0,135	0,176	5,293
6bSD10	SPT 2	3,30	17	19,67	0,975	71	5,000	1,200	31,60	NO_LIQUEF	3,812	NO_LIQUEF	0,135	0,174	NO_LIQUEF
6bSD10	SPT 3	4,80	24	19,67	0,963	71	5,000	1,200	42,55	NO_LIQUEF	3,812	NO_LIQUEF	0,135	0,172	NO_LIQUEF
6bSD10	SPT 4	6,30	43	19,67	0,952	71	5,000	1,200	71,11	NO_LIQUEF	3,812	NO_LIQUEF	0,135	0,170	NO_LIQUEF
6bSD10	SPT 5	7,80	47	19,67	0,940	71	5,000	1,200	69,94	NO_LIQUEF	3,812	NO_LIQUEF	0,135	0,168	NO_LIQUEF
6bSD10	SPT 6	9,30	55	19,67	0,926	71	5,000	1,200	74,60	NO_LIQUEF	3,812	NO_LIQUEF	0,135	0,165	NO_LIQUEF
6bSD10	SPT 7	10,8	100	19,67	0,886	71	5,000	1,200	122,4	NO_LIQUEF	3,812	NO_LIQUEF	0,135	0,158	NO_LIQUEF
6bSD10bis	SPT 1	1,80	15	19,67	0,986	79	5,000	1,200	28,47	0,363	3,812	1,382	0,135	0,176	7,851
6bSD10bis	SPT 2	3,80	18	19,67	0,971	79	5,000	1,200	33,16	NO_LIQUEF	3,812	NO_LIQUEF	0,135	0,173	NO_LIQUEF
6bSD10bis	SPT 3	4,80	16	19,67	0,963	79	5,000	1,200	30,03	NO_LIQUEF	3,812	NO_LIQUEF	0,135	0,172	NO_LIQUEF
6bSD10bis	SPT 4	6,30	11	19,67	0,952	79	5,000	1,200	21,91	0,241	3,812	0,917	0,135	0,170	5,399
6bSD10bis	SPT 5	8,10	12	19,67	0,938	79	5,000	1,200	21,27	0,233	3,812	0,887	0,135	0,167	5,297
6bSD10bis	SPT 6	9,30	11	19,67	0,926	79	5,000	1,200	18,92	0,206	3,812	0,783	0,135	0,165	4,741
6bSD10bis	SPT 7	10,80	10	19,67	0,886	79	5,000	1,200	16,74	0,182	3,812	0,694	0,135	0,158	4,388
6bSD10bis	SPT 8	12,80	13	19,67	0,832	79	5,000	1,200	19,02	0,207	3,812	0,788	0,135	0,149	5,303
6bSD10bis	SPT 9	14,3	12	19,67	0,792	79	5,000	1,200	17,2	0,187	3,812	0,714	0,135	0,141	5,051
6bSD10ter	SPT 1	1,8	11	19,67	0,986	79	5,000	1,200	22,21069	0,244	3,812	0,932	0,135	0,176	5,293
6bSD10ter	SPT 2	4,7	8	19,67	0,964	79	5,000	1,200	17,51687	0,190	3,812	0,725	0,135	0,172	4,215
6bSD10ter	SPT 3	6,3	6	19,67	0,952	79	5,000	1,200	14,22463	0,155	3,812	0,591	0,135	0,170	3,480
6bSD10ter	SPT 4	9,3	5	19,67	0,926	79	5,000	1,200	11,32698	0,124	3,812	0,472	0,135	0,165	2,855
6bSD10ter	SPT 5	10,8	7	19,67	0,886	79	5,000	1,200	13,21967	0,144	3,812	0,550	0,135	0,158	3,479
6bSD10ter	SPT 6	13,8	6	19,67	0,806	79	5,000	1,200	11,2	0,123	3,812	0,468	0,135	0,144	3,254
6bSD13bis	SPT 1	1,8	4	19,67	0,986	39	5,000	1,200	11,3	0,123	3,812	0,469	0,162	0,211	2,220
6bSD13bis	SPT 2	3,8	9	19,67	0,971	39	5,000	1,200	19,1	0,207	3,812	0,790	0,162	0,208	3,800
6bSD13bis	SPT 3	4,8	11	19,67	0,963	39	5,000	1,200	22,2	0,244	3,812	0,932	0,162	0,206	4,516
6bSD13bis	SPT 4	6,3	11	19,67	0,952	39	5,000	1,200	21,9	0,241	3,812	0,917	0,162	0,204	4,499
6bSD13bis	SPT 5	7,8	9	19,67	0,940	39	5,000	1,200	17,4	0,189	3,812	0,722	0,162	0,201	3,585
6bSD13bis	SPT 6	9,8	15	19,67	0,912	39	5,000	1,200	23,5	0,262	3,812	0,998	0,162	0,195	5,107

Sondaggio	Campione	Profondità (m dal p.c.)	N _{SPT}	γ (KN/m ³)	rd	FC %	A	B	(N1) _{60CS}	CRR (solo per (N1) _{60CS} <= 30)	MSF	CRR x MSF	amax/g (= ag/g*Ss*St)	CSR	F _s
C-S11	SPT 1	2,00	6	19,67	0,985	71	5,000	1,200	14,39	0,157	3,812	0,598	0,162	0,211	2,835
C-S11	SPT 2	3,60	7	19,67	0,972	71	5,000	1,200	15,95	0,174	3,812	0,662	0,162	0,208	3,176
C-S11	SPT 3	5,00	10	19,67	0,962	71	5,000	1,200	20,65	0,225	3,812	0,858	0,162	0,206	4,167
C-S11	SPT 4	6,50	10	19,67	0,950	71	5,000	1,200	20,14	0,219	3,812	0,836	0,162	0,204	4,106
6bSD13ter	SPT 1	1,80	12	19,67	0,986	39	5,000	1,200	23,78	0,266	3,812	1,014	0,162	0,211	4,799
6bSD13ter	SPT 2	3,30	14	19,67	0,975	39	5,000	1,200	26,90	0,321	3,812	1,224	0,162	0,209	5,860
C-S12	SPT 1	3,00	14	19,67	0,977	85	5,000	1,200	26,90	0,321	3,812	1,224	0,162	0,209	5,847
C-S12	SPT 2	4,50	6	19,67	0,966	85	5,000	1,200	14,39	0,157	3,812	0,598	0,162	0,207	2,891
C-S12	SPT 3	6,00	6	19,67	0,954	85	5,000	1,200	14,39	0,157	3,812	0,598	0,162	0,204	2,926
C-S12	SPT 4	7,50	5	19,67	0,943	99	5,000	1,200	12,05	0,132	3,812	0,501	0,162	0,202	2,483
6bSD14ter	SPT 1	1,80	10	19,67	0,986	85	5,000	1,200	20,65	0,225	3,812	0,858	0,135	0,176	4,876
6bSD14ter	SPT 2	3,30	13	19,67	0,975	85	5,000	1,200	25,34	0,291	3,812	1,108	0,135	0,174	6,370
6bSD14ter	SPT 3	6,30	7	19,67	0,952	85	5,000	1,200	15,76	0,172	3,812	0,654	0,135	0,170	3,849
6bSD16	SPT 1	1,8	5	19,67	0,986	47	5,000	1,200	12,8	0,140	3,812	0,534	0,135	0,176	3,031
6bSD16	SPT 2	3,9	21	19,67	0,970	47	5,000	1,200	37,9	NO_LIQUEF	3,812	NO_LIQUEF	0,135	0,173	NO_LIQUEF
6bSD16	SPT 3	4,8	24	19,67	0,963	47	5,000	1,200	42,6	NO_LIQUEF	3,812	NO_LIQUEF	0,135	0,172	NO_LIQUEF
6bSD16	SPT 4	6,3	14	19,67	0,952	47	5,000	1,200	26,5	0,313	3,812	1,193	0,135	0,170	7,022
C-S14	SPT 1	1,5	16	19,67	0,989	64	5,000	1,200	30,0337	NO_LIQUEF	3,812	NO_LIQUEF	0,162	0,212	NO_LIQUEF
C-S14	SPT 2	3	26	19,67	0,977	64	5,000	1,200	45,6798	NO_LIQUEF	3,812	NO_LIQUEF	0,162	0,209	NO_LIQUEF
C-S14	SPT 3	4,5	20	19,67	0,966	64	5,000	1,200	36,2922	NO_LIQUEF	3,812	NO_LIQUEF	0,162	0,207	NO_LIQUEF
C-S14	SPT 4	6,15	20	19,67	0,953	23	4,059	0,956	28,8391	0,376	3,812	1,435	0,162	0,204	7,029
6bSD20	SPT 1	1,8	13	19,67	0,986	39	5,000	1,200	25,3	0,291	3,812	1,108	0,162	0,211	5,247
6bSD20	SPT 2	3,3	15	19,67	0,975	38	5,000	1,200	28,5	0,363	3,812	1,382	0,162	0,209	6,620
6bSD20	SPT 3	4,8	16	19,67	0,963	38	5,000	1,200	30,0	NO_LIQUEF	3,812	NO_LIQUEF	0,162	0,206	NO_LIQUEF
6bSD20bis	SPT 1	1,8	10	19,67	0,986	36	5,000	1,200	20,6	0,225	3,812	0,858	0,135	0,176	4,876
6bSD20bis	SPT 2	3,3	11	19,67	0,975	36	5,000	1,200	22,2	0,244	3,812	0,932	0,135	0,174	5,356
6bSD20bis	SPT 3	4,8	18	19,67	0,963	36	5,000	1,200	33,2	NO_LIQUEF	3,812	NO_LIQUEF	0,135	0,172	NO_LIQUEF
6bSD20bis	SPT 4	6,3	21	19,67	0,952	36	5,000	1,200	37,3	NO_LIQUEF	3,812	NO_LIQUEF	0,135	0,170	NO_LIQUEF
6bSD20bis	SPT 5	7,8	17	19,67	0,940	36	5,000	1,200	28,5	0,363	3,812	1,385	0,135	0,168	8,250

4. DESCRIZIONE DEL TRACCIATO

Il tracciato della viabilità in progetto dalla progressiva iniziale km 0+000 (coincidente con la progressiva km 122+367,59 della S.S. Aurelia esistente, in Comune di Montalto di Castro, nei pressi del confine regionale Toscana - Lazio) procedendo verso Sud fino alla progressiva finale km 25+752,76 circa (coincidente con la progressiva km 95+467,54 sulla variante Aurelia esistente) è previsto prevalentemente in adeguamento sulla sede dell'attuale viabilità della variante Aurelia.

Procedendo verso Civitavecchia, il tracciato ha inizio in corrispondenza dello svincolo di Pescia Romana sulla variante S.S. Aurelia e termina subito dopo l'innesto della SP 102 "Aurelia Vecchia" sulla variante S.S. Aurelia (inizio Lotto 6a).

Nel tratto iniziale la sede autostradale in progetto è prevista in modesto scavo sulla sede attuale della variante Aurelia fino alla progr. km 0+300 circa. Dalla progr. km 0+300 alla progressiva km 0+650 circa l'allargamento è previsto in modesto rilevato che sul ciglio destro (nel verso delle progressive crescenti) raggiunge i 5 m di altezza alla progr. km 0+550 circa (Fosso affluente del Fosso della Mazzola).

Il tracciato prosegue quindi fino alla progr. Km 1+100 circa prevalentemente "a raso" o con modestissimi tagli; oltre è previsto fino alla progr. km 1+420 un ampliamento in rilevato sul ciglio sinistro che raggiunge altezze di circa 6 m alla progr km 1+200 (Fosso della Mazzola); successivamente, fino alla progr km 1+860, l'ampliamento è previsto "a raso" o in taglio che raggiunge al ciglio sinistro l'altezza massima di 7.5 m alla progr km 1+680.

Tra le progr km 1+880 e km 2+260 l'ampliamento è previsto in modesto rilevato sul lato sinistro mentre successivamente, fino alla progr km 3+060, l'ampliamento, sempre sul lato sinistro dell'attuale sede dell'Aurelia, è in taglio che raggiunge altezze massime di poco superiori ai 5 m.

Prosegue fino alla progr km 3+520 l'ampliamento in rilevato sul lato sinistro con altezze fino a 7.5 m alla progr km 3+240 (Fosso della Margherita).

Fino alla progr km 4+340 l'ampliamento della attuale sede dell'Aurelia avviene praticamente "a raso" o in modesto taglio sul ciglio sinistro mentre successivamente fino alla progr km 4+600 l'ampliamento è previsto in rilevato sul ciglio sinistro con altezze anche superiori ai 5 m. Segue un lungo tratto praticamente "a raso" fino alla progr km 5+700 dopo il quale si prevede un ampliamento in rilevato in carreggiata Nord (ciglio sinistro) lungo la quale tra le progr km 5+831 e km 5+854 è previsto il nuovo viadotto Tafone sul Torrente omonimo, mentre l'esistente viadotto verrà adeguato al nuovo progetto in carreggiata Sud.

L'ampliamento prosegue in rilevato sul lato sinistro fino alla progr km 6+300 e quindi in taglio, sempre sul lato sinistro, fino alla progr km 7+160 con altezze massime di circa 7.0 m intorno

alla progr km 6+750. Segue un lungo tratto con ampliamento “a raso” o in modesto rilevato sul lato sinistro della carreggiata fino alla progressiva km 7+500.

Oltre tale progressiva il rilevato di ampliamento in carreggiata Nord raggiunge altezze di oltre 5 m e tra le progr km 7+608 e 7+680 è previsto il nuovo viadotto Ponte Rotto, mentre l'esistente sarà adeguato.

L'ampliamento prosegue in rilevato sul lato sinistro con altezze che superano anche i 5 m fino alla progr km 8+050 circa. Segue un tratto “a raso” o in taglio fino alla progr km 8+800: alla progr km 8+300 il taglio supera i 6 m di altezza.

Fino alla progr. km 8+940 l'ampliamento è previsto in rilevato sul lato sinistro; oltre, l'ampliamento, prima in rilevato, quindi “a raso” o in modestissimo taglio poi di nuovo in rilevato, riguarda l'intera carreggiata sulla quale saranno alloggiate anche due strade complanari.

Dalla progr km 9+740 l'ampliamento è previsto sulla sede dell'Aurelia “a raso” fino alla progr km 9+920 e successivamente fino alla progr km 10+200 in modesto rilevato sull'intero rilevato esistente. L'ampliamento prosegue poi praticamente sulla sede attuale “a raso” o in modesti rilevati e tagli fino alla progr km 11+000 circa.

Oltre tale progressiva inizia un rilevato in destra che tra le progr km 11+348 e km 11+376 è interrotto dalla realizzazione del nuovo viadotto Argento III in carreggiata Sud (in Nord sarà adeguato l'esistente) e tra le progr km 11+442 e km 11+456 dalla realizzazione del nuovo viadotto Argento II (in carreggiata Nord sarà adeguato l'esistente). Dopo un tratto in ampliamento con rilevato in carreggiata Sud tra le progr km 11+636 e 11+648 è prevista la realizzazione del nuovo viadotto Argento I (in carreggiata Nord sarà adeguato l'esistente). Dopo un ulteriore tratto in rilevato tra le progr km 11+861 e 11+9658 è prevista la realizzazione del nuovo viadotto Fiora (in carreggiata Nord sarà adeguato l'esistente).

Segue un tratto con adeguamento “a raso” fino alla progr km 12+100. Dalla progr km 12+280 l'ampliamento è in destra (carreggiata Sud) con tagli che raggiungono l'altezza massima di 7.0 m fino alla progr km 12+450.

Oltre tale progressiva l'adeguamento avviene con modesti tagli, sempre in destra, fino alla progr km 12+920. Segue un tratto fino alla progr km 13+100 con ampliamento in destra in rilevato.

Dopo un tratto “a raso”, dalla progr km 13+200 circa inizia un tratto in variante fuori sede della attuale Aurelia fino alla progr km 13+700: in questo tratto la nuova variante è prevista praticamente “a raso”. Anche il tratto successivo fino alla progressiva km 14+450 è previsto “a raso” dopo il ritorno sulla sede della Aurelia esistente.

Segue un tratto con ampliamento in destra fino alla progr km 15+140 in rilevato che raggiunge l'altezza massima di circa 15 m alla progressiva km 14+780 (Fosso Sanguinaro).

L'ampliamento prosegue quindi praticamente "a raso" sulla sede dell'Aurelia esistente fino alla progr km 16+100 oltre la quale inizia un tratto in variante su nuova sede di circa 1 km. La sede in variante sarà realizzata parte "a raso", parte in scavo con altezze massime di circa 7 m e parte in rilevato di altezza massima di circa 13 m: tra le progr km 16+726 e 16+846 è prevista la realizzazione del nuovo viadotto sul Fiume Arrone che ospiterà entrambe le carreggiate.

Al ritorno sulla sede dell'Aurelia l'ampliamento prosegue in rilevato sul lato sinistro fino alla progr km 17+260.

Segue un tratto con ampliamento "a raso", in taglio e rilevato modesti, fino alla progr km 18+200 oltre la quale il rilevato di ampliamento in destra raggiunge altezze notevoli che superano i 10 m nel tratto tra le progr km 18+300 e 18+550 (Fosso Pian D'Arcione).

Dalla progr km 18+600 l'ampliamento ritorna in scavo con scarpate di altezza superiore ai 12 m. Segue un lungo tratto con ampliamento praticamente a raso fino alla progr km 19+920 oltre il quale l'ampliamento è sul lato sinistro in rilevato fino alla progr km 20+100.

Segue un tratto con ampliamento praticamente a raso fino alla progr km 21+000 oltre la quale inizia un tratto in ampliamento in rilevato in destra fino alla progr km 21+450: tra le progr km 21+201 e 21+222 è previsto in carreggiata Sud il nuovo viadotto Due Ponti, mentre l'esistente in carreggiata Nord sarà adeguato.

Segue un nuovo tratto con ampliamento a raso fino al km 22+450.

Oltre e fino al km 22+830 l'ampliamento è in rilevato sulla destra, con altezze superiori ai 7 m alla progressiva km 22+700 (Fosso del Gesso), e quindi a raso fino alla progr km 23+210.

Fino al km 23+500 è previsto un ampliamento in rilevato sul lato destro con altezze massime di 10 m alla progr 23+330 (Fosso del Fontanile nuovo).

Segue un tratto a raso o in modestissimo rilevato fino alla fine del lotto (progr km 25+752).

Le opere d'arte principali previste lungo il nuovo tracciato consistono nella realizzazione di n. 8 nuovi viadotti e nell'adeguamento dei rispettivi viadotti esistenti.

Sono previsti inoltre alcuni nuovi cavalcavia, tombini idraulici scatolari (nuovi o da prolungare), tombini circolari (nuovi o da prolungare) e sottovia stradali (nuovi o da prolungare)

Sono previsti anche n. 4 nuovi svincoli: Svincolo di Pescia Romana, Svincolo di Centrale ENEL, Svincolo di Montalto di Castro e Svincolo di Riva dei Tarquini.

Si prevede infine la realizzazione di due nuove aree di servizio, una in carreggiata Nord e una in carreggiata Sud.

5. LINEAMENTI GEOMORFOLOGICI E IDROGEOLOGICI

Nel seguito si riporta una descrizione sintetica necessaria per l'inquadramento della genesi dei terreni interessati dalle opere, con riferimento alle sigle adottate negli elaborati geologici.

I terreni più antichi presenti nel sottosuolo del tracciato cominciano a depositarsi in ambiente marino nel Cretacico Inferiore e Superiore; a tale epoca risalgono infatti le argilliti e le marne **Asv** e le arenarie **Pf**, che costituiscono il substrato di tutta l'area interessata dal tracciato.

Al Miocene risalgono invece le argille e marne **Mag**, contenenti gesso cristallino, depositatesi sempre in ambiente marino.

Nel Pliocene, in ambiente marino, si depositano le "argille grigio-azzurre" **Faa**.

Dal Pliocene nell'area in esame si verificano ripetute oscillazioni del livello marino, che determinano il susseguirsi di diversi cicli di sedimentazione.

Durante tutto il Pleistocene si instaurano cicli di ingressione e regressione marina di diversa portata, durante le quali avviene la deposizione, in ambiente litoraneo e marino, di argille, argille limose e sabbie limose e di sabbie biancastre con clasti di natura sedimentaria **Qm** e, in ambiente marino-costiero e continentale, di limi e sabbie associati a materiale di origine vulcanica, sabbie scure di natura sedimentaria e vulcanica **Qt₍₁₎**, di sabbie, calcareniti e ghiaie **Qt₍₂₎** e di alternanze limo-sabbiose associate a concrezioni travertinose **Qt₍₃₎**.

Nel Pleistocene medio-superiore, in ambiente continentale, si sono depositati anche materiali vulcanici **Sm** che si ritrovano associati a sabbie e ghiaie, argille sabbiose e a livelli di piroclastiti rimaneggiate e pedogenizzate.

Nell'Olocene, in seguito a regressione marina sono stati messi in posto in ambiente continentale depositi alluvionali costituiti da limi e argille con livelli sabbiosi e ghiaiosi **b**.

La morfologia dell'area interessata dal tracciato è nel complesso pianeggiante, localmente solcata dalle incisioni dei corsi d'acqua.

Il sistema idrografico risulta nella zona in esame ad andamento sub-parallelo e trasversale al tracciato e risulta costituito da due corsi d'acqua principali (Fiume Fiora e Fiume Arrone), da alcuni fossi importanti (Tafone, Rotto, Due Ponti) oltre che da numerosi fossi di minore importanza.

6. INDAGINI ESEGUITE

I dati stratigrafici e geotecnici utilizzati ai fini della caratterizzazione dei terreni e delle rocce e della redazione dei profili geotecnici sono stati desunti dai risultati delle indagini geotecniche effettuate appositamente nel corso del presente Progetto Definitivo (Campagna di indagini geognostiche FASE D) e nel corso della precedente fase progettuale (Progetto Preliminare) nell'ambito delle campagne di indagine eseguite nel 2003 (FASE A) e nel 2009 (FASE C). Sono stati utilizzati inoltre i dati di una campagna di indagini geognostiche eseguite dall'ANAS nel 2004.

Con riferimento alla campagna di indagini 2003 è necessario precisare che le indagini erano state definite in relazione ad ipotesi di tracciato sostanzialmente diverse da quella attuale. Tali indagini perciò sono state utilizzate direttamente solo nei tratti in cui il tracciato del presente progetto preliminare si sovrappone a quelli precedentemente proposti.

Le indagini relative ai tratti in cui l'attuale tracciato si discosta da quello precedente sono state comunque prese in esame costituendo un prezioso elemento di verifica e confronto che ha contribuito a completare il quadro conoscitivo generale e la caratterizzazione geotecnica.

Di seguito vengono riportate le varie campagne di indagini con l'elenco delle lavorazioni eseguite.

6.1 INDAGINI PREGRESSE ANAS 2004

La campagna di indagini è stata realizzata nell'anno 2004. I sondaggi ricadono in corrispondenza della progr. km 3+850 del lotto in progettazione, in corrispondenza di un cavalcavia in progetto in seguito spostato in altra progressiva, e sono consistite in:

- N. 4 sondaggi geognostici a rotazione e a carotaggio continuo fino alla profondità massima di 32.00 m dal p.c..
- N. 10 campioni indisturbati di terreno prelevati con i sondaggi e sottoposti a prove di laboratorio.
- N. 8 prove penetrometriche dinamiche tipo SPT eseguite a varie profondità nel corso della perforazione dei sondaggi.
- N. 1 piezometro a tubo aperto nel foro S4.

Sondaggio	Quota (m s.l.m.)	Profondità (m da p.c.)
S1	24.50	32
S2		12
S3		10
S4	20.50	30

Sui campioni prelevati è stata eseguita una caratterizzazione geotecnica mediante determinazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei litotipi attraversati.

6.2 INDAGINI CONDOTTE PER IL PROGETTO PRELIMINARE

6.2.1 Campagna di indagini FASE A (2003)

La campagna di indagini geognostiche è stata realizzata nel 2003 nell'ambito della progettazione preliminare e studio di impatto ambientale dell'Autostrada A12 nel tratto compreso tra il collegamento dell'A12 a Civitavecchia (RM) ed il casello di Rosignano (LI).

- Le indagini eseguite, ubicate in asse all'attuale tracciato del lotto in progetto, consistono in:
- N° 1 sondaggio geognostico a carotaggio continuo spinto fino alla profondità massima di 20 m dal piano campagna;
 - N° 3 prove penetrometriche dinamiche tipo SPT nel foro di sondaggio;
 - N° 1 campione indisturbato prelevato nel foro di sondaggio;
 - N° 1 piezometro a tubo aperto installato nel foro di sondaggio.

Sondaggio	Quota (m s.l.m.)	Profondità (m da p.c.)	Strumentazione
A1-S5	43.51	20	Pz. tubo aperto

Sul campione prelevato nel foro di sondaggio è stata eseguita una caratterizzazione geotecnica mediante determinazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei litotipi attraversati.

6.2.2 Campagna di indagini FASE C (2009)

La campagna di indagini geognostiche è stata realizzata nel mese di Giugno 2009.

Le indagini, ubicate nel lotto in progettazione delle quali si è tenuto conto per lo studio in esame, consistono in:

N° 6 sondaggi geognostici a carotaggio continuo fino alla profondità massima di 35 m;

N° 18 campioni indisturbati prelevati nei fori di sondaggio;

N° 27 campioni rimaneggiati prelevati nei fori di sondaggio;

N° 76 prove penetrometriche dinamiche in foro di sondaggio, tipo SPT;

N° 10 campioni rimaneggiati prelevati nei fori di sondaggio in corrispondenza delle prove SPT eseguite a punta aperta;

N° 6 piezometri a tubo aperto installati in foro di sondaggio;

N° 1 piezometro Casagrande installato in foro di sondaggio.

Sondaggio	Quota (m s.l.m.)	Profondità (m da p.c.)	Strumentazione
C-S14	13.45	30	Pz. tubo aperto
C-S13	22.17	30	Pz. tubo aperto
C-S12	14.13	35	Pz. tubo aperto
C-S11	11.19	35	Pz. tubo aperto Pz. Casagrande
C-S8	35.05	30	Pz. tubo aperto
C-S6	33.24	35	Pz. tubo aperto

Sui campioni prelevati è stata eseguita una caratterizzazione geotecnica mediante determinazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei litotipi attraversati.

6.3 INDAGINI CONDOTTE PER IL PROGETTO DEFINITIVO

La campagna di indagini geognostiche è stata realizzata tra l'estate del 2009 e l'estate del 2010.

Le indagini eseguite consistono in:

N° 45 sondaggi geognostici a carotaggio continuo fino alla profondità massima di 40.00 m;

N° 29 pozzetti esplorativi fino alla profondità massima di 4.00 m;

N° 234 campioni indisturbati o rimaneggiati prelevati nei fori di sondaggio e nei pozzetti esplorativi;

N° 548 prove penetrometriche dinamiche in foro di sondaggio, tipo SPT;

N° 36 piezometri a tubo aperto installati in foro di sondaggio;

N° 6 piezometri Casagrande installati nei fori di sondaggio;

N° 24 prove di permeabilità in foro tipo Lefranc;

N° 4 prove pressiometriche in foro;

N° 48 prove di carico su piastra nei pozzetti di cui sopra;

Sondaggio	Quota (m s.l.m.)	Profondità (m da p.c.)	Strumentazione
6b-SD21bis	27.22	35	Pz. tubo aperto
6b-SD21	27.92	20	Pz. tubo aperto
6b-SD20bis	15.92	30	Pz. tubo aperto
6b-SD20	12.72	30	Pz. tubo aperto
6b-SD19	21.50	20	Pz. tubo aperto
6b-SD17	21.77	20	Pz. tubo aperto
6b-SD16	12.14	25	Pz. Casagrande
6b-SD15	30.15	25	Pz. tubo aperto
6b-SD14bis	24.77	35	Pz. tubo aperto
6b-SD14ter	14.30	30	Tubo Cross Hole
6b-SD14	21.98	30	Pz. tubo aperto
6b-SD13ter	11.23	25	Pz. tubo aperto
6b-SD13bis	10.81	40	Pz. Casagrande
6b-SD13	26.17	35	Pz Casagrande
6b-SD12	19.81	25	Pz. tubo aperto
6b-SD11ter	30.81	20	Pz. tubo aperto
6b-SD11bis	13.49	35	Pz. tubo aperto
6b-SD11	22.53	20	Pz. tubo aperto
6b-SD10bis	6.58	35	Pz. tubo aperto
6b-SD10ter	5.58	25	Pz. Casagrande
6b-SD10	6.68	39.60	Pz. tubo aperto
6b-SD9	8.20	40	Tubo Cross Hole
6b-SD8	33.20	35	_____
6b-SD8bis	28.96	26.50	Pz. tubo aperto
6b-SD7	35.21	35	Tubo Cross Hole
6b-SD7bis	31.12	35	Pz. tubo aperto

6b-SD6	30.25	35	Pz. tubo aperto
6b-SD5bis	39.96	35	Pz. tubo aperto
6b-SD5	19.53	25	Pz. tubo aperto
6b-SD4bis	34.82	30	Pz. tubo aperto
6b-SD4	15.47	40	Tubo Cross Hole
6b-SD3	15.28	35	Pz. tubo aperto Pz. Casagrande
6b-SD2	13.24	25	Pz. tubo aperto
6b-SD1bis	21.68	15	Pz. tubo aperto
6b-SD1	12.17	20	Pz. tubo aperto
6a-SD34	11.01	30	Pz. tubo aperto
6a-SD33	34.40	35	Pz. tubo aperto Pz. Casagrande
6a-SD33bis	34.15	35	Pz. tubo aperto
6a-SD32bis	33.36	20	Pz. tubo aperto
6a-SD32	26.19	25	Pz. tubo aperto
6a-SD31	24.28	35	Pz. tubo aperto doppio
6a-SD30	23.35	35	Tubo Cross Hole
6a-SD29	21.37	25	Pz. tubo aperto
6a-SD27	31.38	30	Pz. tubo aperto
6a-SD26	38.55	35	Pz. tubo aperto

Pozzetto	Quota (m s.l.m.)	Profondità (m da p.c.)
6b-PzD19bis	20.04	4.00
6b-PzD19	16.13	3.30
6b-PzD18	12.98	3.50
6b-PzD17bis	12.20	4.00
6b-PzD17	18.02	4.00
6b-PzD16ter	12.33	4.00
6b-PzD16bis	17.53	3.20
6b-PzD15ter	26.70	3.50
6b-PzD15bis	30.94	0.30
6b-PzD15	26.10	3.00
6b-PzD14	11.33	0.30

6b-PzD12	19.75	1.40
6b-PzD11	30.64	1.20
6b-PzD10	19.85	4.00
6b-PzD9bis	14.36	4.00
6b-PzD7	39.75	4.00
6b-PzD6	38.75	1.60
6b-PzD5	31.45	4.00
6b-PzD4	34.56	3.50
6b-PzD3	32.20	3.60
6b-PzD0	12.26	4.00
6a-PzD28	24.79	4.00
6a-PzD27	25.16	4.00
6a-PzD26	23.81	4.00
6a-PzD25	28.45	4.00
6a-PzD24	26.90	4.00
6a-PzD23	35.78	4.00
6a-PzD22	35.97	3.00
6a-PzD21	41.89	4.00

I campioni prelevati nella campagna di indagini in esame sono stati sottoposti ad analisi/prove di laboratorio.

7. TERRENI INTERESSATI DALLE OPERE

7.1 RIPORTI ANTROPICI E RILEVATI ESISTENTI (RA)

Sono costituiti da materiali granulometricamente molto eterogenei ed eterometrici, arealmente molto diffusi, in particolare nelle zone urbanizzate.

Nell'area in studio i materiali di riporto che interferiscono con le opere in progetto sono costituiti prevalentemente da materiali dei rilevati stradali esistenti.

7.2 Tal

Sono rappresentati da depositi alluvionali recenti e attuali, costituiti da sabbie argillose, limi argillosi e sabbie limose a luoghi ghiaiose, prevalentemente nella parte basale del deposito. I livelli ghiaiosi contengono pomici, scorie e femici rimaneggiati. Si incontrano in diverse tratte del progetto con gli spessori massimi in corrispondenza dei viadotti Argento e del viadotto Fiora e con l'estensione massima in corrispondenza del viadotto Arrone.

Tali depositi presentano in genere spessori modesti, con eccezione della zona dei tre viadotti Argento e del viadotto Fiora dove raggiungono spessori massimi indagati di oltre 30 m.

7.3 Tcm

Sono rappresentati dai depositi pleistocenici che ricoprono su vaste aree il substrato locale. Sono costituiti prevalentemente da sabbie limose di colore marrone-avana, a luoghi cementate (calcareni, conglomerati e travertino) di natura prevalentemente silicea con rari minerali vulcanici, frammenti di molluschi. I livelli cementati sono contenuti in un deposito a matrice limoso-sabbiosa di colore marrone chiaro. Localmente sono costituiti da limi sabbiosi argillosi, sabbie, sabbie ghiaiose marrone scuro associate a piroclastiti cineritiche e pomicee, primarie e talvolta rimaneggiate. I limi e le sabbie limose contengono a luoghi frammenti di molluschi.

7.4 Tas

Sono costituiti da terreni argillosi e argilloso limosi grigio azzurri, e da argille e marne grigie più o meno sabbiose contenenti localmente gessi in cristalli.

7.5 Rar

Sono rocce costituite da arenarie, quarzose calcaree, con intercalazioni pelitiche fogliettate.

7.6 Rag

Sono rocce prevalentemente argillitiche, con intercalazioni di calcari marnosi e marne.

7.7 CORRISPONDENZA TRA FORMAZIONI GEOLOGICHE E UNITÀ GEOTECNICHE

Di seguito si riporta una tabella con le corrispondenze tra le formazioni geologiche e le unità geotecniche.

UNITA' GEOTECNICA		DESCRIZIONE	FORMAZIONI GEOLOGICHE (Sigle)	DESCRIZIONE LITOLOGICA
SIGLA				
Tal	Tal ₁	Depositi alluvionali recenti e attuali	b	Sabbie e limi, argillosi localmente debolmente ghiaiosi.
	Tal ₂			Sabbie limose e argillose a luoghi ghiaiose.
Tcm	Tcm ₁	Depositi continentali, marini e di transizione	Qt ₍₁₎ – Qt ₍₂₎ – Qt ₍₃₎ - Sm	Sabbie con limi argillose localmente debolmente ghiaiose, a luoghi cementate.
	Tcm ₂			Qm
Tas		Argille grigio-azzurre sovra consolidate, marne con gessi	Faa	Argille e limi debolmente sabbiosi
			Mag	
Rar		Arenarie da tenere a lapidee	Pf	Arenarie quarzoso calcaree con intercalazioni pelitiche.
Rag		Rocce prevalentemente argillitiche	Asv	Argilliti con intercalazioni di calcari e marne

8. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

8.1 GENERALITÀ

La caratterizzazione geotecnica riportata nei paragrafi seguenti riguarda le seguenti formazioni (cfr. profili geotecnici):

Riporti antropici e rilevati esistenti - **RA**;

Depositi alluvionali recenti e attuali – **Tal₁ – Tal₂**

Depositi continentali, marini e di transizione – **Tcm₁ – Tcm₂**

Argille sovraconsolidate – **Tas**

Arenarie da tenere a lapidee – **Rar**

Rocce prevalentemente argillitiche – **Rag**

Ai fini della caratterizzazione dei terreni è stato fatto riferimento a:

- Prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati nel corso dei sondaggi;
- prove penetrometriche dinamiche SPT eseguite nei fori di sondaggio.

8.2 METODOLOGIA DI ANALISI DEI RISULTATI DELLE INDAGINI

8.2.1 Classificazione

La classificazione dei terreni è stata effettuata in modo convenzionale facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio, eseguite sui campioni esaminati, in termini di:

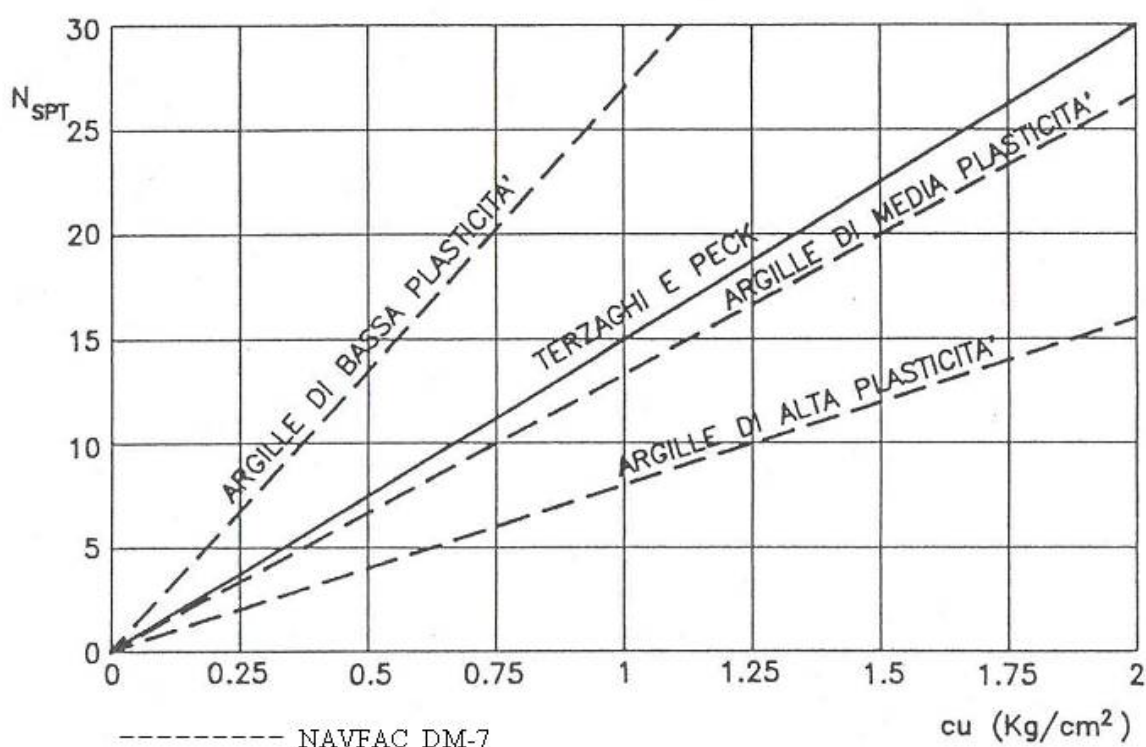
- curve granulometriche;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- pesi di volume;
- contenuti d'acqua naturale;
- indice dei vuoti iniziale.

8.2.2 Determinazione delle caratteristiche di resistenza

8.2.2.1 Resistenza a taglio non drenata nei terreni a grana fina

La resistenza al taglio non drenata c_u è stata valutata facendo riferimento sia ai risultati delle prove di laboratorio (prevalentemente prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU)), sia all'interpretazione dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche (SPT).

La stima dei valori di c_u dai valori di N_{SPT} è stata effettuata facendo riferimento alle relazioni NAVFAC DM-7 (figura F 1).



F 1. Correlazione $N_{SPT} - c_u$

8.2.2.2 Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci nei terreni a grana fina

I parametri di resistenza in termini di sforzi efficaci sono stati determinati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio triassiali (CIU e CD) e prove di taglio diretto (TD).

8.2.2.3 Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci nei terreni a grana grossa

I terreni a granulometria prevalentemente sabbioso-ghiaiosa sono stati caratterizzati da parametri di resistenza in termini di sforzi efficaci, determinati, oltre che sulla base dei risultati di

prove di laboratorio triassiali (CIU e CD) e prove di taglio diretto (TD), anche sulla base di correlazioni con i risultati delle prove penetrometriche dinamiche (SPT).

I parametri principali per la valutazione delle caratteristiche di resistenza e deformabilità di tali terreni sono rappresentati dalla granulometria e dalla densità relativa (D_r).

Al fine di ricavare le caratteristiche di resistenza al taglio delle unità geotecniche esaminate, si è fatto riferimento a due tipologie di relazioni funzionali tra i parametri geotecnici in esame:

- correlazioni che esprimono il numero di colpi N_{SPT} in funzione della densità relativa consentendo a posteriori la determinazione dell'angolo di attrito mediante la conoscenza della granulometria del materiale in cui è stata effettuata la prova (*Schmertmann [1975]*, *(figura F 2)*). Nel caso in esame il valore della densità relativa D_r è stato valutato mediante le seguenti correlazioni:

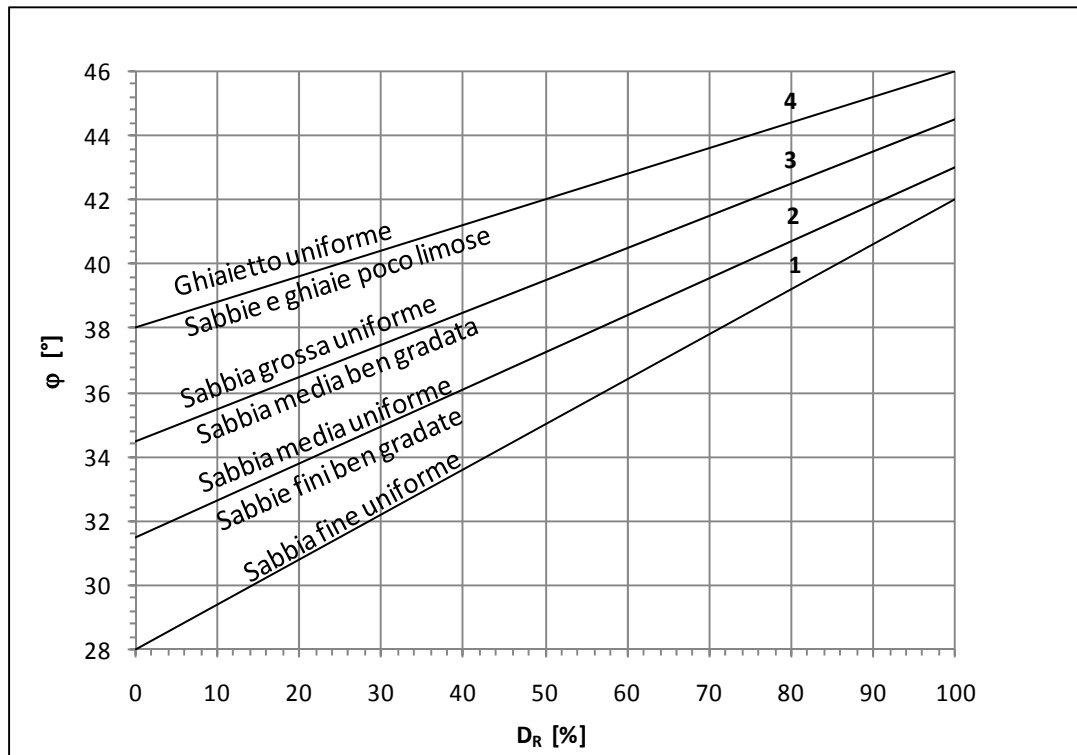
$$\text{-Meyerhof [1957]: } D_R = 21 \sqrt{\frac{N_{SPT}}{(\sigma'_v + 0.7)}}$$

$$\text{-Schultze e Mezembach [1961]: } \text{Log}_e(D_R) = 0.478 \text{Log}_e(N_{SPT}) - 0.262 \text{Log}_e(\sigma'_v) + 2.84$$

$$\text{-Bazaara [1967]: } D_R = \begin{cases} \sqrt{\frac{N_{SPT}}{20 + 0.8\sigma'_v}} & \sigma'_v \leq 73.2 \text{ kPa} \\ \sqrt{\frac{N_{SPT}}{65 + 0.2\sigma'_v}} & \sigma'_v > 73.2 \text{ kPa} \end{cases}$$

Sulla base di numerose evidenze sperimentali riportate in letteratura, è possibile mostrare che per terreni sabbiosi molto fini ($D_{50} < 0.1$ mm) l'effetto dell'immersione risulta non trascurabile. Per la ridotta permeabilità di tali terreni infatti, l'avanzamento del campionatore può generare sovrappressioni interstiziali positive o negative che dipendono dallo stato di addensamento del materiale influenzandone i valori di N_{SPT} . E' stato pertanto considerato tale effetto attraverso un valore corretto di N_{SPT} , mediante la seguente espressione (Terzaghi [1948]):

$$N'_{SPT} = 15 + 0.5 (N_{SPT} - 15)$$



F 2. Abaco per la stima dei valori dell'angolo di attrito in funzione della densità relativa e della granulometria (Schmertmann, 1975)

- correlazioni che esprimono il valore dell'angolo d'attrito efficace φ' direttamente in funzione del numero di colpi N_{SPT} (figura F 3)

Sono state adottate le seguenti correlazioni:

-De Mello [1971]:

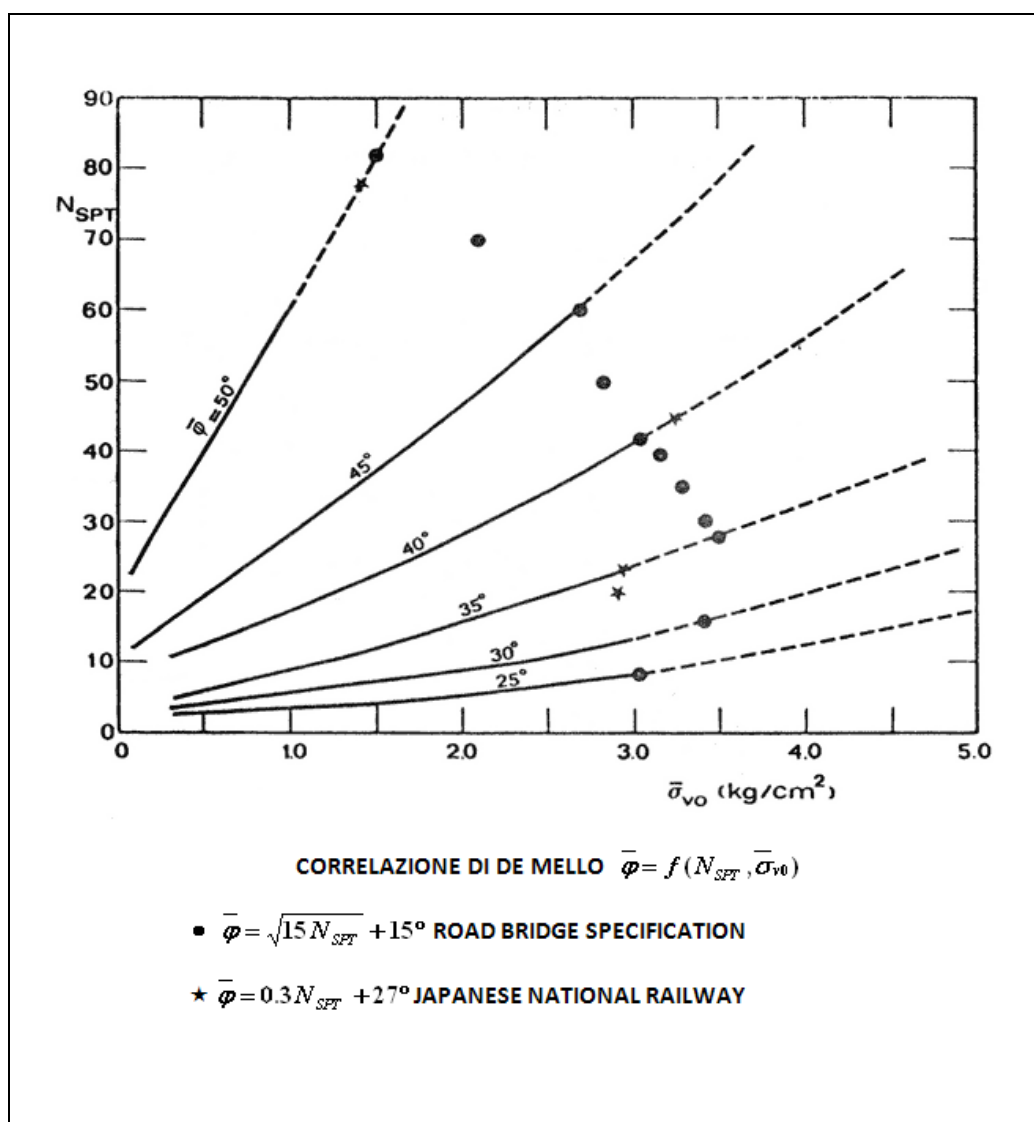
$$\varphi' = 19 - 0.38\sigma + 8.73 \text{Log}(N_{SPT})$$

Valida per le sabbie; inattendibile per profondità < 2 m da p.c. e per valori di $\varphi' > 38^\circ$.

-Road Bridge Specification[1971]: $\varphi' = \sqrt{15N_{SPT}} + 15^\circ$

-Japanese National Railway: $\varphi' = 0.3N_{SPT} + 27^\circ$

Anche in queste correlazioni il valore di N_{SPT} è stato corretto, per i terreni sotto falda, mediante l'equazione di Terzaghi [1948].



F 3. Abaco per la stima dei valori dell'angolo di attrito in funzione della pressione litostatica efficace e del numero di colpi SPT (De Mello, 1971)

8.2.3 Determinazione delle caratteristiche di deformabilità

8.2.3.1 Moduli "iniziali" e moduli "operativi"

I valori del modulo di taglio G_0 e del modulo di elasticità E_0 iniziali sono stati ricavati a partire dai valori delle velocità delle onde di taglio (V_s) ottenute indirettamente a partire dai valori di N_{SPT} .

La velocità di propagazione delle onde di taglio può essere valutata indirettamente, dai risultati della prova penetrometrica dinamica SPT, per mezzo dell'equazione di Ohta e Goto (1978):

$$V_s = 67.3 \cdot N_{SPT\ 60\%}^{0.17} \cdot z^{0.2} \cdot A \cdot B \quad (\text{Ohta e Goto [1978]})$$

dove:

$N_{SPT\ 60\%}$ = numero di colpi/piede corretto per tenere conto dei fenomeni dissipativi durante il passaggio da energia cinetica del maglio a onda di energia di compressione delle aste (Schmertmann, 1978). Nel caso in esame, in mancanza di dati diretti è stato assunto:

$$N_{SPT\ 60\%} = N_{SPT}$$

z = profondità di calcolo (in m dal p.c.) della velocità di propagazione delle onde di taglio

A = fattore che tiene conto dell'età geologica del deposito (vedi tabella T 1)

B = fattore che tiene conto della granulometria del deposito (vedi tabella T 2)

A	Depositi recenti	Depositi antichi
	1.0	1.3

T 1. Coefficiente "A" funzione dell'epoca geologica del deposito

B	Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fini
	1.45	1.15	1.14	1.09	1.07

T 2. Coefficiente "B" funzione della composizione granulometrica del deposito

Il modulo di taglio a piccolissime deformazioni può essere quindi ricavato dalla seguente espressione:

$$G_0 = V_s^2 \cdot \gamma / g$$

dove:

γ = peso di volume naturale del terreno in kN/m^3

g = accelerazione di gravità pari a 9.81 m/sec^2

Pertanto risulta:

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

ν = modulo di Poisson

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo lineari, basati sulla teoria dell'elasticità, i moduli di deformabilità "operativi" da associare allo specifico problema al contorno, vengono a dipendere dalle effettive deformazioni indotte e/o dal grado di mobilitazione della resistenza al taglio. Indicativamente, i moduli operativi possono essere stimati come percentuale dei moduli iniziali, adottando generalmente, per il modulo di deformabilità $E_{0,op}$ il valore $E_0/5$ nei calcoli delle opere di fondazione/sostegno ed $E_0/10$ per il calcolo dei cedimenti dei rilevati.

Per la stima dei moduli elastici operativi nei terreni a granulometria prevalentemente sciolta, ed in particolare per le sabbie limose e argillose, a partire dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT, si è fatto ricorso a relazioni empiriche che correlano linearmente il modulo di Young con N_{SPT} (Denver, 1982): $E = s_1 N_{SPT} + s_2$.

In particolare sono state adottate le seguenti correlazioni:

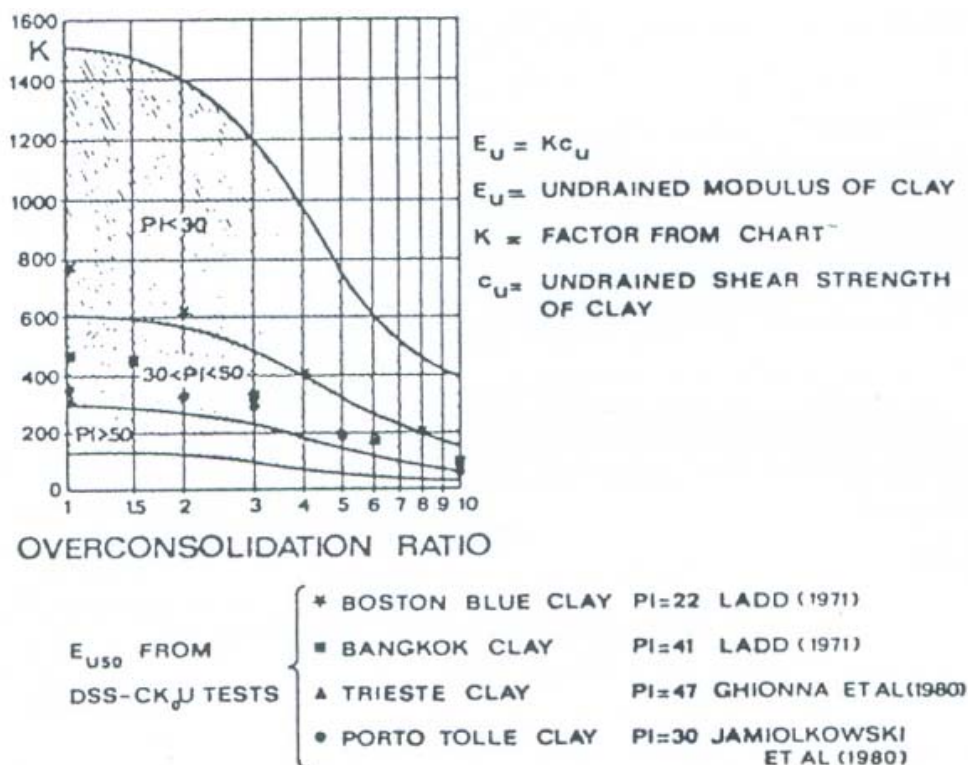
- Webb (1970): $E_{op} = 0.316 N_{SPT} + 1.58$ (MPa), valida per sabbie argillose,
- Webb (1970): $E_{op} = 0.478 N_{SPT} + 7.17$ (MPa), valida per sabbie sature,
- D'Appolonia e. al. (1970): $E_{op} = 1.043 N_{SPT} + 36.79$ (MPa), valida per sabbie OC,
- D'Appolonia e. al. (1970): $E_{op} = 0.756 N_{SPT} + 18.75$ (MPa), valida per sabbie e ghiaie NC.

Per sabbie fini e sabbie fini limose è stata adottata inoltre la seguente correlazione parabolica:

$E = 7\sqrt{(N_{SPT})}$ (MPa) ricavata da Tornaghi [1983], Franke [1983] e Ghionna, Lancellotta e Maniscalco [1983] sulla base di valori sperimentali di E misurati con il pressiometro, e da Albert, Hegg e Manassero [1983] sulla base di valori sperimentali di E misurati con lo screw plate.

Infine si sono confrontati i valori proposti dai suddetti Autori con quelli proposti da Schultze e Menzenbach [1961], di validità più generale.

Per la stima dei moduli elastici operativi nelle argille sovraconsolidate si è fatto riferimento alla correlazione di Jamiolkowski et al. [1979]: $E_u = k c_u$ ove k è una costante, funzione del grado di sovraconsolidazione OCR e I_p , e c_u è la coesione non drenata (figura F 4).



F 4. Correlazione tra E_u e c_u in terreni sovraconsolidati coesivi (Jamiolkowski et al. [1979])

8.2.3.2 Moduli di reazione orizzontale per la soluzione statica del problema dei pali caricati orizzontalmente

I valori dei moduli di reazione orizzontale (E_s) nel caso di pali di fondazione soggetti a forze orizzontali agenti in testa, possono essere ottenuti in accordo alla relazione seguente:

$$E_s = k \cdot z \text{ (kPa)}$$

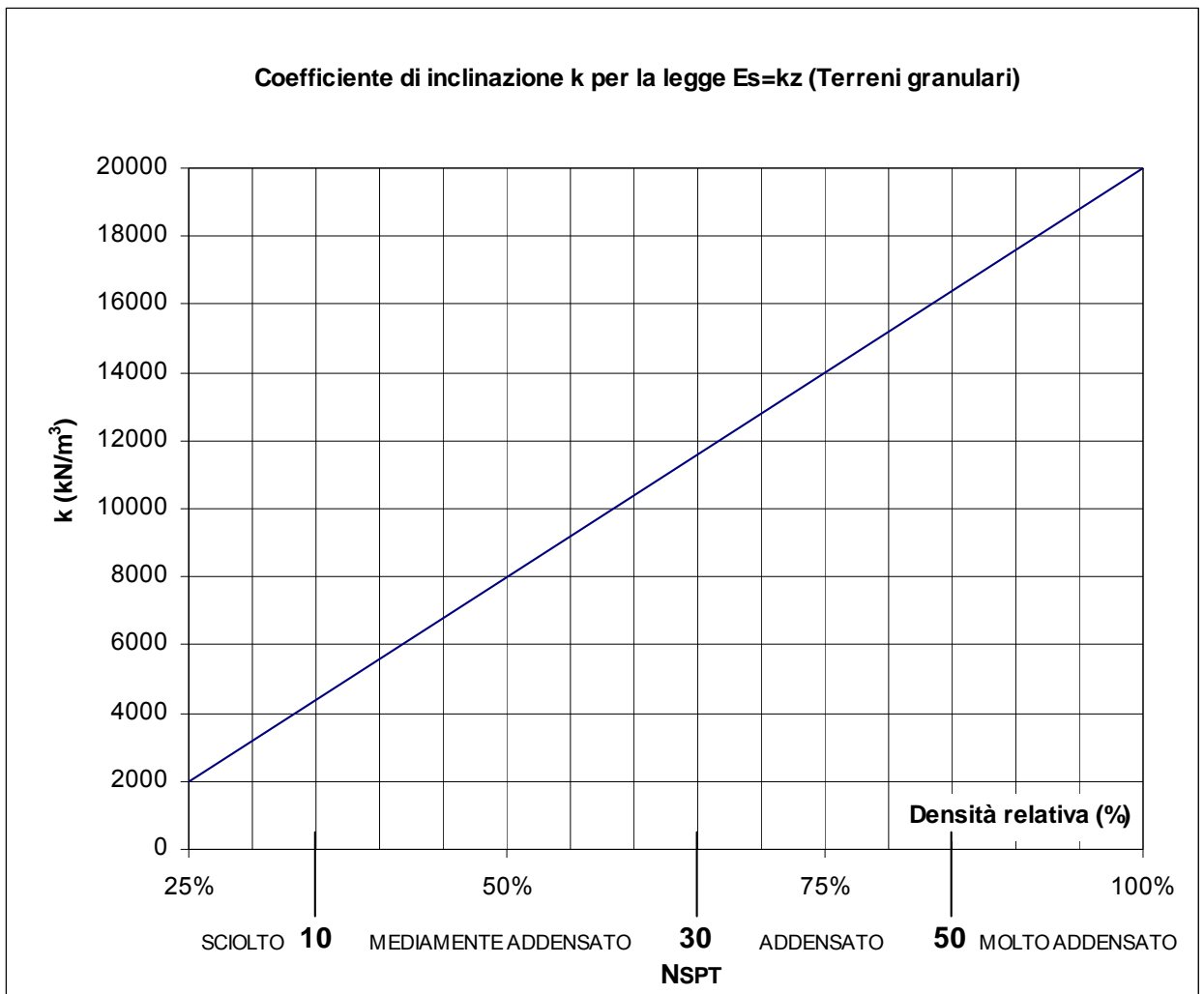
dove:

k = gradiente del modulo di reazione orizzontale con la profondità in kN/m^3 (vedi grafico di figura F 5 rielaborato dalla teoria di Terzaghi [1955] valido per terreni incoerenti in funzione dei valori di N_{SPT})

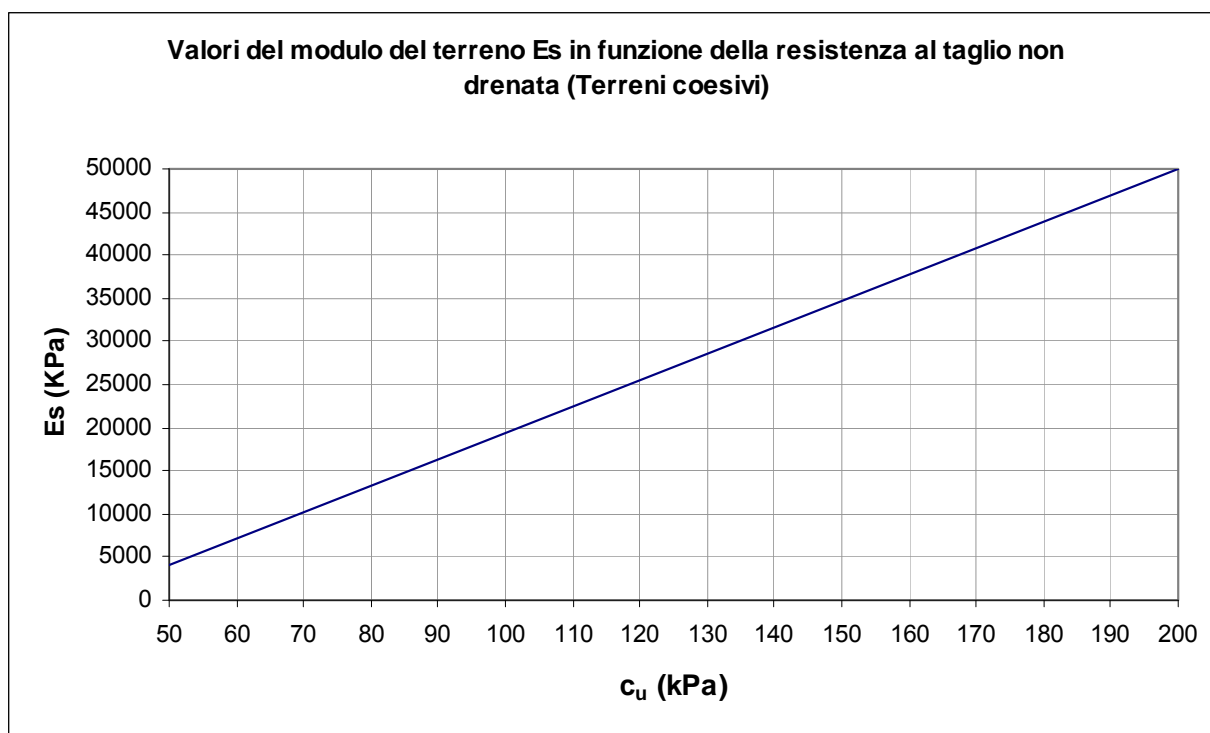
z = profondità da p.c. in m.

Nei terreni coesivi il modulo di reazione orizzontale può assumersi costante.

Nella figura F 6 sono indicati i valori di E_s in funzione della coesione non drenata c_u (rielaborazione dalla teoria di Terzaghi [1955]).



F 5. Grafico per la determinazione del coefficiente di inclinazione k del modulo E_s in terreni granulari (rielaborato dalla teoria di Terzaghi [1955])



F 6. Grafico per la determinazione del modulo E_s in terreni coesivi (rielaborato dalla teoria di Terzaghi [1955])

8.2.3.3 Moduli di reazione nel modello del terreno di Winkler

8.2.3.3.1 Modulo di reazione verticale (o “subgrade reaction”)

Dal punto di vista fisico, il mezzo alla Winkler può essere assimilato ad un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti. Il coefficiente di reazione del terreno è, per definizione, il rapporto fra carico e cedimento.

Il modello di Winkler (Winkler, 1867; Heteny, 1946) consiste pertanto nel caratterizzare il sottosuolo assumendo una relazione lineare tra il cedimento e la pressione di contatto; si assume quindi:

$$p = k_v \cdot w$$

dove:

$$k_v = \text{costante di sottofondo o coefficiente di reazione del terreno [KN/m}^3\text{]}$$

In un terreno reale il cedimento dipende, non solo dal valore del carico, ma anche dalle proprietà del terreno, dalla costituzione del sottosuolo, nonché dalla forma e dalle dimensioni della fondazione.

Per seguire un metodo semplificato e speditivo si può fare ricorso al valore k_1 di k_v , determinato con una prova di carico su piastra standard di forma quadrata o circolare, con lato o

diametro di 30 cm. Pertanto, avendo fissato la forma e le dimensioni della piastra, il valore di k_1 dipende solamente dal tipo di terreno.

Valori tipici di k_1 sono riportati nella tabella T 3 per terreni coesivi sovraconsolidati e nella tabella T 4 per terreni incoerenti.

Consistenza	Compatta ($c_u=50\div 100$ kPa)	Molto compatta ($c_u=100\div 200$ kPa)	Dura ($c_u>200$ kPa)
Campo	18÷35	35÷70	>70
Valore consigliato	25	50	100

T 3. Valori di k_1 (N/cm³) per terreni coesivi

Tipo di sabbia		Stato di addensamento		
		Sciolto	Medio	Denso
Non satura	Campo	7÷20	20÷100	100÷350
	Valore consigliato	15	50	175
Satura		10	30	110

T 4. Valori di k_1 (N/cm³) per terreni incoerenti

In prima approssimazione, e nel campo di profondità di interesse per una fondazione diretta, un terreno coesivo sovra consolidato può essere assimilato ad un mezzo elastico omogeneo. Per un siffatto mezzo, il cedimento w_1 della piastra standard di lato $b=30$ cm vale:

$$w_1 = \frac{pb}{E}(1-\nu^2)I_1$$

Mentre il cedimento di una trave di fondazione di larghezza B vale:

$$w = \frac{pb}{E}(1-\nu^2)I$$

Si ha allora:

$$\frac{k}{k_1} = \frac{w}{w_1} = \frac{bI_1}{BI}$$

Dalla quale, tenendo conto dei valori dei coefficienti I_1 (quadrato, cerchio) ed I (striscia indefinita), si ottiene:

$$k = k_1 \frac{b}{1.5B}$$

In un terreno incoerente, invece, per effetto dell'aumento delle tensioni litostatiche con la profondità il cedimento cresce con la dimensione in pianta della fondazione secondo una legge meno che lineare e tende ad un asintoto: un tale comportamento può essere modellato secondo un semispazio elastico con modulo di Young crescente con la profondità (mezzo "alla Gibson"), oppure con uno strato elastico di spessore finito poggiante su un substrato indeformabile.

Tuttavia, per la caratterizzazione dei materiali incontrati nel presente Progetto, si è fatto riferimento alla legge empirica di Terzaghi e Peck (1948) nella quale non vi è una significativa dipendenza del cedimento dalla forma della fondazione:

$$w = w_1 \left(\frac{2B}{B+b} \right)^2$$

In cui:

b = lato della piastra ($b = 30$ cm)

B = larghezza della fondazione (generalmente $B = 1$ m)

w_1 = cedimento della piastra di lato b

Risulta quindi:

$$k_v = k_1 \left(\frac{B+b}{2B} \right)^2$$

Per chiarezza espositiva, di seguito il modulo di reazione verticale k_v verrà denominato "K_{winkler vert}".

8.2.3.3.2 Modulo di reazione orizzontale

L'espressione generale alla quale si è fatto riferimento per la stima del modulo di reazione orizzontale è la seguente (Bowles, 1984):

$$k_s = A_s + B_s Z$$

dove:

$$A_s = C(c'N_c + 0.5\gamma'BN_\gamma)$$

$$B_s = C\gamma'N_q$$

con

$C = 40$ in unità SI

In queste formule si possono impiegare i coefficienti di Terzaghi o Hansen per il calcolo della capacità portante.

Queste stime di k_s consentono di ottenere valori affidabili delle sollecitazioni flessionali, ma gli spostamenti possono essere affetti da errore, in quanto direttamente dipendenti dal valore di k_s assunto. Al contrario, la resistenza passiva del terreno risulta quasi indipendente da k_s su un ampio intervallo di valori; pertanto il controllo della resistenza passiva a valle delle strutture di sostegno deve essere sempre condotto, anche quando si stima il valore di k_s con il metodo proposto da Bowles, che sembrerebbe portare già in conto le caratteristiche di resistenza del terreno.

Per chiarezza espositiva, di seguito il modulo di reazione orizzontale k_s verrà denominato “ $K_{\text{winkler orizz}}$ ”.

8.3 Tal₁

8.3.1 Analisi di laboratorio

Nel corso dell'esecuzione dei sondaggi e dei pozzetti sono stati prelevati n. 43 campioni di terreno, di cui 18 indisturbati e 25 rimaneggiati.

Caratteristiche fisiche

Dalle analisi eseguite sui campioni prelevati, la formazione Tal₁ ha presentato contenuti granulometrici variabili nei seguenti intervalli:

argilla= 1.25% ÷ 51.0 % mediamente 19.8 %

limo= 11.65% ÷ 67.51% mediamente 36.3 %

sabbia= 1.3% ÷ 83.25% mediamente 38.9 %

ghiaia= 0% ÷ 52.50% mediamente 5.5 %

Il contenuto d'acqua naturale (w_n) risulta compreso tra 16.15% e 46.32% (figura F 7).

L'indice dei vuoti iniziale (e_o) risulta compreso tra 0.65 e 1.26, mediamente pari a 0.86 (figura F 8).

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL e indice di plasticità IP) variano generalmente entro i seguenti valori (figura F 9):

LL = limite liquido = 22% ÷ 52%

IP = indice di plasticità = 5% ÷ 29%

Facendo riferimento ai campioni indisturbati esaminati, il peso di volume naturale è risultato variabile nel campo: $\gamma_n = 17.3 \div 21.10 \text{ kN/m}^3$ con media $\gamma_n = 19.55 \text{ kN/m}^3$ (figura F 10).

Caratteristiche di resistenza al taglio

Sui campioni indisturbati prelevati sono state eseguite n. 5 prove di taglio diretto (TD), 2 prove triassiali consolidate non drenate (CIU) e n. 8 prove triassiali non consolidate non drenate (TxUU).

Dai risultati delle prove di taglio diretto, i valori ottenuti, in termini di angolo di attrito e coesione, risultano pari a (figura F 11):

$$c' = 10.52 \div 35.59 \text{ kPa, mediamente pari a } 18.48 \text{ kPa;}$$

$$\varphi' = 17.0^\circ \div 34.2^\circ, \text{ mediamente pari a } 25.75^\circ.$$

Dai risultati delle prove triassiali consolidate non drenate (CIU), i valori ottenuti, in termini di angolo di attrito e coesione, risultano pari a (figura F 12):

$$c' = 8.08 \div 16.41 \text{ kPa, mediamente pari a } 12.25 \text{ kPa;}$$

$$\varphi' = 23.6^\circ \div 28.2^\circ, \text{ mediamente pari a } 26^\circ.$$

Le prove triassiali TxUU e Tx-CIU forniscono valori della resistenza al taglio non drenata rispettivamente pari a (figure F 13 e F 14):

$$c_u = 25.20 \div 227 \text{ kPa, mediamente pari a } 88.22 \text{ kPa;}$$

$$c_u = 12.96 \div 51.14 \text{ kPa, mediamente pari a } 32.05 \text{ kPa}$$

Caratteristiche di deformabilità

Sui campioni indisturbati prelevati sono state eseguite n.6 prove di compressione edometrica, che hanno fornito i seguenti risultati, relativi ad un intervallo di pressione verticale efficace di 100-200 kPa per campioni prelevati a profondità comprese entro i 20 m, e ad un intervallo di tensione di 200-400 kPa per campioni prelevati a profondità superiori ai 20 m :

Modulo edometrico: $E_{ed} = 3561 \div 9698$ (escludendo un valore anomalo di 36583 kPa), mediamente pari a 6139 kPa (vedi figura F 15);

Coefficiente di consolidazione: $c_v = 3.44 \cdot 10^{-4} \div 3.49 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$, mediamente pari a $c_v = 1.5 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$.

Nella tabella T 5 viene riportata una sintesi dei risultati delle analisi di laboratorio eseguite sui campioni prelevati.

8.3.2 Indagini geotecniche in sito

Caratteristiche di resistenza al taglio

Nel corso della perforazione dei sondaggi sono state eseguite n. 88 prove penetrometriche dinamiche le quali hanno fornito valori di N_{SPT} variabili tra 4 e rifiuto, con valore medio, considerando $N_{SPT} = 100$ i rifiuti, pari a 15; i valori massimi si presentano prevalentemente tra 6 e 11 m da piano campagna, in corrispondenza dei livelli a granulometria più grossolana (figura F 16).

Sulla base delle prove penetrometriche dinamiche, in condizioni di tensioni efficaci, la formazione Tal_1 può complessivamente essere caratterizzata dai seguenti parametri:

$Dr = 32 \div 100\%$, mediamente pari a 63% (Meyerhof [1957]) (figura F 17);

$Dr = 32 \div 100\%$, mediamente pari a 64% (Schultze e Mezembach [1961]) (figura F 17);

$Dr = 23 \div 78\%$, mediamente pari a 43% (Bazaara [1967]) (figura F 17);

$\varphi' = 32 \div 43^\circ$, mediamente pari a 37° (Schmertmann [1975], Meyerhof [1957]) (figura F 18);

$\varphi' = 33 \div 43^\circ$, mediamente pari a 37° (Schmertmann [1975], Schultze e Mezembach [1961]) (figura F 18);

$\varphi' = 31 \div 41^\circ$, mediamente pari a 34° (Schmertmann [1975], Bazaara [1967]) (figura F 18);

$\varphi' = 24 \div 34^\circ$, mediamente pari a 28° (De Mello [1971]) (figura F 19);

$\varphi' = 28 \div 44^\circ$, mediamente pari a 31° (Japanese National Railway) (figura F 19);

$\varphi' = 23 \div 44^\circ$, mediamente pari a 29° (Road Bridge Specification [1971]) (figura F 19).

Dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT, si ritiene pertanto ragionevole adottare per tale formazione il seguente range di valori di resistenza al taglio in condizioni drenate espressi dal solo angolo di attrito:

$$\varphi' = 30^\circ \div 35^\circ$$

Tali valori risultano pienamente confermati dai risultati delle prove di laboratorio che consentono la stima della quota parte di resistenza attribuibile alla coesione drenata c' a fronte di valori di angolo di attrito inferiori.

Sempre sulla base delle prove penetrometriche dinamiche SPT, in condizioni di tensioni totali, la formazione Tal_1 può complessivamente essere caratterizzata dai seguenti valori di resistenza al taglio non drenata:

$$c_u = 26 \div 654 \text{ kPa, mediamente pari a } 101 \text{ kPa (NAVFAC [1971]). (vedere figura F 20).$$

Caratteristiche di deformabilità

Dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT, l'intervallo di valori del modulo elastico a piccole deformazioni E_0 e del modulo di taglio G_0 stimati mediante la correlazione di Ohta e Goto [1978] e rappresentativi della formazione in esame, è risultato:

$E_0 = 55 \div 337$ (MPa), mediamante pari a 132 MPa (figura F 21).

$G_0 = 21 \div 129$ (MPa), mediamante pari a 51 MPa (figura F 21).

I moduli di Young operativi (E_{op}), da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e opere di sostegno, sono dell'ordine di $(1/5 \div 1/10) \cdot E_0$.

Tuttavia, se in corrispondenza dei livelli a granulometria sabbiosa tale correlazione risulta fornire valori ragionevoli dei moduli elastici, invece in corrispondenza delle frazioni a granulometria fina (limi argillosi, argille limose), a fronte di un modesto modulo edometrico, così come risultante dalle prove di compressione edometrica eseguite in laboratorio sui campioni indisturbati, tale correlazione appare sovrastimare eccessivamente i valori del modulo elastico E_0 (e pertanto del modulo elastico operativo), rispetto ai valori che ci si attenderebbero per la formazione in corrispondenza dei livelli più fini.

Pertanto si è convenuto che l'applicazione della correlazione empirica di Webb (1970), idonea per le sabbie argillose, porti a stimare mediamente un modulo elastico operativo decisamente più rappresentativo del deposito nel suo insieme.

Secondo tale approccio, infatti, l'intervallo di valori del modulo elastico rappresentativi della formazione in esame è risultato il seguente:

$E = 2.8 \div 33.2$ MPa, mediamente pari a 6.5 MPa (figure F 22) (WEBB, 1970 per sabbia argillosa). Nella figura F 23 è riportato un confronto tra Ohta e Goto [1978] (assumendo $E_{op} = 1/10 E_0$) e Webb (1970).

Nella figura F 24 sono posti a confronto i valori dei moduli elastici operativi ottenuti secondo SCHULTZE & MENZENBACH (1961) $E = 9 \div 37$ MPa, mediamente pari a 15 MPa e con quelli ottenuti dalla interpolazione di dati sperimentali con pressiometro e screw plate su sabbie e sabbie fini limose (rif. Tornaghi, Franke, Ghionna-Lancellotta-Maniscalco e Albert-Hegg-Manassero, 1983) $E = 14 \div 53$ MPa, mediamente pari a 25 MPa.

Caratteristiche di permeabilità

Le prove di permeabilità tipo Lefranc eseguite sui terreni Ta_1 sono riassunte nella tabella che segue:

sondaggio	tratto prova m da p.c.	Tipo prova	k cm/sec	k (AGI) cm/sec
6b-SD3	6,0 - 7,0	carico variabile	$2,82 \times 10^{-3}$	$5,79 \times 10^{-3}$
6b-SD4	12,0 - 13,5	carico variabile	$8,74 \times 10^{-4}$	
6b-SD10ter	10,5 - 12,0	carico variabile	$5,18 \times 10^{-5}$	

con valori medi di $k = 1.25 \times 10^{-3}$ cm/sec.

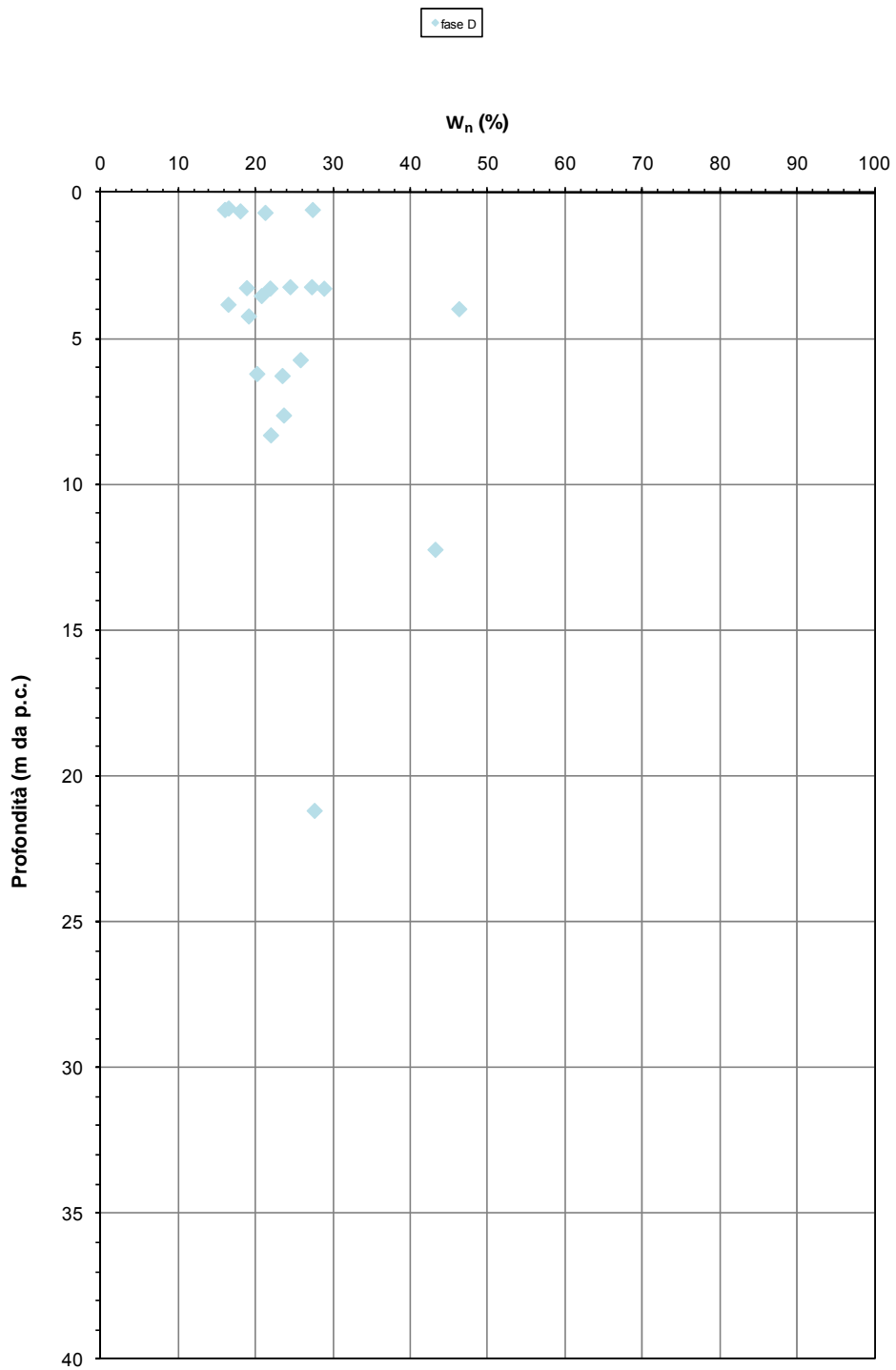
8.3.3 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base dei risultati delle indagini in sito e in laboratorio effettuate, i parametri geotecnici caratteristici assunti per la caratterizzazione della formazione Tal_1 sono riassunti nella seguente tabella:

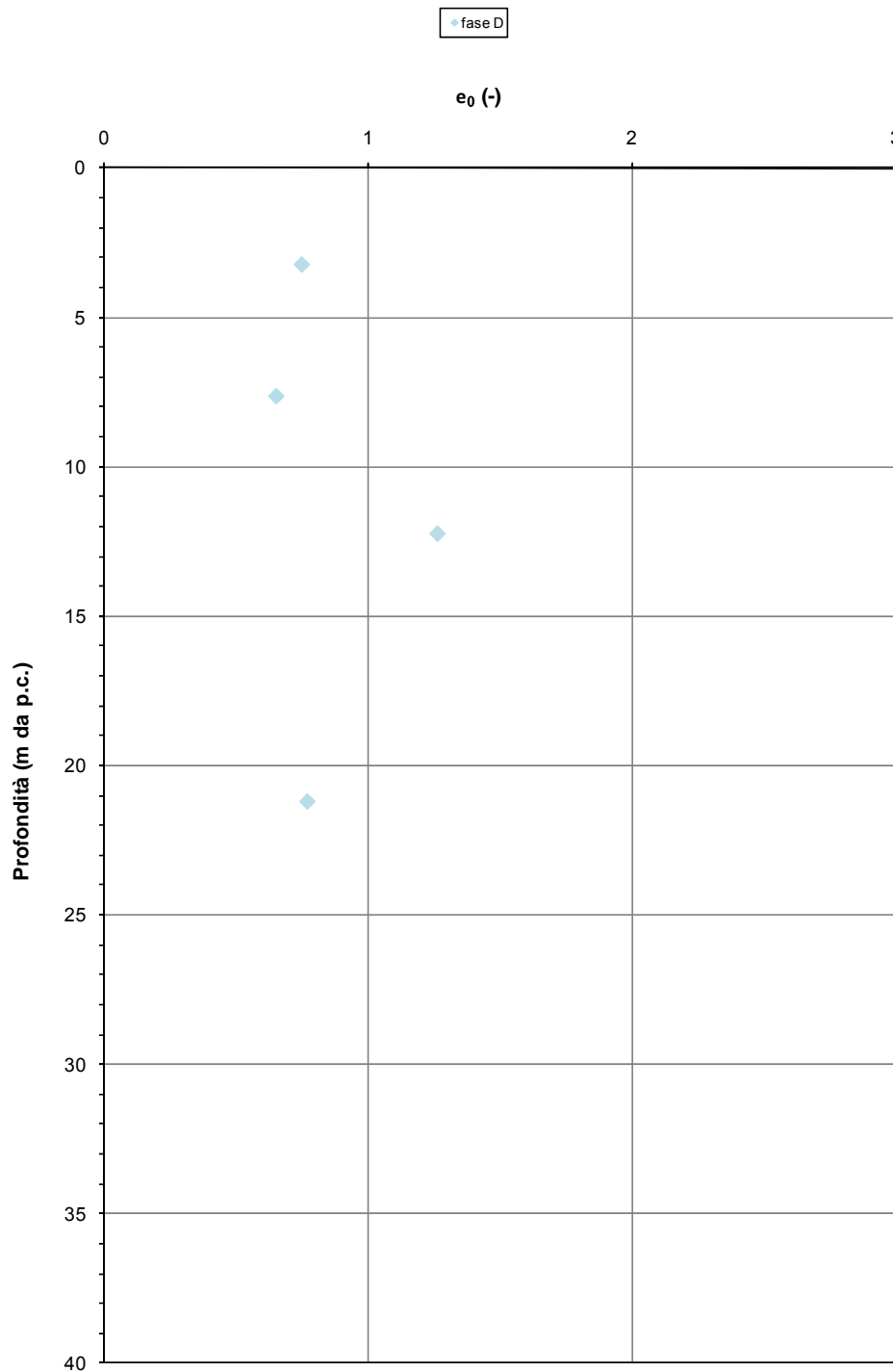
Tal₁	
Peso di volume naturale γ (kN/m³)	19 ÷ 21
Coesione non drenata c_u (kPa)	80 ÷ 100
Angolo di attrito ϕ' (°)	20 ÷ 30
Coesione drenata c' (kPa)	10 ÷ 30
Modulo edometrico E_{ed} (MPa)	5 ÷ 7
Modulo elastico operativo E_{op} (MPa)	10 ÷ 20
Coefficiente di reazione verticale $K_{Winkler\ vert}$ (kN/m³)	10000
Coefficiente di reazione orizzontale $K_{Winkler\ orizz}$ (kN/m³)	5000

DATI GENERALI				CARATTERISTICHE FISICHE								TXUU	CIU				TD		EDO			GRANULOMETRIA (CLASSIFICAZIONE ASTM 2487-93-USCS)					CLASSIFICAZIONE DEI MATERIALI	
Sondaggio	Campione	z _i	z _f	W _n	γ _{nat}	e ₀	S	γ _s	W _l	W _p	I _p	I _c	c _u	c'	φ'	c _u	c'	φ'	Δσ	E _{ed}	c _v	G	S	L	A	L+A	AASHTO (CNR-UNI 10006)	USCS
		[m]	[m]	[%]	[kN/m ³]		(%)	[kN/m ³]	[%]	[%]	[-]	[-]	[kPa]	[kPa]	[°]	[kPa]	[kPa]	[°]	[kPa]	[kPa]	[cm ² /s]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[-]	[-]
6B-SD20bis	CRA	2.4	2.6						43	25	18	2.39										0	44.78	33.86	21.37	55.23	A-7-6	CL
6B-SD20bis	CRC	7	7.3																			0	83.25	12.87	3.88	16.75	A-2-4	SM
6B-SD20	CI 1	4	4.5	19.23	21.1			28.1	39	17	22	0.90		8.08	23.62	12.96						17.95	44.5	17.39	20.15	37.54	A-6	SC
6B-SD20	SPT 1	1.5	1.5						35	21	14	2.50										2.71	57.84	24.77	14.68	39.45	A-6	SC
6B-PZD17bis	CR1	0.6	0.7	18.15					31	21	10	1.29										6.96	56.95	29.49	6.61	36.1	A-4	SC
C-S14	CR 1	0.3	0.6						40	29	11											3.5	15.4	52	29.1	81.1	A-7-6	ML
C-S14	CR 2	3.7	4						34	21	13											2.2	29.5	34.1	34.2	68.3	A6	CL
C-S14	CI 1	6	6.45	20.3	20.04			25.9	38	23	15	1.18	87.9									1	16.1	46.8	36.1	82.9	A6	CL
C-S14	SPT 4	6.45	6.9						n.d	n.d	n.p											52.5	24.2	11.65	11.65	23.3		
6B-SD16	CI1	3	3.56	18.97					26	15	11	0.64					18.13	25.02	100-200	7029.32		5.98	46.98	33.41	13.63	47.04		
6B-PZD16ter	CR1	0.5	0.6	16.63					25	18	7	1.20										0.83	56.97	34.96	7.23	42.19	A-4	SM
C-S12	CR 1	3.7	4	16.6	20.85				32	20	12	1.28										1.8	22.3	43.7	32.2	75.9	CL	A-6
C-S12	CI 1	5.5	6	25.9	19.61			27.3	32	21	11	0.55	25.2									1	19.1	51.8	28.1	79.9	CL	A-6
C-S12	SPT 4	7.5	7.95						29	19	10											0	1.3	54.7	44	98.7	CL	A-4
C-S11	CI A	3	3.6	28.94	19.03			27.17	52.1	23.6	28.5	0.81	96.0									1	16	34	49	83		
C-S11	CI B	8.31	8.35	22.07	19.83			27.2	43.5	21.3	22.2	0.97	227.0									1	39	22	37	59	CL	A-7-6
6B-SD13bis	CI1	3	3.5	24.57					29	14	15		70.2				15.81	23				0.33	37.79	40.37	21.51	61.88	A-6	CL
6B-SD13bis	CI2	9	9.5						22	14	8		47.7									1.04	61.87			37.09	A-4	SC
6B-SD13bis	CRA	5	5																			7.78	74.24	15.7	2.28	17.98	A-2-4	SM
6BSD10bis	CI1	3	3.5	27.35	19.6	0.75	98.14	26.9	48	30	18	1.15										0.51	23.82	49.84	25.84	75.68	A-7-5	CL
6BSD10bis	CI2	7.5	7.8	23.74	20.1	0.653	97.85	26.9	46	22	24	0.93				35.59	17	100-200	3561.33	8.56E-04		0.12	3.73	67.51	28.65	96.16	A-7-6	CL
6BSD10bis	CI3	12	12.5	43.26	17.3	1.265	93.69	27.4	51	28	23	0.34										0.05	12.66	64.64	22.65	87.29	A-7-6	CL
6BSD10bis	CI4	21	21.4	27.7	20.1	0.771	99.95	27.8	40	22	18	0.68							200-400	5735.43	3.44E-04	2.25	38.93	43.44	15.38	58.82	A-6	CL
6B-SD9	CI 1	2.6	3.17	25.04	18.8			26.5	29	19	10	0.40	49.14									7.76	38.23	44.19	9.83	54.02	A-4	CL
6B-SD9	spt 1	1.5	1.95						42	24	18	2.33										0.12	10.51	52.6	36.77	89.37	A-7-6	CL
6B-SD5	spt 1	1.5	1.5						39	16	23	1.70										0.12	48.45	39.89	11.54	51.43	A-6	CL
6B-SD5	CRA	3.3	3.8	20.88	19.7				36	23	13	1.16										0.17	53.56	35.31	10.96	46.27	A-6	SC
6B-SD4	CI 1	3	3.59	21.99	18.3			26.5	27	21	6	0.84										3.07	57.44	32.77	6.72	39.49	A-4	SC-SM
6B-SD4	CI 2	6	6.59	23.56	19.4				27	17	10	0.34										0.72	54.68	33.11	11.49	44.6	A-4	SC
6B-SD4	spt 1	1.5	1.5						30	12	18	1.67										0	35.94	48.95	15.11	64.06	A-6	CL
6B-SD4	CR A	9.7	10						32	22	10	3.20										32.04	36.28	22.71	8.97	31.68	A-2-4	SC
6B-SD4	CR B	14.2	14.4						28	12	16	1.75										23.35	26.49	22.38	27.78	50.16	A-6	CL
6B-SD3	CI 1	3	3.6						n.d	n.p	n.p						10.52	34.19				0.23	56.89	40.67	2.21	42.88	A-4	SC
6B-SD3	CR A	5.15	5.45						n.d	n.p	n.p											0.23	77.02	21.5	1.25	22.75	A1-b	SM
6B-SD3	CR B	10	10.2																			33.01	15.55	48.45	2.99	51.44		
6B-SD2	CI 1	4.5	5						30	18	12	2.50	102.59									0.23	50.88	31.5	17.39	48.89	A2-6	SC
6B-SD2	CI 2	7	7.5						34	29	5	6.80		16.41	28.23	51.14						0.23	73.91	19.07	6.79	25.86	A2-4	SC-SM
6B-SD2	SPT 1	1.8	2.25																			0.46	32.46	41.66	25.43	67.09		
6a-PzD28	CR1	0.6	0.6	16.15																								
6a-PzD28	CR4	4	4	46.32																								
6a-PzD26	CR1	0.7	0.7	21.36																								
6a-SD29	SPT1	1.5	1.95					27	51	22	29											4	20	26	51	77		
6a-PzD24	CR1	0.6	0.6	27.46																								

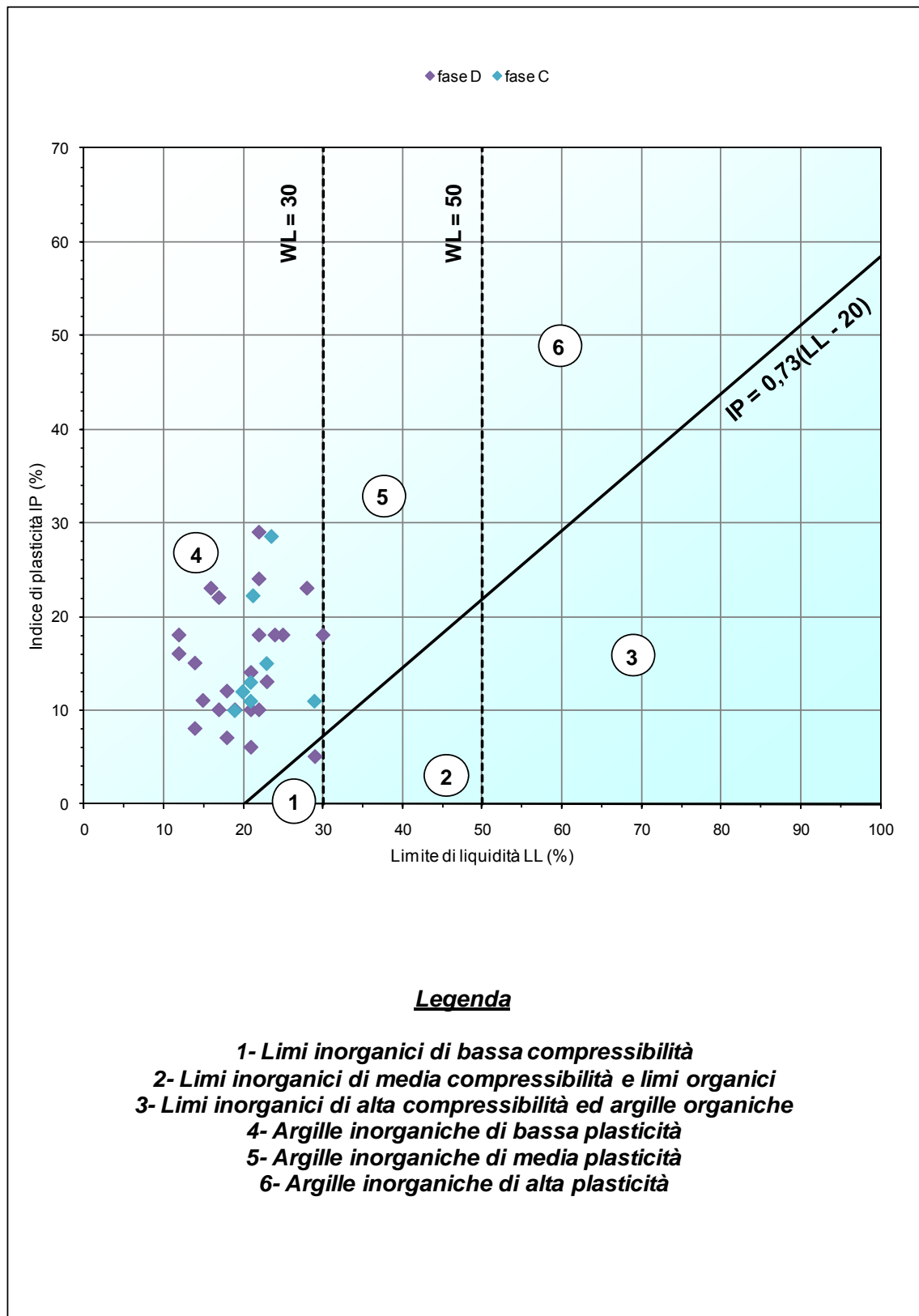
T 5. sintesi dei risultati delle prove di laboratorio – Tal₁

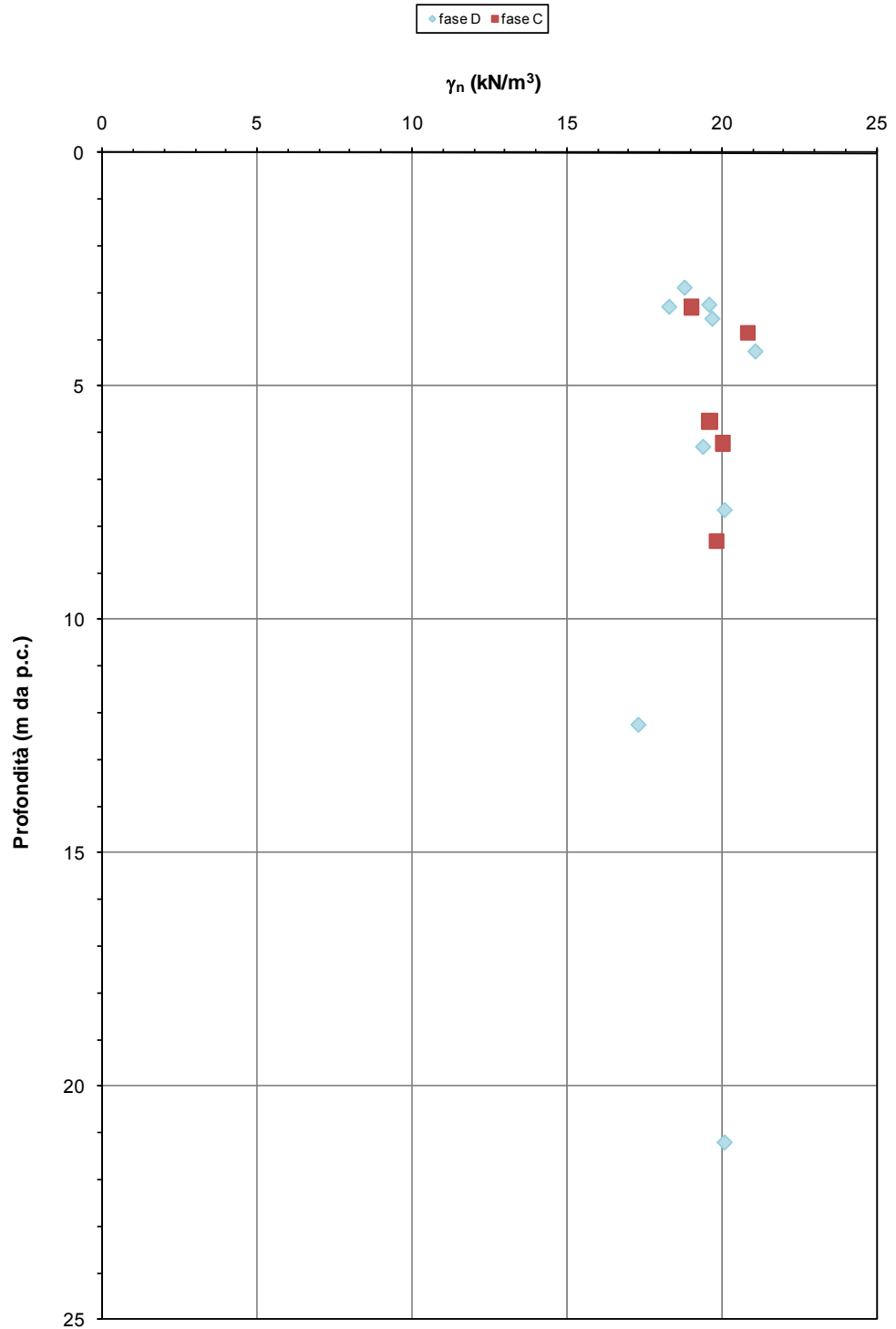


F 7. Contenuto d'acqua naturale – Ta_1

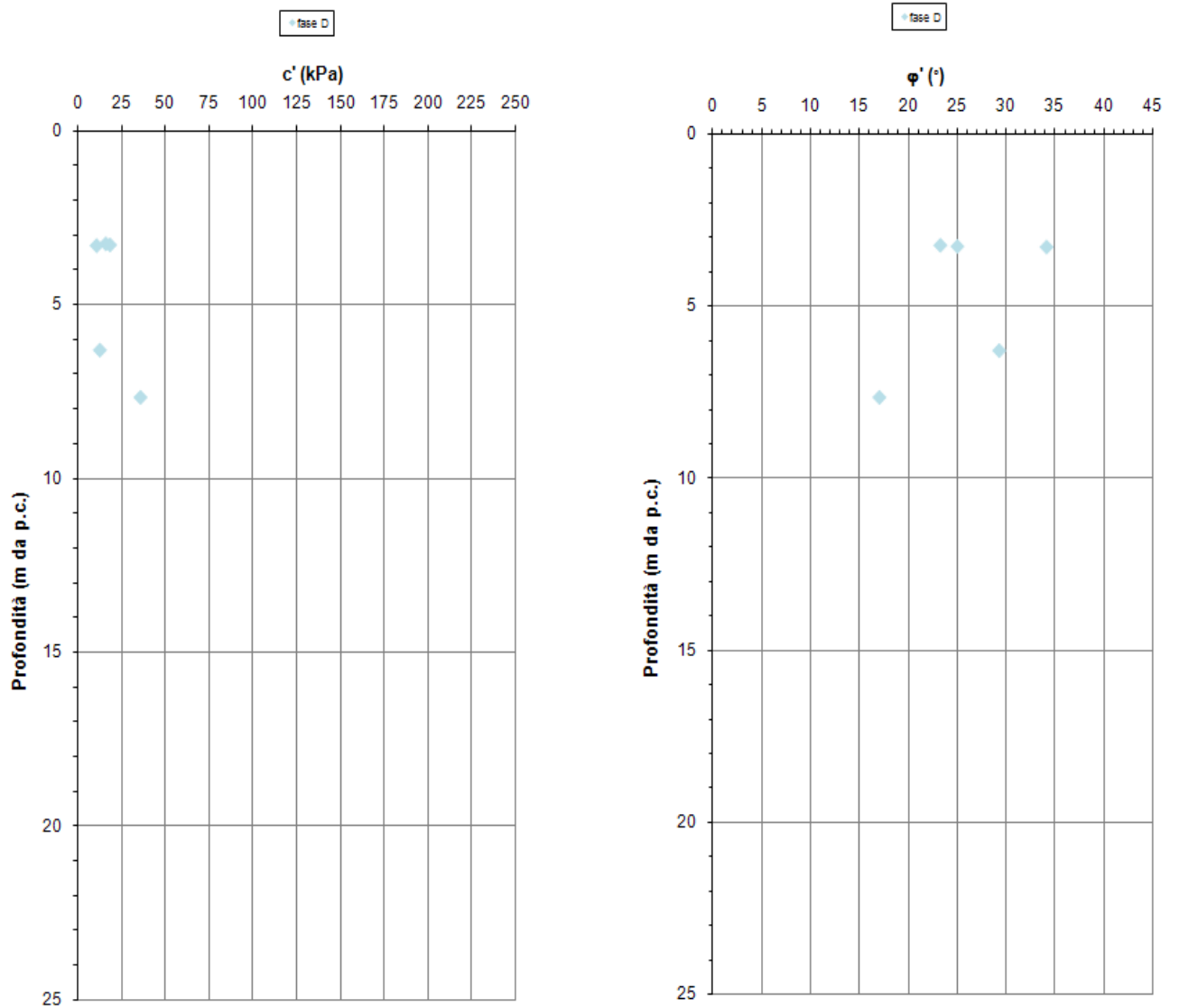


F 8. *Indice dei vuoti iniziale – Tal₁*

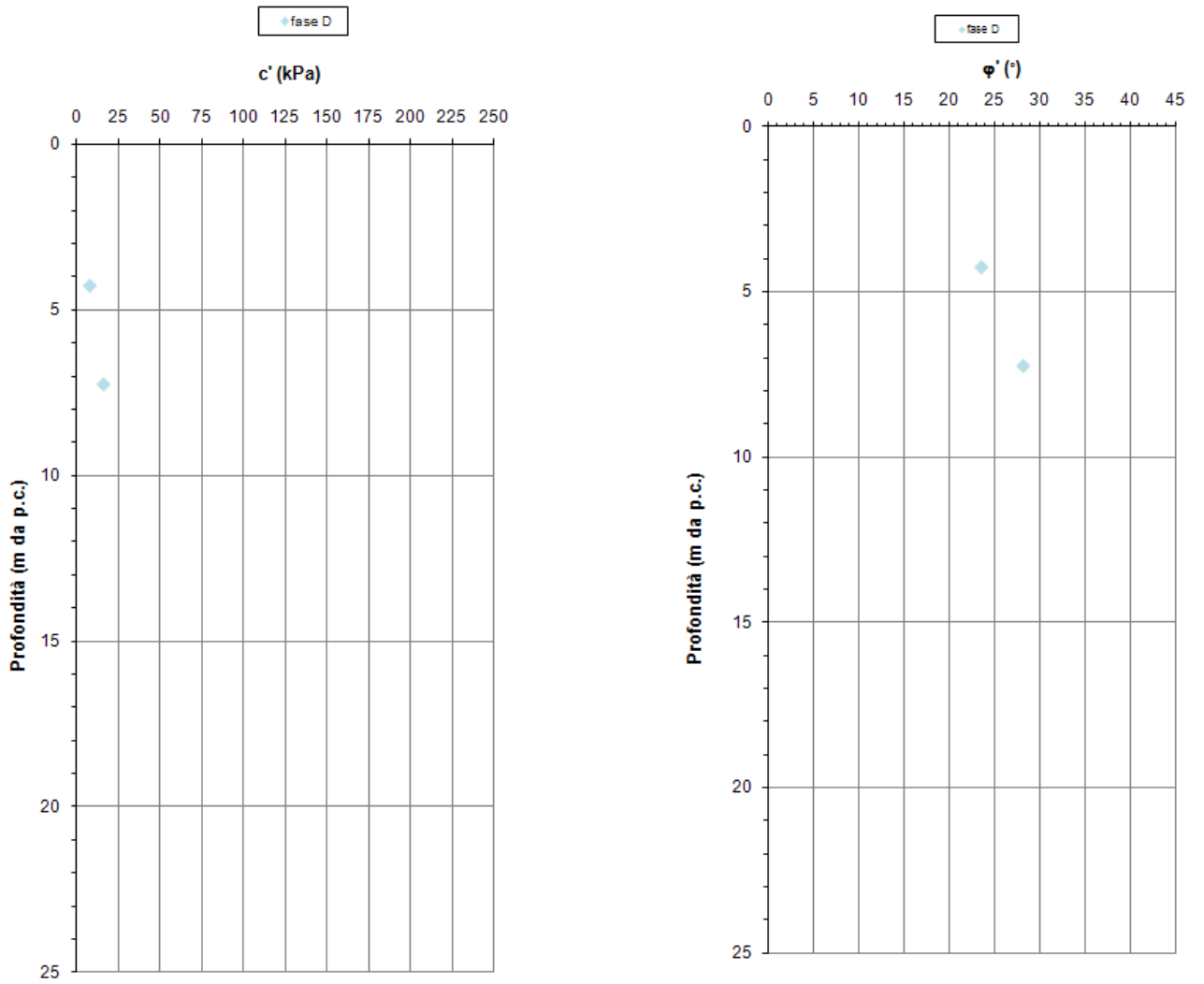
F 9. Carta di plasticità di Casagrande – Ta_1



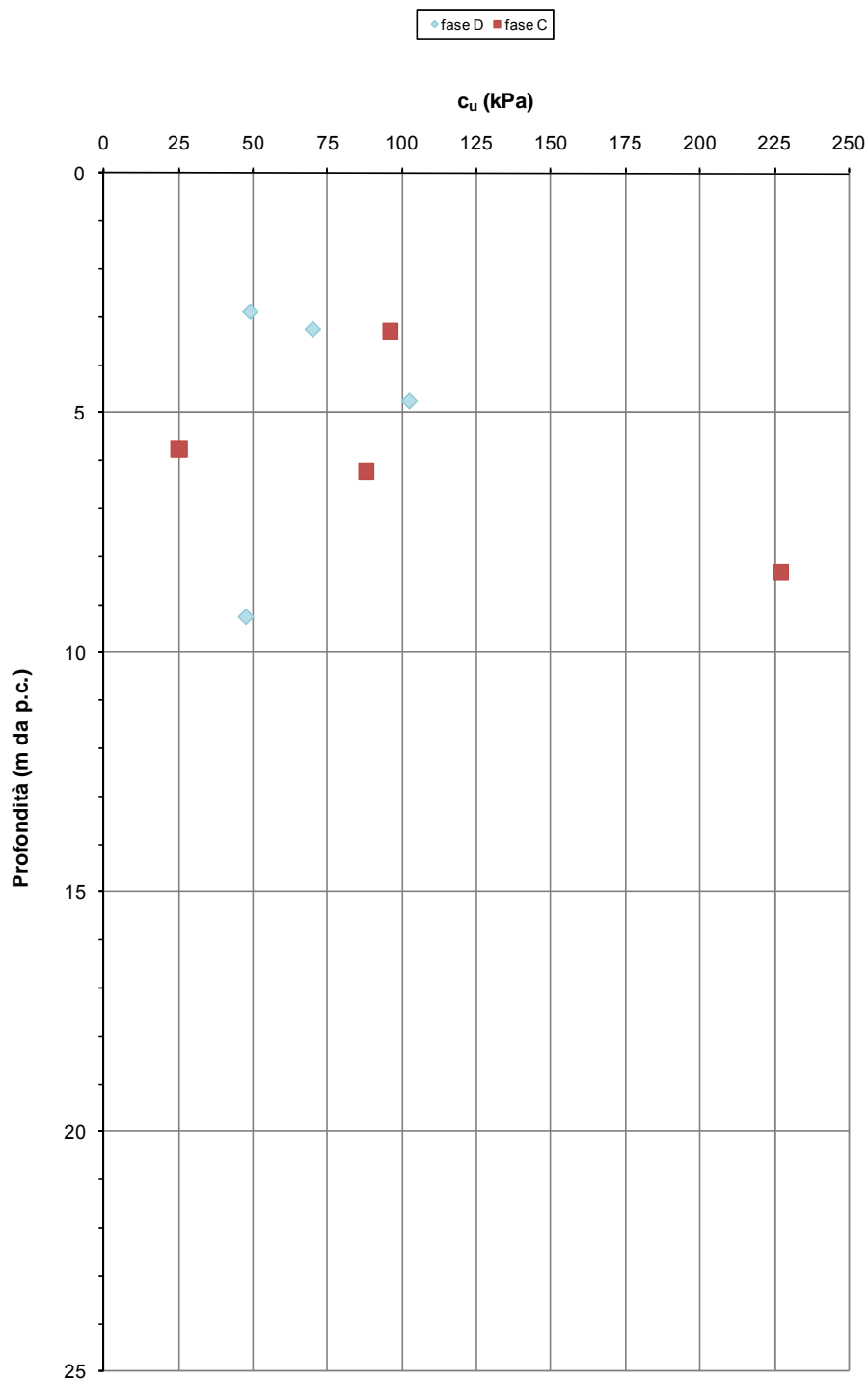
F 10. Peso di volume naturale – Ta_1



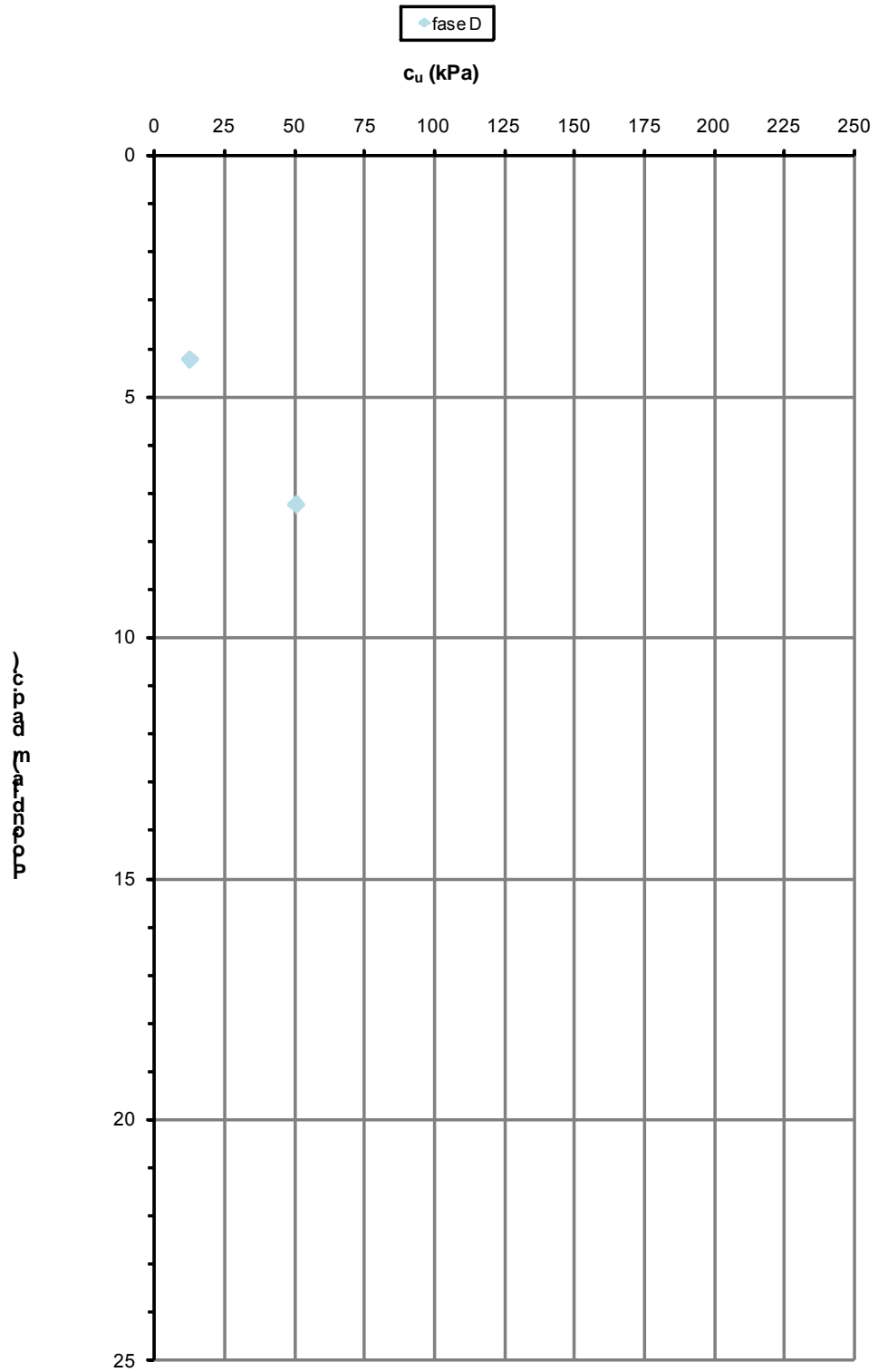
F 11. c' e φ' da prove di taglio diretto TD – Ta11



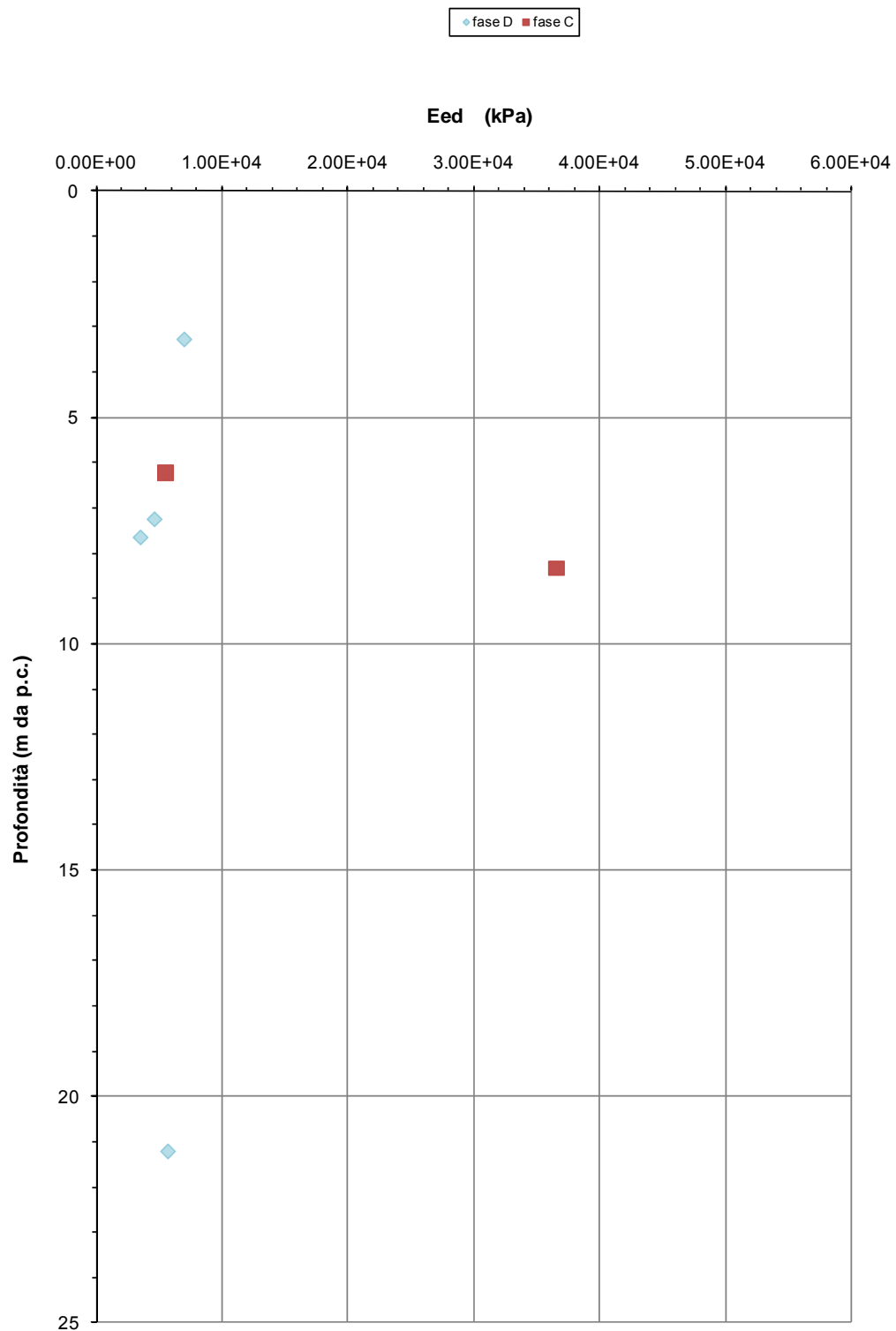
F 12. c' e φ' da prove Triassiali TxCIU – Ta1



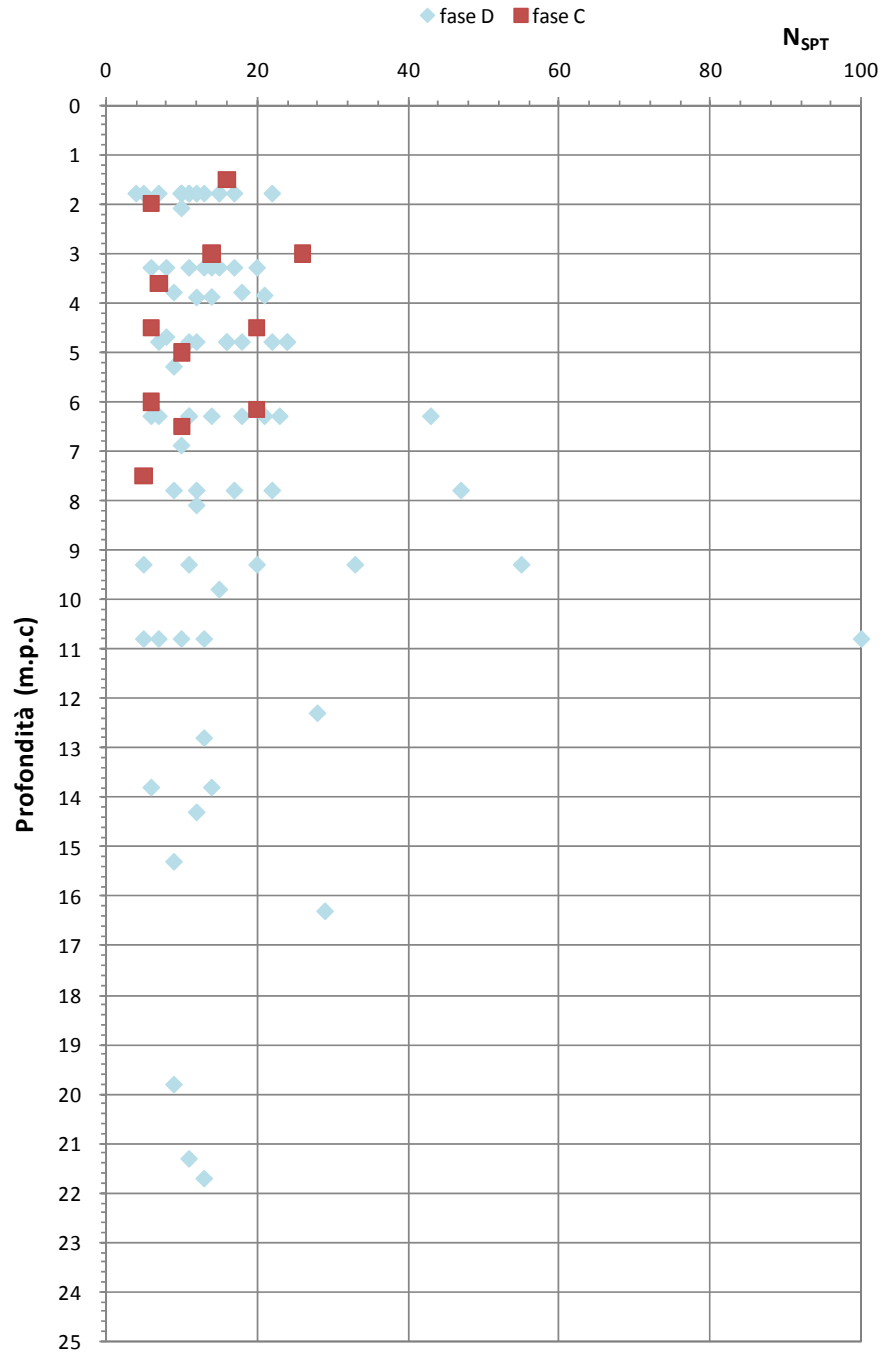
F 13. Resistenza al taglio non drenata da prove Triassiali TxUU – $Ta1_1$



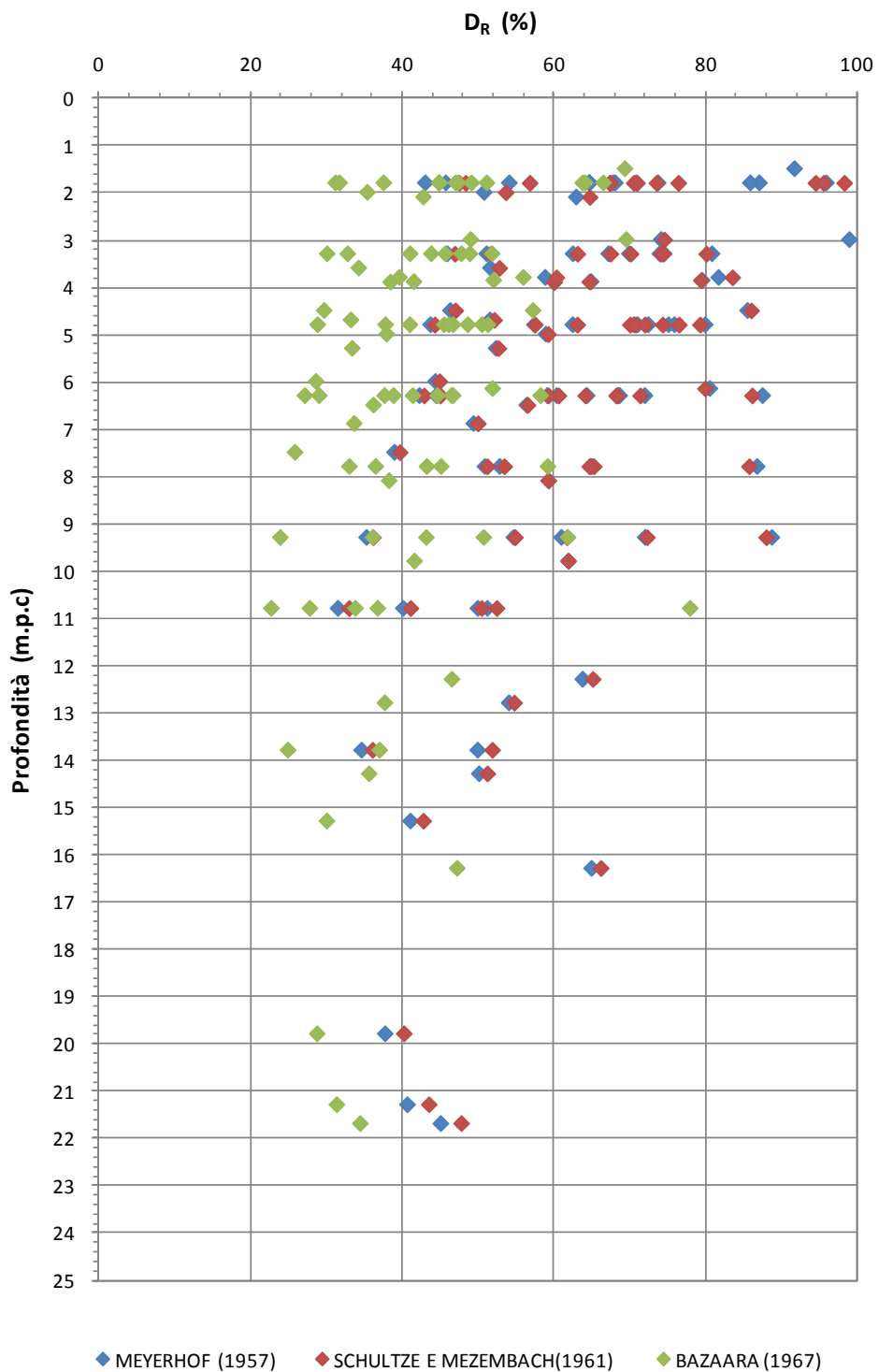
F 14. Resistenza al taglio non drenata da prove Triassiali TxCIU – Ta1



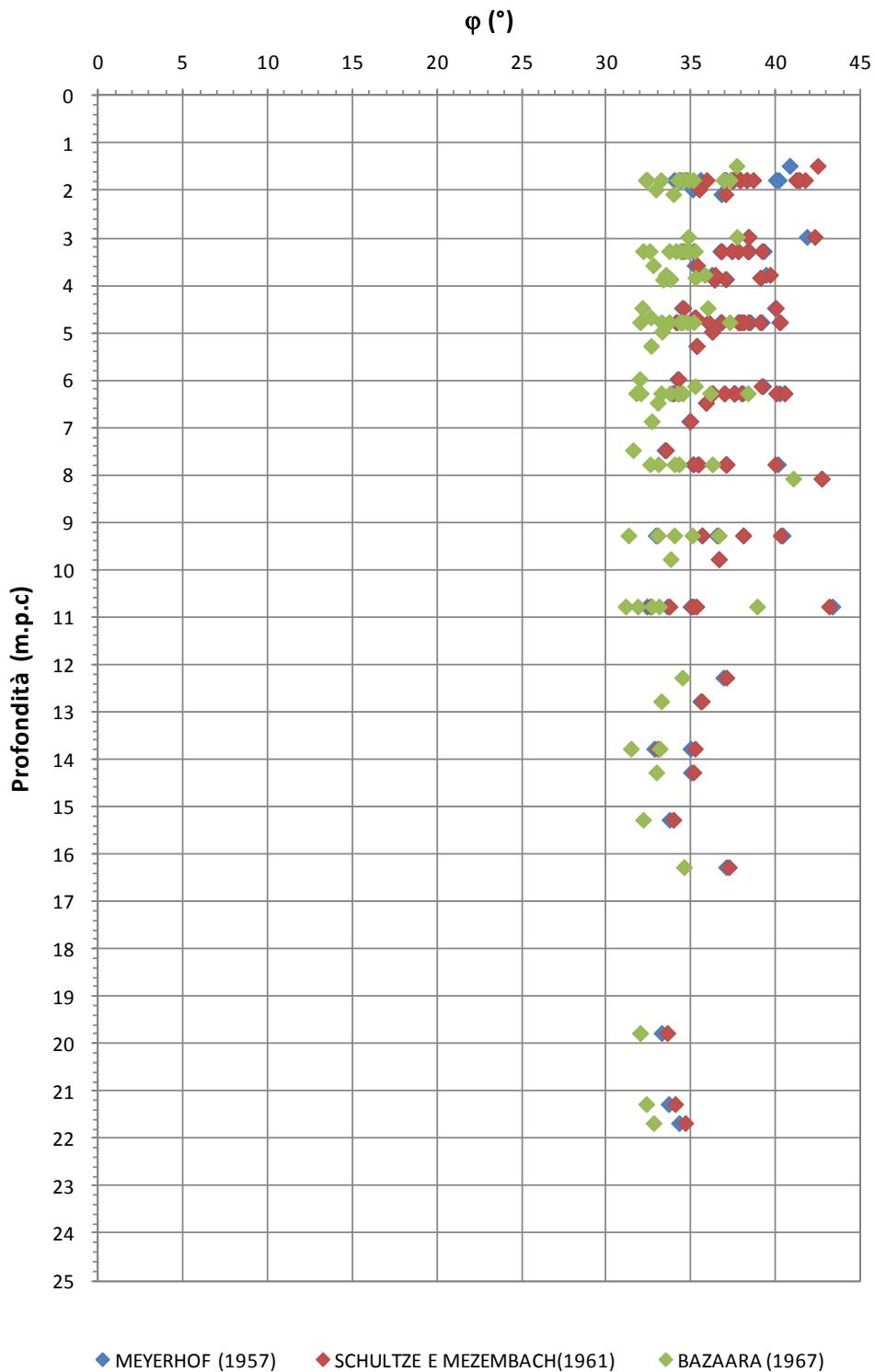
F 15. Prove di compressione edometrica – valori di E_{ed} – Ta1



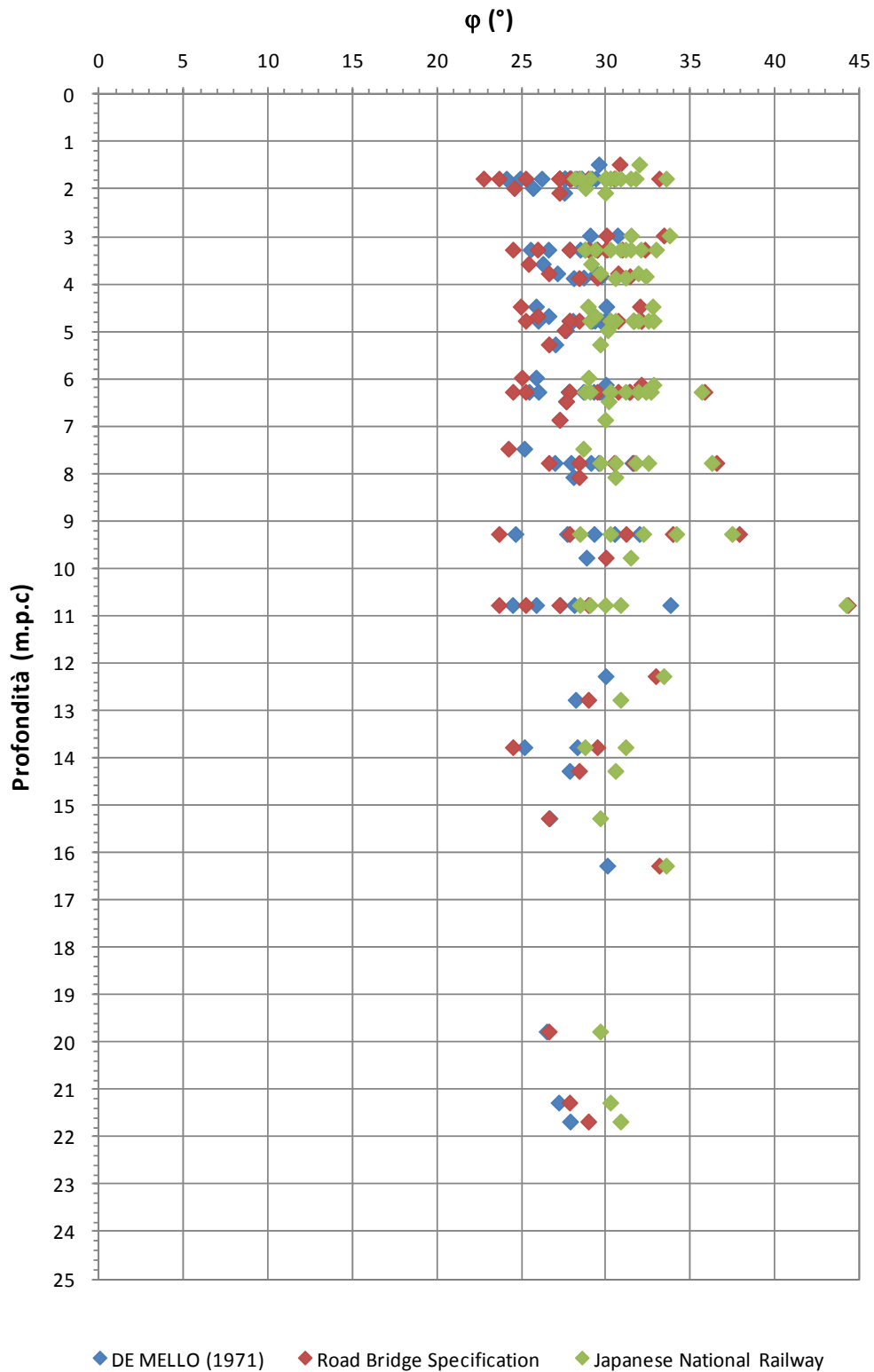
F 16. Valori di N_{SPT} - Tal1



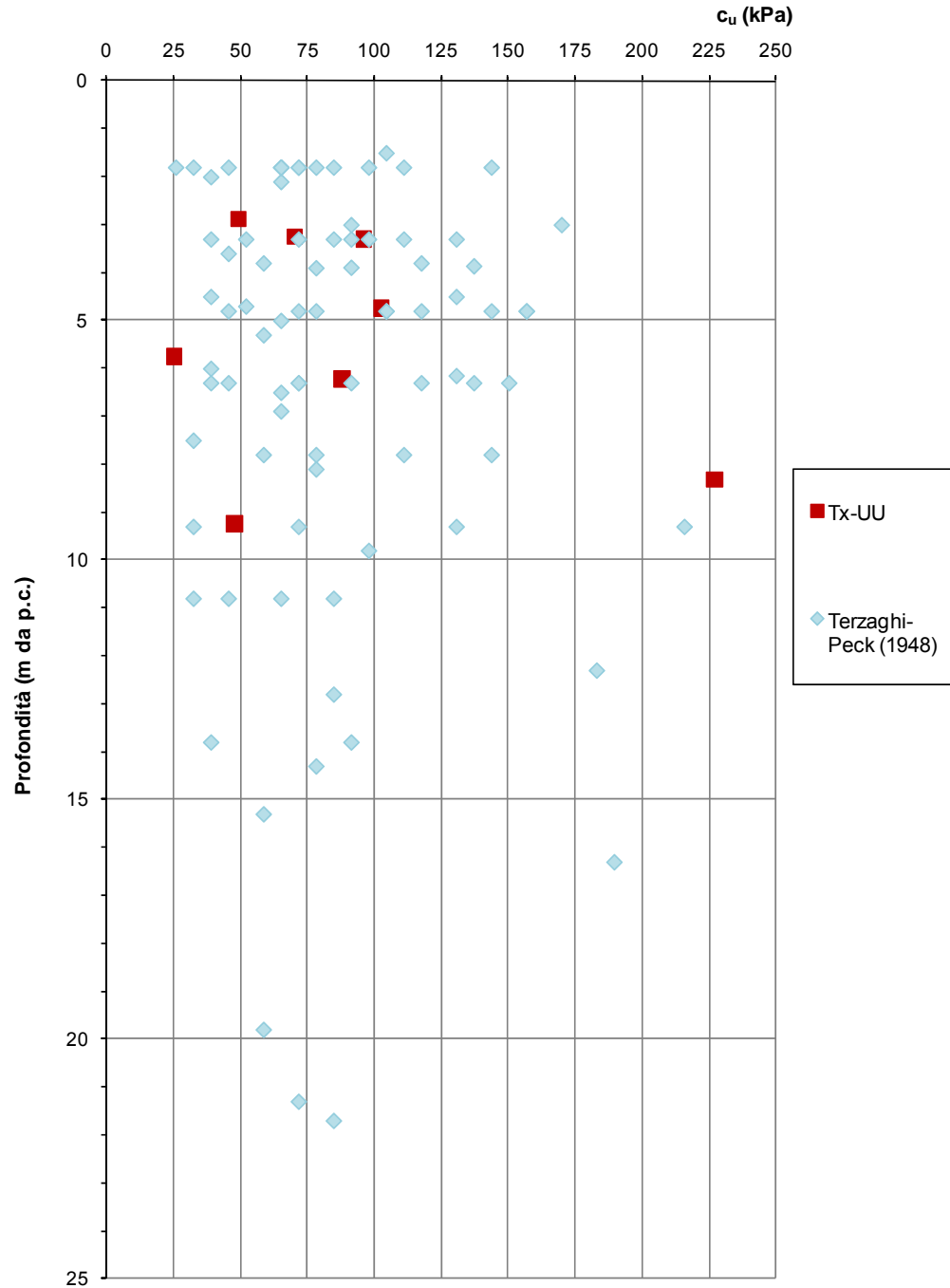
F 17. Valori della densità relativa DR (Meyerhof [1957] Schultze e Mezembach [1961] Bazaara [1967]) – Tal1



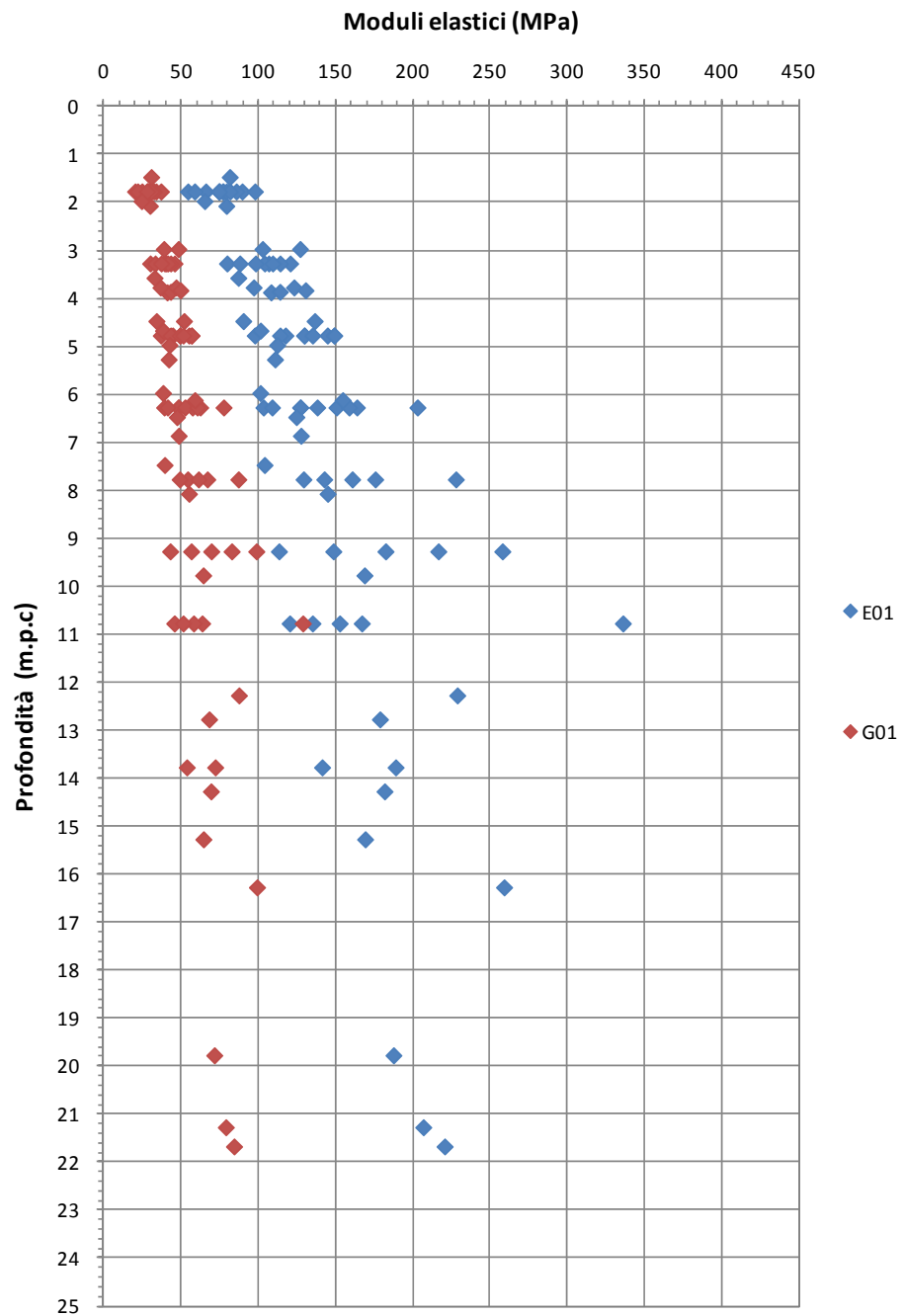
F 18. Valori dell'angolo di attrito ϕ' (Schmertmann [1975]) – Tal1



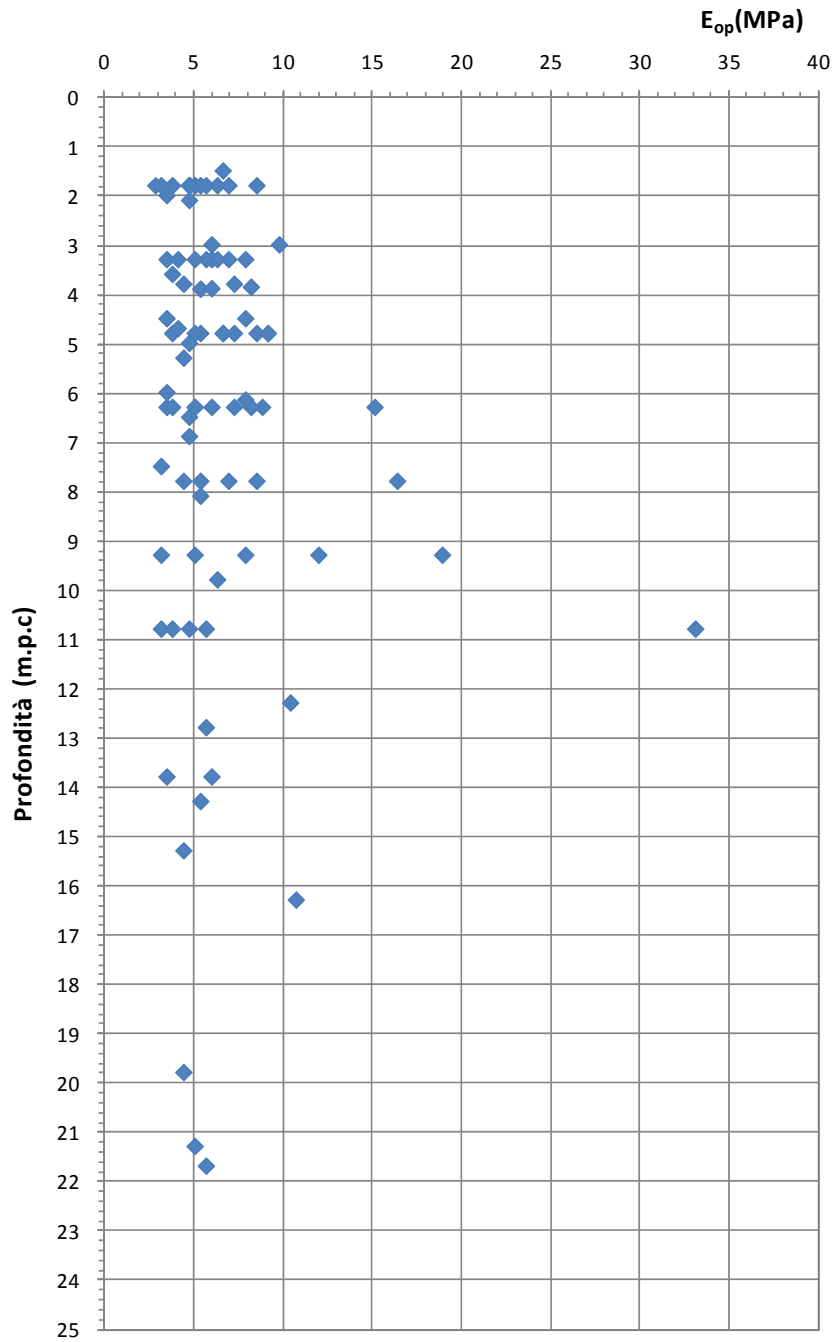
F 19. Valori dell'angolo di attrito ϕ' (De Mello [1971], Japanese National Railway, Bridge Specification[1971]) – Tal1



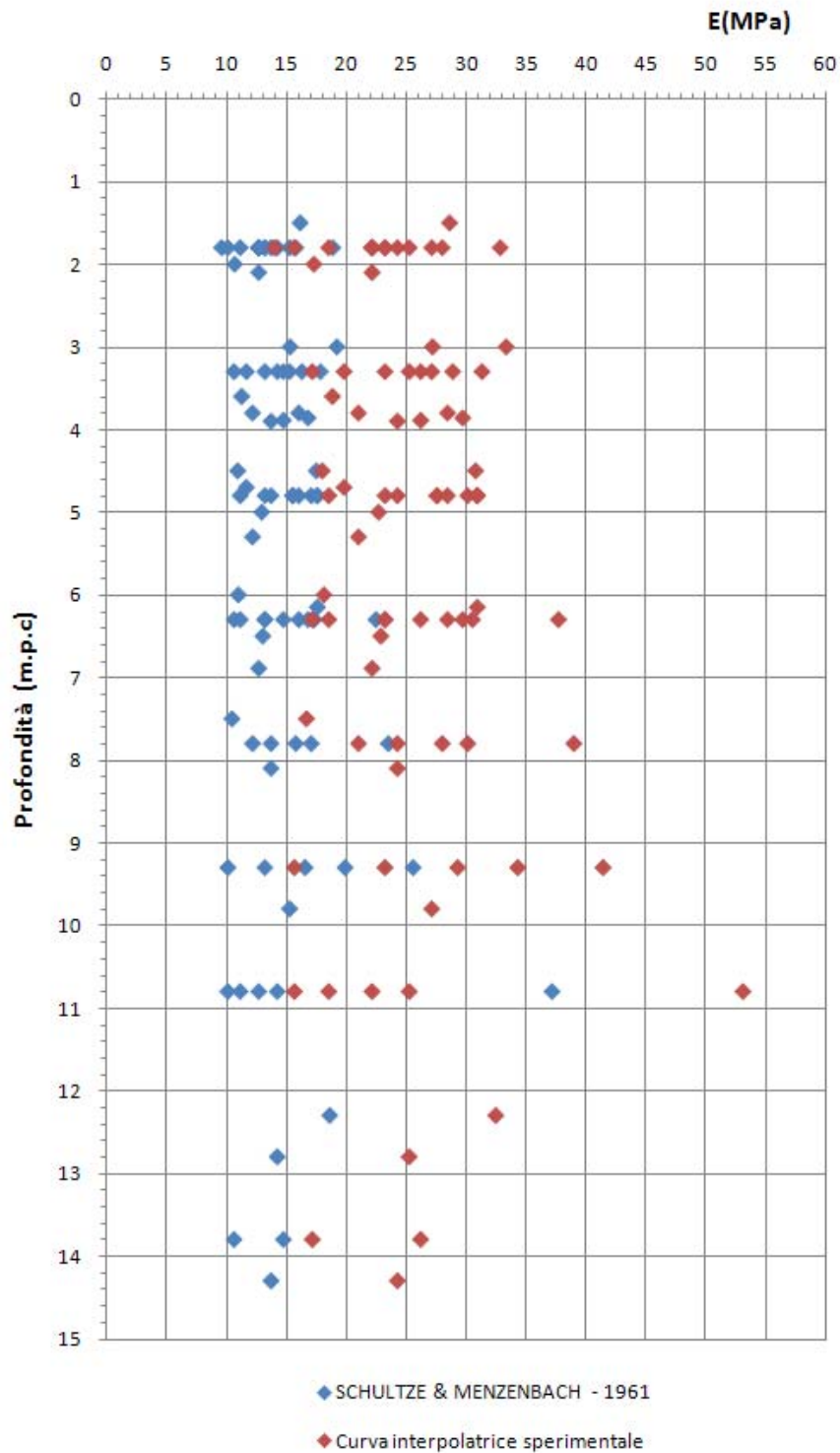
F 20. Valori della resistenza al taglio non drenata da prove SPT (NAVFAC, DM-7) – Ta1



F 21. Modulo elastico a piccole deformazioni (Ohta & Goto [1978]) – Ta11



F 22. Modulo elastico operativo (Webb [1970]) – Ta1



F 24. Modulo elastico operativo – confronto tra Schultze & Mezenbach(1961) e curva interpolante valori sperimentali (Tornaghi[1983], Franke[1983], Ghionna-Lancellotta-Maniscalco [1983], Albert-Hegg-Manassero [1983]) – Ta1

8.4 Tal₂

8.4.1 Analisi di laboratorio

Nel corso dell'esecuzione dei sondaggi e dei pozzetti sono stati prelevati n. 10 campioni di terreno, di cui 2 indisturbati e 8 rimaneggiati.

Caratteristiche fisiche

Dalle analisi eseguite sui campioni prelevati, la formazione Tal₂ ha presentato contenuti granulometrici variabili nei seguenti intervalli:

argilla= 2.6 % ÷ 49.3 % mediamente 18.9 %

limo= 6.0 % ÷ 41.4% mediamente 22.6 %

sabbia=9.3 % ÷ 71.0 % mediamente 47.6 %

ghiaia= 0% ÷ 56.0 % mediamente 10.9 %

Il contenuto d'acqua naturale (w_n) risulta compreso tra 17% e 31% (figura F 25).

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL e indice di plasticità IP) variano generalmente entro i seguenti valori (figura F 26):

LL = limite liquido = 27% ÷ 51%

IP = indice di plasticità = 9% ÷ 25%

Facendo riferimento ai campioni indisturbati prelevati, il peso di volume naturale è risultato pari a:

Peso di volume naturale: $\gamma_n = 18.89 \div 19.50 \text{ kN/m}^3$, mediamente pari a 19.20 kN/m^3 (figura F 27).

Caratteristiche di resistenza al taglio

Sui campioni indisturbati prelevati è stata eseguita una prova di taglio diretto (TD) che ha fornito i seguenti valori di coesione drenata e angolo d'attrito efficace .

$c' = 23.26 \text{ kPa}$;

$\varphi' = 32^\circ$.

Caratteristiche di deformabilità

Sui campioni indisturbati prelevati è stata eseguita una prova di compressione edometrica, che ha fornito un valore di modulo edometrico pari a $E_{ed}=10976$ kPa, relativo ad un intervallo di pressione verticale efficace compreso tra 100 e 200 kPa.

Nella tabella T 6 viene riportata una sintesi dei risultati delle analisi di laboratorio eseguite sui campioni prelevati.

8.4.2 Indagini geotecniche in sito

Caratteristiche di resistenza al taglio

Nel corso della perforazione dei sondaggi sono state eseguite n. 14 prove penetrometriche dinamiche le quali hanno fornito valori di N_{SPT} variabili tra 5 e 50, con valore medio pari a 19; i valori massimi sono stati ottenuti prevalentemente tra 10 e 13 m da piano campagna, in corrispondenza dei livelli a granulometria più grossolana (figura F 28).

Sulla base delle prove penetrometriche dinamiche, in termini di tensioni efficaci la formazione Tal_2 può complessivamente essere caratterizzata dai seguenti parametri:

$Dr = 35 \div 85\%$, mediamente pari a 64% (Meyerhof [1957])(figuraF 29);

$Dr = 36 \div 88\%$, mediamente pari a 65% (Schultze e Mezembach [1961]) (figuraF 29);

$Dr = 24 \div 59\%$, mediamente pari a 44% (Bazaara [1967]) (figuraF 29);

$\varphi' = 33 \div 40^\circ$, mediamente pari a 37° (Schmertmann [1975], Meyerhof [1957]) (figuraF 30);

$\varphi' = 33 \div 40^\circ$, mediamente pari a 37° (Schmertmann [1975], Schultze e Mezembach [1961])

(figuraF 30);

$\varphi' = 31 \div 36^\circ$, mediamente pari a 34° (Schmertmann [1975], Bazaara [1967]) (figuraF 30);

$\varphi' = 25 \div 32^\circ$, mediamente pari a 29° (De Mello [1971]) (figura F 31);

$\varphi' = 29 \div 37^\circ$, mediamente pari a 32° (Japanese National Railway) (figura F 31);

$\varphi' = 24 \div 37^\circ$, mediamente pari a 30° (Road Bridge Specification[1971]) (figura F 31).

Dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT, si ritiene pertanto ragionevole adottare per tale formazione il seguente range di valori di angolo di attrito in condizioni drenate:

$\varphi' = 32^\circ \div 36^\circ$

Tali valori risultano pienamente confermati dai risultati delle prove di laboratorio che consentono la stima della quota parte di resistenza attribuibile alla coesione drenata c' a fronte di valori di angolo di attrito inferiori.

Caratteristiche di deformabilità

Dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT, l'intervallo di valori del modulo elastico a piccole deformazioni E_0 e del modulo di taglio G_0 stimati mediante la correlazione di Ohta e Goto [1978] e rappresentativi della formazione in esame, è risultato:

$E_0 = 73.3 \div 253.3$ (MPa), mediamante pari a 146.8 MPa (figura F 32);

$G_0 = 28.2 \div 99.7$ (MPa), mediamante pari a 56.5 MPa (figura F 32)

I moduli di Young operativi (E_{op}), da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e opere di sostegno, sono dell'ordine di $(1/5 \div 1/10) \cdot E_0$.

La correlazione empirica di D'Appolonia (1970), valida per le sabbie e ghiaie normalmente consolidate, porta a stimare il seguente intervallo di valori del modulo elastico dell'unità geotecnica in esame:

$E = 22.5 \div 56.6$ (MPa), mediamante pari a 33 MPa (figura F 33).

Nella figura F 34 è riportato un confronto tra Ohta e Goto [1978] (assumendo $E_{op} = 1/5 E_0$) e D'Appolonia (1970).

Nella figura F 35 sono posti a confronto i valori dei moduli elastici operativi ottenuti secondo SCHULTZE & MENZENBACH (1961) $E = 10 \div 24$ MPa, mediamante pari a 16 MPa e con quelli ottenuti dalla interpolazione di dati sperimentali con pressiometro e screw plate su sabbie e sabbie fini limose (rif. Tornaghi, Franke, Ghionna-Lancellotta-Maniscalco e Albert-Hegg-Manassero, 1983) $E = 14 \div 40$ MPa, mediamante pari a 27 MPa.

Caratteristiche di permeabilità

Una prova di permeabilità tipo Lefranc eseguita sui terreni Tal₂ ha fornito il risultato che segue:

sondaggio	tratto prova m da p.c.	Tipo prova	k cm/sec
6a-SD34	8,5 - 9,0	carico costante	$4,50 \times 10^{-2}$

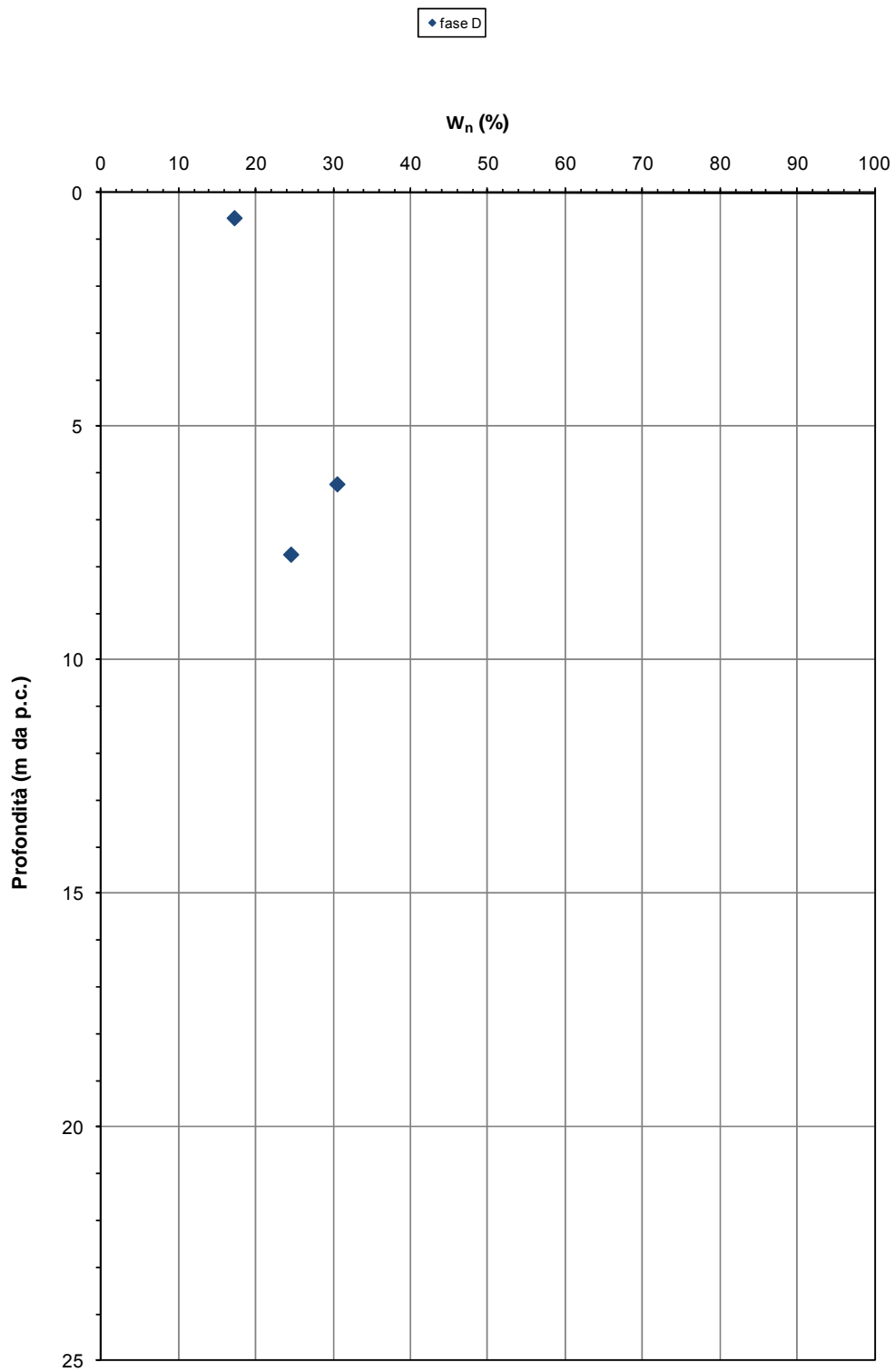
8.4.3 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base dei risultati delle indagini in sito e in laboratorio effettuate, i parametri geotecnici caratteristici assunti per la caratterizzazione della formazione Tal₂ sono riassunti nelle seguenti tabelle:

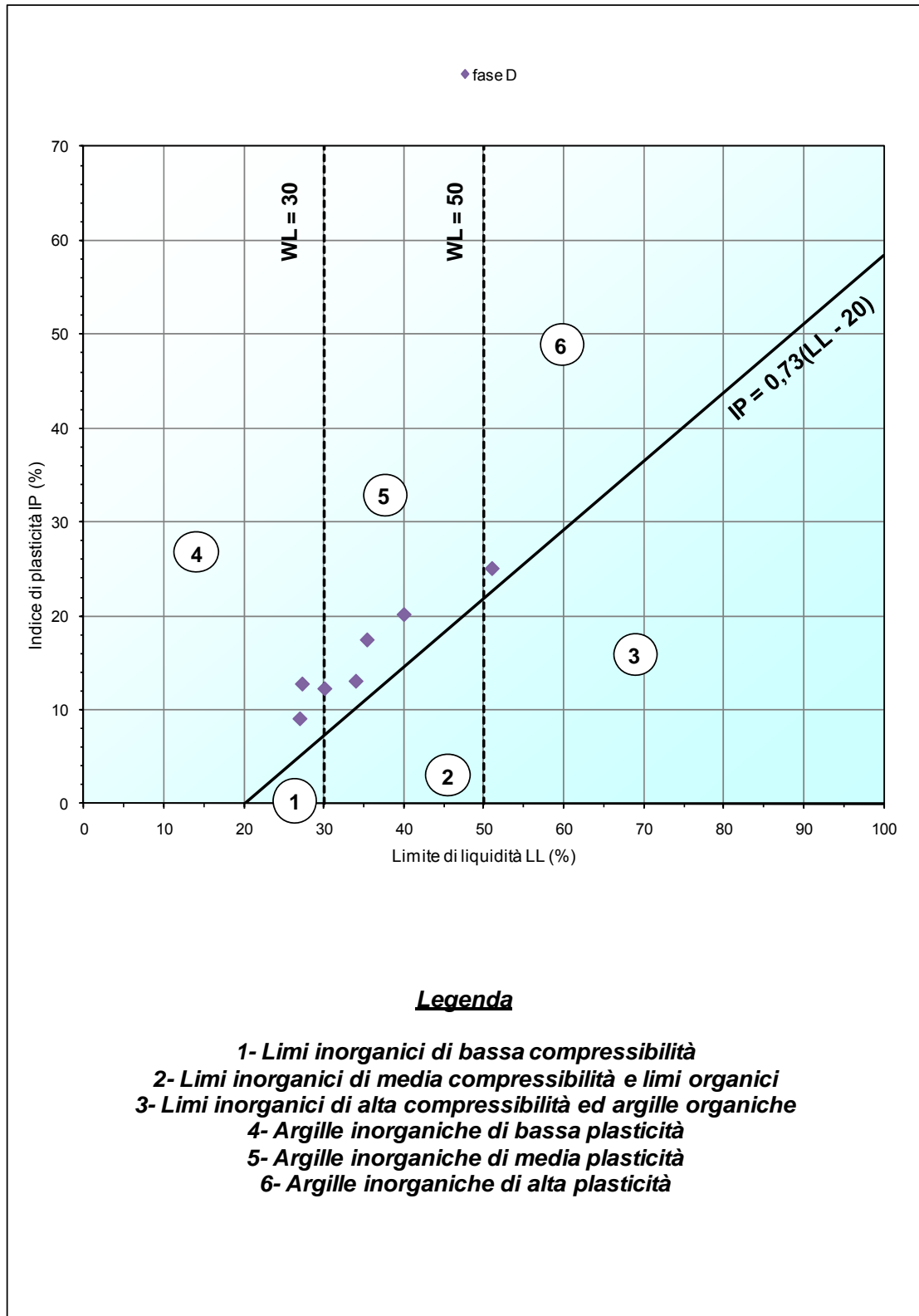
Tal₂	
Peso di volume naturale γ (kN/m³)	19
Angolo di attrito ϕ' (°)	30 ÷ 32
Coesione drenata c' (kPa)	15 ÷ 20
Modulo edometrico Eed (MPa)	10
Modulo elastico operativo Eop (MPa)	15 ÷ 30
Coefficiente di reazione verticale $K_{\text{Winkler vert}}$ (kN/m³)	15000
Coefficiente di reazione orizzontale $K_{\text{Winkler orizz}}$ (kN/m³)	7500

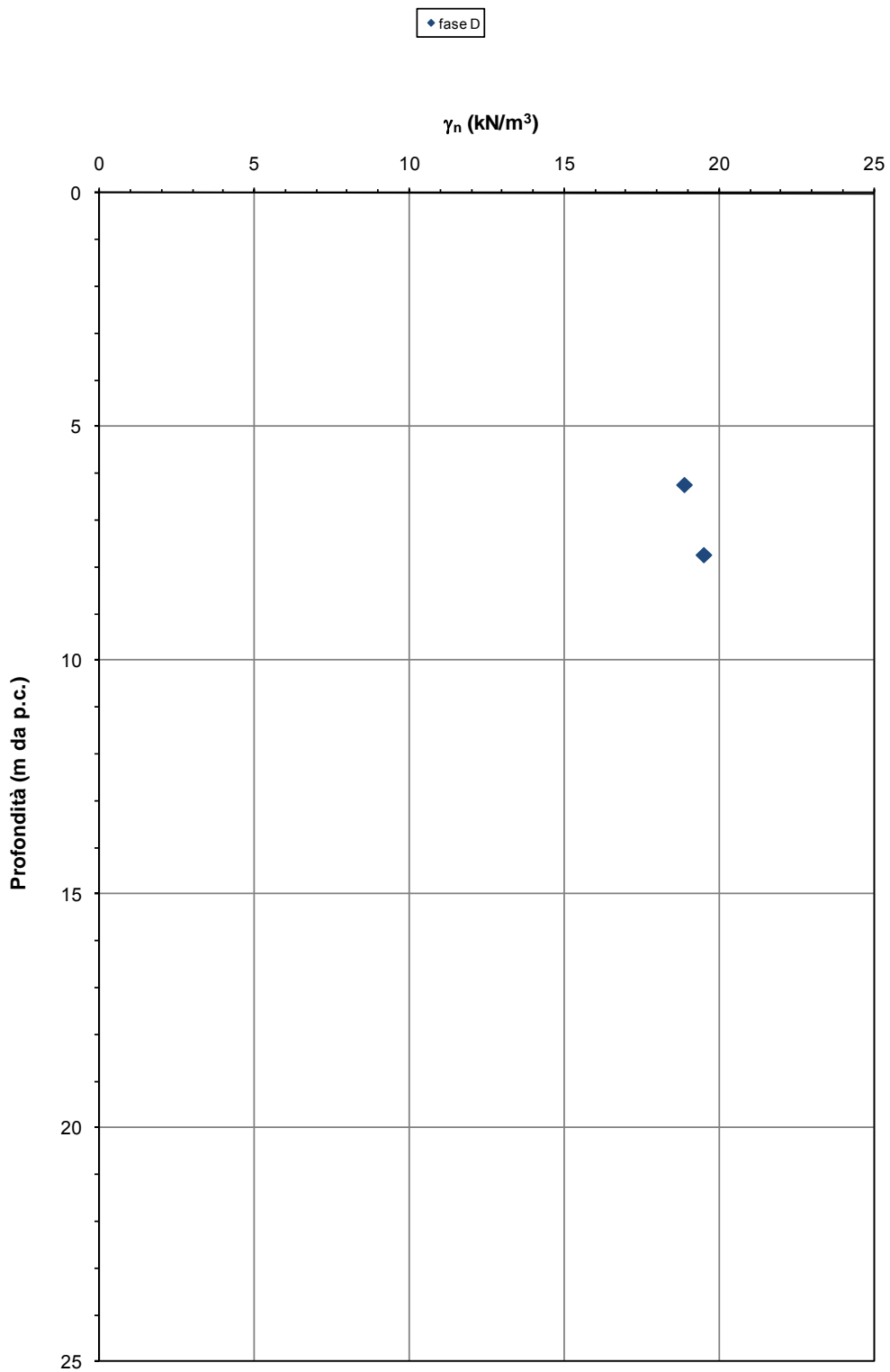
DATI GENERALI				CARATTERISTICHE FISICHE							TD		EDO			GRANULOMETRIA (CLASSIFICAZIONE ASTM 2487-93-USCS)					CLASSIFICAZIONE DEI MATERIALI	
Sondaggio	Campione	z_i	z_f	W_n	γ_{nat}	γ_s	W_l	W_p	I_p	I_c	c'	ϕ'	$\Delta\sigma$	E_{ed}	c_v	G	S	L	A	L+A	AASHTO (CNR-UNI 10006)	USCS
		[m]	[m]	[%]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[%]	[%]	[-]	[-]	[kPa]	[°]	[kPa]	[kPa]	[cm ² /s]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[-]	[-]
6B-SD1	CI 1	7.5	8	24.61	19.5	25.90	51	26	25	1.06	23.36	32.26				0.0	9.3	41.4	49.3	90.7	A-7-6	CH
6B-SD1	spt 1	1.5	1.5				n.d	n.p	n.p							0.6	60.0	25.4	14.0	39.3	A-4	SM
6B-SD1	CR 2	4.2	4.4				34	21	13	2.62						0.1	52.3	33.5	14.1	47.6	A-6	SC
6B-PZD0	CR1	0.5	0.6	17.28			27	18	9	1.08						0.8	60.1	36.5	2.6	39.1	A-4	SC
6a-SD34	CI1	6	6.49	30.61	18.89	27.10	35.4	17.9	17.4	33.64			100-200	10976.1		0.0	45.0	24.0	31.0	55.0		
6a-SD34	CR1	2	2.4			27.00	27.3	14.7	12.7							0.0	57.0	19.0	25.0	44.0		
6a-SD34	CR2	4	4.4			27.00										9.0	71.0	11.0	8.0	19.0		
6a-SD34	CR3	7	7.4			27.00	30.1	17.9	12.2							11.0	65.0	13.0	11.0	24.0		
6a-SD34	CR4	12.6	13			27.00	40	19.9	20.1							31.0	26.0	16.0	26.0	42.0		
6a-SD34	SPT5	10	10.45			27.00										56.0	30.0	6.0	8.0	14.0		

T 6. sintesi dei risultati delle prove di laboratorio – **Tal₂**

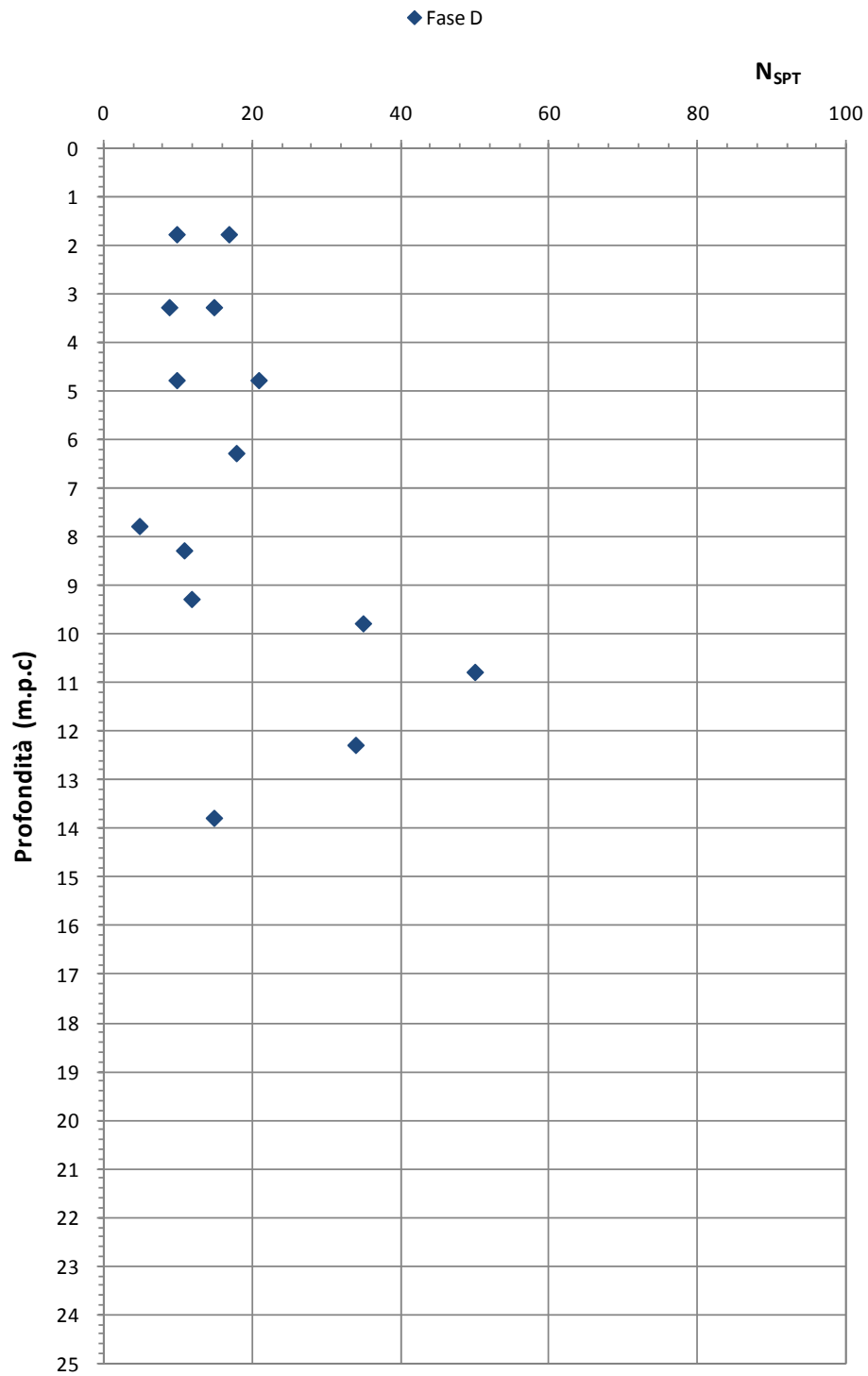


F 25. Contenuto d'acqua naturale – Tal₂

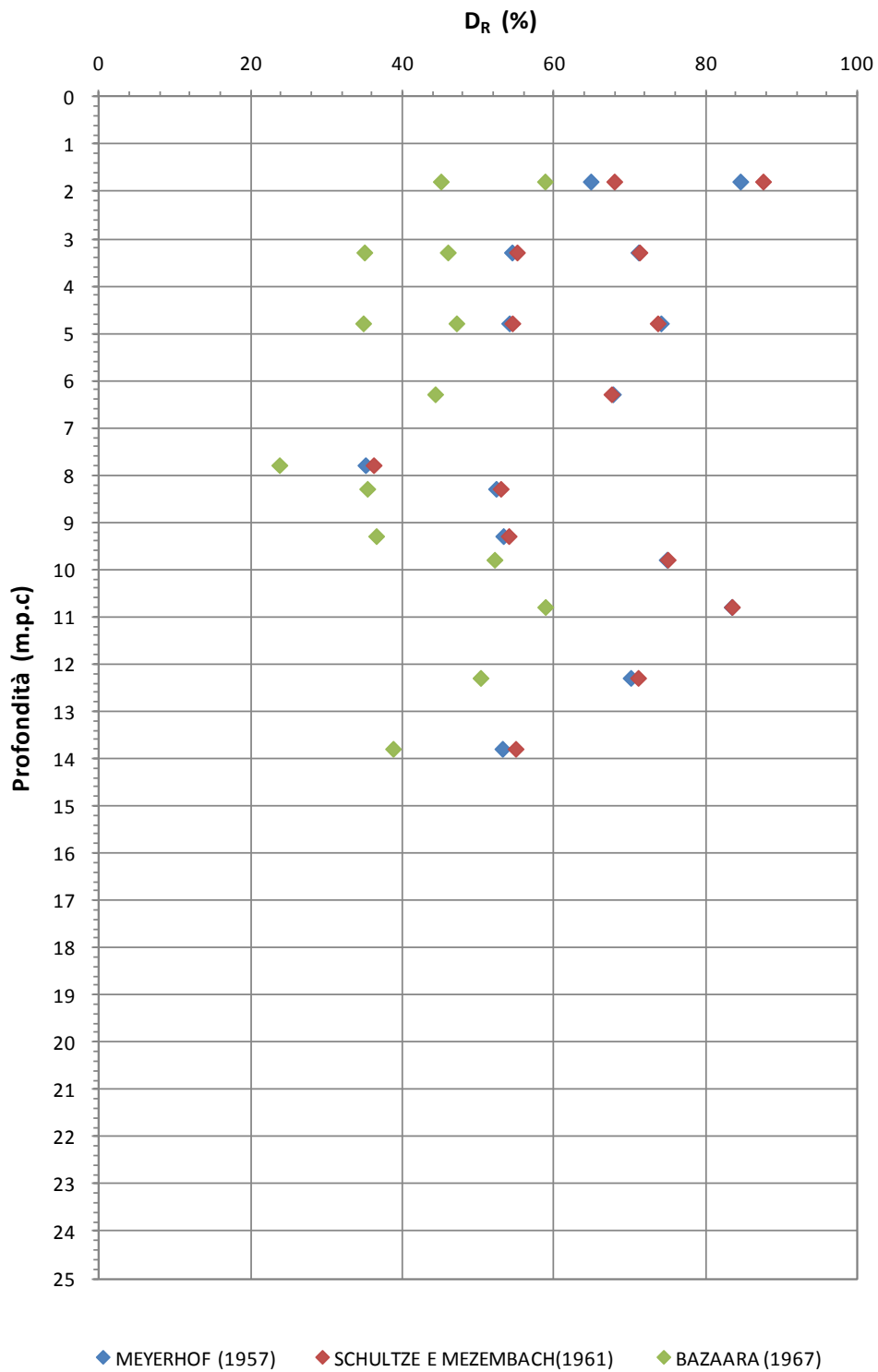
F 26. Carta di plasticità di Casagrande – Ta_2



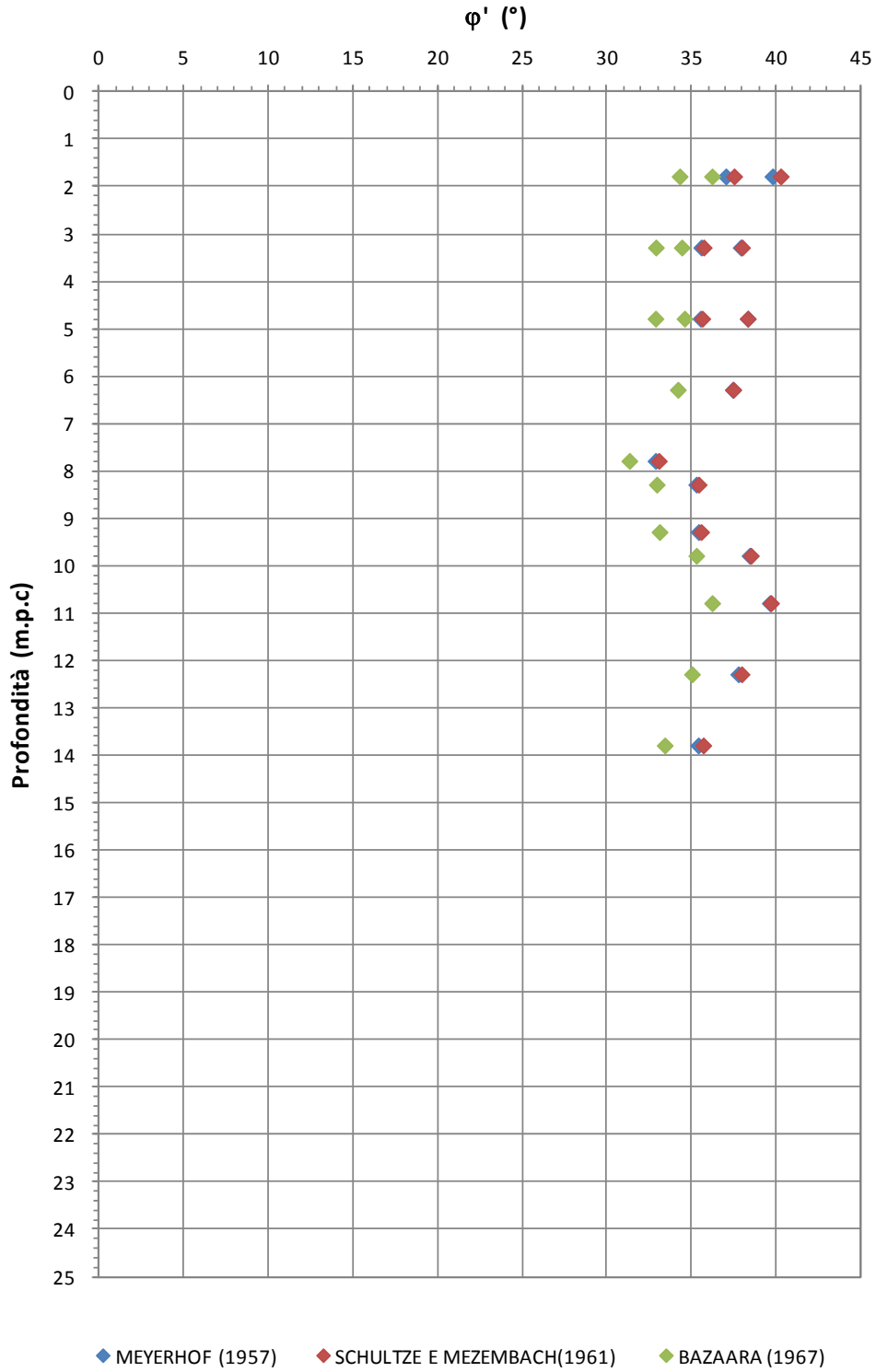
F 27. Peso di volume naturale – Ta_2



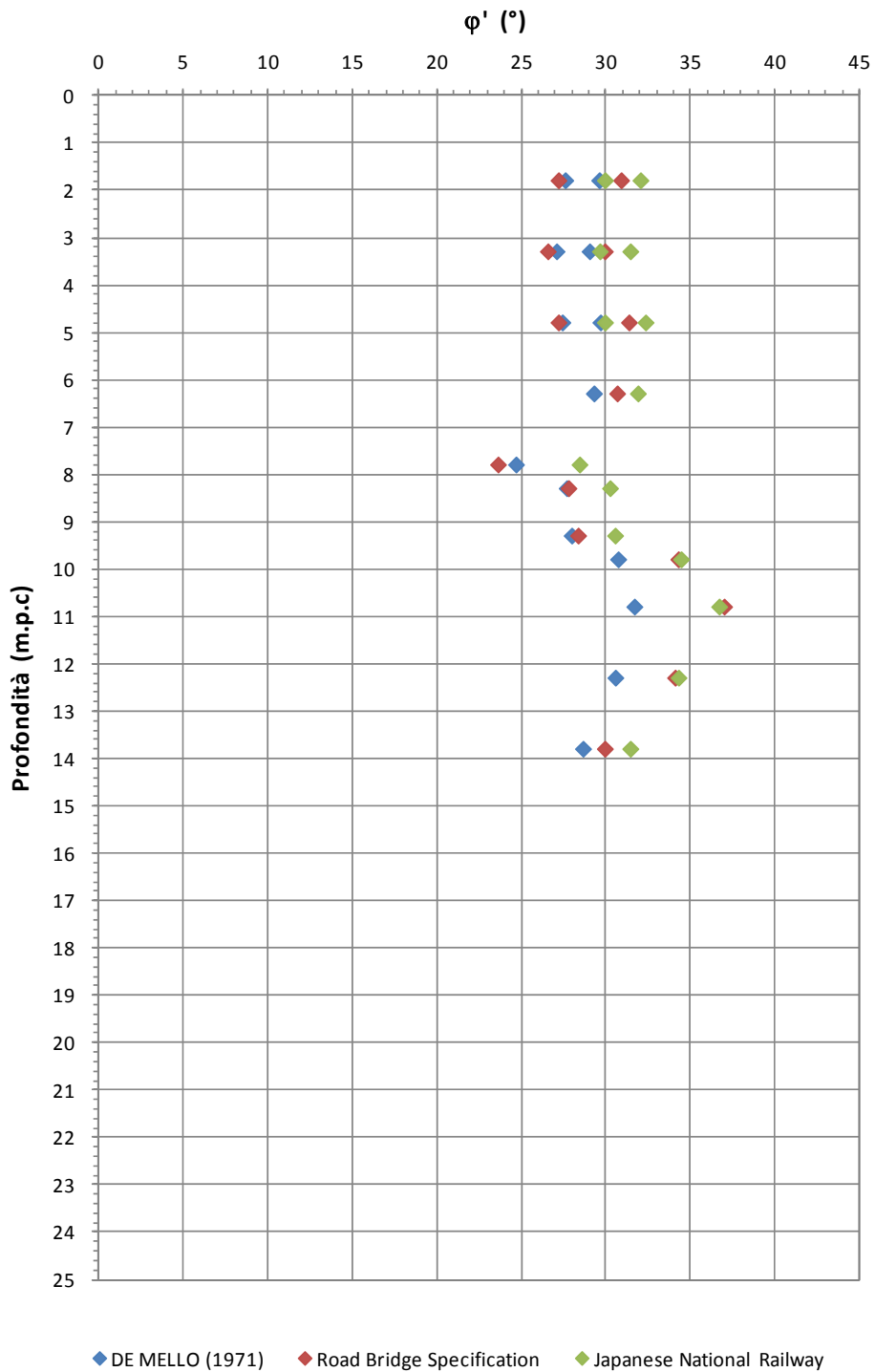
F 28. Valori di N_{SPT} – Ta_2



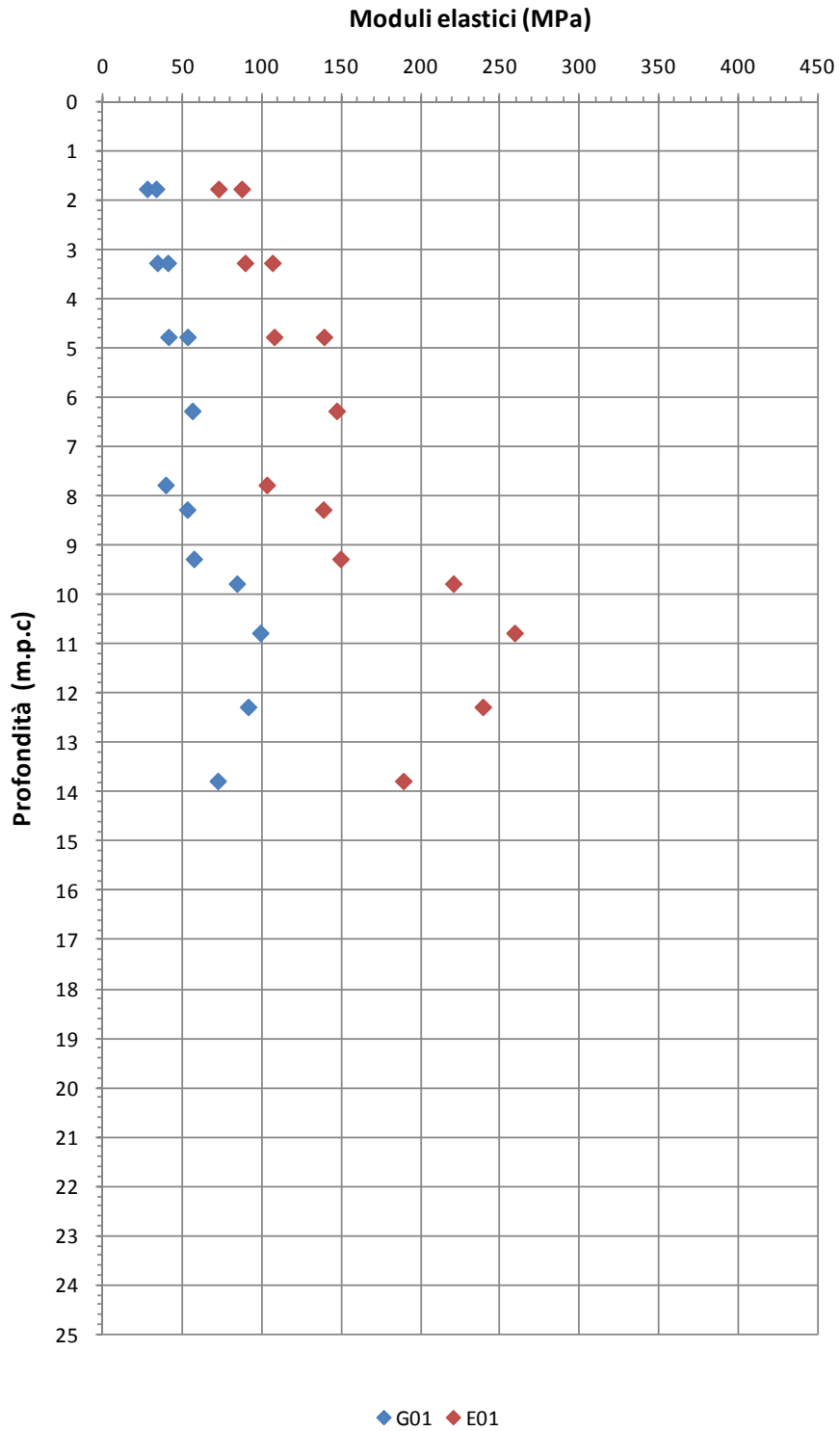
F 29. Valori della densità relativa D_R (Meyerhof [1957] Schultze e Mezembach [1961] Bazaara [1967]) – Tal_2



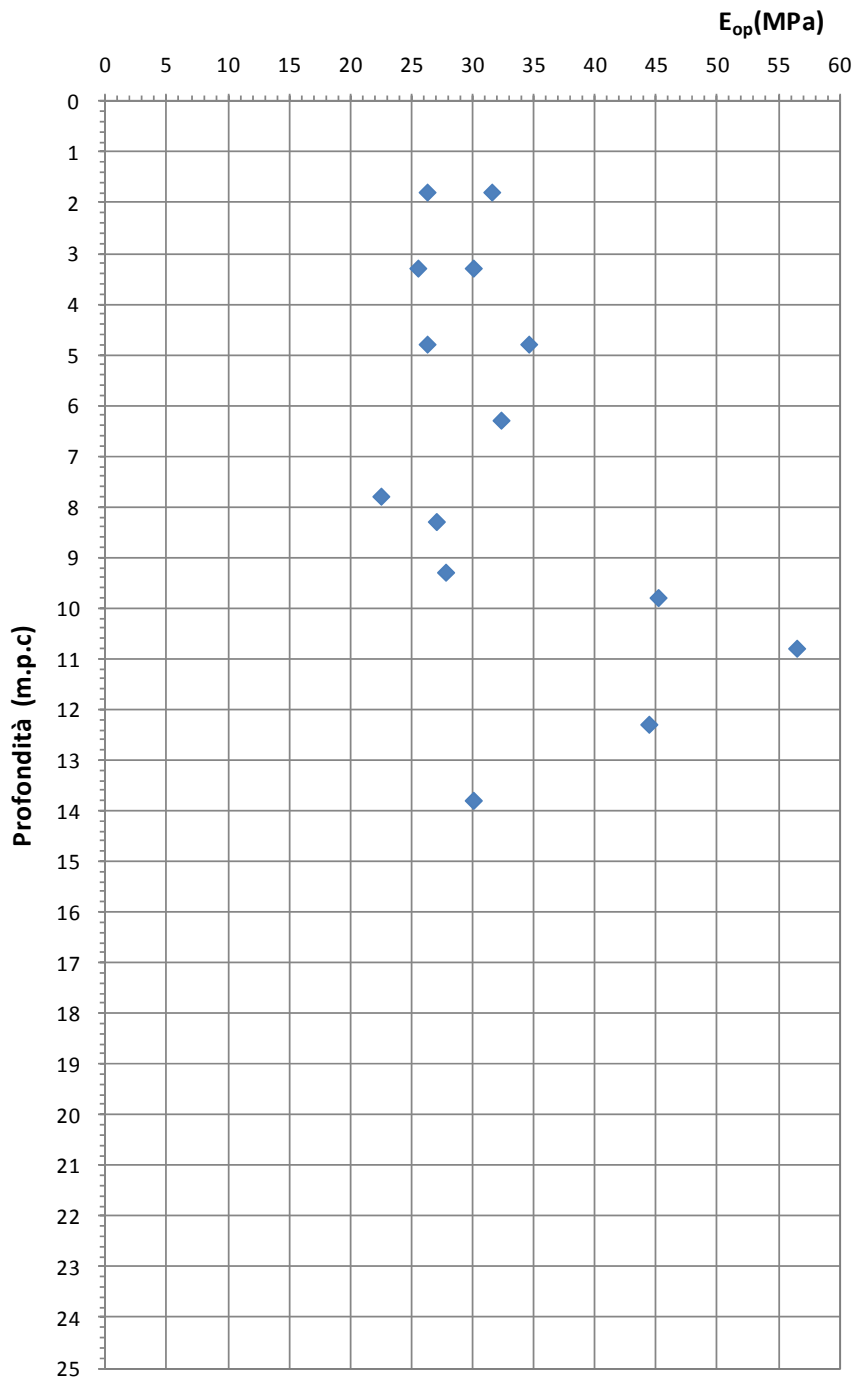
F 30. Valori dell'angolo di attrito ϕ' (Schmertmann [1975]) – TaI_2



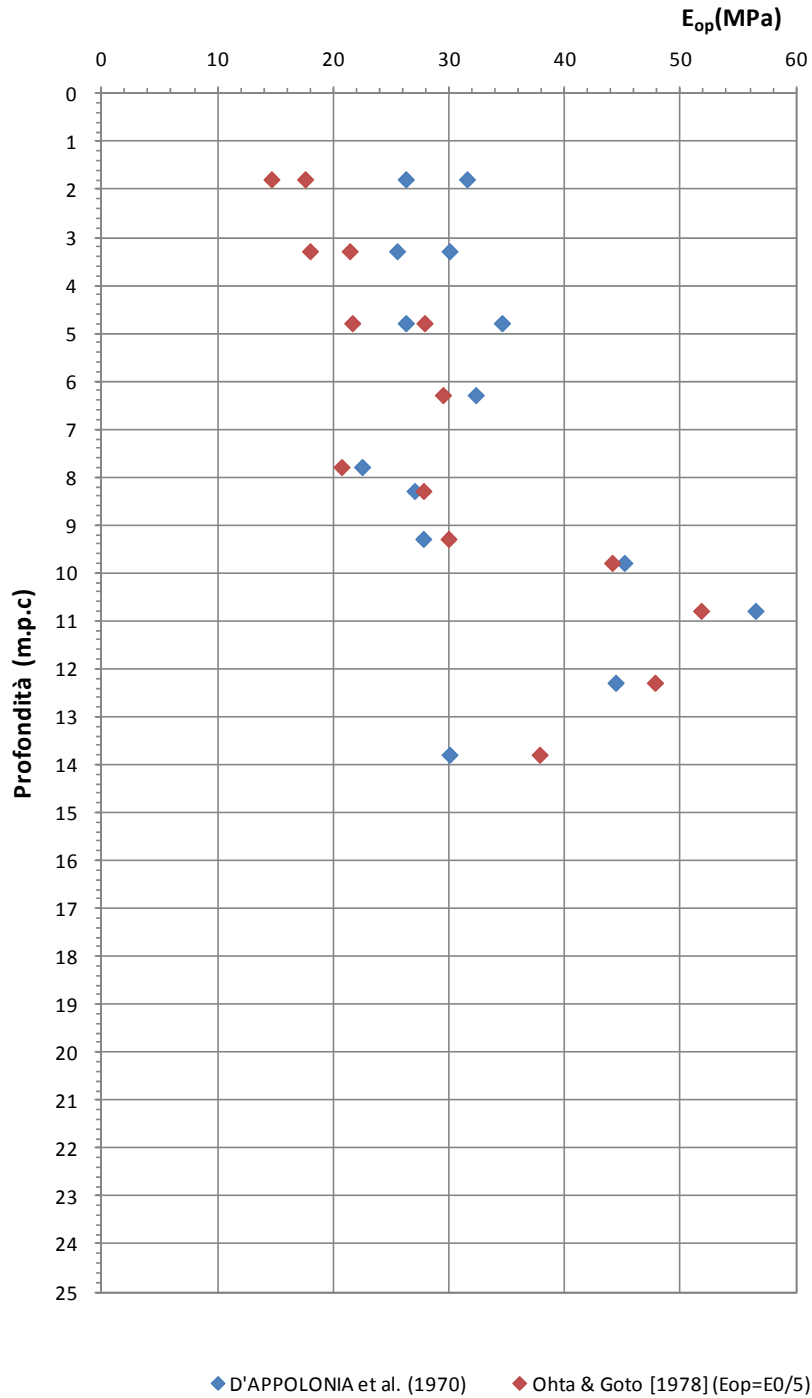
F 31. Valori dell'angolo di attrito φ' (De Mello [1971], Japanese National Railway, Bridge Specification[1971])–
Tal₂



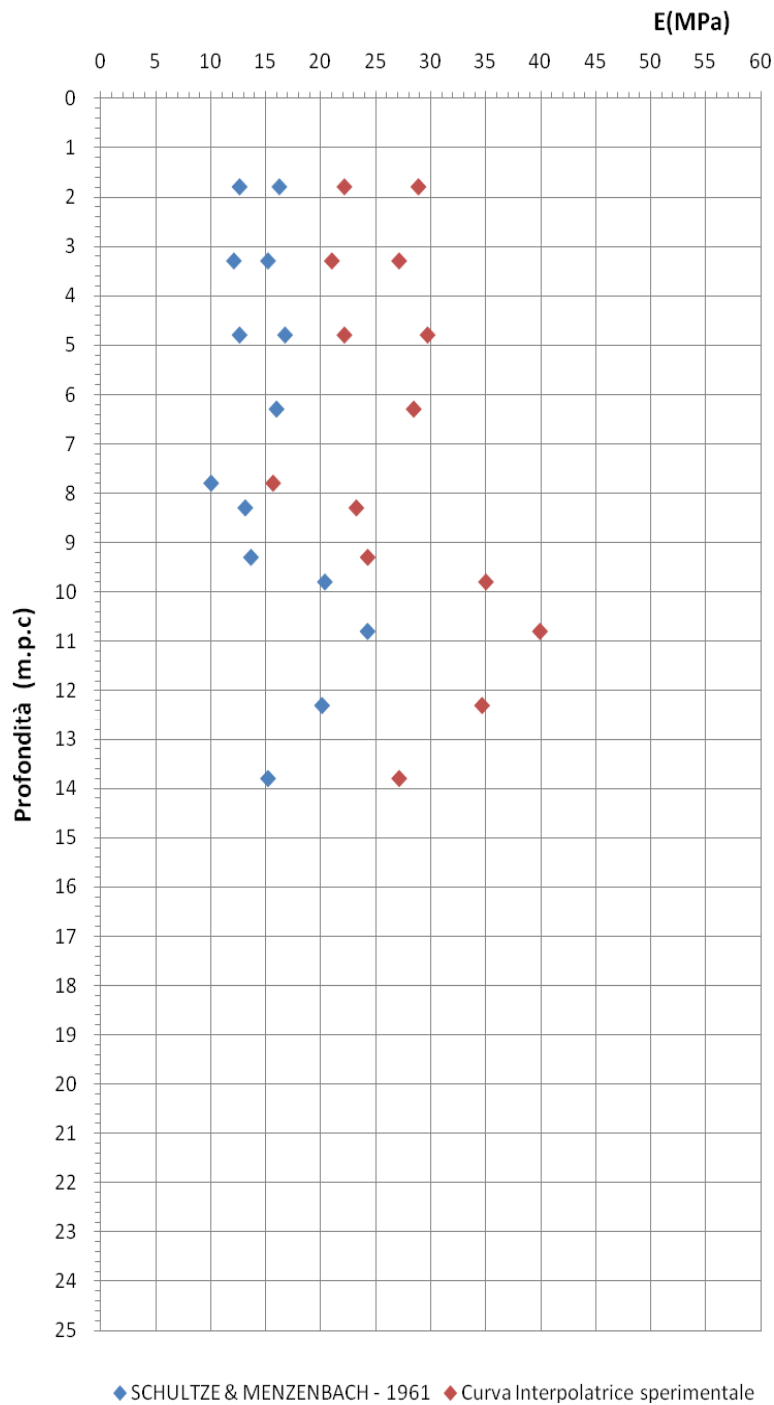
F 32. Modulo elastico a piccole deformazioni (Ohta & Goto [1978]) – Ta_2



F 33. Modulo elastico operativo (D'Appolonia [1970]) – Ta_2



F 34. Modulo elastico operativo – confronto tra Ohta e Goto [1978] e D'Appolonia [1970] – Tal_2



F 35. Modulo elastico operativo – confronto tra Schultze & Mezenbach(1961) e curva interpolante valori sperimentali (Tornaghi[1983],Franke[1983], Ghionna-Lancellotta-Maniscalco [1983], Albert-Hegg-Manassero [1983]) – Tal_2

8.5 Tcm₁

8.5.1 Analisi di laboratorio

Nel corso dell'esecuzione dei sondaggi e dei pozzetti sono stati prelevati n. 231 campioni di terreno, di cui 53 indisturbati e 178 rimaneggiati.

Caratteristiche fisiche

Dalle analisi eseguite sui campioni prelevati, la formazione Tcm₁ ha presentato contenuti granulometrici variabili nei seguenti intervalli:

argilla= 0% ÷ 82% mediamente 16.5 %

limo= 0% ÷ 96.7% mediamente 28.8 %

sabbia= 0% ÷ 96.0% mediamente 47.9 %

ghiaia= 0% ÷ 94.0 % mediamente 8.6 %

Il diametro dei grani corrispondente al 50% del passante (D50) è risultato variabile nel seguente intervallo:

D₅₀= 0 ÷ 26 mm.

Il contenuto d'acqua naturale (w_n) risulta compreso tra 12.30% e 68.20% (figura F 36).

L'indice dei vuoti iniziale (e_o) risulta compreso tra 0 ed 1.46, mediamente pari a 0.79 (figura F 37).

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL e indice di plasticità IP) variano generalmente entro i seguenti valori (figura F 38):

LL = limite liquido = 11% ÷ 71%

IP = indice di plasticità = 1% ÷ 39%

Facendo riferimento ai campioni indisturbati prelevati, il peso di volume naturale γ_n è risultato compreso tra 13.20 e 21.30 kN/m³, mediamente pari a 18.31 kN/m³ (figura F 39).

Caratteristiche di resistenza al taglio

Sui campioni indisturbati prelevati sono state eseguite n. 46 prove di taglio diretto (TD), n. 10 prove triassiali consolidate non drenate (TxCIU), n. 23 prove triassiali non consolidate non drenate (TxUU), n.5 prove di compressione ad espansione laterale libera (ELL) e una prova triassiale consolidata drenata (Tx-CD).

Dai risultati delle prove di taglio diretto TD, i valori ottenuti, in termini di angolo di attrito e coesione, risultano pari a (figura F 40):

$$c' = 0 \div 121.3 \text{ kPa, mediamente pari a } 25.7 \text{ kPa;}$$

$$\varphi' = 15 \div 45^\circ, \text{ mediamente pari a } 28^\circ.$$

Dai risultati delle prove TxCIU, i valori ottenuti, in termini di angolo di attrito e coesione in condizioni efficaci, risultano pari a (figura F 41):

$$c' = 0 \div 74.9 \text{ kPa, mediamente pari a } 17.56 \text{ kPa;}$$

$$\varphi' = 17 \div 38^\circ, \text{ mediamente pari a } 27^\circ.$$

In condizioni di tensioni totali tali prove forniscono i seguenti valori di resistenza al taglio non drenata (figura F 42):

$$c_u = 21.25 \div 98.11 \text{ kPa, mediamente pari a } 50.90 \text{ kPa.}$$

Dai risultati delle prove triassiali TxUU, i valori della resistenza al taglio non drenata risultano pari a (figura F 43):

$$c_u = 38.50 \div 227 \text{ kPa, mediamente pari a } 117.65 \text{ kPa.}$$

Dai risultati delle prove compressione ad espansione laterale libera (ELL), i valori della resistenza al taglio non drenata risultano pari a (figura F 44):

$$c_u = 5.70 \div 220.60 \text{ kPa, mediamente pari a } 145.20 \text{ kPa.}$$

L'unica prova triassiale consolidata drenata (Tx-CD) ha fornito i seguenti valori di resistenza al taglio in condizioni drenate:

$$c' = 5 \text{ kPa;}$$

$$\varphi' = 38^\circ.$$

Caratteristiche di deformabilità

Sui campioni indisturbati prelevati sono state eseguite n. 4 prove di compressione edometrica, che hanno fornito i seguenti risultati, relativi ad un intervallo di pressione verticale efficace di 100-200 kPa per campioni prelevati a profondità comprese entro i 20 m, e ad un intervallo di tensione di 200-400 kPa per campioni prelevati a profondità superiori ai 20 m (figura F 45):

$$\text{Modulo edometrico: } E_{ed} = 3639 \div 11400 \text{ kPa, mediamente pari a } 6772 \text{ kPa;}$$

Coefficiente di consolidazione: $c_v = 2.07E-04 \div 1.57E-03 \text{ cm}^2/\text{sec}$, mediamente pari a $5.62E-04 \text{ cm}^2/\text{sec}$.

Nella tabelle T 7, T 8, T 9, T 10, T 11 viene riportata una sintesi dei risultati delle analisi di laboratorio eseguite sui campioni prelevati.

8.5.2 Indagini geotecniche in sito

Caratteristiche di resistenza al taglio

Nel corso della perforazione dei sondaggi sono state eseguite n. 374 prove penetrometriche dinamiche le quali hanno fornito valori di N_{SPT} variabili tra 1 e rifiuto, con valore medio, considerando pari a 100 i rifiuti, pari a 37 (figura F 46).

Sulla base delle prove penetrometriche dinamiche, in termini di tensioni efficaci la formazione T_{cm_1} può complessivamente essere caratterizzata dai seguenti parametri:

$Dr = 17 \div 100\%$, mediamente pari a 71% (Meyerhof [1957])(figura F 47);

$Dr = 18 \div 100\%$, mediamente pari a 73% (Schultze e Mezembach [1961]) (figura F 47);

$Dr = 11 \div 100\%$, mediamente pari a 54% (Bazaara [1967]) (figura F 47);

$\varphi' = 30 \div 46^\circ$, mediamente pari a 38° (Schmertmann [1975], Meyerhof [1957]) (figura F 48);

$\varphi' = 30 \div 46^\circ$, mediamente pari a 38° (Schmertmann [1975], Schultze e Mezembach [1961])

(figura F 48);

$\varphi' = 29 \div 44^\circ$, mediamente pari a 35° (Schmertmann [1975], Bazaara [1967]) (figura F 48);

$\varphi' = 19 \div 36^\circ$, mediamente pari a 30° (De Mello [1971]) (figura F 49);

$\varphi' = 27 \div 57^\circ$, mediamente pari a 36° (Japanese National Railway) (figura F 49)

$\varphi' = 19 \div 53.7^\circ$, mediamente pari a 35° (Road Bridge Specification[1971]) (figura F 49).

Dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT, si ritiene pertanto ragionevole adottare per tale formazione il seguente range di valori di angolo di attrito in condizioni drenate

$$\varphi' = 35^\circ \div 40^\circ.$$

Tali valori risultano pienamente confermati dai risultati delle prove di laboratorio che consentono la stima della quota parte di resistenza attribuibile alla coesione drenata c' a fronte di valori di angolo di attrito inferiori.

Sempre sulla base delle prove penetrometriche dinamiche SPT, in condizioni di tensioni totali la formazione T_{cm_1} può complessivamente essere caratterizzata dai seguenti valori di resistenza al taglio non drenata (figura F 50):

$$c_u = 6 \div 654 \text{ kPa, mediamente pari a } 244 \text{ kPa (NAVFAC [1971])}$$

Caratteristiche di deformabilità

Dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT, l'intervallo di valori del modulo elastico a piccole deformazioni E_0 e del modulo di taglio G_0 stimati mediante la correlazione di Ohta e Goto [1978] e rappresentativi della formazione in esame, è risultato:

$E_0 = 95 \div 793$ (MPa), mediamente pari a 366 MPa (figura F 51).

$G_0 = 21 \div 129$ (MPa), mediamente pari a 51 MPa (figura F 51).

I moduli di Young operativi (E_{op}), da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e opere di sostegno, sono dell'ordine di $(1/5 \div 1/10) \cdot E_0$.

L'applicazione della correlazione di D'Appolonia (1970) relativa a sabbie e ghiaie NC, porta a stimare mediamente un modulo elastico operativo rappresentativo del deposito nel suo insieme.

$E = 19 \div 94$ (MPa), mediamente pari a 47 (D'Appollonia [1970] per sabbia e ghiaia NC, vedi figura 0).

Nella figura F 53 è riportato un confronto tra D'Appolonia (1970) Ohta e Goto [1978].

Nella figura F 54 sono posti a confronto i valori dei moduli elastici operativi ottenuti secondo SCHULTZE & MENZENBACH (1961) $E = 8 \div 75$ MPa, mediamente pari a 25 MPa e con quelli ottenuti dalla interpolazione di dati sperimentali con pressiometro e screw plate su sabbie e sabbie fini limose (rif. Tornaghi, Franke, Ghionna-Lancellotta-Maniscalco e Albert-Hegg-Manassero, 1983) $E = 9 \div 80$ MPa, mediamente pari a 38 MPa.

Prove pressiometriche

Sui terreni T_{cm_1} sono state eseguite anche 4 prove pressiometriche in foro. I risultati sono esposti nella seguente tabella.

SONDAGGIO	Profondità prova m	Modulo pressiometrico E_p MPa	E_{young} MPa	c_u kPa	$\phi + c'$
6a-SD32bis	5,70	36,520	73,030		36°
6a-SD33	7,30	10,800	21,610		31°
6b-SD11	7,00	27,233	54,466	227	
6b-SD19	4,00	19,600	39,200	202	

Il valore medio del modulo E_{young} è risultato di 47 MPa, in accordo con i valori di modulo operativo riportati in precedenza. Anche i valori di coesione non drenata, in media $c_u = 215$ kPa, sono in accordo con i valori medi ottenuti in sito e con quelli massimi ottenuti in laboratorio sui terreni T_{cm_1} .

Caratteristiche di permeabilità

Le prove di permeabilità in foro tipo Lefranc eseguite sui terreni T_{cm_1} sono riassunte nella tabella che segue:

sondaggio	tratto prova m da p.c.	Tipo prova	k cm/sec	k (AGI) cm/sec
6a-SD32	7,0 - 7,5	carico variabile	$1,60 \times 10^{-3}$	
6a-SD33	11,7 - 12,0	carico variabile	$8,50 \times 10^{-4}$	
6a-SD33	16,2 - 16,5	carico variabile	$1,60 \times 10^{-3}$	
6a-SD33bis	17,0 - 17,5	carico variabile	$2,60 \times 10^{-3}$	
6b-SD4bis	26,0 - 27,0	carico variabile	$1,23 \times 10^{-3}$	$3,66 \times 10^{-3}$
6b-SD5bis	16,8 - 18,0	carico variabile	$1,34 \times 10^{-3}$	
6b-SD6	18,0 - 18,5	carico variabile	$2,12 \times 10^{-3}$	
6b-SD7	4,5 - 6,0	carico variabile	$5,05 \times 10^{-4}$	
6b-SD7bis	9,5 - 10,2	carico variabile	$2,73 \times 10^{-3}$	
6b-SD8bis	12,0 - 13,0	carico variabile	$4,23 \times 10^{-4}$	
6b-SD10	15,0 - 16,5	carico variabile	$6,73 \times 10^{-3}$	$1,08 \times 10^{-2}$
6b-SD11bis	7,5 - 9,0	carico variabile	$4,43 \times 10^{-4}$	
6b-SD13	12,0 - 13,5	carico variabile	$5,59 \times 10^{-5}$	
6b-SD13ter	10,5 - 12,0	carico variabile	$1,21 \times 10^{-3}$	
6b-SD14ter	16,5 - 18,0	carico variabile	$2,93 \times 10^{-4}$	
6b-SD15	13,5 - 15,0	carico variabile	$6,51 \times 10^{-4}$	
6b-SD21bis	10,5 - 12,0	carico variabile	$1,65 \times 10^{-3}$	$3,28 \times 10^{-3}$

La permeabilità media è risultata $k = 1.53 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$.

8.5.3 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base dei risultati delle indagini in sito e in laboratorio effettuate, i parametri geotecnici caratteristici assunti per la caratterizzazione della formazione Tcm₁ sono riassunti nella seguente tabella:

Tcm₁	
Peso di volume naturale γ (kN/m³)	18
Coesione non drenata c_u (kPa)	100 ÷ 200
Angolo di attrito ϕ' (°)	25 ÷ 32
Coesione drenata c' (kPa)	5 ÷ 25
Modulo edometrico E_{ed} (MPa)	6 ÷ 8
Modulo elastico operativo E_{op} (MPa)	20 ÷ 30
Coefficiente di reazione verticale $K_{Winkler\ vert}$ (kN/m³)	20000
Coefficiente di reazione orizzontale $K_{Winkler\ orizz}$ (kN/m³)	10000

DATI GENERALI				CARATTERISTICHE FISICHE										TX-UU	ELL	CIU					TX-CD			TD		EDO			GRANULOMETRIA (CLASSIFICAZIONE ASTM 2487-93-USCS)						CLASSIFICAZIONE DEI MATERIALI	
Sondaggio	Campione	z ₁	z ₂	W _n	γ _{nat}	γ _s	e ₀	W _l	W _p	I _p	I _c	S	c _u	c _v	c'	φ'	c _u	c'	φ'	c'	φ'	Δσ	E _{ed}	cv	G	S	L	A	L+A	D60	D50	AASHTO (CNR-UNI 10006)	USCS			
		[m]	[m]	[%]	[kN/m ³]	[kN/m ³]		[%]	[%]	[-]	[-]	(%)	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]	[kPa]	[kPa]	[°]	[kPa]	[°]	[kPa]	[kPa]	[cm ² /s]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[mm]	[mm]	[-]	[-]			
6B-SD21	SPT1	1.5	1.95					57.00	28.00	29.00	1.97														9.84	25.36	20.03	44.78	64.81			A-7-6	CH			
6B-SD21	CI1	3	3.4	28.00	19.30	26.30		52.00	31.00	21.00	1.14														5.88	21.5							A-7-5	MH		
6B-SD21	CI2	7.5	8.05	68.20	14.10	27.30		69.00	48.00	21.00	0.04														21.94	33.3							A-7-5	MH		
6B-SD21	SPT7	10.5	10.95																							0.62	45.04	47.46	6.88	54.34			A-4	ML		
6B-SD21	CI3	13.5	14	18.04	19.20	26.70																			6.22	33.1							A-4	SM		
6B-SD21	SPT9	15	15.45																							0.07	80.40	12.13	7.40	19.53			A-2-4	SM		
6B-PZD19bis	CR1	0.5	0.6	23.41				n.d	n.p	n.p															0.64	39.13	43.80	16.43	60.23			A-4	ML			
6B-SD20bis	CI1	10.3	10.6	19.10				30.00	16.00	14.00	0.78		81.60												1.52	49.86	27.22	21.41	48.63			A-6	SC			
6B-SD20bis	SPT8	13.5	13.5					31.00	18.00	13.00	2.38														42.95	40.56	10.45	6.03	16.48			A-1-b	GM			
6B-SD20	SPT 4	6	6.45					39.00	21.00	18.00	2.17														0.18	46.47	24.01	29.33	53.34			A-6	CL			
6B-SD20	CRC	9.7	10					n.d	n.p	n.p															23.92	60.96	8.61	6.50	15.11			A-2-4	SM			
6B-SD20	CI 2	12	12.5	15.14	21.30	27.60		25.00	13.00	12.00	0.82														28.28	28.7							A-6	CL		
6B-SD20	SPT 10	15	15.45					n.d	n.p	n.p															0.25	69.69	14.28	15.78	30.06			A-2-4	SC			
6B-SD20	CI 3	18	18.3	21.42	20.70	27.80		27.00	16.00	11.00	0.51		83.19												0.65	45.47	32.03	21.85	53.88			A-6	CL			
6B-SD16	CI4	21	21.35	29.78				48.00	28.00	20.00	0.91														1.02	13.84	60.92	24.22	85.14			A-7-6	CL			
6B-SD20	SPT 12	23.7	24.15					32.00	18.00	14.00	2.29														0.17	43.53	40.59	15.71	56.30			A-6	CL			
6B-SD20	CI 5	28	28.5	21.56	20.20			40.00	24.00	16.00	1.15		167.48												0.00	32.32	39.16	28.52	67.68			A-6	CL			
6B-SD19	CR A	2.7	3					n.d.	n.p.	n.p.															0.80	43.94	46.89	8.48	55.37			A-4	ML			
6B-SD19	CI 1	4.5	5.1	52.92	16.80	27.10		52.00	27.00	25.00	-0.04														35.47	16.9							A-7-6	CH		
6B-SD19	CR B	6.7	7					n.d.	n.p.	n.p.															1.38	74.49	20.25	3.88	24.13			A-2-4	SM			
6B-SD19	CI 2	9	9.5	19.98	18.40	25.10		37.00	24.00	13.00	1.31				22.72	25.6	43.89								0.00	32.79	50.38	16.83	67.21			A-6	CL			
6B-SD19	CR C	11.5	11.8					n.d.	n.p.	n.p.															3.25	74.54	17.95	4.27	22.22			A-2-4	SM			
6B-SD19	CR D	13.2	13.5					31.00	22.00	9.00	3.44														0.19	53.06	38.85	7.91	46.76			A-4	SC			
6B-SD19	CR E	18.7	19					n.d.	n.p.	n.p.															7.15	60.57	28.14	4.14	32.28			A-2-4	SM			
C-S14	SPT 6	9	9.45					n.d	n.d	n.p															1.10	74.80	12.10	12.10	24.20			A2-4	SM			
C-S14	CI 2	12	12.4	29.20	19.10	27.50		41.00	23.00	18.00															0.00	1.10	55.90	43.00	98.90			A-7-6	CL			
C-S14	CR 4	14.4	14.7					n.d	n.d	n.p															0.80	74.30	16.90	8.00	24.90			A2-4	SM			
C-S14	CR 5	16	16.3					17.00	13.00	4.00															32.10	33.70	24.50	9.70	34.70			A-4	SM			
C-S14	CI 3	19	19.45	27.50	19.30	27.70		56.00	27.00	29.00			108.10												0.00	1.20	40.80	58.00	98.80			A-7-6	CH			
C-S14	CI 4	22.5	22.95	25.50	20.18			44.00	21.00	23.00			104.60												2.50	8.20	30.10	59.20	89.30			A-7-6	CL			
C-S14	CI 5	25	25.55	20.50	20.22	27.50		33.00	19.00	14.00															40.50	25.5							A-6	CL		
6B-SD17	SPT1	1.5	1.95					43.00	33.00	10.00	4.30															3.19	45.00	37.09	14.72	51.81			A-5	ML		
6B-SD17	CI1	3	3.45	48.36	15.90	26.30	1.46					87.02													40.18	17.7							A-1-b	SM		
6B-SD17	CR2	8	8.3																							1.06	80.58	17.27	1.09	18.36			A-2-4	SM		
6B-SD17	SPT7	10.5	10.95																							1.83	87.02	9.05	2.11	11.16			A-2-4	SW-SM		
6B-SD17	CR3	13	13.3					25.00	19.00	6.00	4.17														0.85	42.81	53.38	2.96	56.34			A-4	CL-ML			
6B-SD17	SPT11	16.5	16.92																						10.43	61.08	24.21	4.29	28.50			A-2-4	SM			
6B-SD17	SPT12	18	18.45																							2.48	51.43	40.50	5.58	46.08			A-4	SM		
C-S13	CR 1	2.8	3					44.00	31.00	13.00															6.50	16.80	61.90	14.80	76.70			A7-5	ML			
C-S13	CR 2	4	4.3	18.40	18.88	27.00		31.00	23.00	8.00	1.58														2.20	52.30	32.80	12.70	45.50			A-4	SM			
C-S13	CR 3	5.5	5.8					29.00	22.00	7.00															4.60	70.50	17.20	7.70	24.90			A-2-4	SC-SM			
C-S13	CR 4	9.7	10					n.d	n.d	n.p															9.40	77.60	6.50	6.50	13.00			A-2-4	SM			
C-S13	SPT 6	10.5	10.95																						1.60	95.10	1.65	1.65	3.30			A-3	SP			
C-S13	CR 5	14	14.3					24.00	17.00	7.00															0.00	66.20	15.50	18.30	33.80			A-4	SC			
C-S13	SPT 9	16.3	16.75					n.d	n.d	n.p															37.90	44.50	8.80	8.80	17.60			A-2-4	SM			

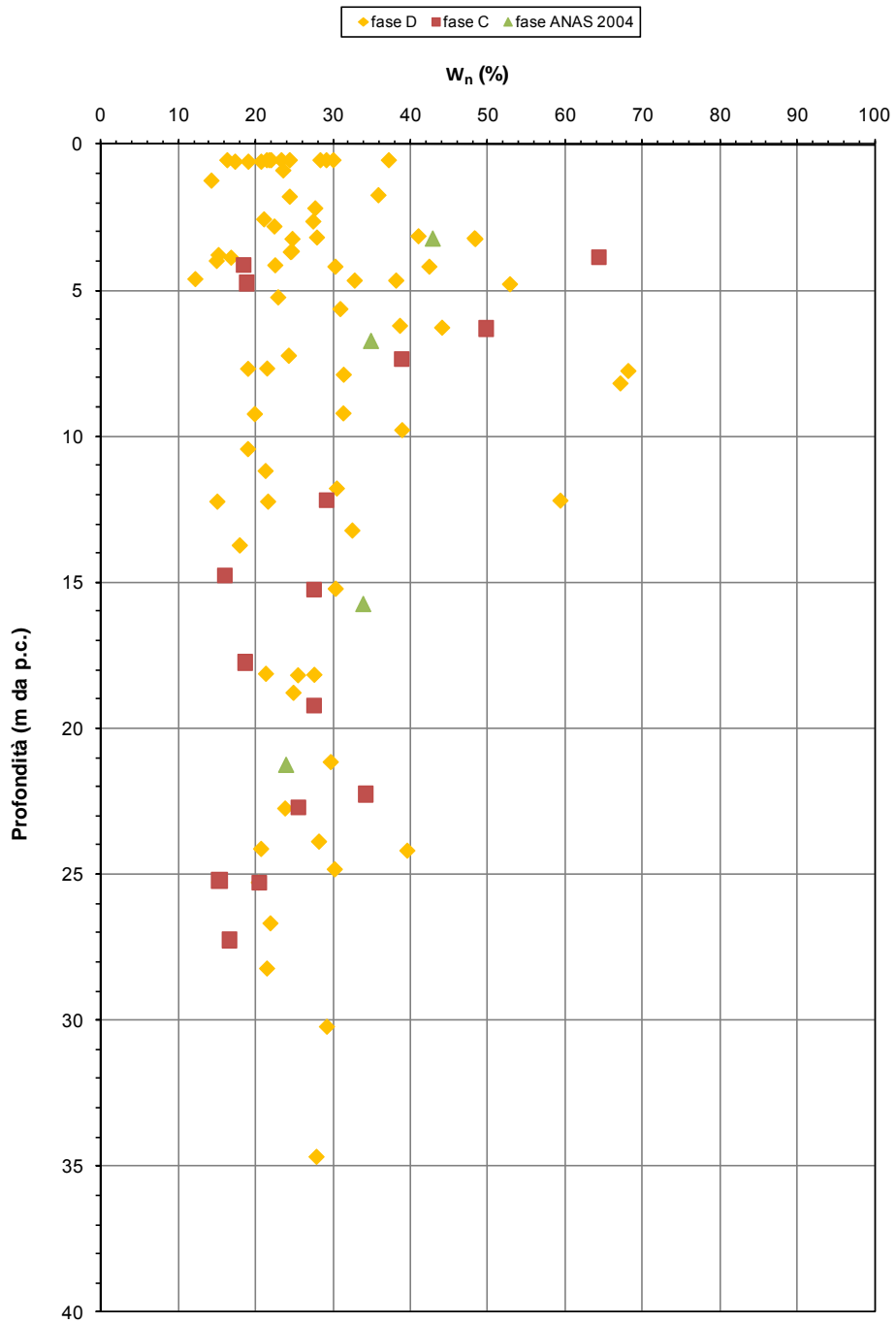
T 7. sintesi dei risultati delle prove di laboratorio, parte1 – Tcm₁

DATI GENERALI				CARATTERISTICHE FISICHE											TX-UU	ELL	CIU				TX-CD			TD		EDO			GRANULOMETRIA (CLASSIFICAZIONE ASTM 2487-93-USCS)										CLASSIFICAZIONE DEI MATERIALI	
Sondaggio	Campione	z _i	z _r	W _n	γ _{nat}	γ _s	e ₀	W _l	W _p	I _p	I _c	S	c _u	c _v	c'	φ'	c _u	c'	φ'	c'	φ'	Δσ	E _{ed}	cv	G	S	L	A	L+A	D60	D50	AASHTO (CNR-UNI 10006)	USCS							
		[m]	[m]	[%]	[kN/m ³]	[kN/m ³]		[%]	[%]	[-]	[-]	(%)	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]	[kPa]	[kPa]	[°]	[kPa]	[°]	[kPa]	[kPa]	[cm ² /s]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[mm]	[mm]	[-]	[-]							
6B-PZD12	CR1	0.5	0.6	28.45				41.00	30.00	11.00	1.14														5.09	45.03	43.94	5.93	49.87			A7-5	CL							
6B-SD12	CR A	2.5	2.8	27.53	19.30	26.30		54.00	30.00	24.00	1.10		125.88												0.00	32.02	37.60	30.38	67.98			A-7-5	MH							
6B-SD12	CR B	5	5.3					n.d.	n.p.	n.p.															0.00	61.77	31.83	6.40	38.23			A-4	SM							
6B-SD12	CI 1	7.6	8.2	31.46	17.00			n.d.	n.p.	n.p.			147.42												10.22	25.5						A-2-4	SM							
6B-SD12	CR C	9.7	10					n.d.	n.p.	n.p.															0.00	81.30	15.98	2.99	18.97			A-2-4	SM							
6B-SD12	CRD	13	13.3					n.d.	n.p.	n.p.															10.40	73.93	12.59	3.17	15.76			A-2-4	SM							
6B-SD12	CR E	16.6	16.8					45.00	25.00	20.00	2.25														0.08	24.93	26.46	48.54	75.00			A-7-6	CL							
6B-SD12	SPT 10	18	18					n.d.	n.p.	n.p.															11.82	66.04	16.01	6.13	22.14			A-2-4	SM							
6B-PZD11	CR1	0.5	0.6	37.28				n.d.	n.p.	n.p.															48.51	33.77	15.64	2.12	17.76			A1-b	GM							
6B-PZD10	CR1	0.5	0.6	24.49				36.00	24.00	12.00	0.96														1.76	38.66	40.45	19.12	59.57			A2-6	CL							
6B-PZD9bis	CR1	1.2	1.3	14.38				30.00	20.00	10.00	1.56														14.58	73.86	9.21	2.34	11.55			A2-4	SP-SC							
6B-SD11bis	CRA	3.7	4					n.d.	n.p.	n.p.																														
6B-SD11bis	CRB	7	7.3					n.d.	n.p.	n.p.																														
6B-SD11	CR A	2	2.3																						0.24	81.54	10.34	7.88	18.22			A-2-4	SM							
6B-SD11	CR B	5.5	5.8	31.02	18.80	26.20		66.00	29.00	37.00	0.95														0.00	13.41	51.73	34.86	86.59			A-7-6	CH							
6B-SD11	SPT 4	6	6					45.00	24.00	21.00	2.14														0.00	20.36	65.64	14.01	79.65			A-7-6	CL							
6B-SD11	SPT 5	7.5	7.5					n.d.	n.p.	n.p.															1.62	66.72	24.58	7.08	31.66			A-2-4	SM							
6B-SD11	CR C	9.7	10					n.d.	n.p.	n.p.															0.86	74.43	21.93	2.78	24.71			A-2-4	SM							
6B-SD11	CR D	12.7	13					37.00	26.00	11.00	3.36														0.00	14.37	71.74	13.89	85.63			A-6	ML							
6B-SD8	CR A	4	4.3					n.d.	n.p.	n.p.															7.65	73.85	17.00	1.50	18.50			A1-b	SC-SM							
6B-SD8	CI 1	7.5	8					27.00	19.00	8.00															20.75	43.79	25.99	26.66	52.65			A4	CL							
6B-SD8	CR B	9.7	10					36.00	20.00	16.00															0.00	55.22	30.42	14.35	44.77			A6	SC							
6B-SD8	CR C	11	11.3					n.d.	n.p.	n.p.															0.59	79.57	18.22	1.63	19.85			A2-4	SM							
6B-SD8	CR D	13	13.3					n.d.	n.p.	n.p.															42.14	44.46	11.45	1.95	13.40			A1-b	SM							
6B-SD8	CR E	15.5	15.8					40.00	19.00	21.00			100.60												0.00	60.87	27.79	11.34	39.13			A-6	SC							
6B-SD8 bis	spt 1	1.5						n.d.	n.p.	n.p.															14.05	74.23	5.86	5.86	11.72			A-1-b	SW-SM							
6B-SD8 bis	CR A	4	4.4	30.38	18.70	26.30		46.00	32.00	14.00	1.12		149.85												0.00	29.83	39.48	30.89	70.17			A-7-6	CL							
6B-SD8 bis	CR B	5.3	5.6					n.d.	n.p.	n.p.															0.25	64.80	26.79	8.16	34.95			A-2-4	SM							
6B-SD8 bis	spt 5	7.5	7.95					n.d.	n.p.	n.p.															27.57	59.39	6.52	6.52	13.04			A-1-b	SM							
6B-SD8 bis	CR C	9.7	10					n.d.	n.p.	n.p.															26.78	57.81	11.36	4.05	15.41			A-1-b	SM							
6B-SD8 bis	CI 1	11	11.4	21.37	20.10	27.30		32.00	21.00	11.00	0.97				39.21	29.0	71.72								10.20	19.72	55.56	23.59	79.15			A-6	CL							
6B-SD8 bis	CR E	16.8	17					n.d.	n.p.	n.p.															2.03	74.79	18.39	4.79	23.18			A-2-4	SM							
6B-SD8 bis	CR F	21.8	22					n.d.	n.p.	n.p.															33.49	50.49	11.17	4.86	16.03			A-1-b	SM							
6B-SD8 bis	CR H	24.7	25	30.30	19.10	26.50		59.00	28.00	31.00	0.93		220.6												0.00	10.67	42.52	46.81	89.33			A-7-6	CH							
6B-SD7bis	CI 1	4.5	5					n.d.	n.p.	n.p.															2.45	56.86	36.42	4.27	40.69			A-4	SM							
6B-SD7bis	CI 2	8	8.5					n.d.	n.p.	n.p.															3.56	73.90	20.66	1.87	22.53											
6B-SD7bis	CR C	10	10.3					n.d.	n.p.	n.p.																														
6B-SD7bis	CR E	17	17.3					n.d.	n.p.	n.p.															36.60	51.93	8.36	3.09	11.45			A1-b	SM							
6B-SD7bis	CR G	23	23.3					n.d.	n.p.	n.p.															28.70	51.83	16.43	3.05	19.48			A1-b	SM							
6B-SD7bis	CR H	27.7	28					n.d.	n.p.	n.p.															28.70	51.82	0.80	0.15	0.95			A1-b	SM							

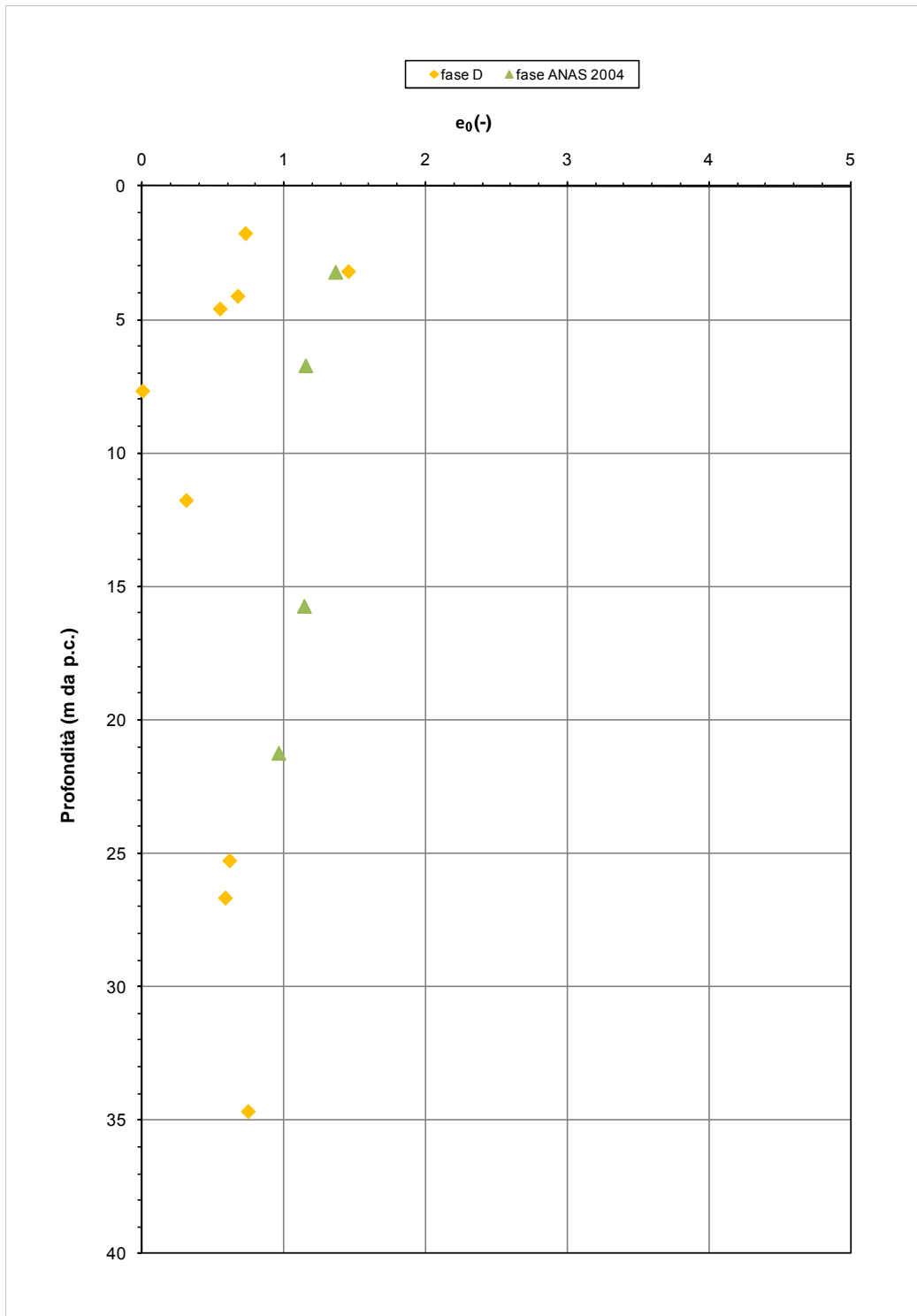
T 9. sintesi dei risultati delle prove di laboratorio, parte 3 – Tcm₁

DATI GENERALI				CARATTERISTICHE FISICHE										TX-UU		ELL			CIU			TX-CD		TD		EDO			GRANULOMETRIA (CLASSIFICAZIONE ASTM 2487-93-USCS)							CLASSIFICAZIONE DEI MATERIALI	
Sondaggio	Campione	z _i	z _r	W _n	γ _{nat}	γ _s	e ₀	W _l	W _p	I _p	I _c	S	c _u	c _u	c'	φ'	c _u	c'	φ'	c'	φ'	Δσ	E _{ed}	cv	G	S	L	A	L+A	D60	D50	AASHTO (CNR-UNI 10006)	USCS				
		[m]	[m]	[%]	[kN/m ³]	[kN/m ³]		[%]	[%]	[-]	[-]	(%)	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]	[kPa]	[kPa]	[°]	[kPa]	[°]	[kPa]	[kPa]	[cm ² /s]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[mm]	[mm]	[-]	[-]				
6B-SD7	SPT1	1.5	1.95																						10.73	67.86	17.29	4.11	21.40			A-1-b	SM				
6B-SD7	CI1	4.5	4.85	32.87	13.20	26.60															1.76	42.1			2.07	62.98	32.93	2.02	34.95			A-2-4	SM				
6B-SD7	CI2	6	6.45	38.72	16.90	28.10		66.00	37.00	29.00	0.94		82.25								40.21	26.5			0.00	14.18	53.12	32.70	85.82			A-7-5	MH				
6B-SD7	CI3	12	12.5	21.69	18.40	28.40									1.63	37.7	48.11								8.81	63.90	22.15	5.15	27.30			A-2-4	SM				
6B-SD7	CRD	18.5	18.8					22.00	13.00	9.00	2.44														35.42	42.99	13.02	8.57	21.59			A-2-4	SC				
6B-SD7	CRF	25.7	26																						40.65	42.14	10.90	6.31	17.21			A-1-b	SM				
6B-SD7	CI4	30	30.49	29.29	19.10	28.10		59.00	26.00	33.00	0.90		188.73												0.05	3.23	42.77	53.94	96.71			A-7-6	CH				
6B-SD6	spt 1	1.5	1.95					53.00	34.00	19.00	2.79														0.00	28.43	36.19	35.38	71.57			A-7-5	MH				
6B-SD6	CI 1	3.5	3.85	24.75	18.00	27.40		51.00	36.00	15.00	1.75		101.61												3.84	60.79	24.75	10.62	35.37			A-7-5	SM				
6B-SD6	spt 3	6	6.45					26.00	21.00	5.00	5.20														2.11	48.70	25.99	23.14	49.13			A-4	SC-SM				
6B-SD6	CR B	8.2	8.5					n.d	n.p	n.p															8.79	60.96	14.30	15.96	30.26			A-2-4	SM				
6B-SD6	CR C	9.6	10	39.01	17.80	28.20		62.00	33.00	29.00	0.79			204.69											0.00	5.12	37.35	57.53	94.88			A-7-5	MH				
6B-SD6	CR D	12.2	12.5					28.00	19.00	9.00	3.11														47.86	35.47	9.66	7.02	16.68			A-2-4	GC				
6B-SD6	CR F	17.5	17.8					36.00	21.00	15.00	2.40														0.48	8.70	72.02	18.79	90.81			A-6	CL				
6B-SD6	CR H	22	22.3					n.d	n.p	n.p															11.47	68.27	14.13	6.13	20.26			A-2-4	SM				
6B-PZD7	CR1	0.5	0.6	21.86				39.00	26.00	13.00	1.32														1.14	29.74	57.04	12.04	69.08			A-6	ML				
6B-PZD6	CR1	0.5	0.6	30.13				36.00	23.00	13.00	0.45														31.33	45.77	20.41	2.49	22.90			A2-6	SC				
6B-SD5bis	CR A	1.6	1.9	35.94				50.00	27.00	23.00	0.61														0.00	39.81	31.25	28.94	60.19			A-7-6	CH				
6B-SD5bis	CI 1	4.5	4.85	38.23	13.50			n.d	n.p	n.p															6.12	78.33	13.92	1.63	15.55			A-1-b	SM				
6B-SD5bis	CR B	5.7	6					n.d	n.p	n.p															2.98	75.79	18.33	2.90	21.23			A-1-b	SM				
6B-SD5bis	CRC	12.7	13					n.d	n.p	n.p															3.24	78.57	16.37	1.82	18.19			A-2-4	SM				
6B-SD5bis	CR D	16	16.3					n.d	n.p	n.p															1.82	53.12	43.41	1.64	45.05			A4	SM				
6B-SD5bis	CR E	17	18					n.d	n.p	n.p															5.42	61.37	30.78	2.43	33.21			A-2-4	SM				
6B-SD5bis	CR F	23	23.3					n.d	n.p	n.p															0.05	62.73	32.30	4.92	37.22			A-4					
6B-SD5bis	CI 3	24	24.42	39.67	17.20	27.60		n.d	n.p	n.p															74.71	27.1						A-2-4	SM				
6B-SD5bis	CR G	32	32.3					n.d	n.p	n.p															13.48	58.94	24.07	3.51	27.58			A-2-4					
6B-SD5	CI 1	7.5	7.88	21.57	17.90	27.10		n.d	n.p	n.p															1.42	34.8						A-1-b	GM				
6B-SD5	CR C	11.2	11.3					n.d	n.p	n.p																6.93	70.07	18.61	4.39	23.00			A-1-b	SM			
6B-SD5	CR D	19	19.3					n.d	n.p	n.p																7.03	75.92	14.71	2.34	17.05			A-1-b	SM			
6B-SD5	CR F	23	23.6					n.d	n.p	n.p															3.67	60.04	34.38	1.90	36.28			A-4	SM				
C-S8	CR 1	0.5	1					54.80	26.30	28.50	1.92														0.00	19.00	20.00	60.00	80.00	0.0045	0.0025	A-7-6	CH				
C-S8	CI A	4.5	5	18.88	14.20	26.98																			7.00	87.00	0.00	0.00	0.00	1.2	0.93						
C-S8	CR2	7.1	7.6	38.94	18.07	27.26		51.40	25.90	25.50	1.31		142.00												0.00	5.00	53.00	43.00	96.00	0.0099	0.0069	A-7-6	CH				
C-S8	SPT 6	9	9.45																						1.00	73.00	19.00	7.00	26.00	0.36	0.27						
C-S8	SPT8	12	12.45																						1.00	70.00	19.00	10.00	29.00	0.23	0.19						
C-S8	CR 3	14.5	15					18.40	11.40	7.00	2.63														7.00	63.00	17.00	13.00	30.00	0.34	0.26						
C-S8	CR 4	18.4	18.8					22.40	12.30	10.10	-2.93														52.00	33.00	8.00	6.00	14.00	7.8	5.2						
C-S8	CR 5	25.18	25.22	15.32	20.13	27.21																			0.00	23.00	36.00	42.00	78.00	0.019	0.0094	A-7-6	CL				

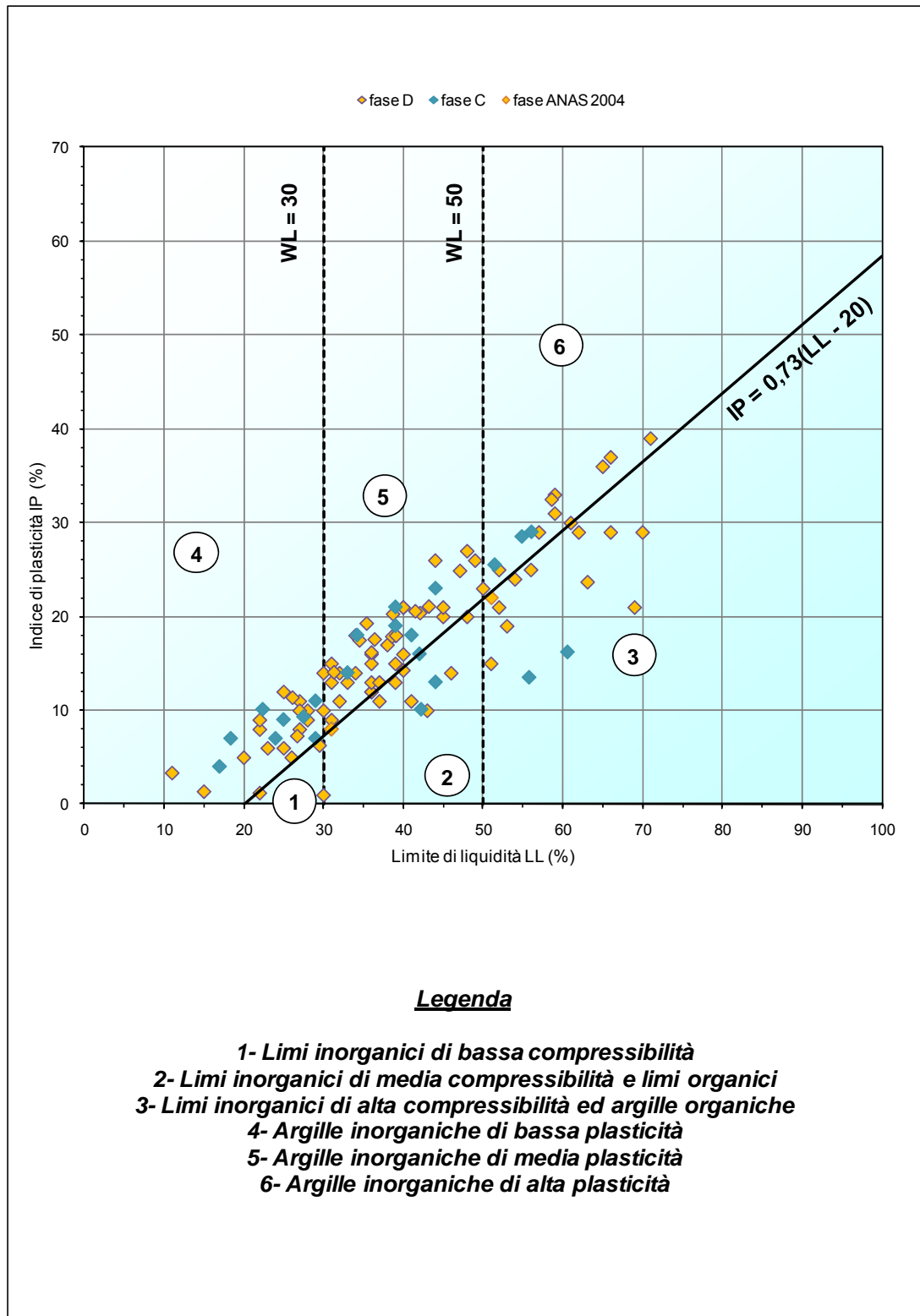
T 10.sintesi dei risultati delle prove di laboratorio,parte 4 – Tcm1

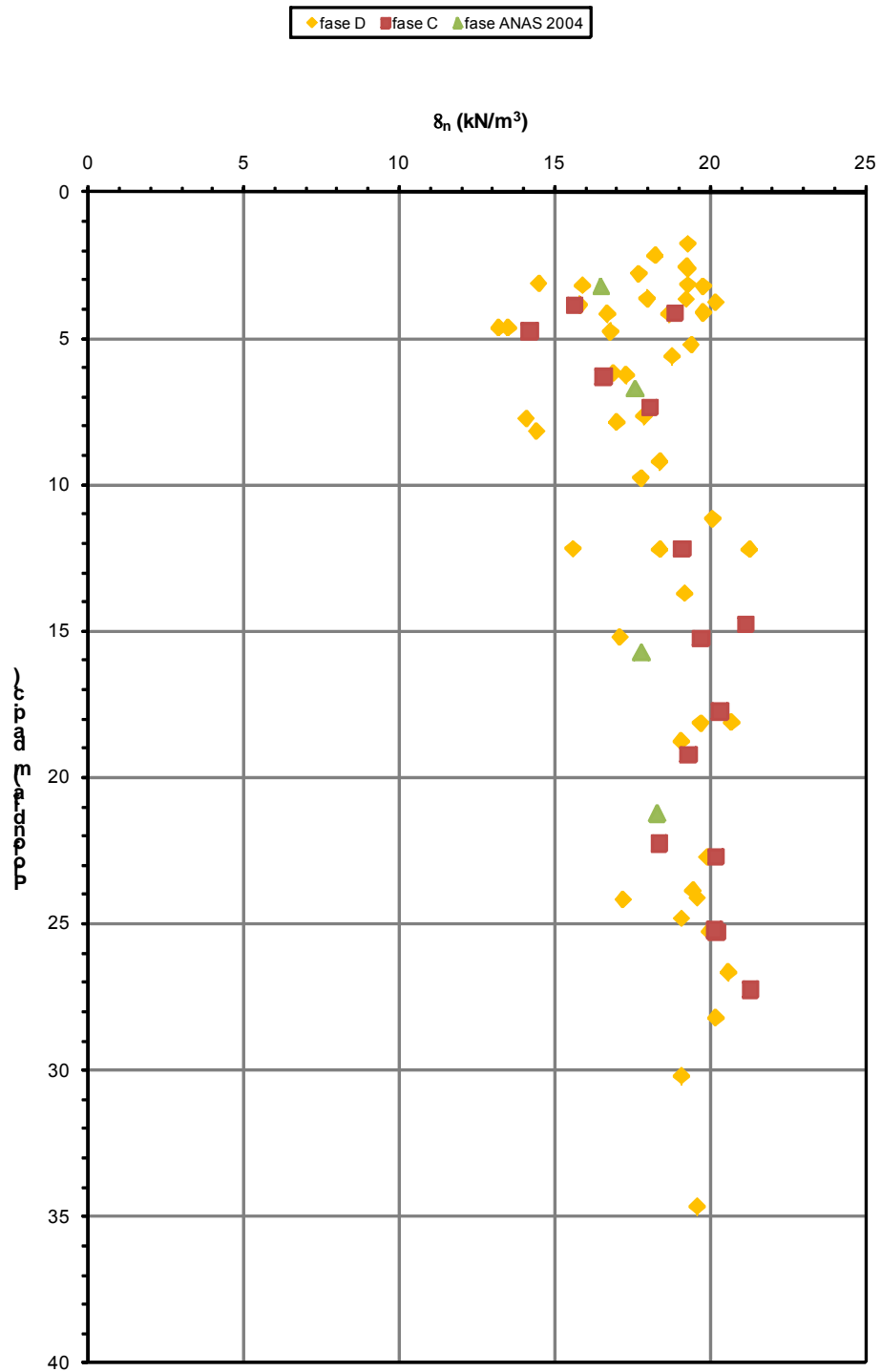


F 36. Contenuto d'acqua naturale – Tcm₁

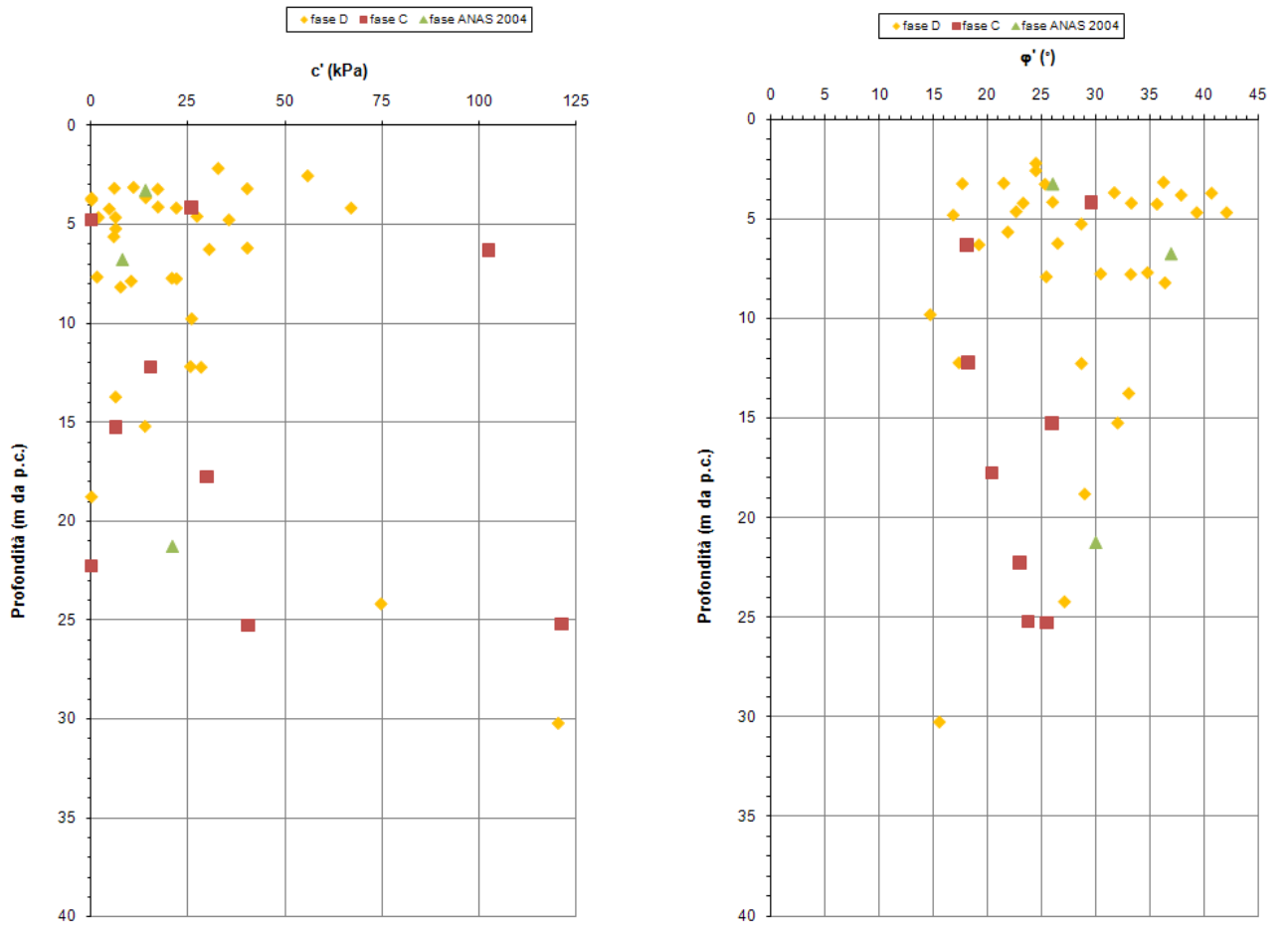


F 37.Indice dei vuoti iniziale – Tcm_1

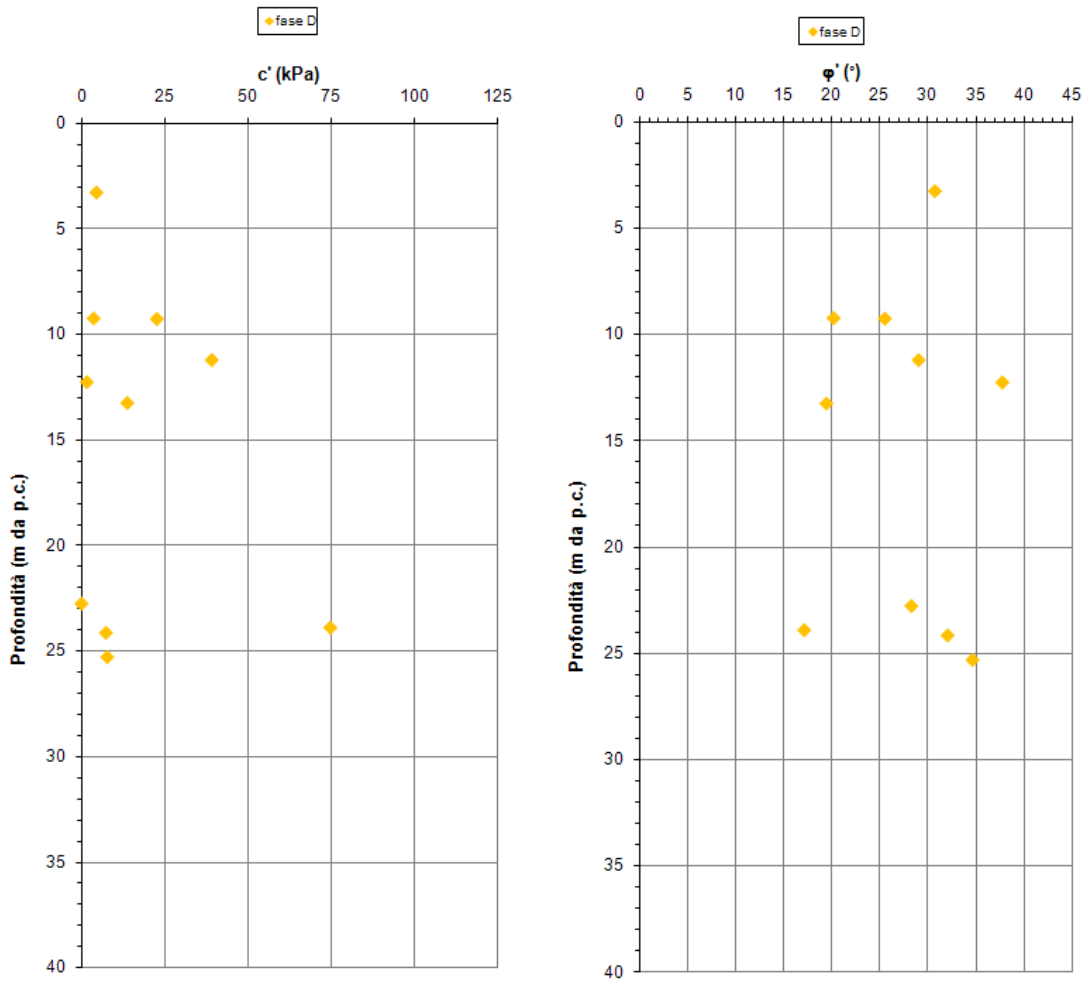
F 38. Carta di plasticità di Casagrande – Tcm_1



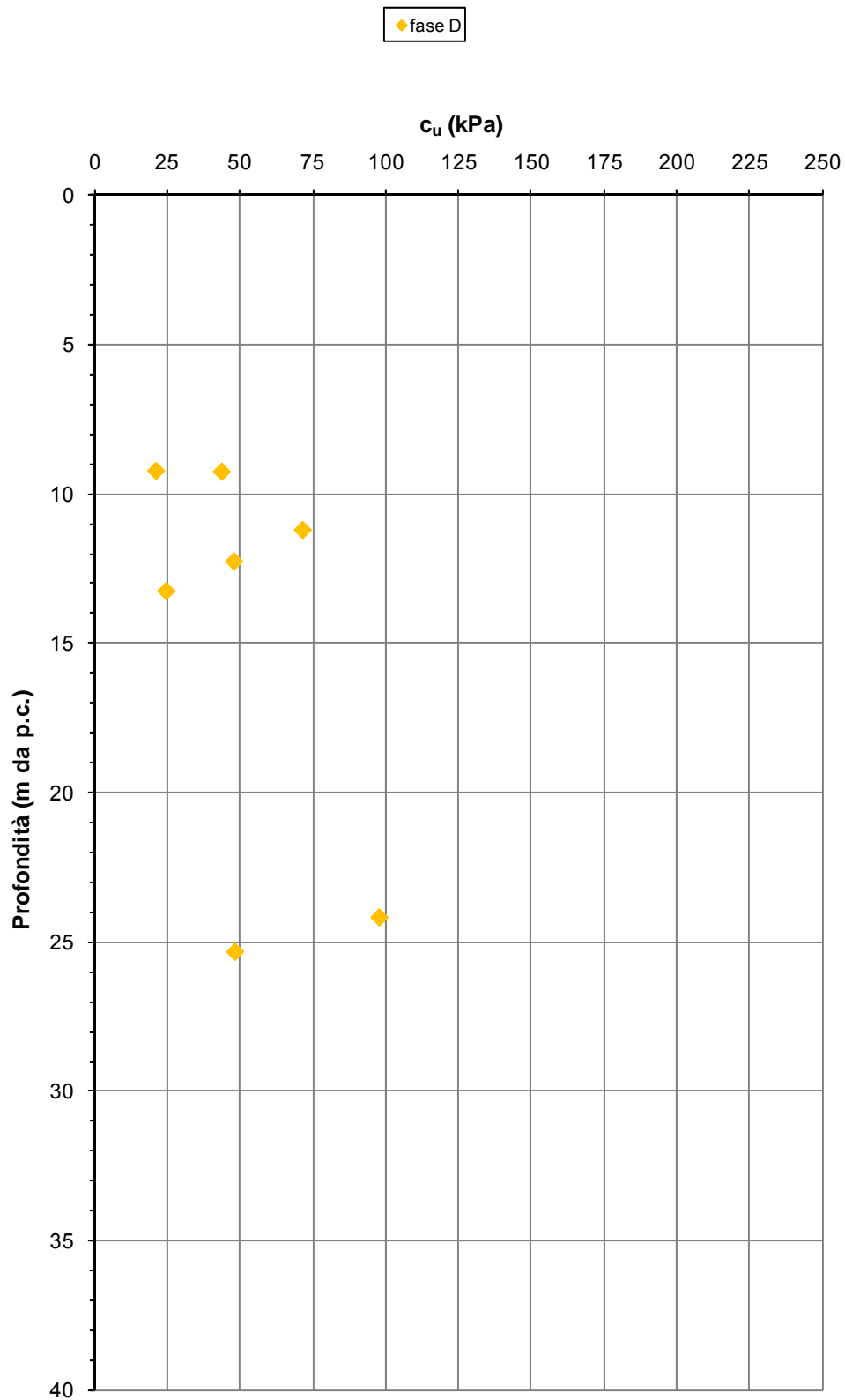
F 39. Peso di volume naturale – Tcm_1



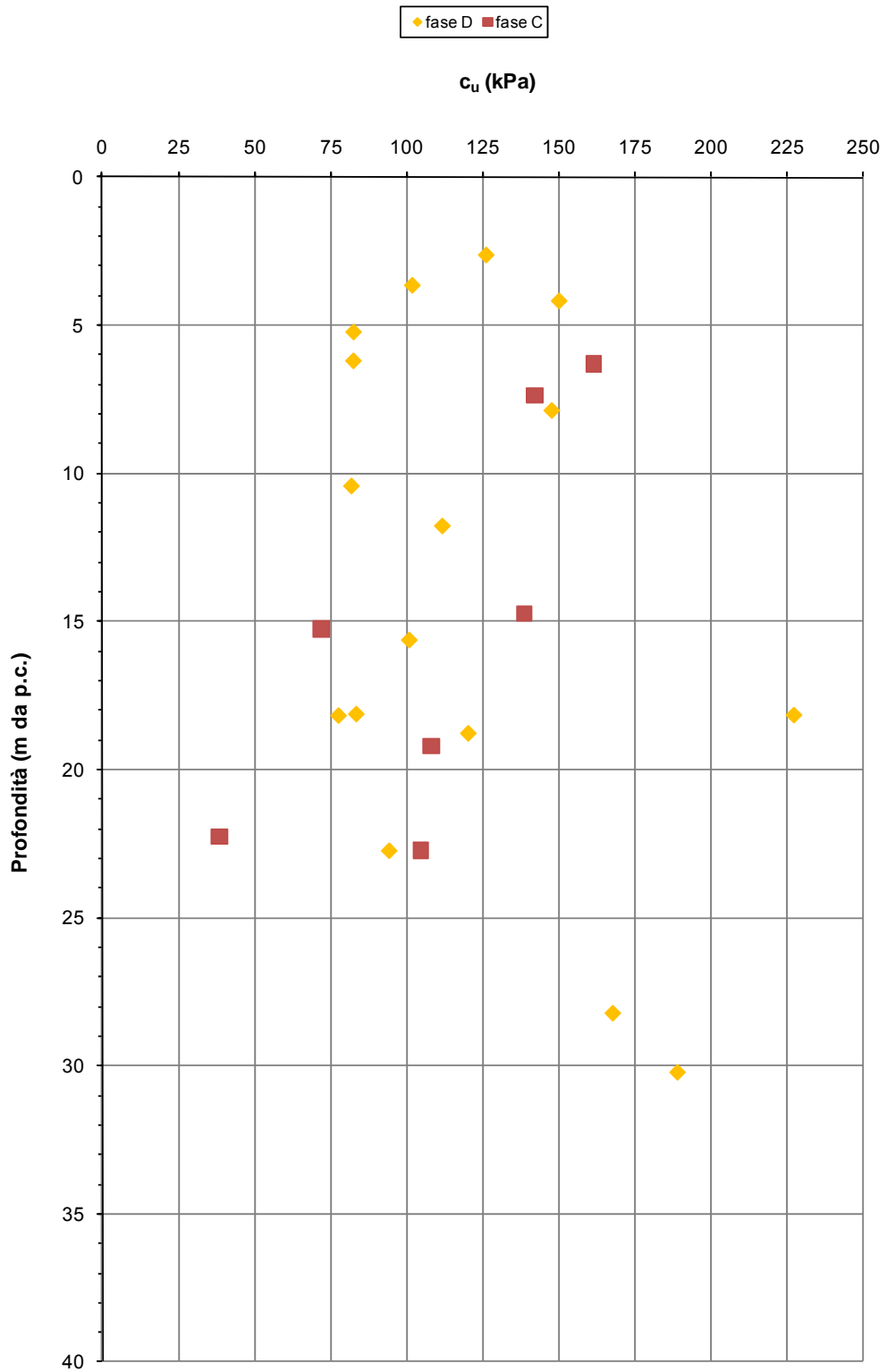
F 40.c' e φ' da prove di taglio diretto TD – Tcm₁



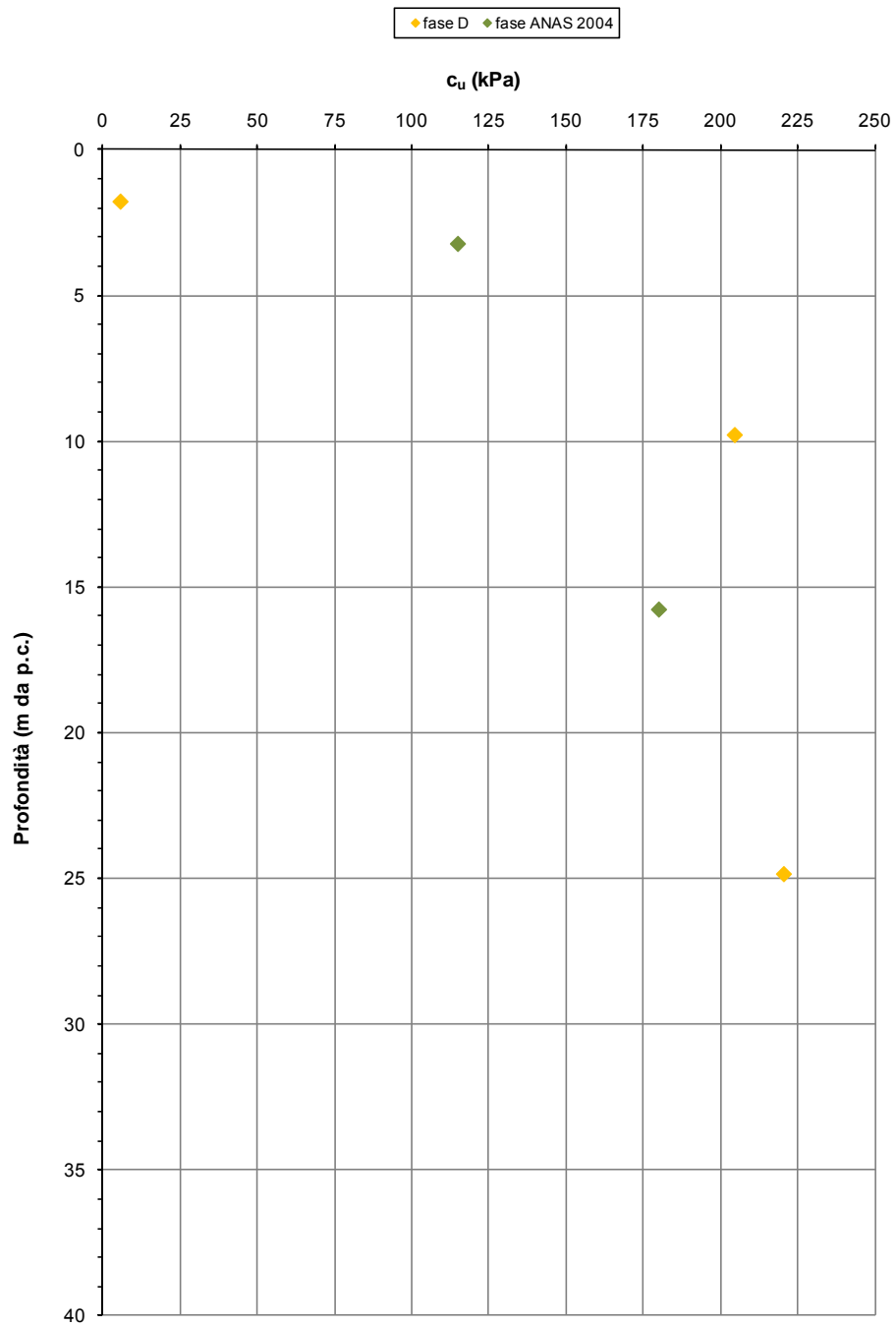
F 41. c' e φ' da prove Triassiali TxCIU – Tcm₁



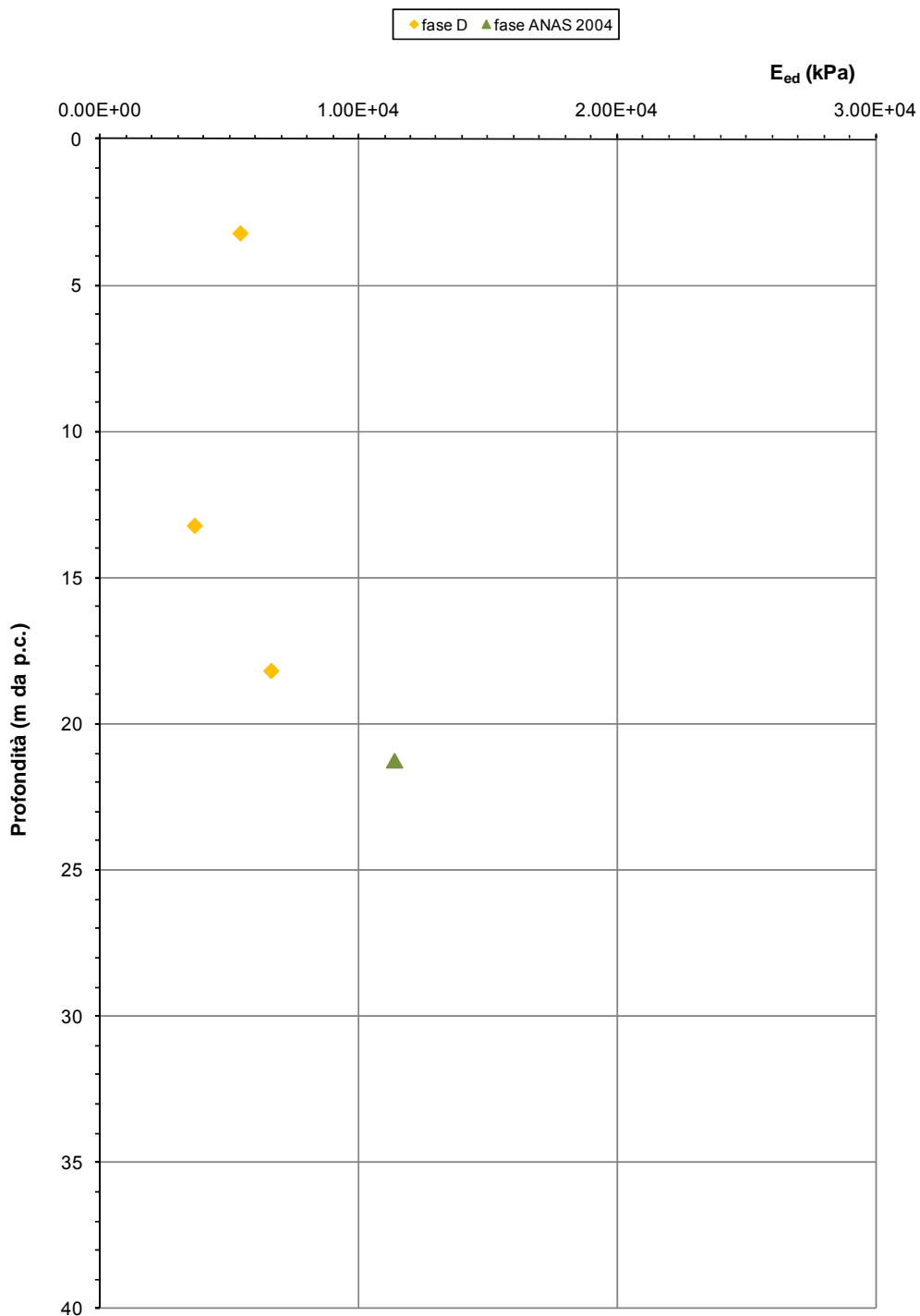
F 42. Resistenza al taglio non drenata da prove Triassiali $T_xCIU - Tcm_1$



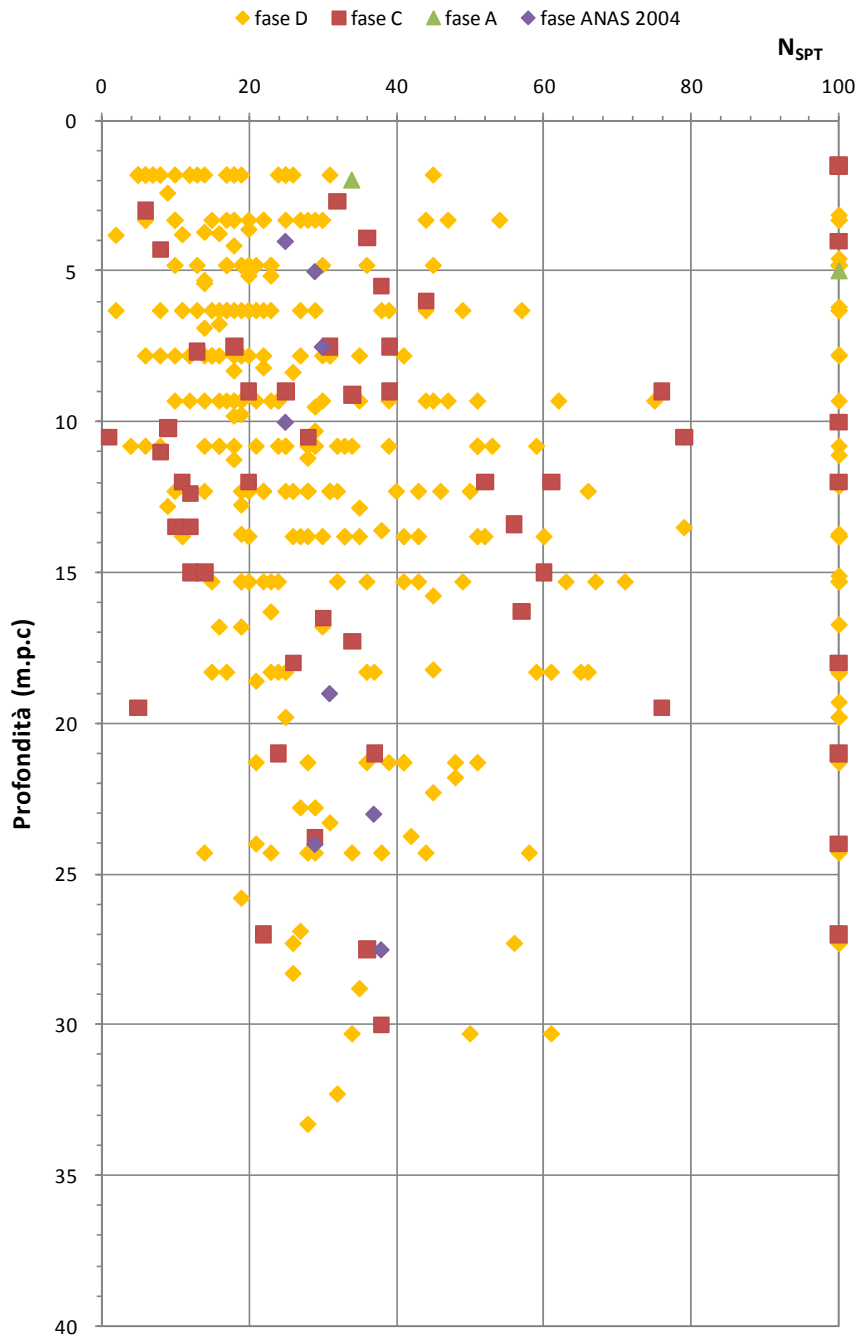
F 43. Resistenza al taglio non drenata da prove Triassiali TxUU – T_{cm1}



F 44. Resistenza al taglio non drenata da prove ELL – T_{cm1}



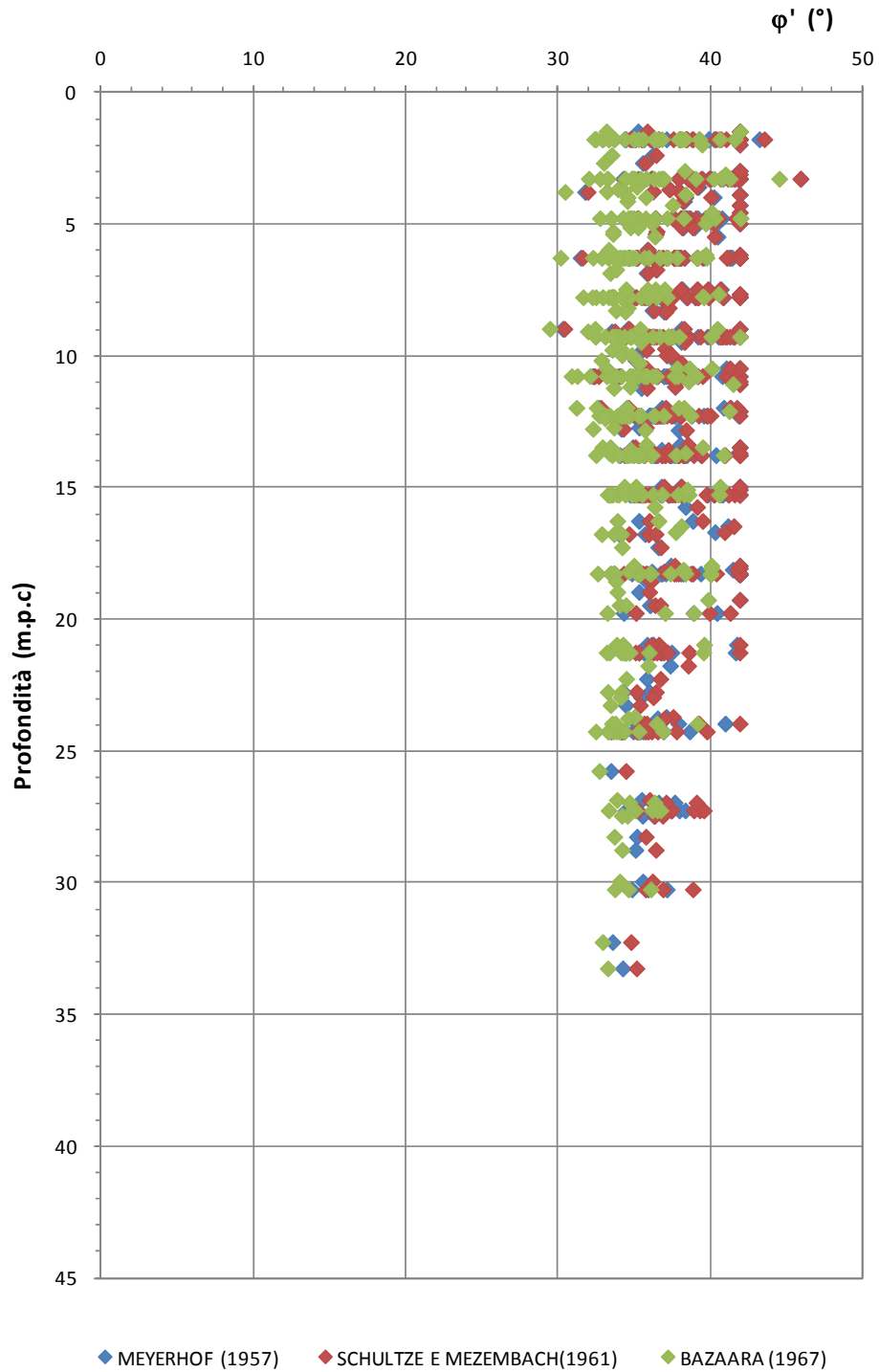
F 45. Prove di compressibilità edometrica – valori di E_{ed} – Tcm_1



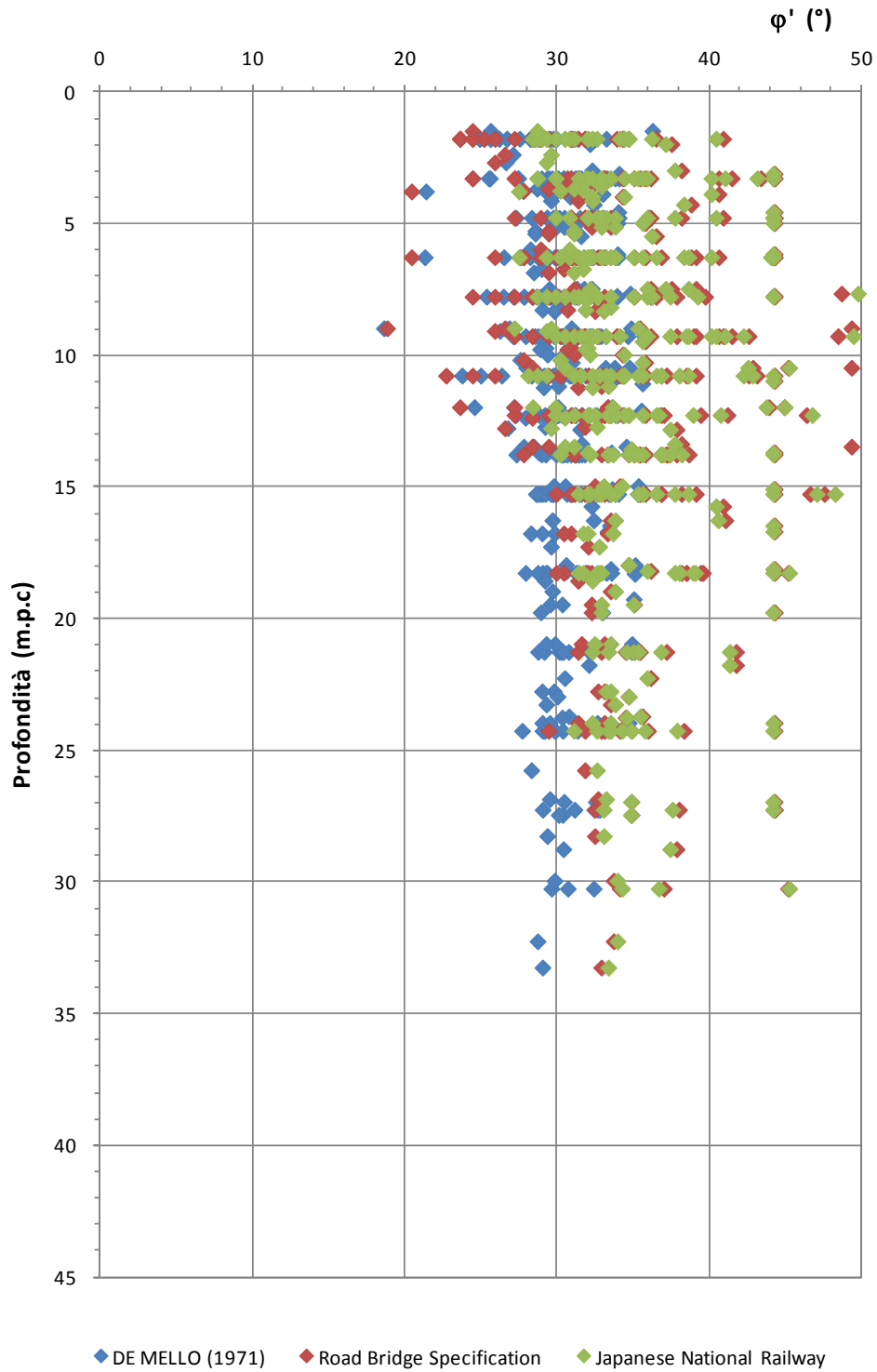
F 46. Valori di N_{SPT} - T_{cm1}



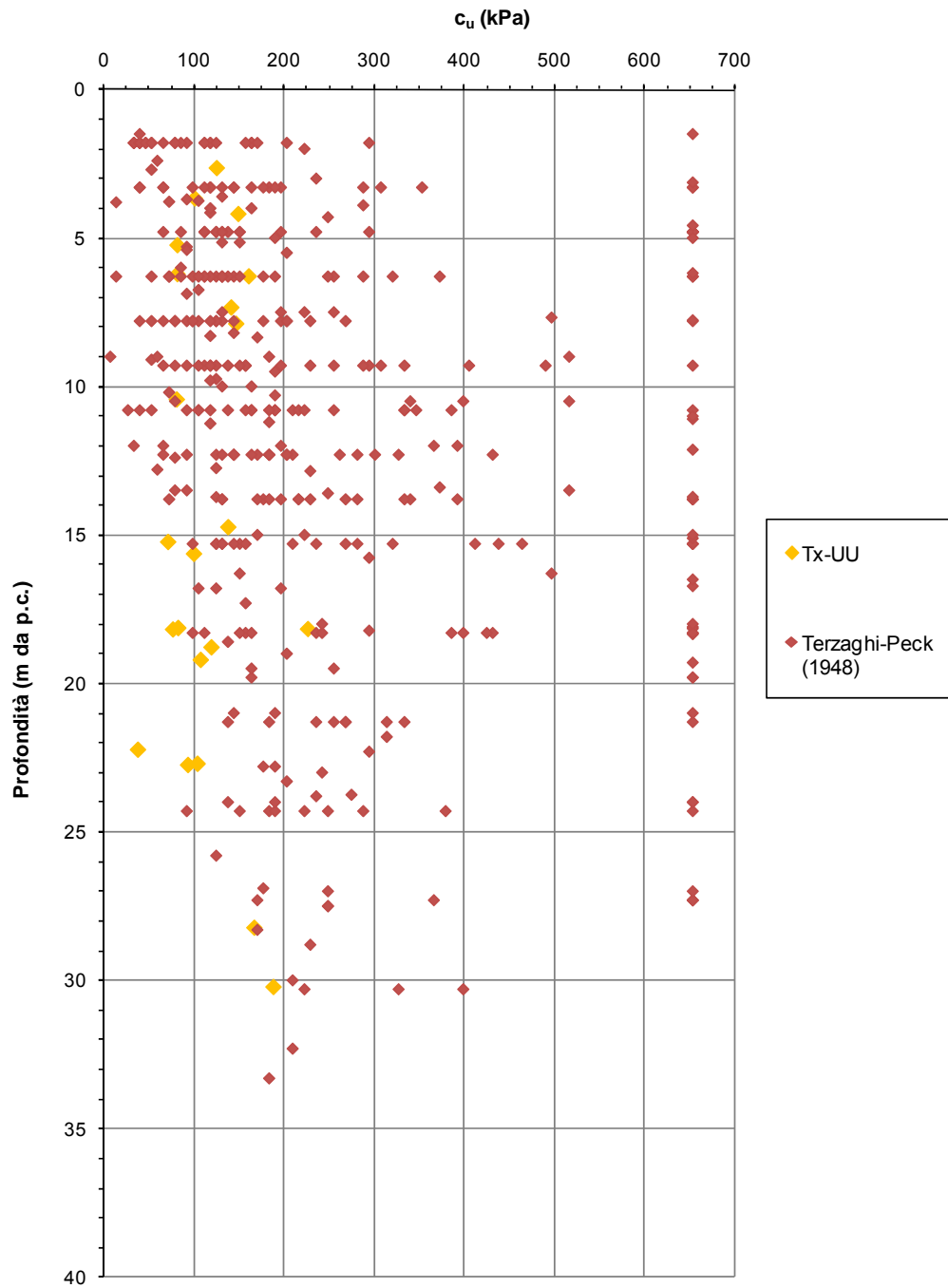
F 47. Valori della densità relativa D_R (Meyerhof [1957] Schultze e Mezembach [1961] Bazaara [1967]) – T_{cm_1}



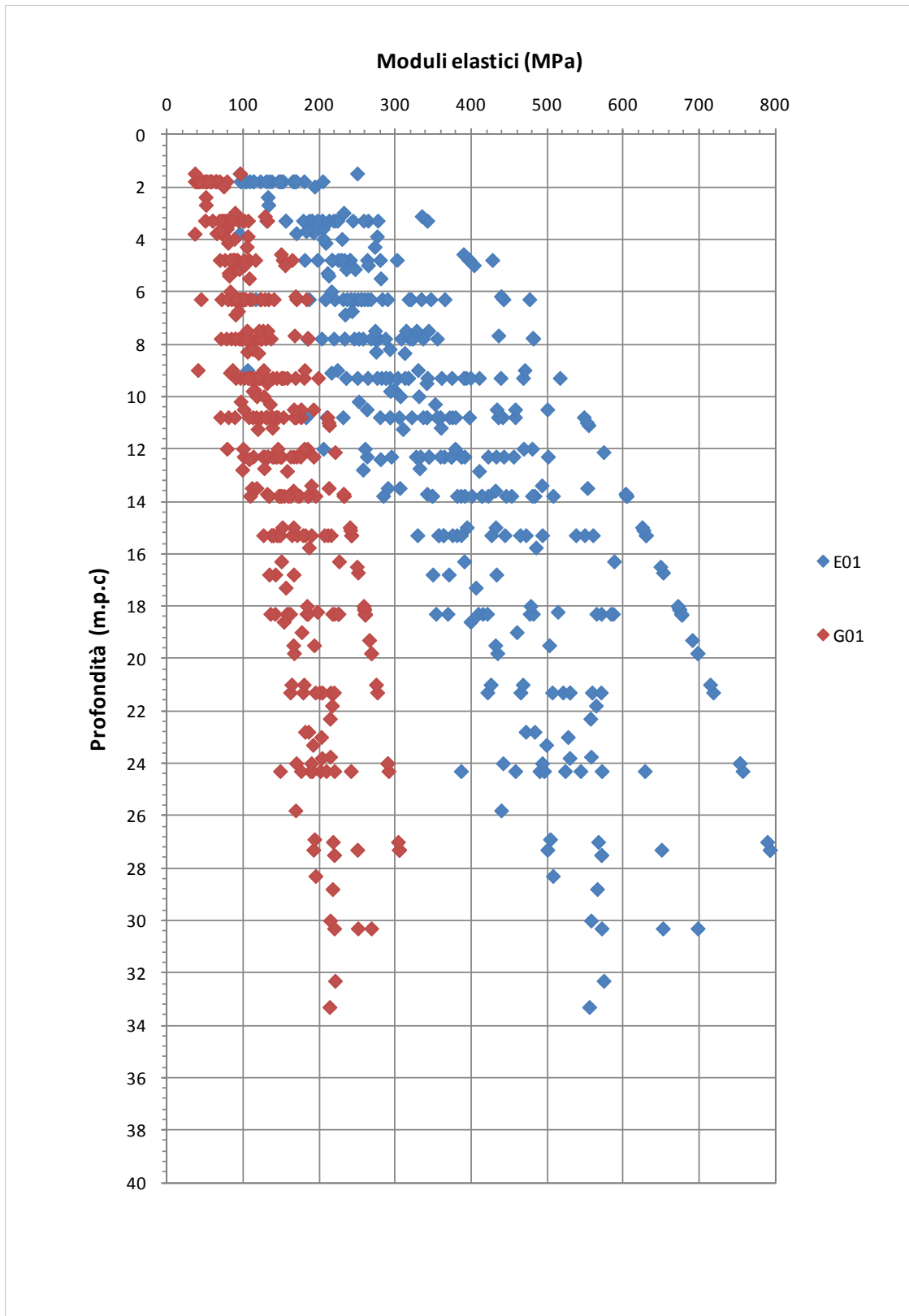
F 48. Valori dell'angolo di attrito ϕ' (Schmertmann [1975]) – Tcm



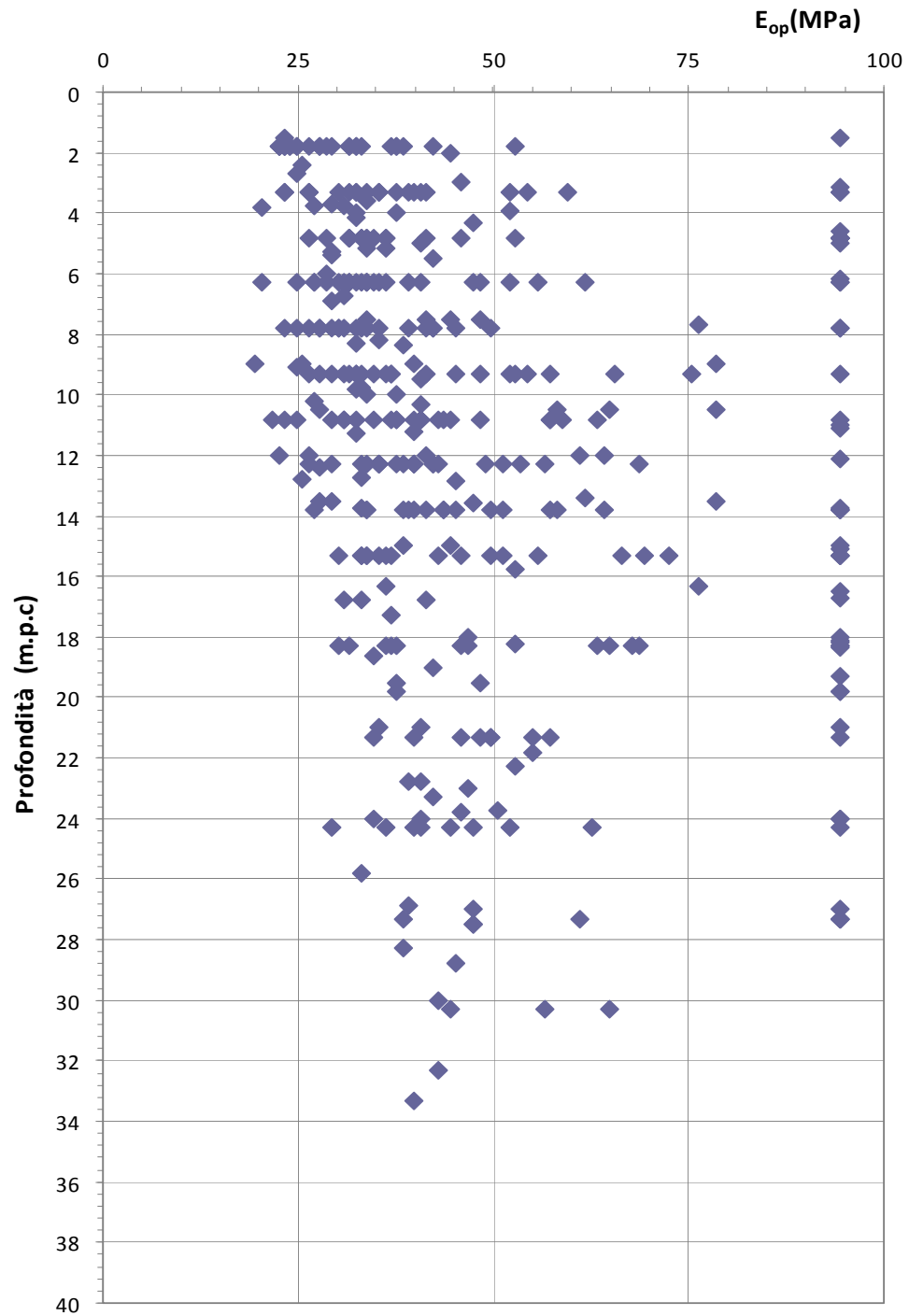
F 49. Valori dell'angolo di attrito ϕ' (De Mello [1971], Japanese National Railway, Bridge Specification[1971])–
 T_{cm_1}



F 50. Valori della resistenza al taglio non drenata da prove SPT (NAVFAC, DM-7) – T_{cm_1}

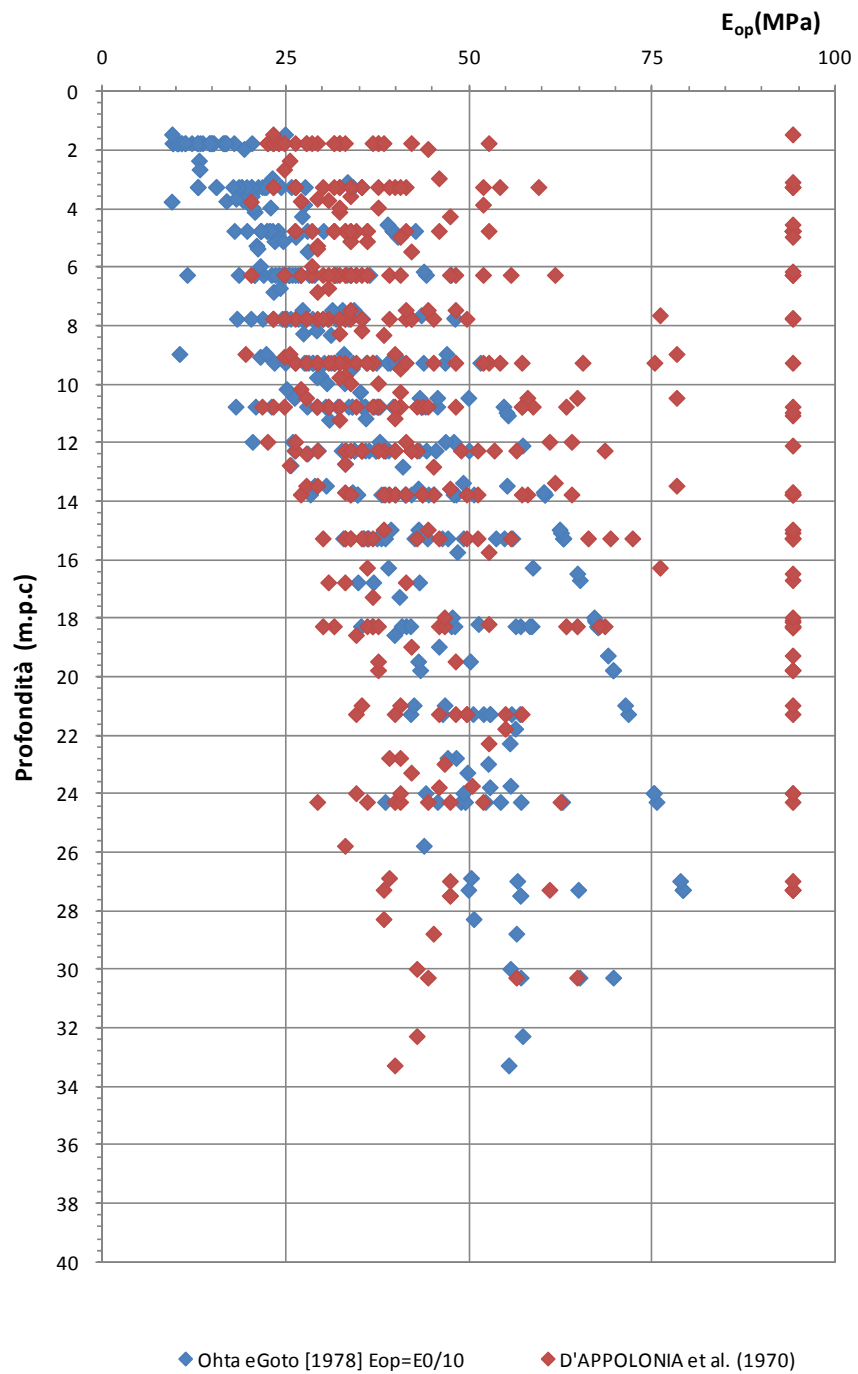


F 51. Moduli elastici a piccole deformazioni (Ohta & Goto [1978]) – Tcm_1

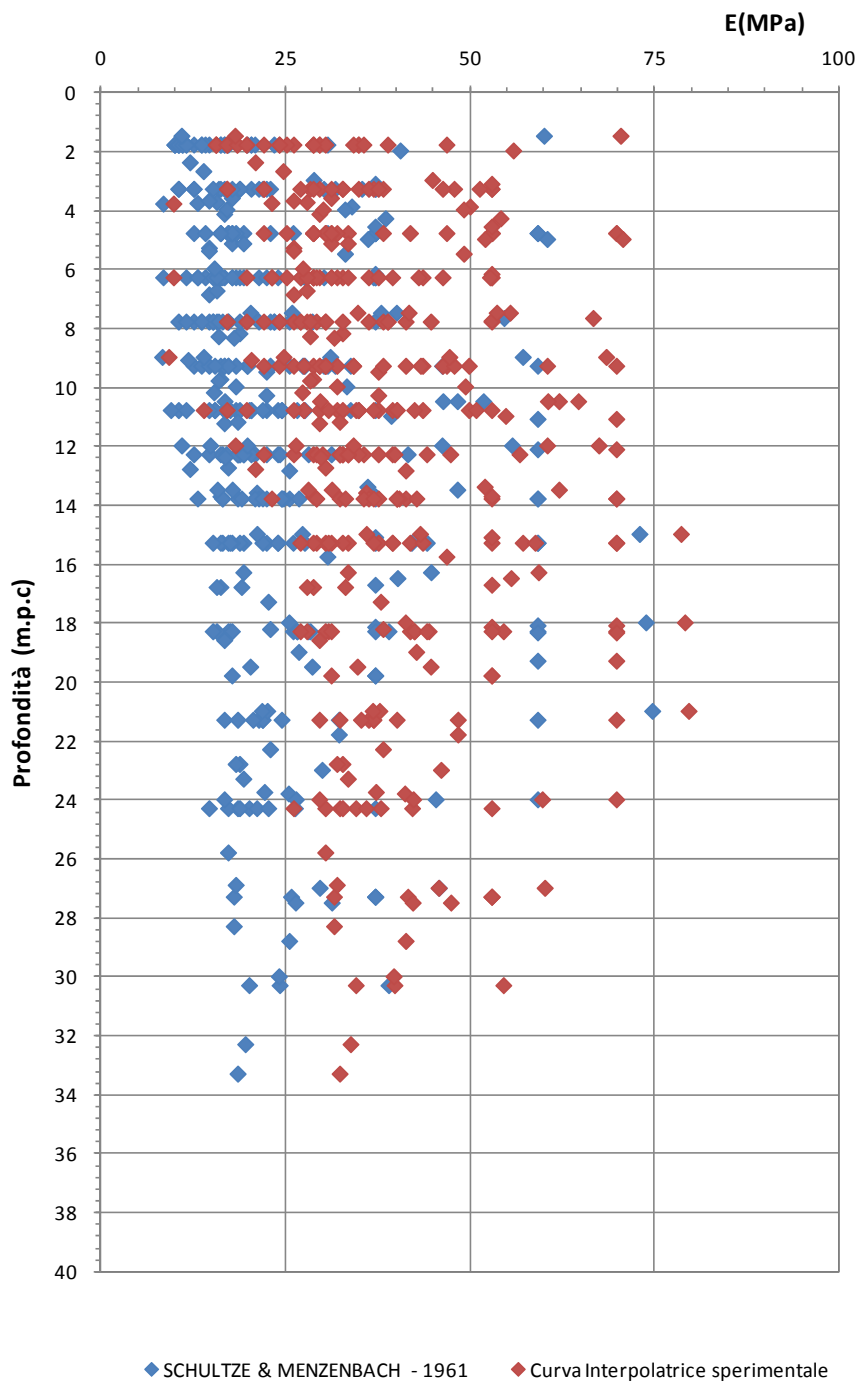


◆ D'APPOLONIA et al. (1970)

F 52. Modulo elastico operativo (D'Appolonia [1970]) – Tcm_1



F 53. Modulo elastico operativo (confronto tra D'Appolonia [1970] e Ohta & Goto [1978]) – Tcm_1



F 54. Modulo elastico operativo – confronto tra Schultze & Mezenbach(1961) e curva interpolante valori sperimentali (Tornaghi[1983],Franke[1983], Ghionna-Lancellotta-Maniscalco [1983], Albert-Hegg-Manassero [1983]) – Tcm_1

8.6 Tcm₂

8.6.1 Analisi di laboratorio

Nel corso dell'esecuzione dei sondaggi e dei pozzetti sono stati prelevati n. 42 campioni di terreno, di cui 27 indisturbati e 15 rimaneggiati.

Caratteristiche fisiche

Dalle analisi eseguite sui campioni prelevati, la formazione Tcm₂ ha presentato contenuti granulometrici variabili nei seguenti intervalli:

argilla= 0% ÷ 69.0 % mediamente pari a 30.2 %

limo= 0% ÷ 70.9 % mediamente pari a 39.8 %

sabbia= 1.1 % ÷ 83.0 % mediamente pari a 25.1 %

ghiaia= 0% ÷ 46.0 % mediamente pari a 4.7 %

Il diametro dei grani corrispondente al 50% del passante (D50) è risultato variabile nel seguente intervallo:

D50= 0.01 ÷ 0.54 mm

Il contenuto d'acqua naturale (w_n) risulta compreso tra 16.75% e 33.74% (figura F 55).

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL e indice di plasticità IP) variano generalmente entro i seguenti valori (figura F 56):

LL = limite liquido = 17% ÷ 56%

IP = indice di plasticità = 6% ÷ 30%.

Facendo riferimento ai campioni indisturbati prelevati, il peso di volume naturale γ_n è risultato compreso tra 18.70 e 21.20 kN/m³, mediamente pari a 19.36 kN/m³ (figura F 57).

Caratteristiche di resistenza al taglio

Sui campioni indisturbati prelevati sono state eseguite n. 8 prove di taglio diretto (TD), n.7 prove triassiali consolidate non drenate (TxCIU), n. 11 prove triassiali non consolidate non drenate (TxUU).

Dai risultati delle prove di taglio diretto TD, i valori ottenuti, in termini di angolo di attrito e coesione, risultano pari a (figura F 58):

$c' = 3.91 \div 105.20$ kPa, mediamente pari a 43.31 kPa;

$\varphi' = 15 \div 33^\circ$, mediamente pari a 21°.

Dai risultati delle prove TxCIU, i valori ottenuti, in termini di angolo di attrito e coesione in condizioni efficaci, risultano pari a (figura F 59):

$$c' = 1.2 \div 29 \text{ kPa, mediamente pari a } 18 \text{ kPa;}$$

$$\varphi' = 20 \div 33^\circ, \text{ mediamente pari a } 25^\circ.$$

In condizioni di tensioni totali tali prove forniscono i seguenti valori di resistenza al taglio non drenata (figura F 60):

$$c_u = 5.84 \div 60.71 \text{ kPa, mediamente pari a } 41.81 \text{ kPa.}$$

Dai risultati delle prove triassiali TxUU, i valori della resistenza al taglio non drenata risultano pari a (figura F 61):

$$c_u = 44.36 \div 256.86 \text{ kPa, mediamente pari a } 108 \text{ kPa.}$$

Caratteristiche di deformabilità

Sui campioni indisturbati prelevati sono state eseguite n. 11 prove di compressione edometrica, che hanno fornito i seguenti risultati, relativi ad un intervallo di pressione verticale efficace di 100-200 kPa per campioni prelevati a profondità comprese entro i 20 m, e ad un intervallo di tensione di 200-400 kPa per campioni prelevati a profondità superiori ai 20 m (figura F 62):

$$\text{Modulo edometrico: } E_{ed} = 2488 \div 10644 \text{ kPa, mediamente pari a } 7772.89 \text{ kPa;}$$

Coefficiente di consolidazione: $c_v = 1.95E-04 \div 8.82E-03 \text{ cm}^2/\text{sec}$, mediamente pari a $2.93E-03 \text{ cm}^2/\text{sec}$.

Nella tabella T 12 viene riportata una sintesi dei risultati delle analisi di laboratorio eseguite sui campioni prelevati.

8.6.2 Indagini geotecniche in sito

Caratteristiche di resistenza al taglio

Nel corso della perforazione dei sondaggi sono state eseguite n. 65 prove penetrometriche dinamiche le quali hanno fornito valori di N_{SPT} variabili tra 2 e rifiuto, con valore medio, considerando pari a 100 i rifiuti, pari a 26 (figura F 63).

Sulla base delle prove penetrometriche dinamiche, in termini di tensioni efficaci la formazione T_{cm_2} può complessivamente essere caratterizzata dai seguenti parametri:

$$D_r = 24 \div 100\%, \text{ mediamente pari a } 52\% \text{ (Meyerhof [1957]) (figura F 64);}$$

$$D_r = 25 \div 100\%, \text{ mediamente pari a } 55\% \text{ (Schultze e Mezembach [1961]) (figura F 64);}$$

$D_r = 16 \div 80\%$, mediamente pari a 40% (Bazaara [1967]) (figura F 64);
 $\varphi' = 31 \div 42^\circ$, mediamente pari a 35° (*Schmertmann* [1975], Meyerhof [1957]) (figura F 65);
 $\varphi' = 32 \div 42^\circ$, mediamente pari a 36° (*Schmertmann* [1975], Schultze e Mezembach [1961]) (figura F 65);
 $\varphi' = 30 \div 41^\circ$, mediamente pari a 34° (*Schmertmann* [1975], Bazaara [1967]) (figura F 65);
 $\varphi' = 21 \div 34^\circ$, mediamente pari a 29° (De Mello [1971]) (figura F 66);
 $\varphi' = 28 \div 46^\circ$, mediamente pari a 33° (Japanese National Railway) (figura F 66);
 $\varphi' = 20 \div 45^\circ$, mediamente pari a 32° (Road Bridge Specification [1971]) (figura F 66).

Dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT, si ritiene pertanto ragionevole adottare per tale formazione il seguente range di valori di angolo di attrito in condizioni drenate

$$\varphi' = 30^\circ \div 35^\circ.$$

Tali valori risultano pienamente confermati dai risultati delle prove di laboratorio che consentono la stima della quota parte di resistenza attribuibile alla coesione drenata c' a fronte di valori di angolo di attrito inferiori.

Sempre sulla base delle prove penetrometriche dinamiche SPT, in condizioni di tensioni totali la formazione T_{cm2} può complessivamente essere caratterizzata dai seguenti valori di resistenza al taglio non drenata (figura F 67):

$$c_u = 13 \div 654 \text{ kPa, mediamente pari a } 172 \text{ kPa (NAVFAC [1971]).}$$

Caratteristiche di deformabilità

Dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT, l'intervallo di valori del modulo elastico a piccole deformazioni E_0 e del modulo di taglio G_0 stimati mediante la correlazione di Ohta e Goto [1978] e rappresentativi della formazione in esame, è risultato:

$$E_0 = 134 \div 910 \text{ (MPa), mediamente pari a } 437 \text{ MPa (figura F 68);}$$

$$G_0 = 51 \div 350 \text{ (MPa), mediamente pari a } 168 \text{ MPa, MPa (figura F 68),}$$

I moduli di Young operativi (E_{op}), da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e opere di sostegno, sono dell'ordine di $(1/5 \div 1/10) \cdot E_0$.

Tuttavia, se in corrispondenza dei livelli a granulometria sabbiosa tale correlazione risulta fornire valori ragionevoli dei moduli elastici, in corrispondenza delle frazioni a granulometria fina (limi argillosi, argille limose), a fronte di un modesto modulo edometrico, così come risultante dalle prove di compressione edometrica eseguite in laboratorio sui campioni indisturbati, tale

correlazione appare sovrastimare eccessivamente i valori del modulo elastico E_0 (e pertanto del modulo elastico operativo), rispetto ai valori che ci si attenderebbero per la formazione in corrispondenza dei livelli più fini.

Pertanto si è convenuto che l'applicazione della correlazione empirica di Webb (1970), idonea per le sabbie sature, porti a stimare mediamente un modulo elastico operativo decisamente più rappresentativo del deposito nel suo insieme.

Secondo tale approccio, infatti, l'intervallo di valori del modulo elastico rappresentativo della formazione in esame è risultato il seguente:

$E = 8 \div 55$ MPa, mediamente pari a 20 MPa (Webb, 1970 per sabbia satura)(figura F 69);

Nella figura F 70 è riportato un confronto tra Ohta e Goto (1970) e Webb (1970).

Nella figura F 71 sono posti a confronto i valori dei moduli elastici operativi ottenuti secondo SCHULTZE & MENZENBACH (1961) $E = 8 \div 40$ MPa , mediamente pari a 18 MPa e con quelli ottenuti dalla interpolazione di dati sperimentali con pressiometro e screw plate su sabbie e sabbie fini limose (rif. Tornaghi, Franke, Ghionna-Lancellotta-Maniscalco e Albert-Hegg-Manassero, 1983) $10 \div 55$ (MPa), mediamente pari a 30 MPa.

Caratteristiche di permeabilità

Le prove di permeabilità tipo Lefranc eseguite sui terreni T_{cm_2} sono riassunte nella tabella che segue:

sondaggio	tratto prova m da p.c.	Tipo prova	k cm/sec
6a-SD30	7,8 - 8,1	carico costante	$1,20 \times 10^{-2}$
6b-SD9	18,0 - 19,0	carico variabile	$1,06 \times 10^{-3}$
6b-SD13bis	12,0 - 13,0	carico variabile	$4,23 \times 10^{-5}$

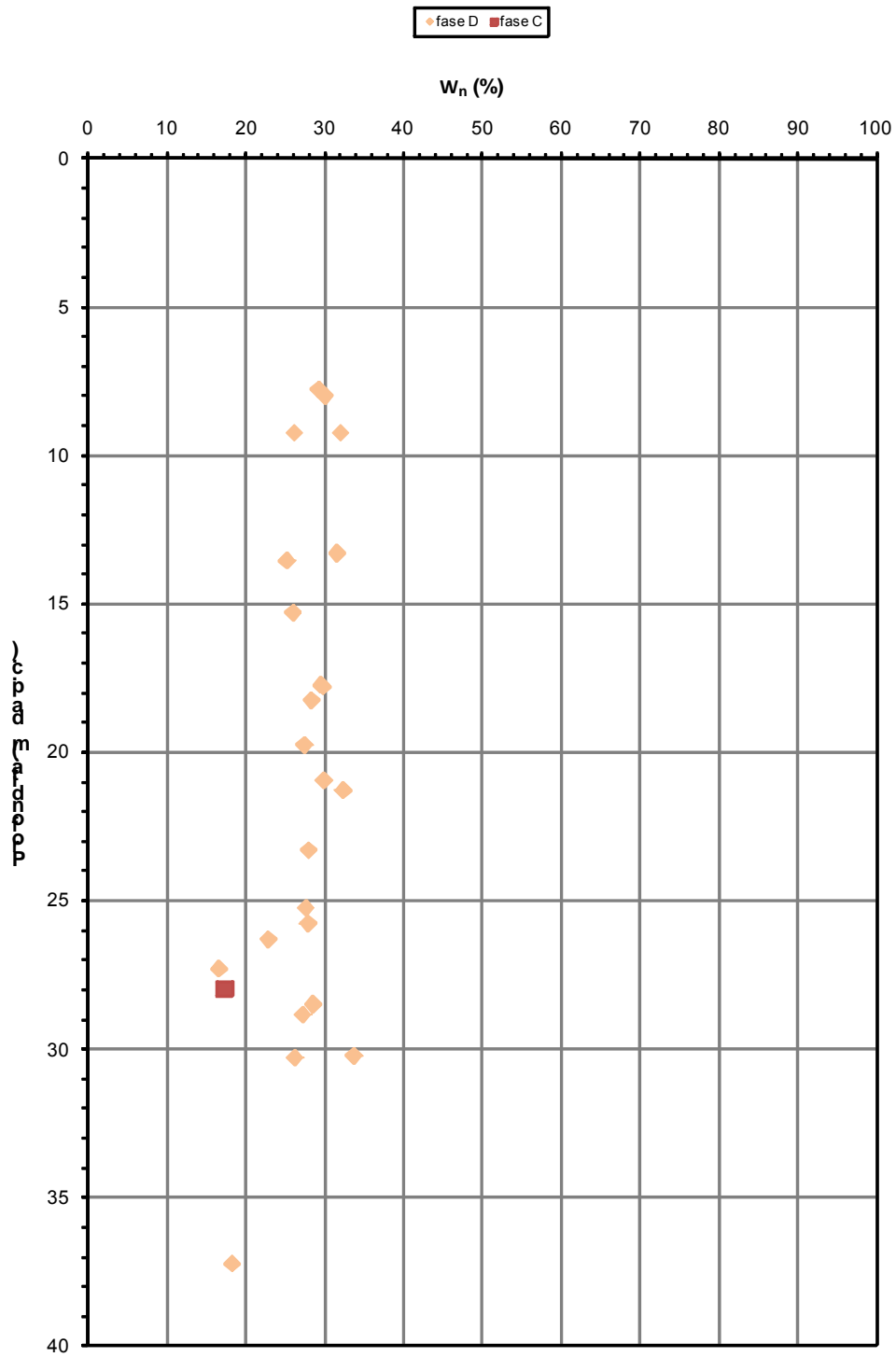
8.6.3 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base dei risultati delle indagini in sito e in laboratorio effettuate, i parametri geotecnici caratteristici assunti per la caratterizzazione della formazione T_{cm_2} sono riassunti nella seguente tabella:

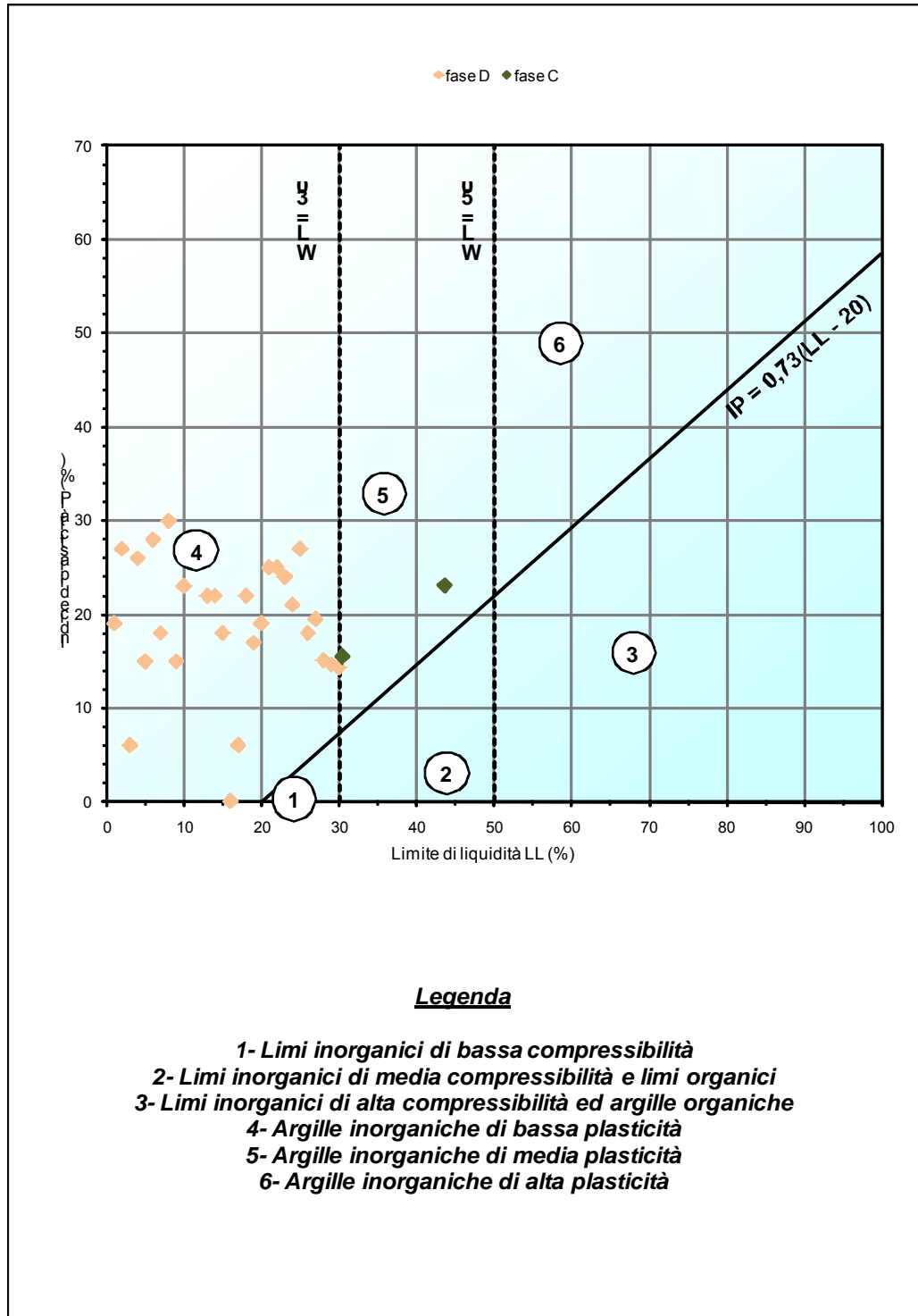
Tcm₂	
Peso di volume naturale γ_n (kN/m³)	19
Coesione non drenata c_u (kPa)	50 ÷ 150
Angolo di attrito ϕ' (°)	20 ÷ 25
Coesione drenata c' (kPa)	10 ÷ 25
Modulo edometrico E_{ed} (MPa)	7
Modulo elastico operativo E_{op} (MPa)	15 ÷ 25
Coefficiente di reazione verticale $K_{Winkler\ vert}$ (kN/m³)	15000
Coefficiente di reazione orizzontale $K_{Winkler\ orizz}$ (kN/m³)	7500

DATI GENERALI				CARATTERISTICHE FISICHE								TX-UU	CIU				TD		EDO			GRANULOMETRIA (CLASSIFICAZIONE ASTM 2487-93-USCS)							CLASSIFICAZIONE DEI MATERIALI	
Sondaggio	Campione	z _i	z _f	W _n	γ _{nat}	γ _s	W _l	W _p	I _p	I _c	c _u	c'	φ'	c _u	c'	φ'	Δσ	E _{ed}	cv	G	S	L	A	L+A	D60	D50	AASHTO (CNR-UNI 10006)	USCS		
		[m]	[m]	[%]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[%]	[%]	[-]	[-]	[kPa]	[kPa]	[°]	[kPa]	[kPa]	[°]	[kPa]	[kPa]	[cm ² /s]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[mm]	[mm]	[-]	[-]		
6B-SD14	CI2	18	18.5	28.40			45.00	26.00	19.00	0.87		28.43	19.9	57.32							0.0	5.2	60.7	34.1	94.8		A-7-6	CL		
6B-SD14	CRG	28.7	29	27.33			54.00	27.00	27.00	0.99					3.91	15.8					0.1	13.0	39.8	47.1	86.9		A-7-6	CH		
6B-SD13bis	CRC	16	16.3																		28.0	49.2	13.7	9.1	22.8		A-2-4	SM		
6B-SD13bis	CRE	20	20.3																		35.8	41.7	14.6	7.9	22.4		A-1-b	SM		
6B-SD13bis	CRF	22.7	23				17.00	11.00	6.00												4.4	50.1	34.0	11.5	45.4		A-4	SC-SM		
6B-SD13bis	CI4	26	26.6	22.98			47.00	21.00	26.00					58.40	16.5	200-400	10644.5	7.68E-04		1.2	9.9	43.9	44.9	88.9		A-7-6	CL			
6B-SD13bis	CI6	37	37.5	18.41			32.00	17.00	15.00		82.88										0.0	8.1	65.8	26.2	91.9		A-6	CL		
6B-SD13	CI 3	30	30.45	33.74	18.70	26.80	48.00	20.00	28.00	0.51											0.0	10.7	55.8	33.5	89.3		A-7-6	CL		
6B-SD12	CI 2	19.5	20	27.53	19.30		44.00	26.00	18.00	0.92		29.02	21.1	58.99							1.2	18.2	55.6	25.0	80.6		A-7-6	CL		
6B-SD12	CI 3	21	21.6	32.38	19.00	28.10	54.00	24.00	30.00	0.72	102.26						200-400	10445.94	1.13E-03		0.0	3.5	54.7	41.8	96.5		A-7-6	CH		
6B-SD11bis	CI1	9	9.5	32.09			42.00	27.00	15.00		104.84										0.0	13.0	62.7	24.3	87.0		A-7-6	CL		
6B-SD11bis	CI2	13	13.6	31.60			49.00	26.00	23.00			22.46	26.7	17.03			100-200	5267.14	8.82E-03		0.0	12.8	51.3	35.9	87.3		A-7-6	CL		
6B-SD11bis	CI3	17.5	18.1	29.88			56.00	30.00	26.00					38.09	19.0						0.0	14.3	52.2	33.5	85.7		A-7-5	MH		
6B-SD11bis	CI4	23	23.6	28.07			48.00	20.00	28.00		65.27						200-400	8235.05	5.11E-03		0.1	14.4	50.4	35.1	85.5		A-7-6	CL		
6B-SD11bis	CRF	31.5	31.8				n.d	n.p	n.p.																					
6B-SD11	CI 1	17.5	18	29.61	19.10	26.90	47.00	25.00	22.00	0.79	44.36										0.3	11.4	46.1	42.2	88.3		A-7-6	CL		
6B-SD9	CI 2	7.5	8.06	29.31	19.20	26.50	46.00	24.00	22.00	0.76						55.32	15.2				0.0	4.3	50.6	45.1	95.7		A-7-6	CL		
6B-SD9	CI 3	13.3	13.8	25.30	19.90	27.20	38.00	20.00	18.00	0.71		10.83	26.5	35.91			100-200	5415.41	8.90E-04		0.6	18.5	39.5	41.4	80.9		A-6	CL		
6B-SD9	spt 9	15	15.45				n.d	n.p	n.p												0.0	61.3	24.2	14.5	38.7		A-4	SM		
6B-SD9	spt 10	18	18.45				28.00	22.00	6.00	4.67											0.8	57.9	27.7	13.6	41.3		A-7-6	SC-SM		
6B-SD9	CI 4	20.75	21.15	29.95	19.10	26.60	46.00	24.00	22.00	0.73				14.44	18.3	200-400	10425.41	9.85E-04		0.0	3.2	56.5	40.3	96.8		A-7-6	CL			
6B-SD9	CI 5	27	27.6	16.75	21.20	28.20	35.00	18.00	17.00	1.07	256.86										0.0	17.2	45.1	37.6	82.8		A-6	CL		
6B-SD9	spt 14	30	30.45				40.00	21.00	19.00	2.11											1.3	33.2	28.2	37.3	65.5		A-6	CL		
6B-SD8	CI 2	32	32.5				46.00	21.00	25.00		101.20										0.0	1.3	67.0	31.7	98.7		A-7-6	CL		
6B-SD7bis	CI 3	30	30.5				n.d	n.p	n.p			6.78	33.5	56.86			200-400	8396.85	6.62E-03		0.3	35.0	54.9	9.9	64.8		A-4			
6B-SD6	CI 2	25	25.5	27.68	19.3	26	49	24.00	25	0.8528	157.12						200-400	9390.88			0	1.1	50.23	48.67	98.9		A-7-6	CL		
6B-SD4bis	CI 4	28	29	28.61	19.30	28.20	48.00	24.00	24.00	0.81	64.29										0.0	5.6	44.2	50.2	94.4		A-7-6	CL		
6B-SD4	CI 3	15	15.6	26.09	19.4	26.6	47	26	21	1.00		27.63	23	60.71							0	1.96	47.48	50.56	98.04		A-7-6	CL		
6B-SD4	CR D	20.2	20.4				n.d	n.p	n.p												32.01	41	20.39	6.61	27		A-2-4	SM		
6B-SD3	CI 2	13.5	14				47	20.00	27		75.78						100-200	2488.51	1.95E-04		0.23	4.58	52.06	43.13	95.19		A7-6	CL		
6B-SD3	CI 4	21.5	22				34.00	16.00	18.00			1.17	27.4	5.84			200-400	10430.11	1.55E-03		0.2	2.2	70.9	26.7	97.6		A-6	CL		
6a-SD33	CI3	25.54	25.99	27.96	19.08	27.00	39.20	19.70	19.50	37.77											0.0	2.0	29.0	69.0	98.0					
6a-SD33bis	CI2	30.01	30.59	26.30	18.72	27.00	33.20	18.10	15.10	31.46	133.00				33.6	22.4					0.0	2.0	47.0	51.0	98.0					
C-56	CR 4	14.6	15																		0	83	11	6	17	1.80E-01	1.60E-01			
C-56	CR 6	19	19.4				30.4	14.90	15.5	1.96											8	50	17	25	42	3.10E-01	1.50E-01			
C-56	CR 7	23.2	23.6																		9	73	12	6	18	7.50E-01	5.40E-01			
C-56	CI C	27.8	28.15	17.33	19.76	27.24										105.2	33				3	70	15	13	28	2.90E-01	2.30E-01			
C-58	CR 6	29.6	30				43.60	20.60	23.00	1.90											1.0	2.0	50.0	46.0	96.0	1.10E-02	5.70E-03			
C-56	CR 9	34.5	35																		2	73	12	13	25	2.90E-01	2.30E-01			
6a-SD31	CI 1	7.5	8.5	30.10	19.33		32.00	17.30	14.70	29.95											8.0	33.0	26.0	33.0	59.0	1.00E-01	2.50E-02			
6a-SD30	CI2	9.02	9.48	26.24	19.33	27.27	29.00	14.70	14.30	27.17				37.5	25.2	100-200	4362	3.13E-03		7.0	34.0	32.0	26.0	58.0						
6a-SD30	CR4	9.7	10			27.00															46.0	44.0	0.0	0.0	0.0					

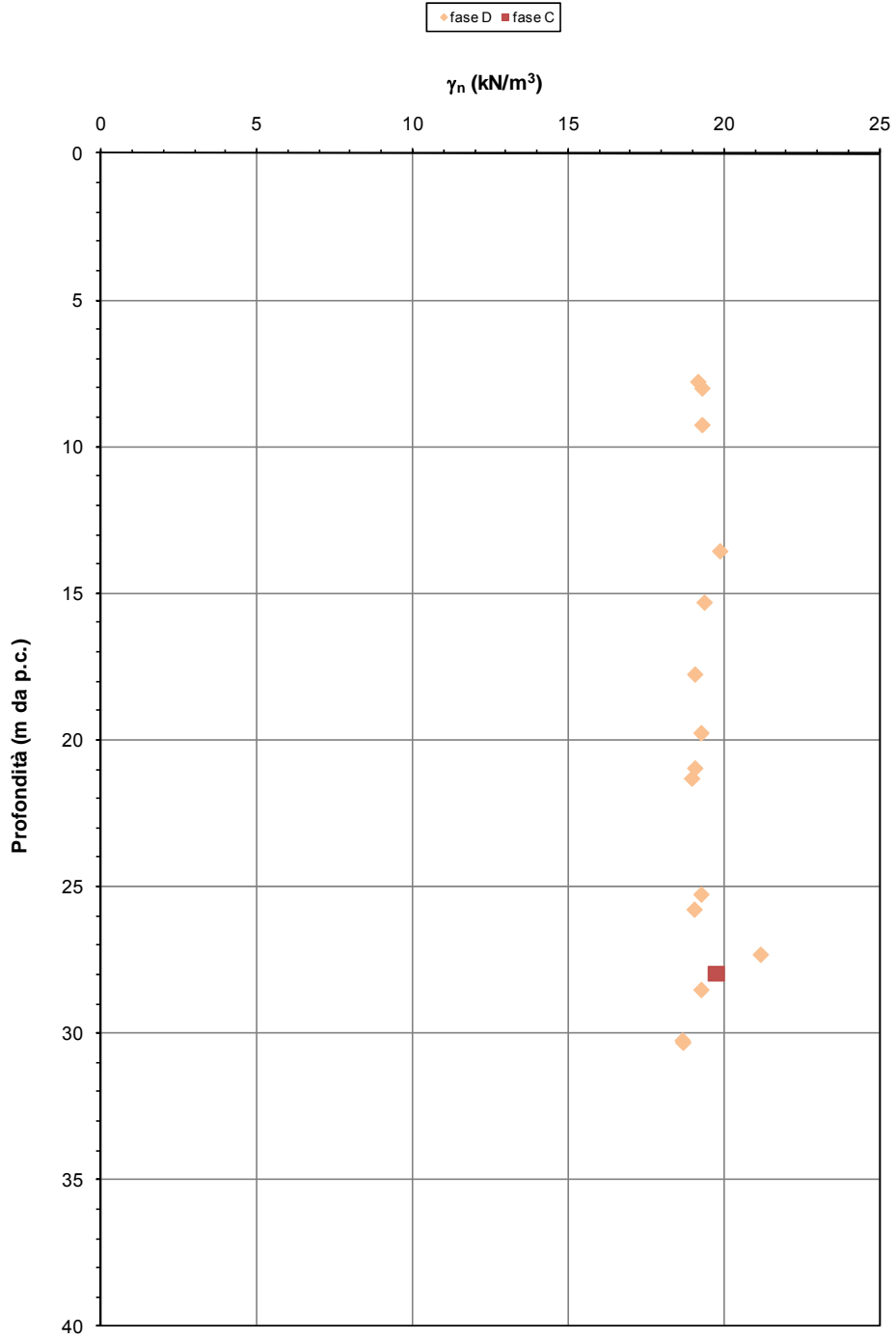
T 12.sintesi dei risultati delle prove di laboratorio – Tcm₂



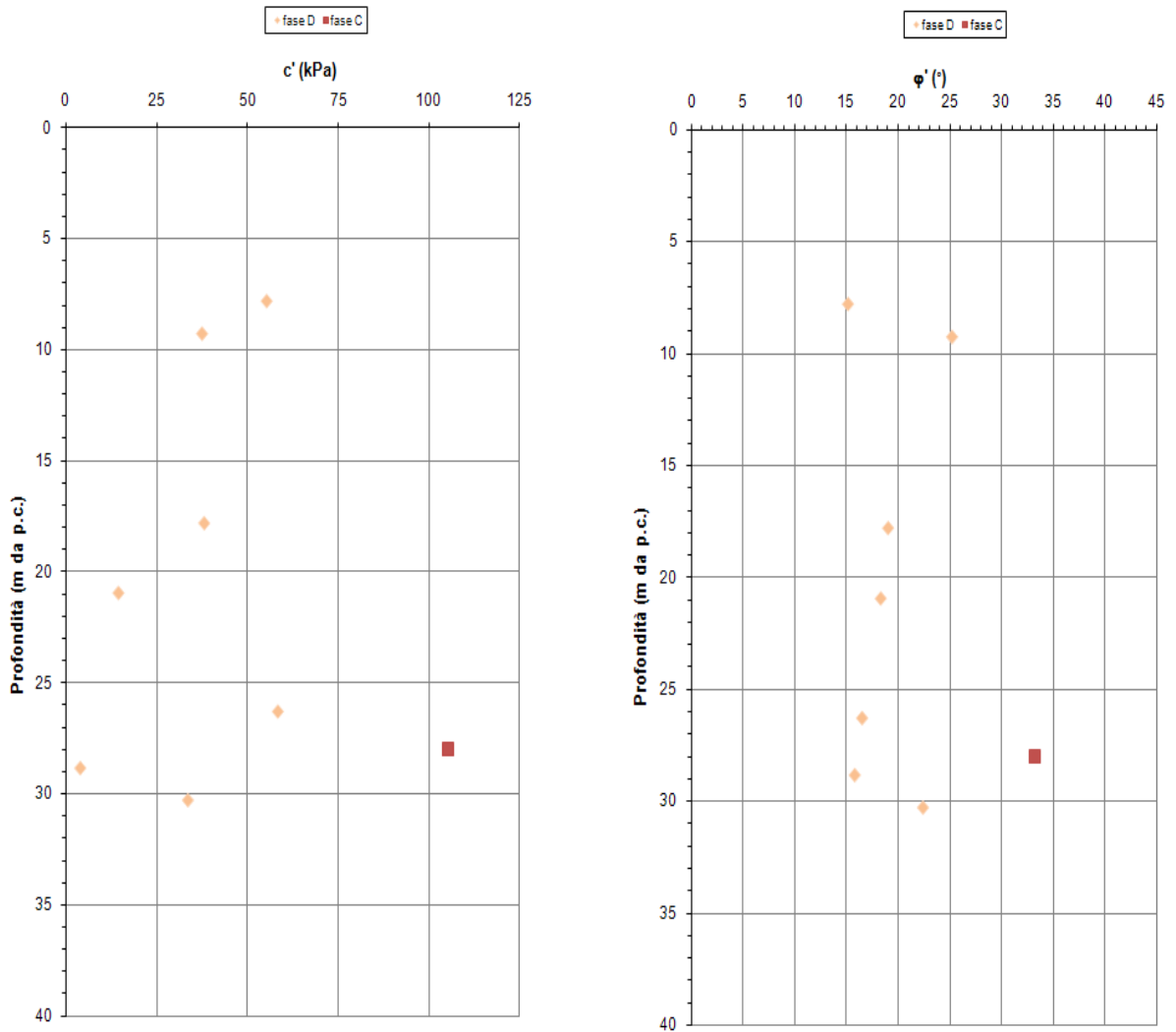
F 55. Contenuto d'acqua naturale – Tcm_2



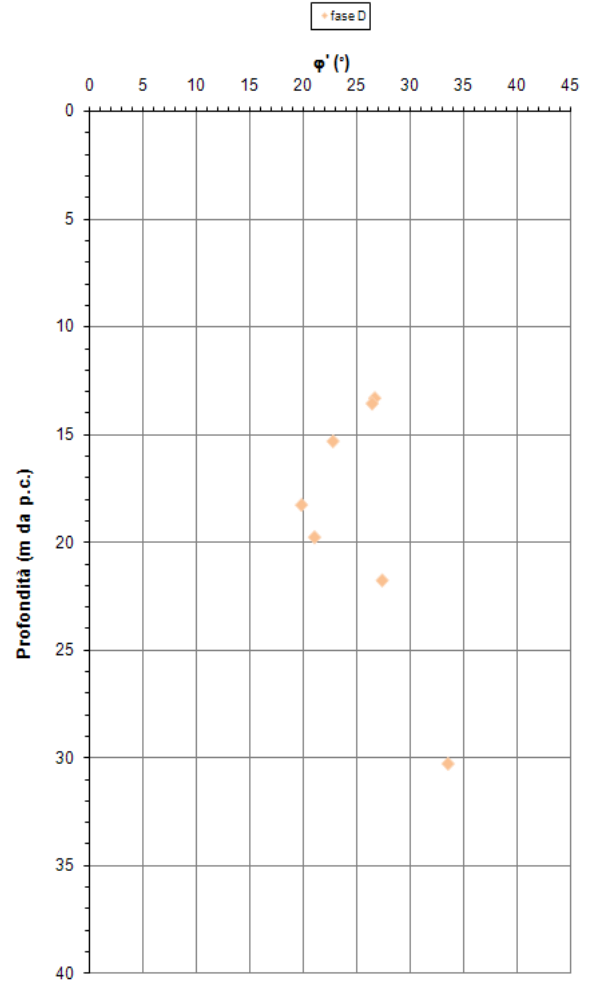
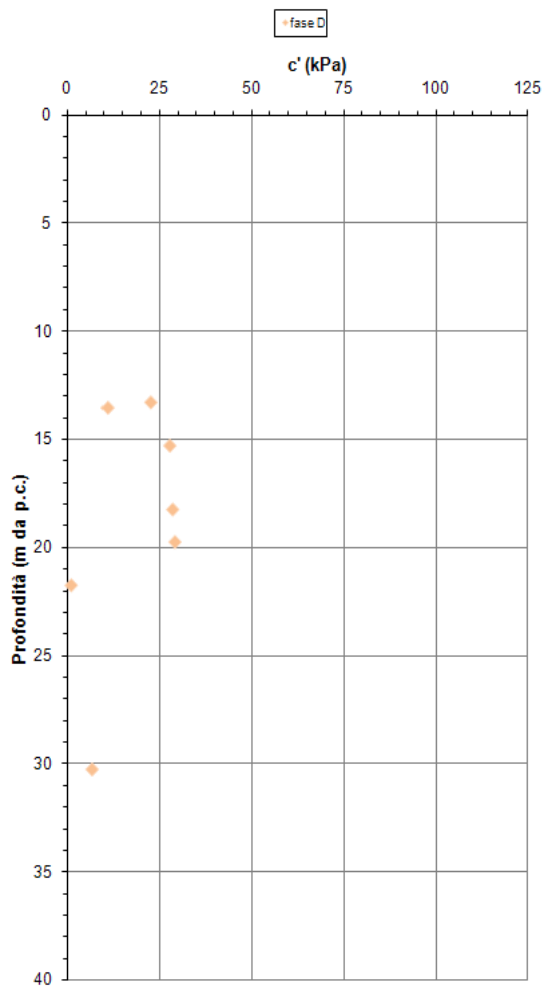
F 56. Carta di plasticità di Casagrande – Tcm₂



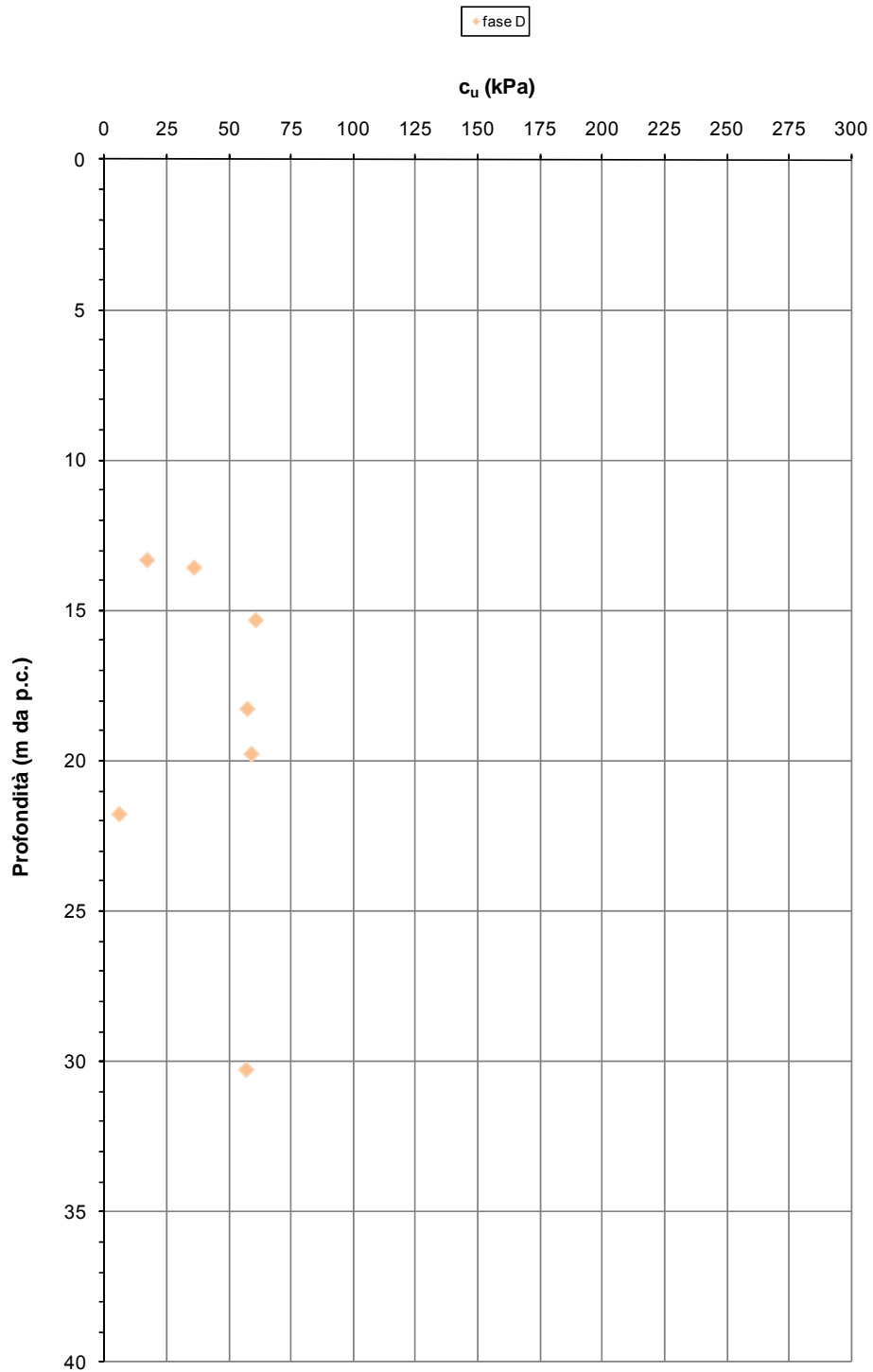
F 57. Peso di volume naturale – Tcm_2



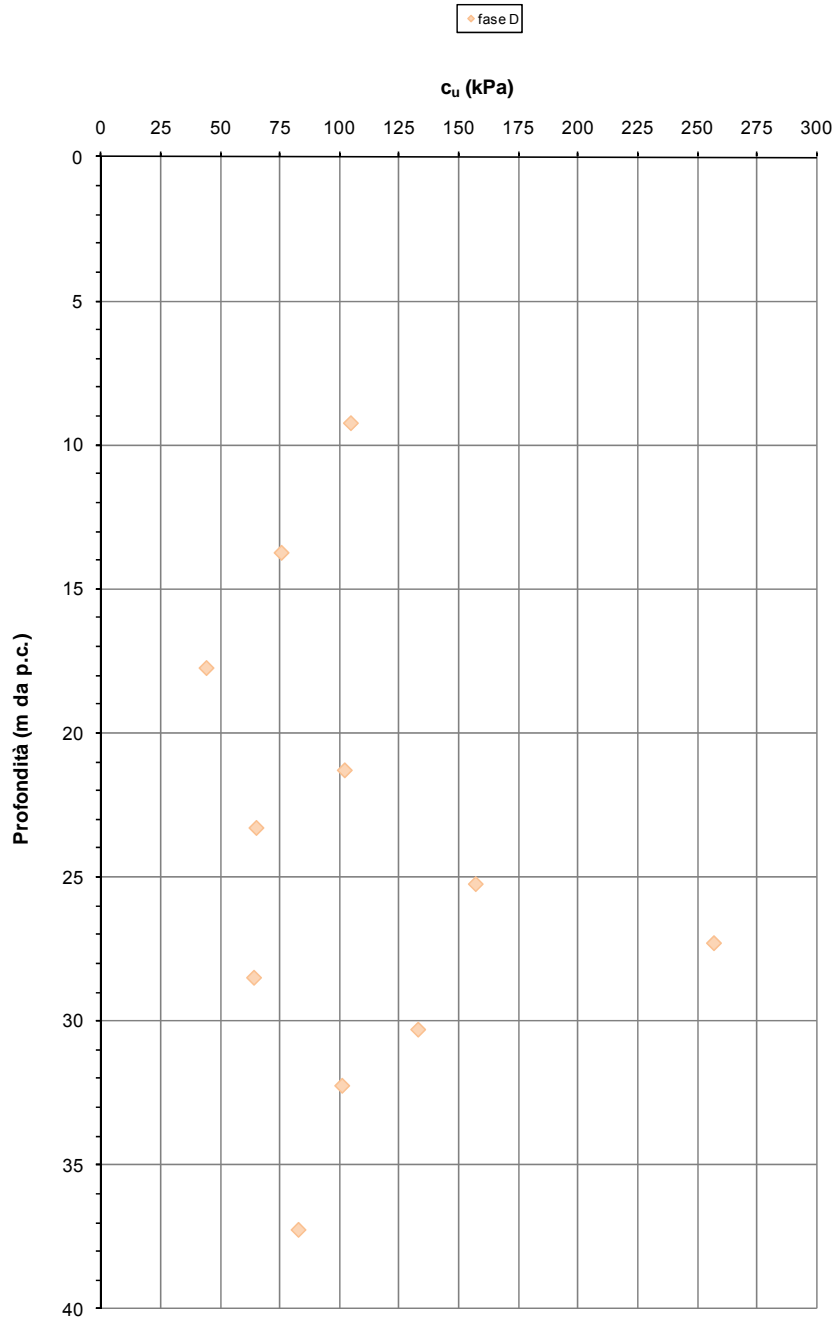
F 58.c' e φ' da prove di taglio diretto TD - Tcm₂



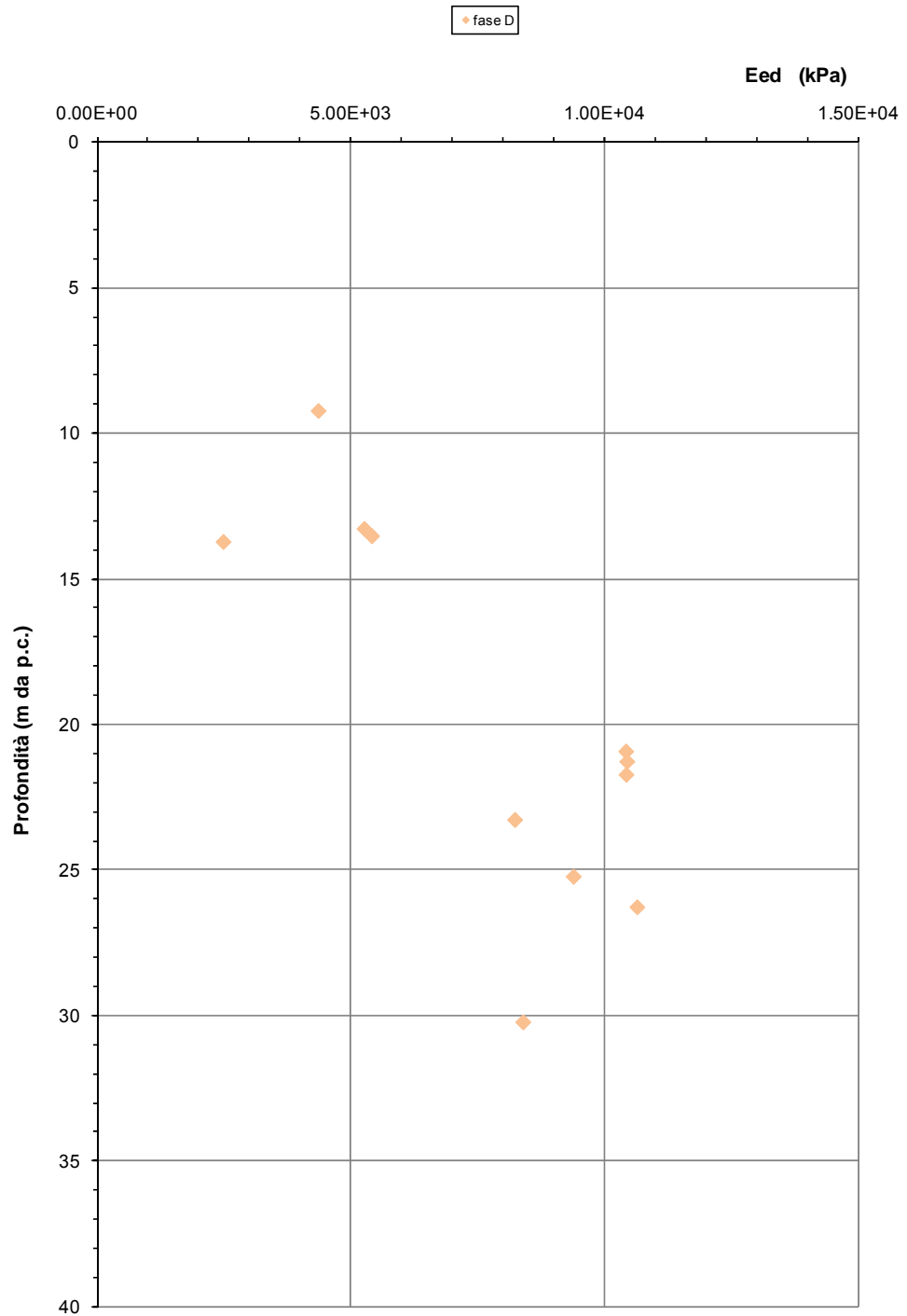
F 59. c' e ϕ' da prove Triassiali TxCIU – Tcm₂



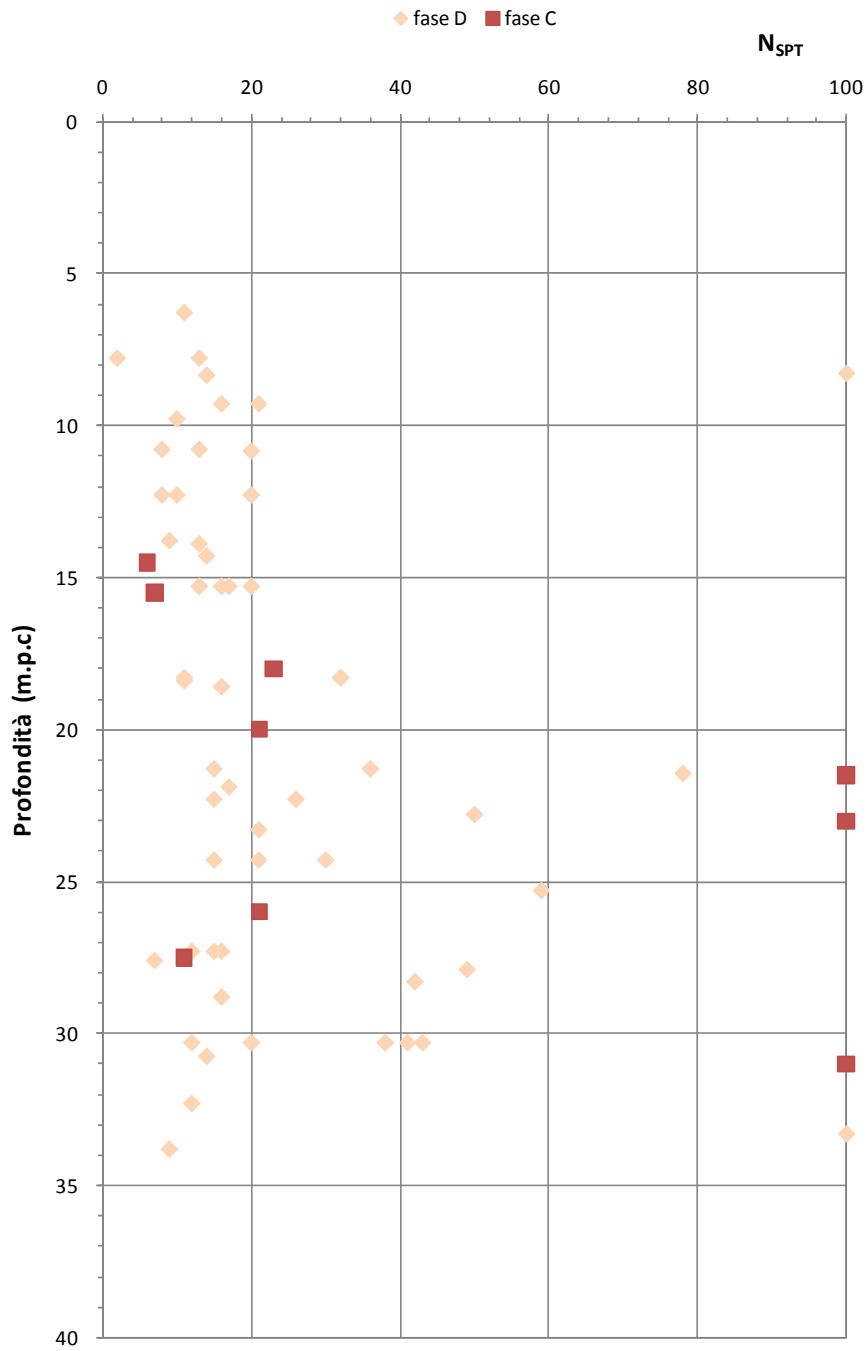
F 60. Resistenza al taglio non drenata c_u da prove Traissiali $T_xCIU - Tcm_2$



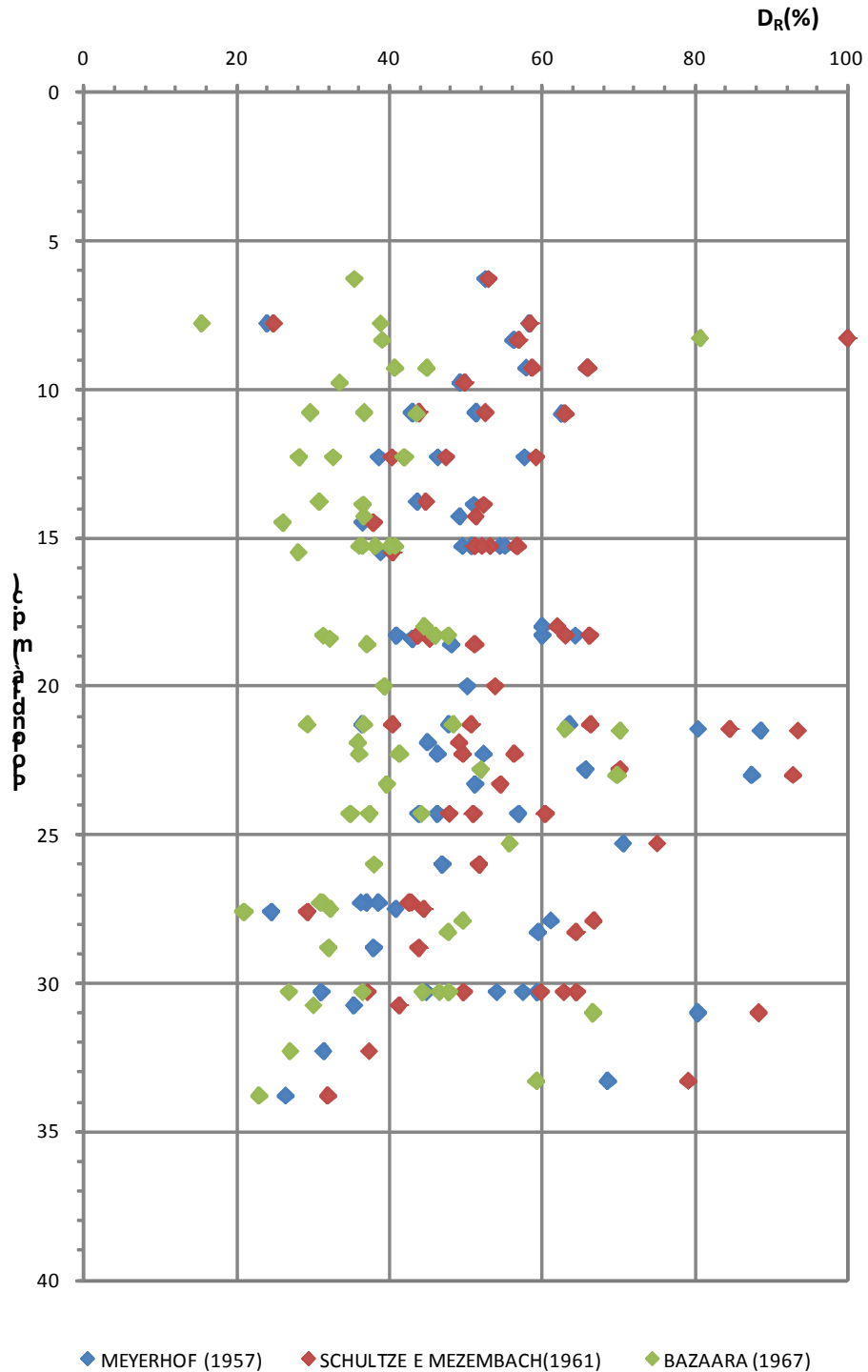
F 61. Resistenza al taglio non drenata da prove Triassiali TxUU – T_{cm_2}



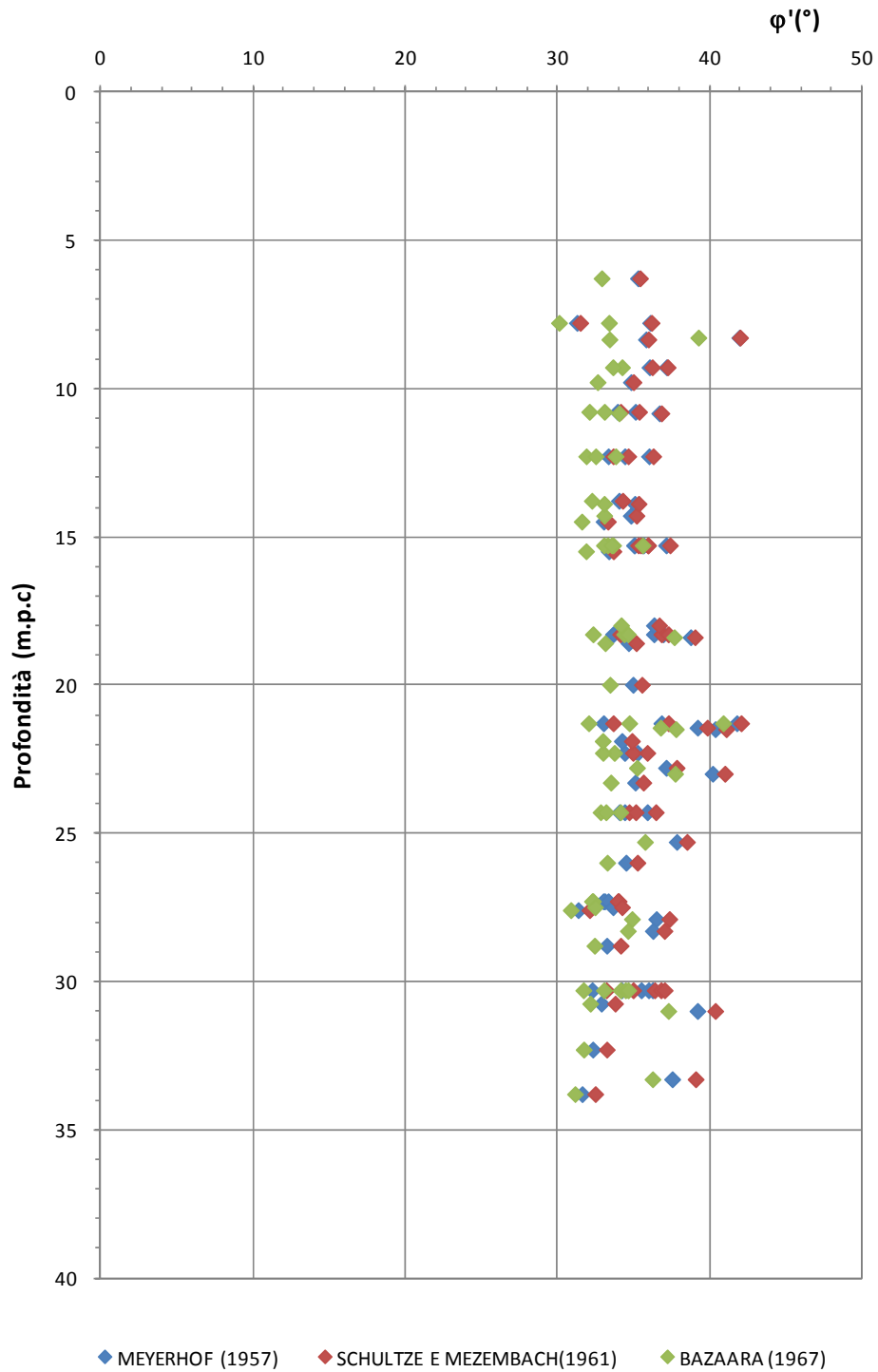
F 62. Prove di compressibilità edometrica – valori di E_{ed} – Tcm_2



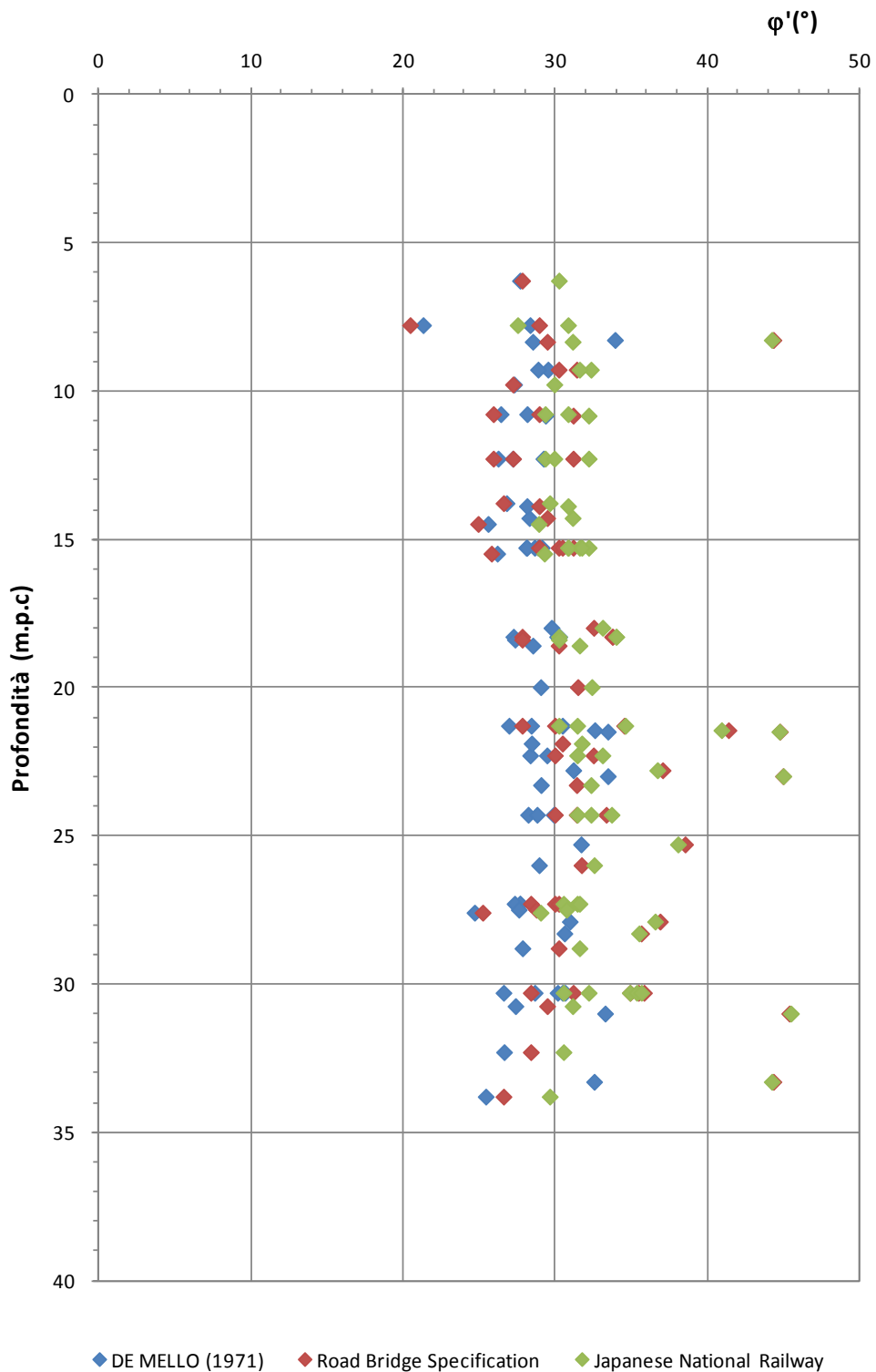
F 63. Valori di N_{SPT} - T_{cm_2}



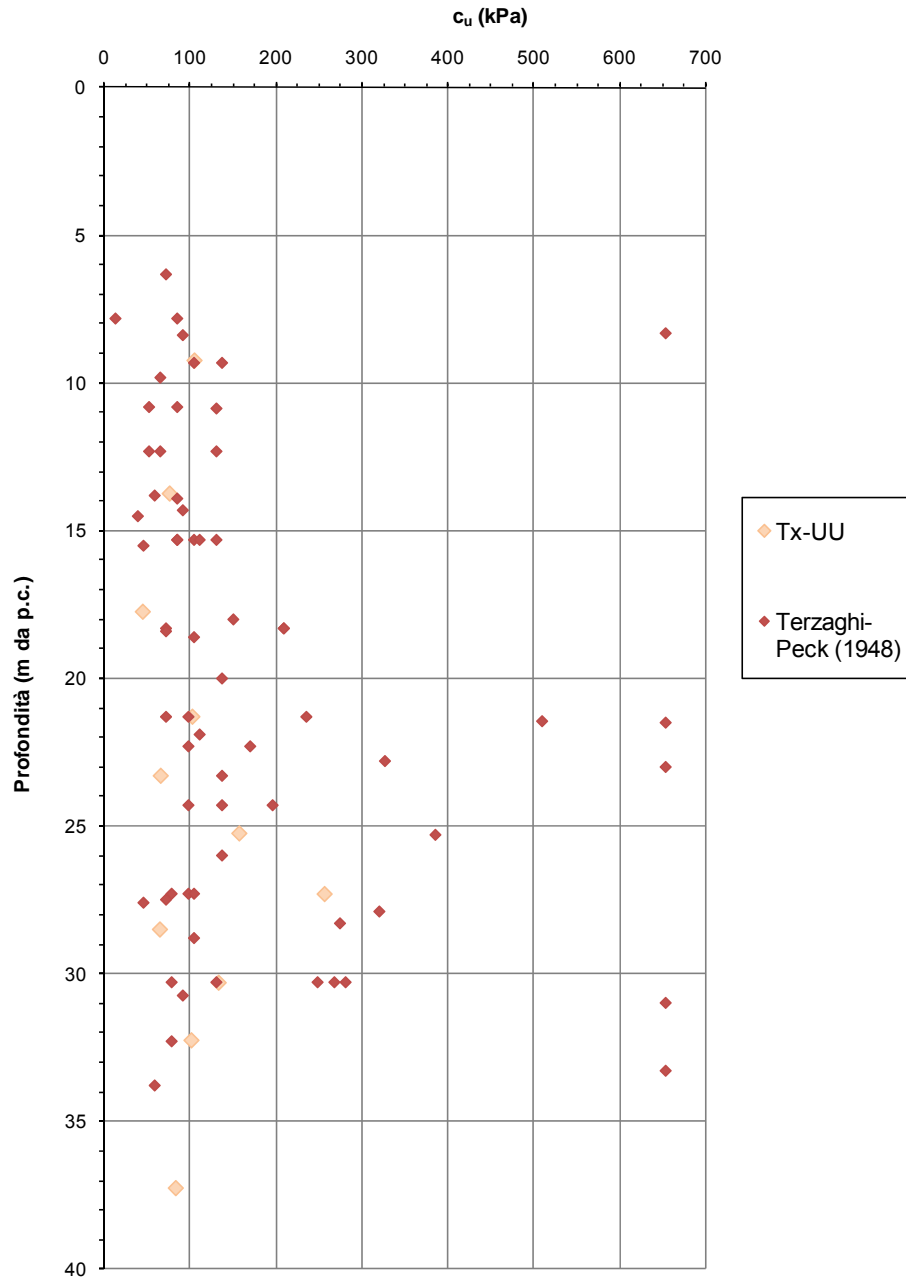
F 64. Valori della densità relativa D_R (Meyerhof [1957] Schultz e Mezembach [1961] Bazaara [1967]) – Tcm_2



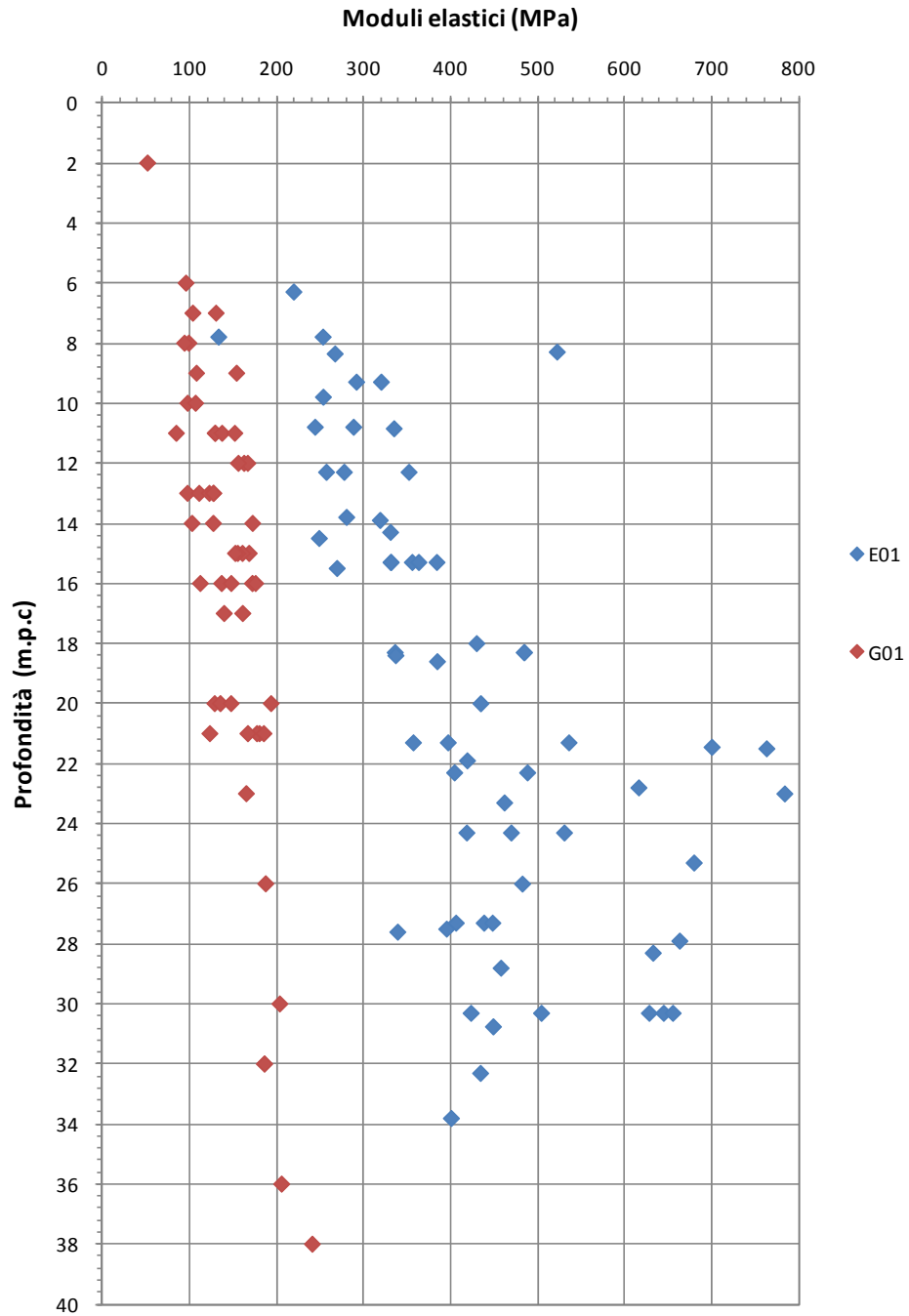
F 65. Valori dell'angolo di attrito ϕ' (Schmertmann [1975]) – Tcm_2



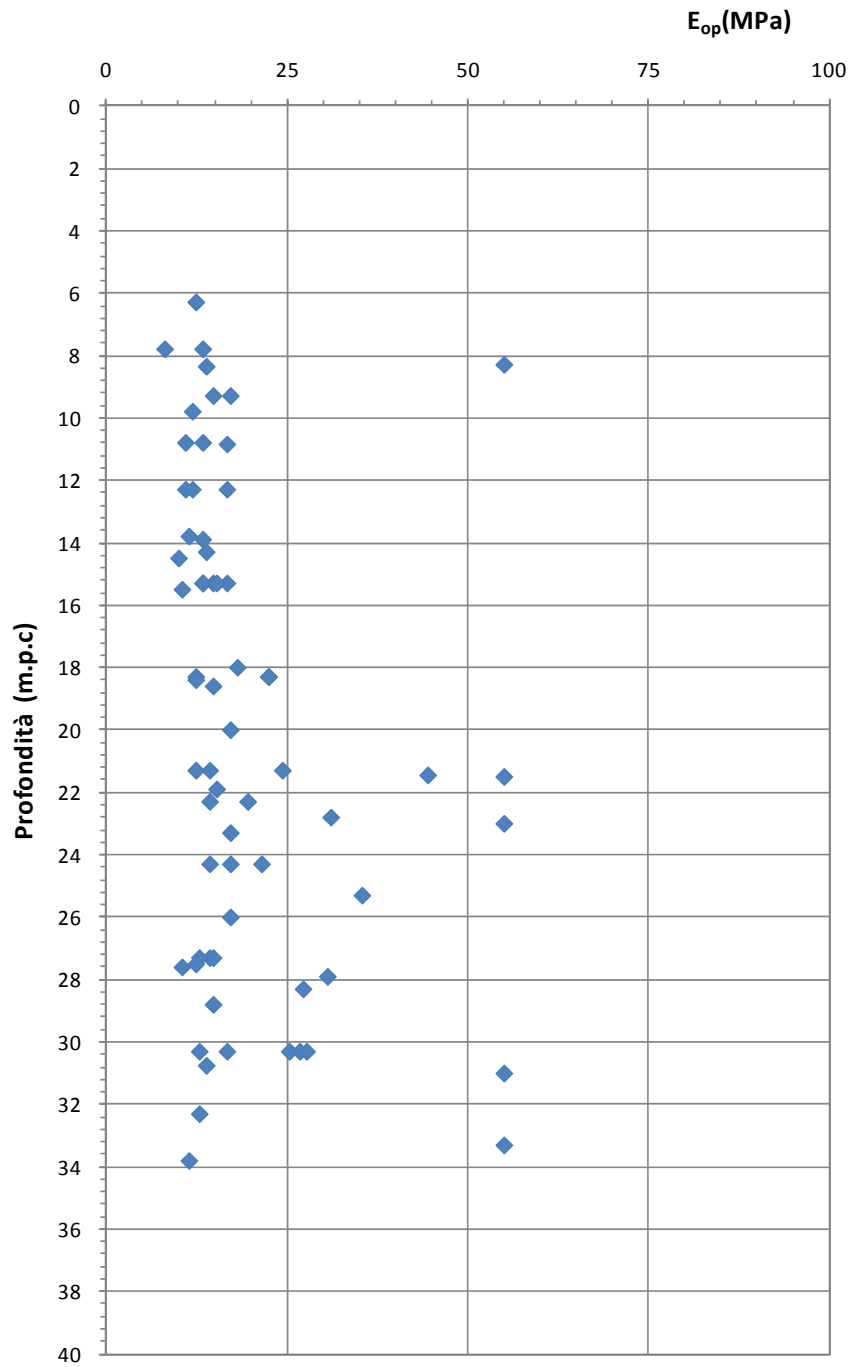
F 66. Valori dell'angolo di attrito ϕ' (De Mello [1971], Japanese National Railway, Bridge Specification[1971])–
 Tcm_2



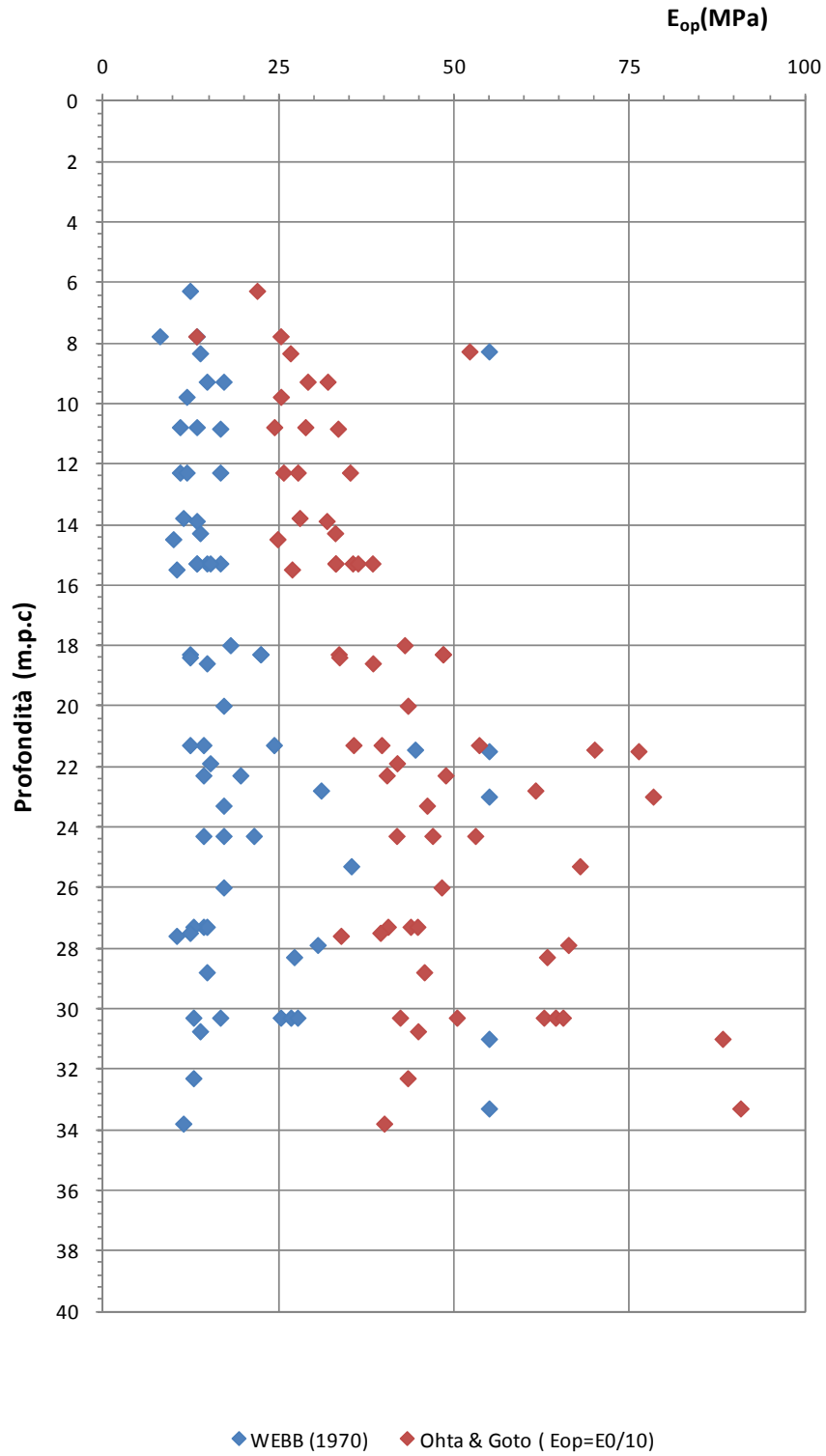
F 67. Valori della resistenza al taglio non drenata da prove SPT (NAVFAC, DM-7) – Tcm_2



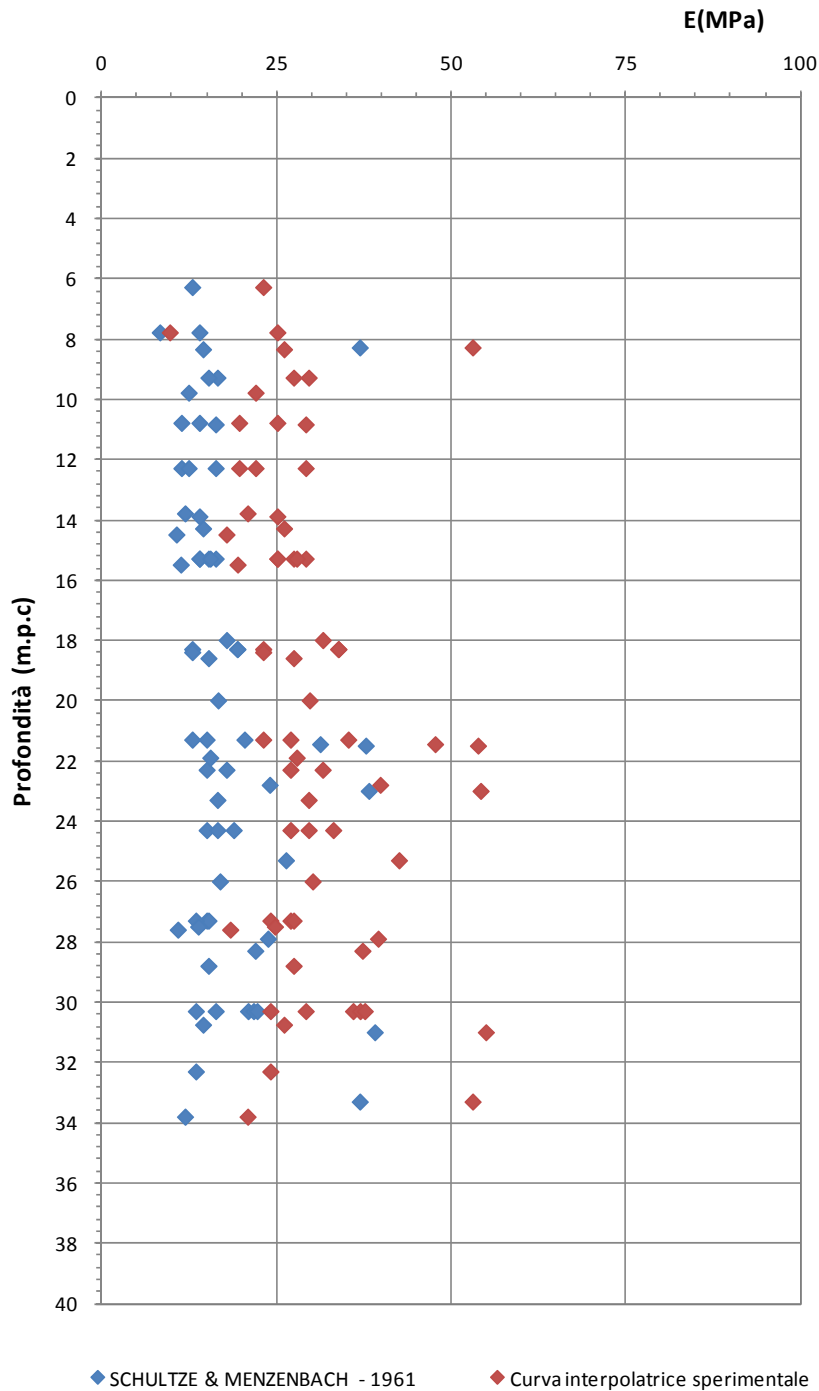
F 68. Moduli elastici a piccole deformazioni (Ohta & Goto [1978]) – Tcm_2



F 69. Modulo elastico operativo (Webb [1970]) – Tcm_2



F 70. Modulo elastico operativo – confronto tra Ohta e Goto [1978] e Webb [1970] – Tcm_2



F 71. Modulo elastico operativo – confronto tra Schultze & Mezenbach(1961) e curva interpolante valori sperimentali (Tornaghi[1983], Franke[1983], Ghionna-Lancellotta-Maniscalco [1983], Albert-Hegg-Manassero [1983])-Tcm₂

8.7 Tas

8.7.1 Analisi di laboratorio

Nel corso dell'esecuzione dei sondaggi e dei pozzetti sono stati prelevati n. 17 campioni di terreno, di cui 13 indisturbati e 4 rimaneggiati.

Caratteristiche fisiche

Dalle analisi eseguite sui campioni prelevati, la formazione Tas ha presentato contenuti granulometrici variabili nei seguenti intervalli:

argilla= 22.9 % ÷ 75.0 % mediamente pari a 50.3 %

limo= 24.0 % ÷ 59.3 % mediamente pari a 42.9 %

sabbia= 0.2 % ÷ 25.8 % mediamente pari a 6.0 %

ghiaia= 0% ÷ 6.1 % mediamente pari a 0.8 %

Il contenuto d'acqua naturale (w_n) risulta compreso tra 11.10% e 29.14% mediamente pari a 19.7 % (figura F 72).

L'indice dei vuoti iniziale (e_o) risulta compreso tra 0.49 ed 0.56, mediamente pari a 0.52 (figura F 73).

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL e indice di plasticità IP) variano generalmente entro i seguenti valori (figura F 74):

LL = limite liquido = 27% ÷ 58%

IP = indice di plasticità = 11% ÷ 33%

Facendo riferimento ai campioni indisturbati prelevati, il peso di volume naturale γ_n è risultato compreso tra 19.59 e 22.56 kN/m³, mediamente pari a 20.71 kN/m³ (figura F 75).

Caratteristiche di resistenza al taglio

Sui campioni indisturbati prelevati sono state eseguite n. 4 prove di taglio diretto (TD), n.3 prove triassiali consolidate non drenate (TxCIU), n. 7 prove triassiali non consolidate non drenate (TxUU), n. 2 prove di compressione ad espansione laterale libera (ELL).

Dai risultati delle prove di taglio diretto, i valori ottenuti, in termini di angolo di attrito e coesione, risultano pari a (figura F 76):

$c' = 12.49 \div 17.52$ kPa, mediamente pari a 15.11 kPa;

$$\varphi' = 16.2^\circ \div 27.8^\circ, \text{ mediamente pari a } 21^\circ.$$

Dai risultati delle prove TxCIU, i valori ottenuti, in termini di angolo di attrito e coesione in condizioni efficaci, risultano pari a (figura F 77):

$$c' = 0 \div 5.52 \text{ kPa, mediamente pari a } 3.18 \text{ kPa;}$$

$$\varphi' = 19.2^\circ \div 38.8^\circ, \text{ mediamente pari a } 28^\circ.$$

In condizioni di tensioni totali tali prove forniscono i seguenti valori di resistenza al taglio non drenata (figura F 78):

$$c_u = 7.73 \div 16.00 \text{ kPa, mediamente pari a } 11.87 \text{ kPa.}$$

Dai risultati delle prove triassiali TxUU, i valori della resistenza al taglio non drenata risultano pari a (figura F 79):

$$c_u = 152.27 \div 409.9 \text{ kPa, mediamente pari a } 287.86 \text{ kPa.}$$

Dai risultati delle prove di compressione ad espansione laterale libera (ELL), i valori della resistenza al taglio non drenata risultano pari a (figura F 80):

$$c_u = 22.9 \div 206.72 \text{ kPa, mediamente pari a } 114.81 \text{ kPa.}$$

Caratteristiche di deformabilità

Sui campioni indisturbati prelevati sono state eseguite n. 3 prove di compressione edometrica, che hanno fornito i seguenti risultati, relativi ad un intervallo di pressione verticale efficace di 100-200 kPa per campioni prelevati a profondità comprese entro i 20 m, e ad un intervallo di tensione di 200-400 kPa per campioni prelevati a profondità superiori ai 20 m (figura F 81):

$$\text{Modulo edometrico: } E_{ed} = 4718 \div 36610 \text{ kPa, mediamente pari a } 21021 \text{ kPa;}$$

$$\text{Coefficiente di consolidazione: } c_v = 1.18E-04 \div 6.60E-04 \text{ cm}^2/\text{sec, mediamente pari a } 3.89E-04 \text{ cm}^2/\text{sec.}$$

Nella tabella T 13 viene riportata una sintesi dei risultati delle analisi di laboratorio eseguite sui campioni prelevati.

8.7.2 Indagini geotecniche in sito

Caratteristiche di resistenza al taglio

Nel corso della perforazione dei sondaggi sono state eseguite n. 29 prove penetrometriche dinamiche le quali hanno fornito valori di N_{SPT} variabili tra 22 e rifiuto, con valore medio, considerando pari a 100 i rifiuti, pari a 46 (figura F 82).

Sulla base delle prove penetrometriche dinamiche, in termini di tensioni efficaci la formazione Tas può complessivamente essere caratterizzata dai seguenti parametri:

$D_r = 48 \div 97\%$, mediamente pari a 65% (Meyerhof [1957]) (figura F 83);

$D_r = 53 \div 99\%$, mediamente pari a 69% (Schultze e Mezembach [1961]) (figura F 83);

$D_r = 39 \div 73\%$, mediamente pari a 50% (Bazaara [1967]) (figura F 83);

$\phi' = 35 \div 42^\circ$, mediamente pari a 37° (Schmertmann [1975], Meyerhof [1957]) (figura F 84);

$\phi' = 35 \div 42^\circ$, mediamente pari a 38° (Schmertmann [1975], Schultze e Mezembach [1961]) (figura F 84);

$\phi' = 34 \div 38^\circ$, mediamente pari a 35° (Schmertmann [1975], Bazaara [1967]) (figura F 84);

$\phi' = 29 \div 34^\circ$, mediamente pari a 31° (De Mello [1971]) (figura F 85);

$\phi' = 33 \div 44^\circ$, mediamente pari a 36° (Japanese National Railway) (figura F 85);

$\phi' = 32 \div 44^\circ$, mediamente pari a 36° (Road Bridge Specification [1971]) (figura F 85);

Dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT, si ritiene pertanto ragionevole adottare per tale formazione il seguente range di valori di angolo di attrito in condizioni drenate:

$\phi' = 32^\circ \div 36^\circ$

Tali valori risultano pienamente confermati dai risultati delle prove di laboratorio che consentono la stima della quota parte di resistenza attribuibile alla coesione drenata c' a fronte di valori di angolo di attrito inferiori.

Sempre sulla base delle prove penetrometriche dinamiche SPT, in condizioni di tensioni totali la formazione Tas può complessivamente essere caratterizzata dai seguenti valori di resistenza al taglio non drenata (figura F 86):

$c_u = 144 \div 654$ kPa, mediamente pari a 299 kPa (NAVFAC [1971]).

Caratteristiche di deformabilità

Dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT, il modulo elastico a piccole deformazioni (E_0) stimato mediante la correlazione di Ohta e Goto [1978], risulta compreso nel seguente intervallo (figura F 87):

$E_0 = 376 \div 879$ (MPa), mediamente pari a 595 MPa

$G_0 = 145 \div 338$ (MPa), mediamente pari a 229 MPa.

I moduli di Young operativi (E_{op}), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di $(1/5 \div 1/10) \cdot E_0$.

Per la stima del modulo non drenato E_u nelle argille sovraconsolidate si è fatto riferimento alla correlazione di Jamiolkowski et al. [1979]: $E_u = k c_u$ ove k è una costante, funzione del grado di sovraconsolidazione OCR e I_p , e c_u è la coesione non drenata, variabile tra 144 e 654 kPa mediamente pari a 299 kPa (NAVFAC [1971]) (i dati di c_u ottenuti in laboratorio da prove TxUU confermano tali valori, mentre i dati di laboratorio ottenuti da altre prove risultano dispersi). Facendo riferimento ad un OCR $\cong 2$ (ricavato dalle prove di compressione edometrica eseguite) e per indici plastici inferiori a 30, si può assumere cautelativamente, $k = 1000$ e si ottiene (vedi figura F 88) :

$$E_u = 144 \div 654 \text{ MPa, mediamente pari a } 298 \text{ MPa (Jamiolkowski et.al. [1979])}$$

Nella figura F 89 è riportato un confronto tra modulo E_u proposto da Jamiolkowski et al. (1979) e moduli E_0 di Ohta e Goto (1978).

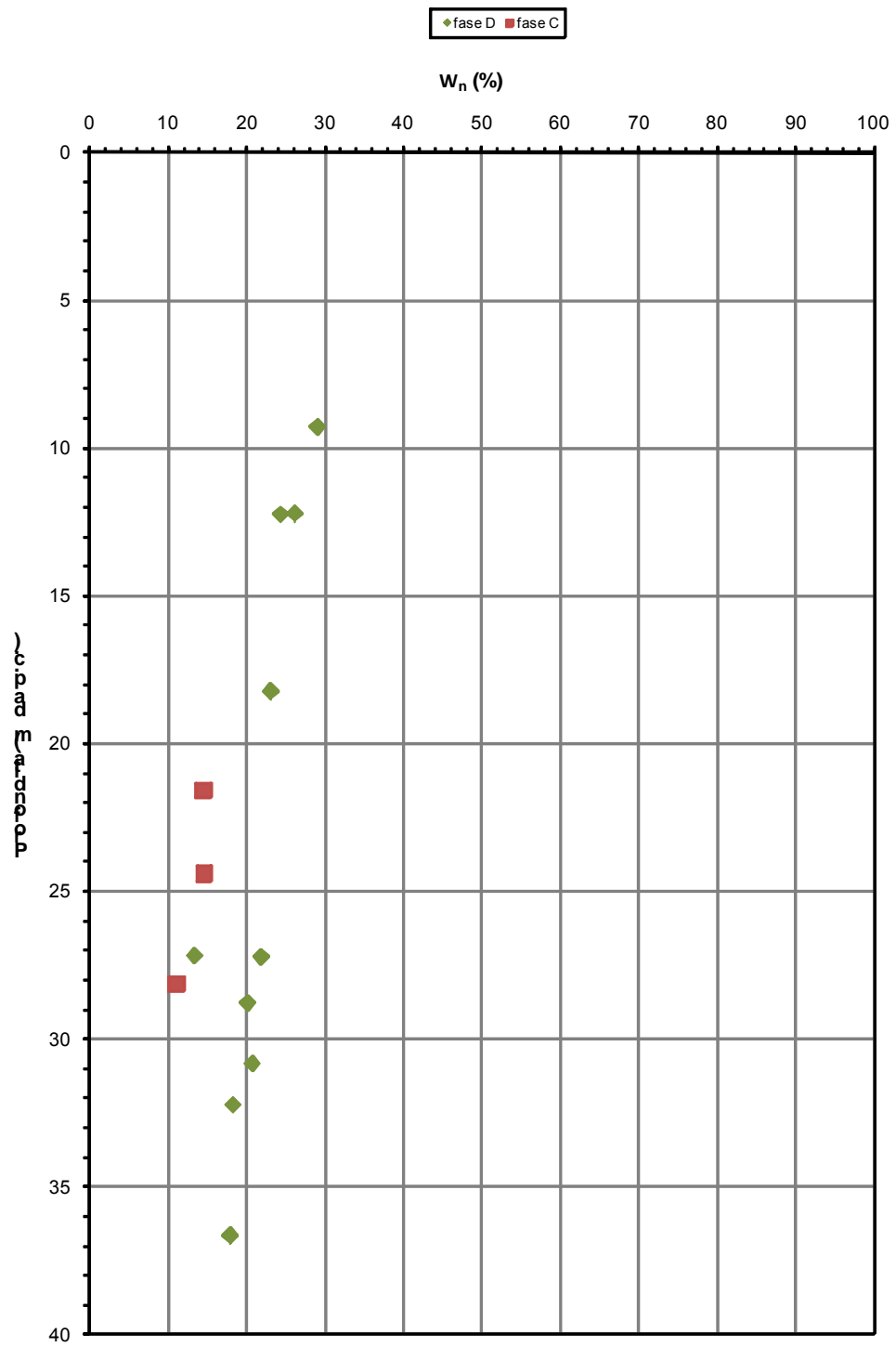
8.7.3 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base dei risultati delle indagini in sito e in laboratorio effettuate, i parametri geotecnici caratteristici assunti per la caratterizzazione della formazione Tcm₂ sono riassunti nella seguente tabella:

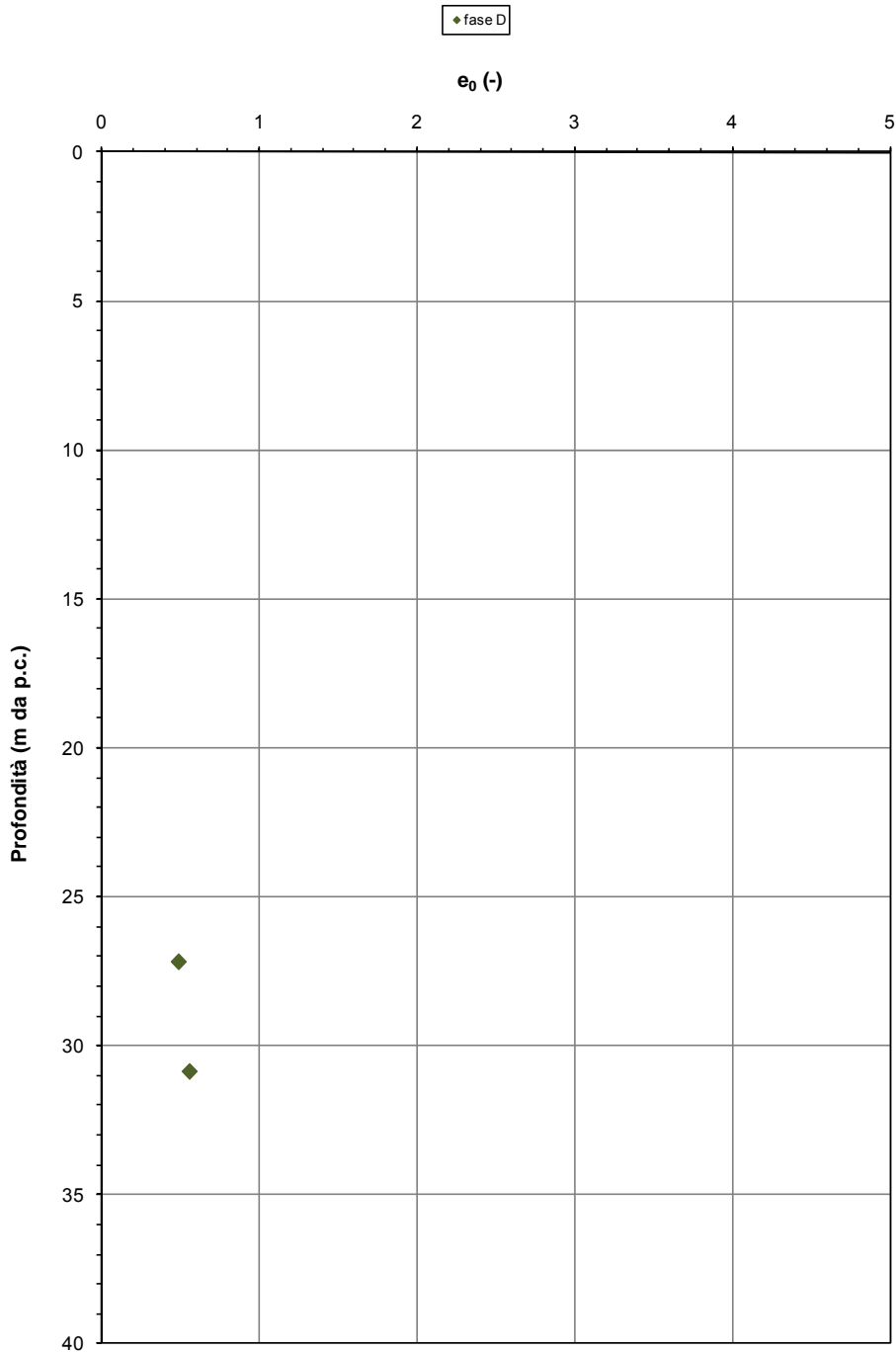
Tas	
Peso di volume naturale γ (kN/m³)	21
Angolo di attrito ϕ' (°)	25
Coesione drenata c' (kPa)	20 ÷ 50
Resistenza al taglio non drenata c_u (kPa)	100 ÷ 300
Modulo edometrico E_{ed} (MPa)	20
Modulo elastico operativo E_{op} (MPa)	30 ÷ 40
Coefficiente di reazione verticale $K_{Winkler \text{ vert}}$ (kN/m³)	40000
Coefficiente di reazione orizzontale $K_{Winkler \text{ orizz}}$ (kN/m³)	20000

DATI GENERALI				CARATTERISTICHE FISICHE									TX-UU	ELL	CIU			TD		EDO			GRANULOMETRIA (CLASSIFICAZIONE ASTM 2487-93-USCS)					CLASSIFICAZIONE DEI MATERIALI		
Sondaggio	Campione	z _i	z _f	W _n	γ _{nat}	γ _s	e ₀	S	W _l	W _p	I _p	I _c	c _u	c _u	c'	φ'	c _u	c'	φ'	Δσ	E _{ed}	c _v	G	S	L	A	L+A	AASHTO (CNR-UNI 10006)	USCS	
		[m]	[m]	[%]	[kN/m ³]	[kN/m ³]		(%)	[%]	[%]	[-]	[-]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]	[kPa]	[kPa]	[°]	[kPa]	[kPa]	[cm ² /s]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[-]	[-]	
C-S13	CR 7	21.5	21.7	14.5	21.49				41	21	20	1.33	345.90										0.0	2.0	55.1	42.9	98.0	A7-6	CL	
C-S13	CI 1	24.1	24.7	14.6	21.65				37	23	14	1.60											6.1	3.6	51.1	39.2	90.3	A6	CL	
C-S13	CI 2	28	28.3	11.1	22.56				30	19	11	1.72	409.90										6.0	11.3	52.4	30.3	82.7	A6	CL	
6B-SD11bis	CI5	32	32.5	18.29					37	23	14		152.27										0.2	20.8	56.2	22.9	79.1	A-6	CL	
6BSD10bis	CI5	27	27.4	13.36	20.3	26.7	0.488	73.13	44	20	24	1.28			5.52	26.6	7.73	16.99	27.8				1.2	16.7	50.1	32.1	82.2	A-7-6	CL	
6BSD10bis	CRE	30.7	31	20.76	20.4	26.3	0.559	97.7	58	25	33	1.13		22.90									0.0	25.8	39.8	34.4	74.2	A-7-6	CH	
6B-SD9	CR 5	36.5	36.85	17.98	20.9	28			32	18	14	1.00		206.72									0.0	8.6	59.3	32.1	91.4	A-6	CL	
6B-SD4	CI 5	27	27.47	21.89	20.7	26.2			53	24	29	1.07						12.49	16.5				0.0	0.2	29.8	70.0	99.8	A-7-6	CH	
6B-SD3	CI 6	30	30.6						52	23	29							13.42	16.2				0.2	1.9	44.9	53.0	97.9	A-7-6	CH	
6B-SD3	CI 7	33	33.6						54	26	28		253.87										0.2	1.1	50.6	48.1	98.7	A-7-6	CH	
6B-SD2	CI 3	13.6	14						54	23	31	1.74						17.52	22.1				0.2	2.7	31.8	65.3	97.1	A7-6	CH	
6B-SD2	CI 4	17	17.6						51	24	27	1.89	320.11								100-200	4718.34	1.18E-04	0.2	0.3	58.0	41.5	99.5	A7-6	CH
6B-SD1	CI 3	18	18.5	23.07	20.3				53	25	28	1.07											0.0	0.2	40.8	59.1	99.8	A-7-6	CH	
6B-SD1	CI 2	12	12.5	24.38	20	27.6			54	26	28	1.06			4.03	19.2	16.00						0.0	3.1	31.8	65.2	96.9	A-7-6	CH	
6a-SD34	CR6	28.6	29	20.2	20.73	27.29			42.7	19.5	23.2	41.83	176.00										0.0	1.0	26.0	73.0	99.0			
6a-SD32	CI1	8.98	9.6	29.14	19.84	27			26.6	24.9	26.6	25.50			0.00	38.8							0.0	2.0	27.0	71.0	98.0			
6a-SD32	CI2	11.96	12.5	26.2	19.59	27.14			47.8	22.4	25.4	46.77	357.00										0.0	1.0	24.0	75.0	99.0			

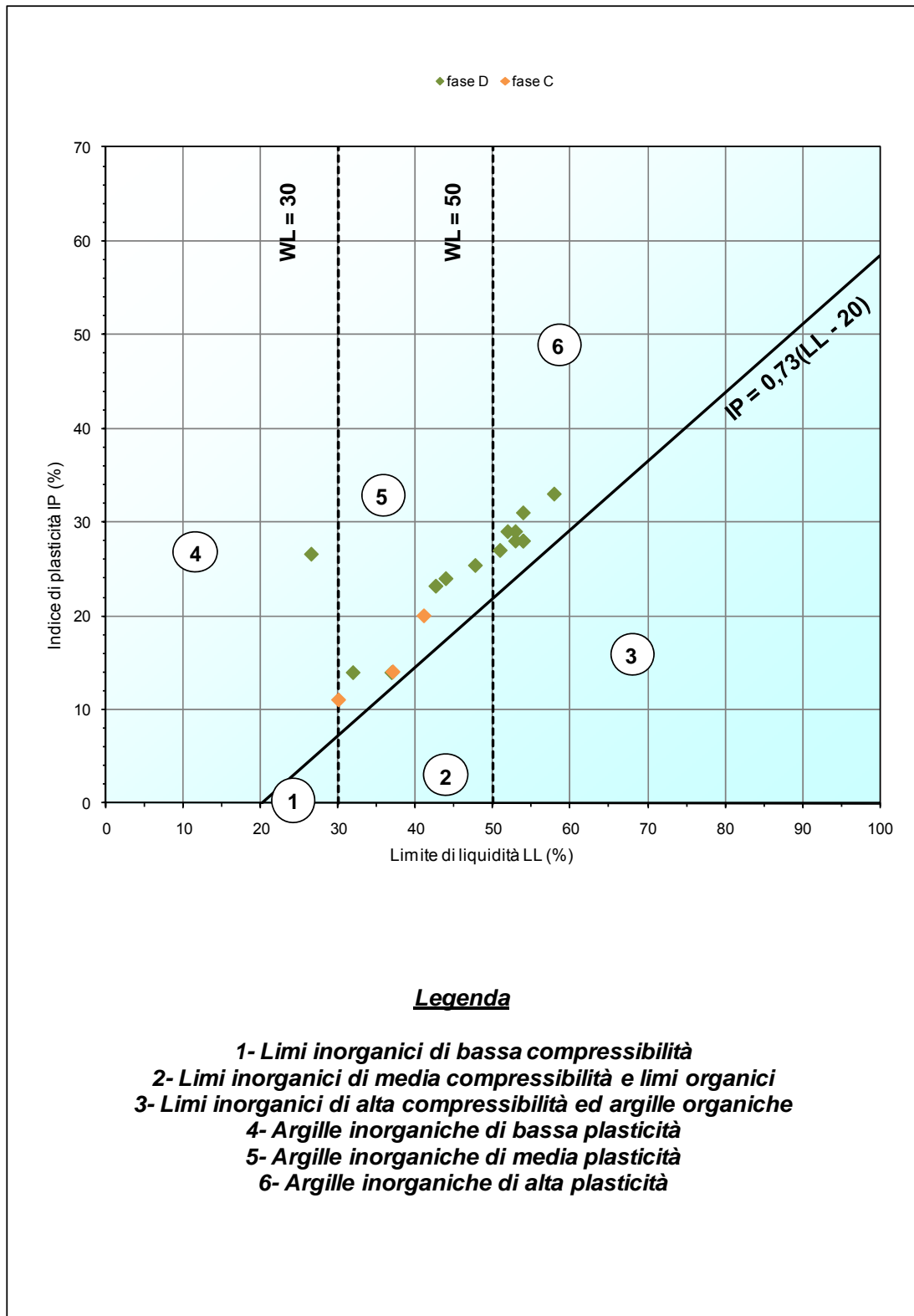
T 13. sintesi dei risultati delle prove di laboratorio - Tas



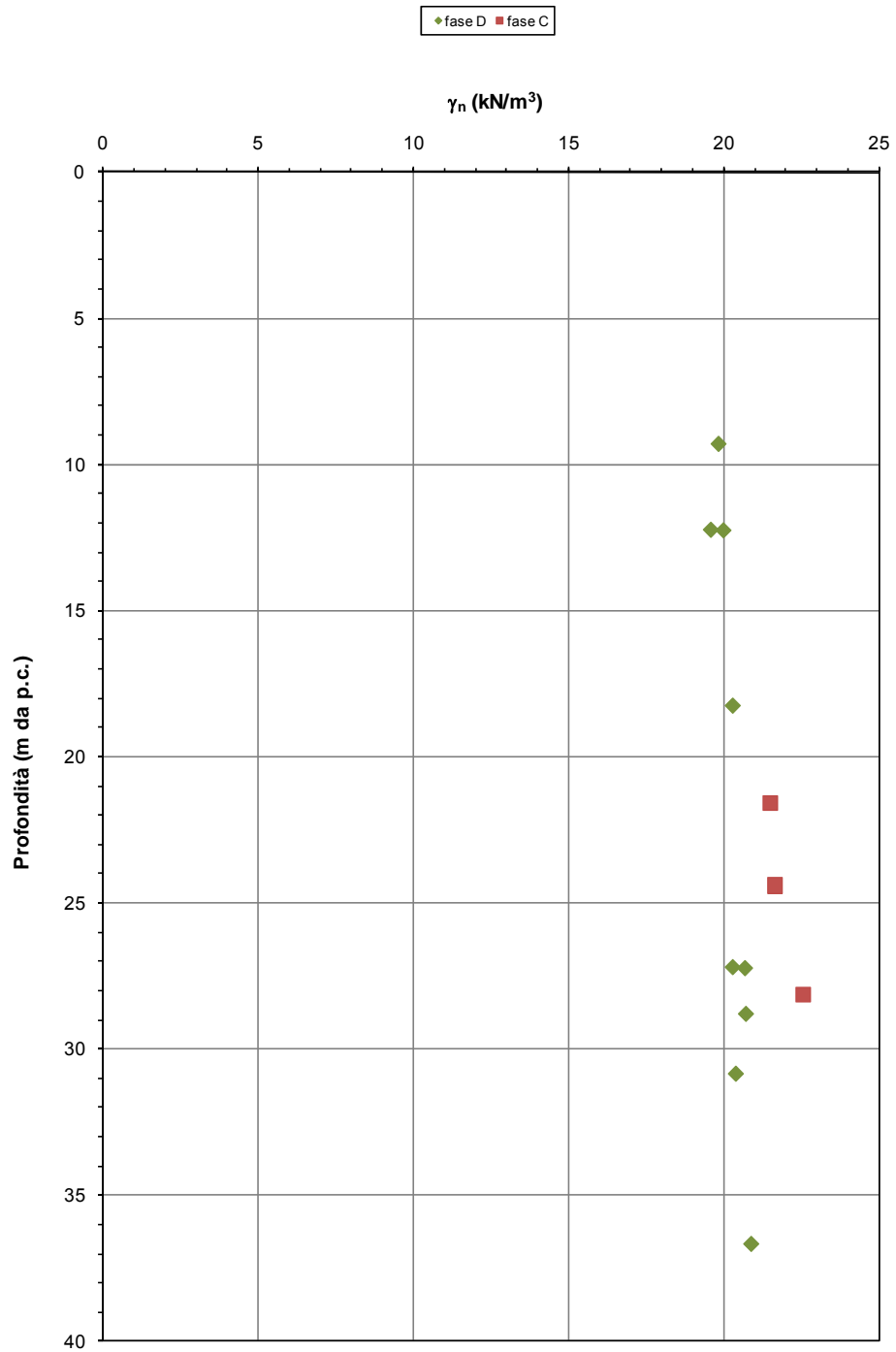
F 72. Contenuto d'acqua naturale – Tas



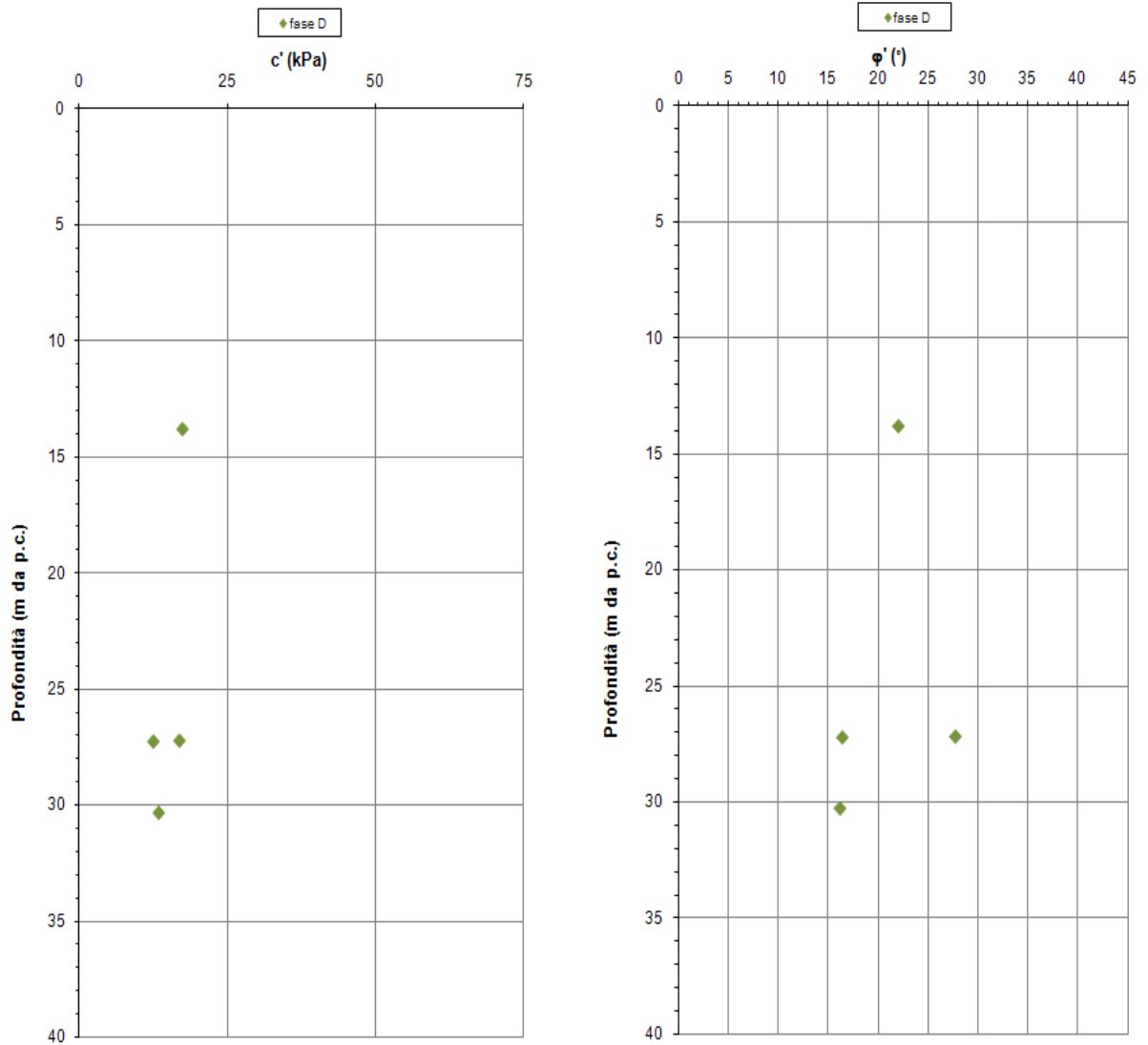
F 73.Indice dei vuoti iniziale – Tas



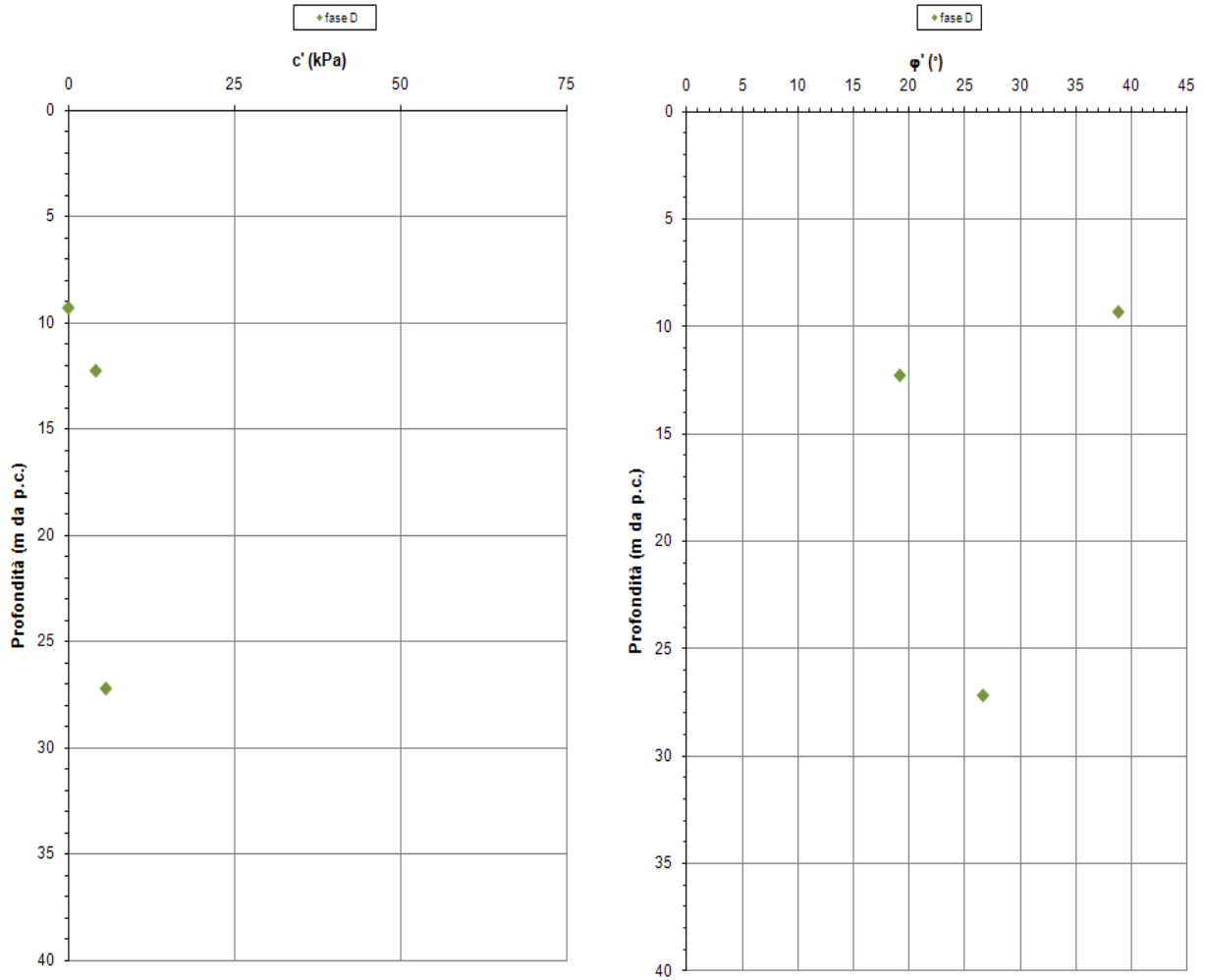
F 74. Carta di plasticità di Casagrande – Tas



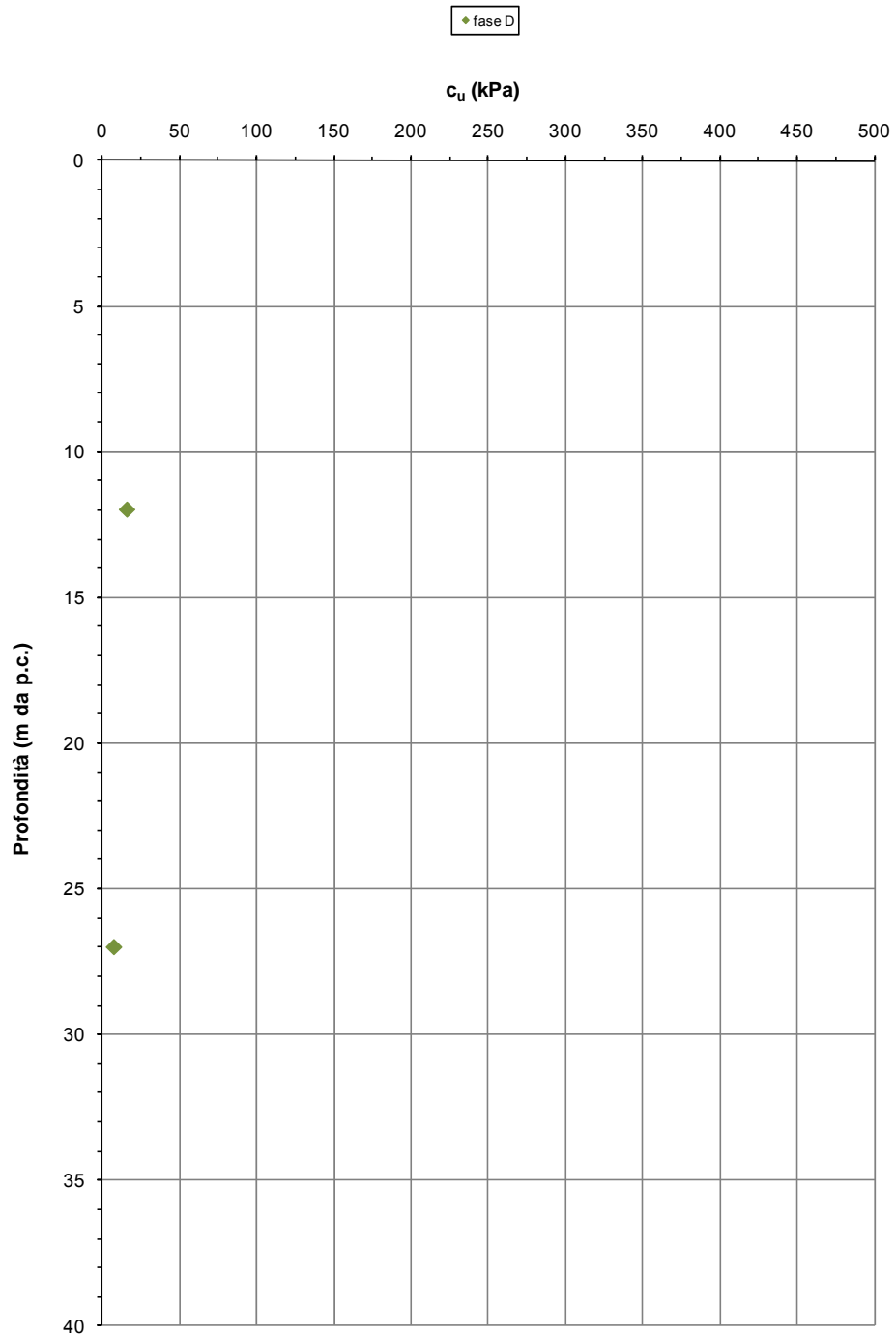
F 75. Peso di volume naturale – Tas



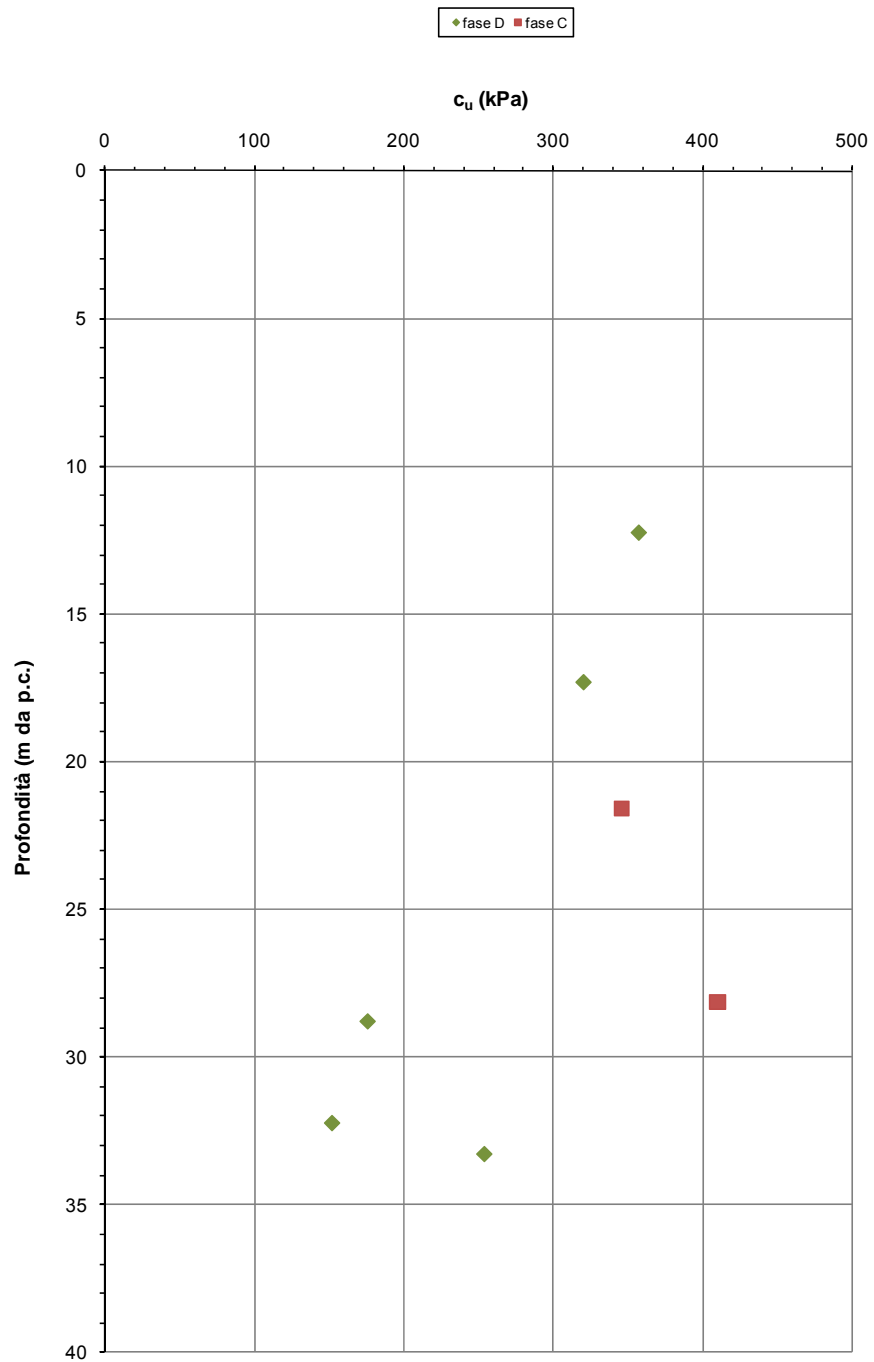
F 76.c' e φ' da prove di taglio diretto TD – Tas



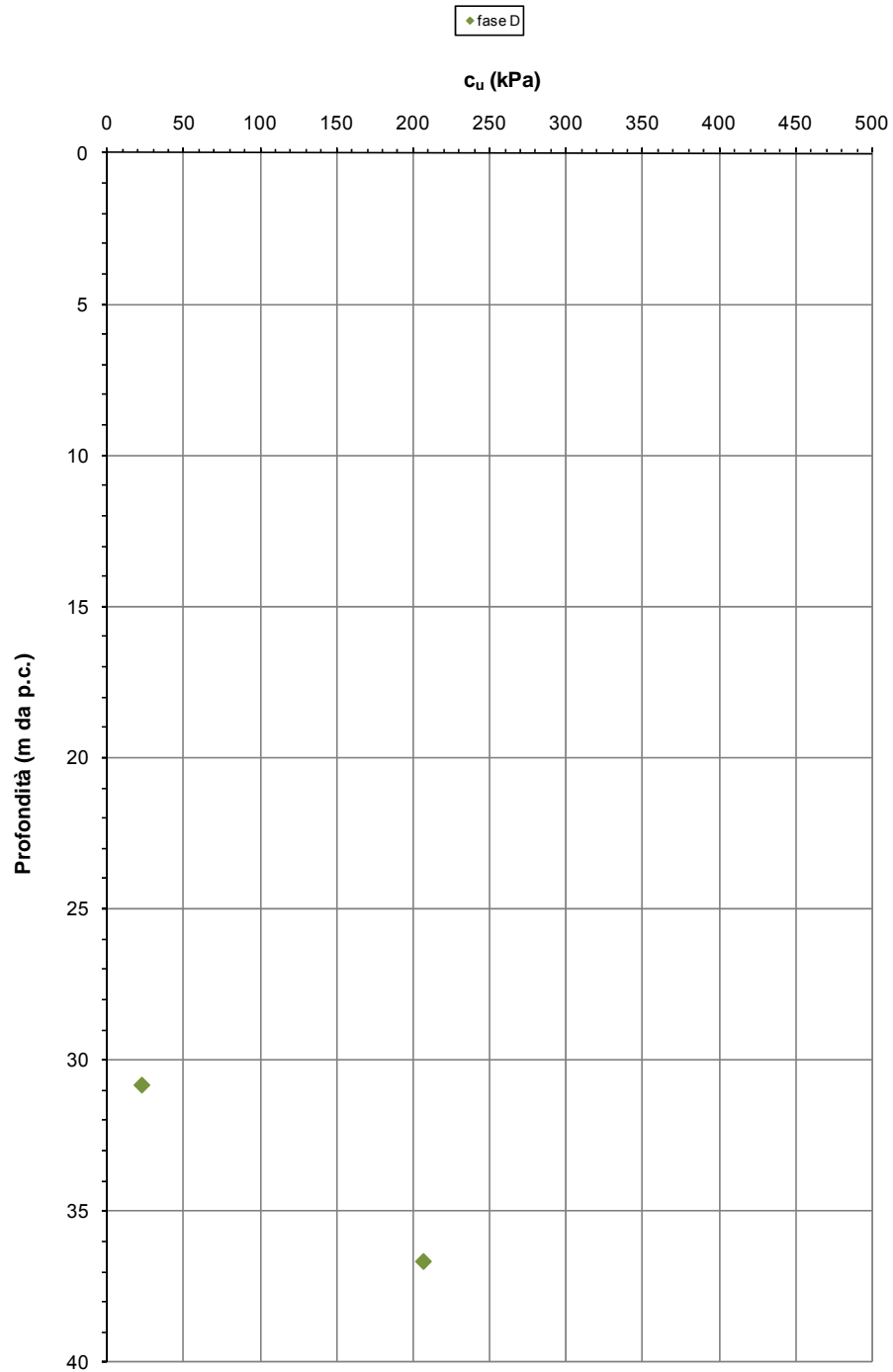
F 77.c' e φ' da prove Triassiali TxCIU – Tas



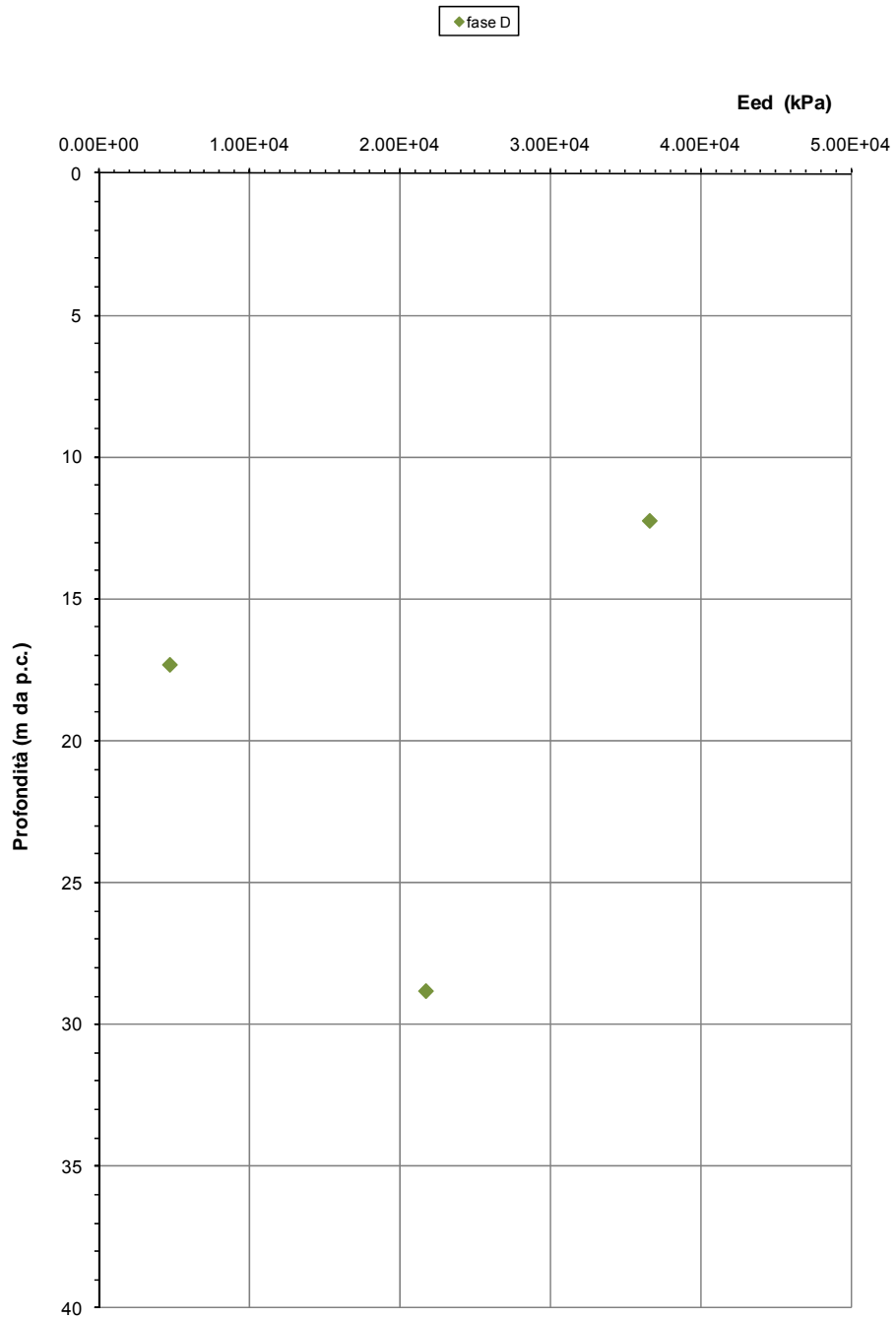
F 78. Resistenza al taglio non drenata c_u da prove Triassiali TxCIU – Tas



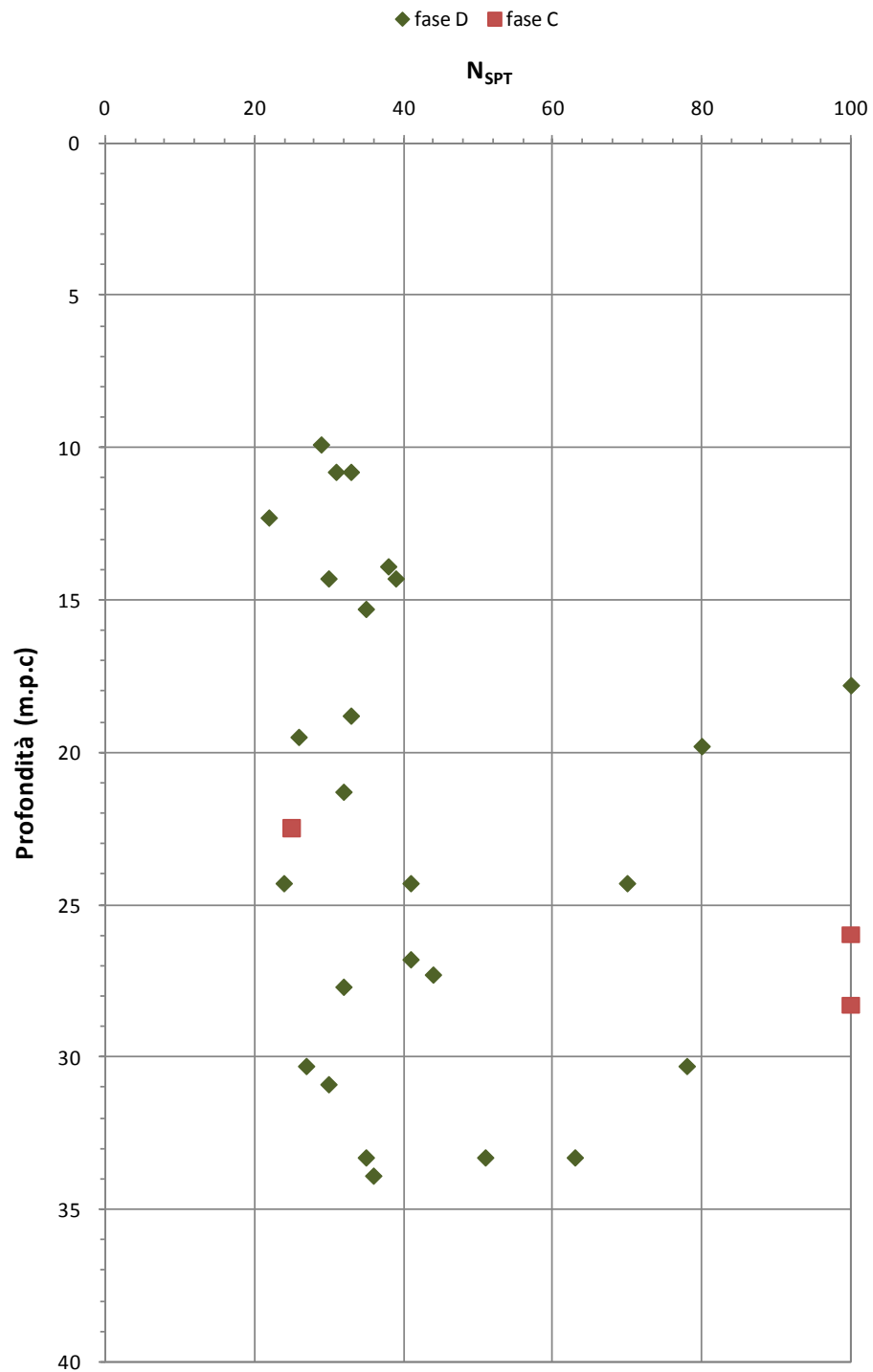
F 79. Resistenza al taglio non drenata da prove Triassiali TxUU – Tas



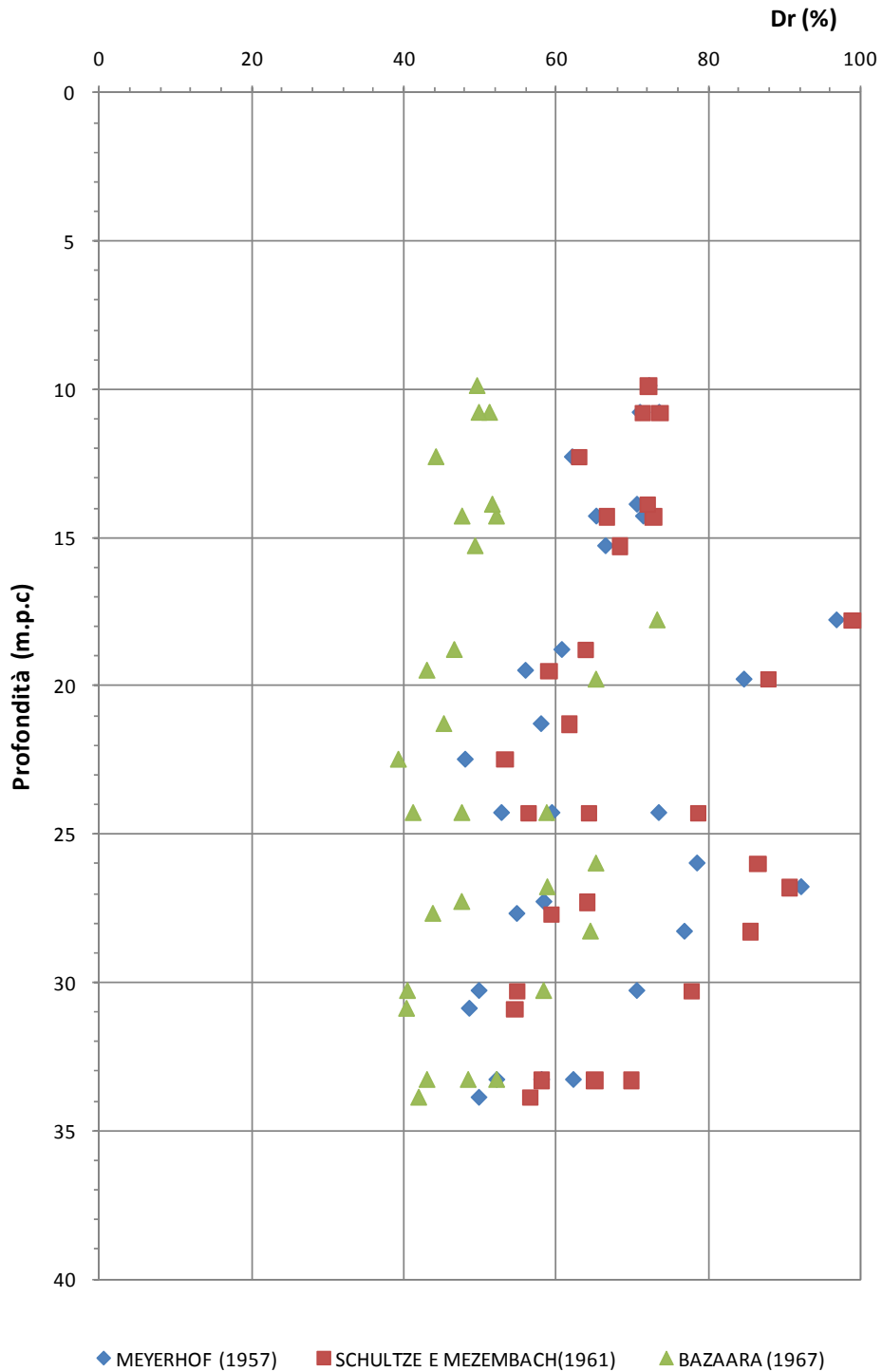
F 80. Resistenza al taglio non drenata da prove ELL – Tas



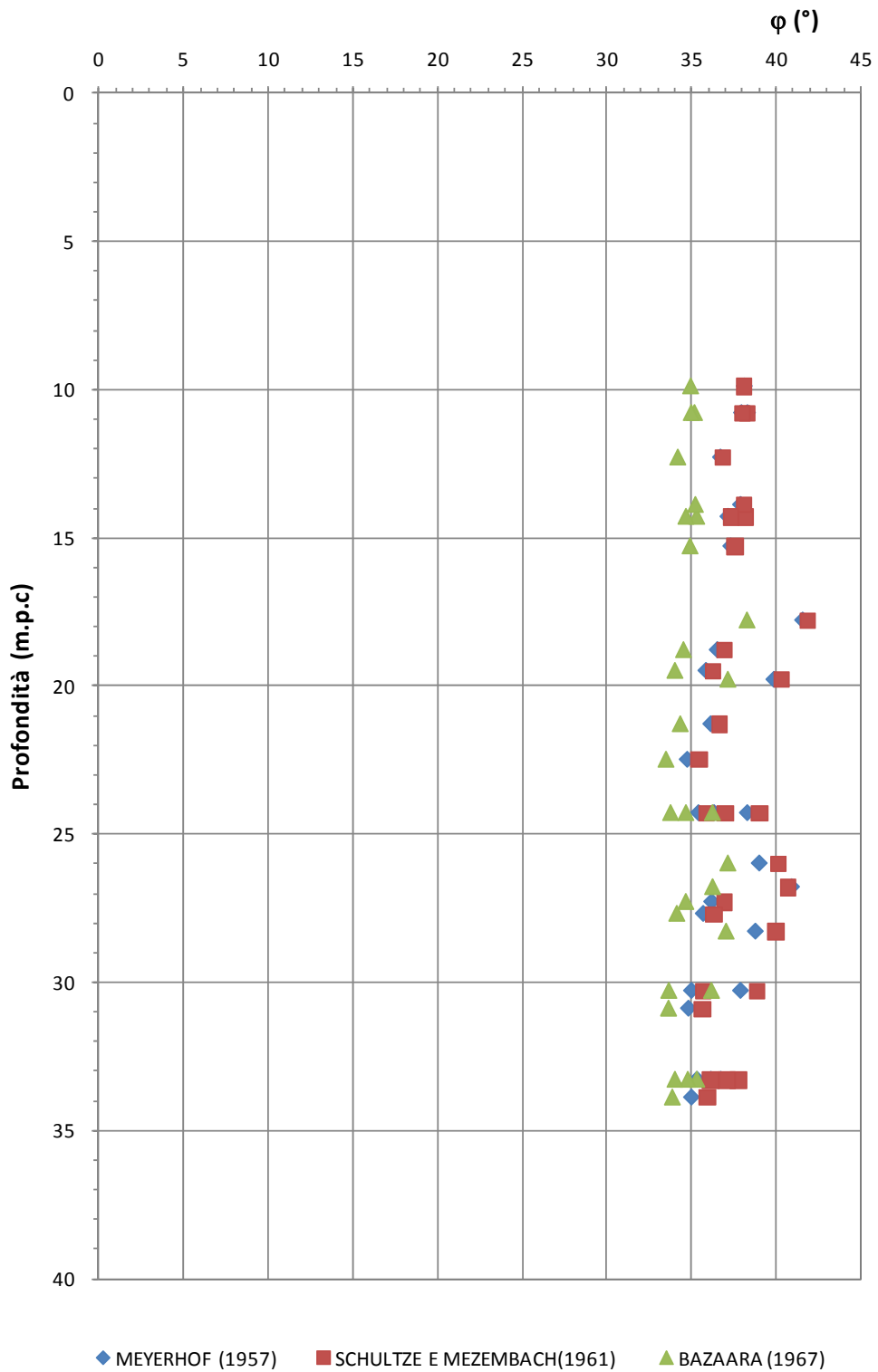
F 81. Prove di compressione edometrica – valori di E_{ed} – Tas



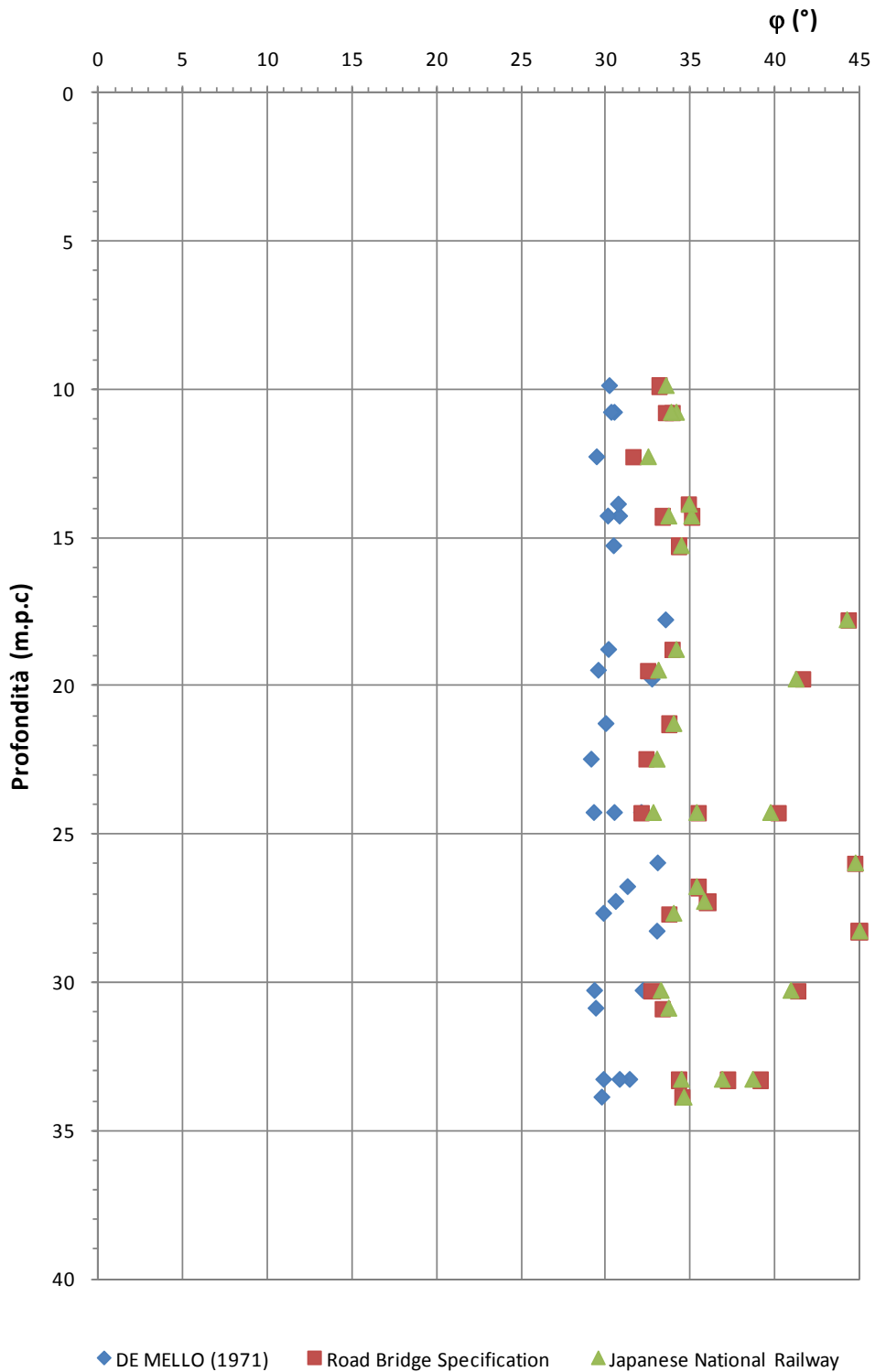
F 82. Valori di N_{SPT} – Tas



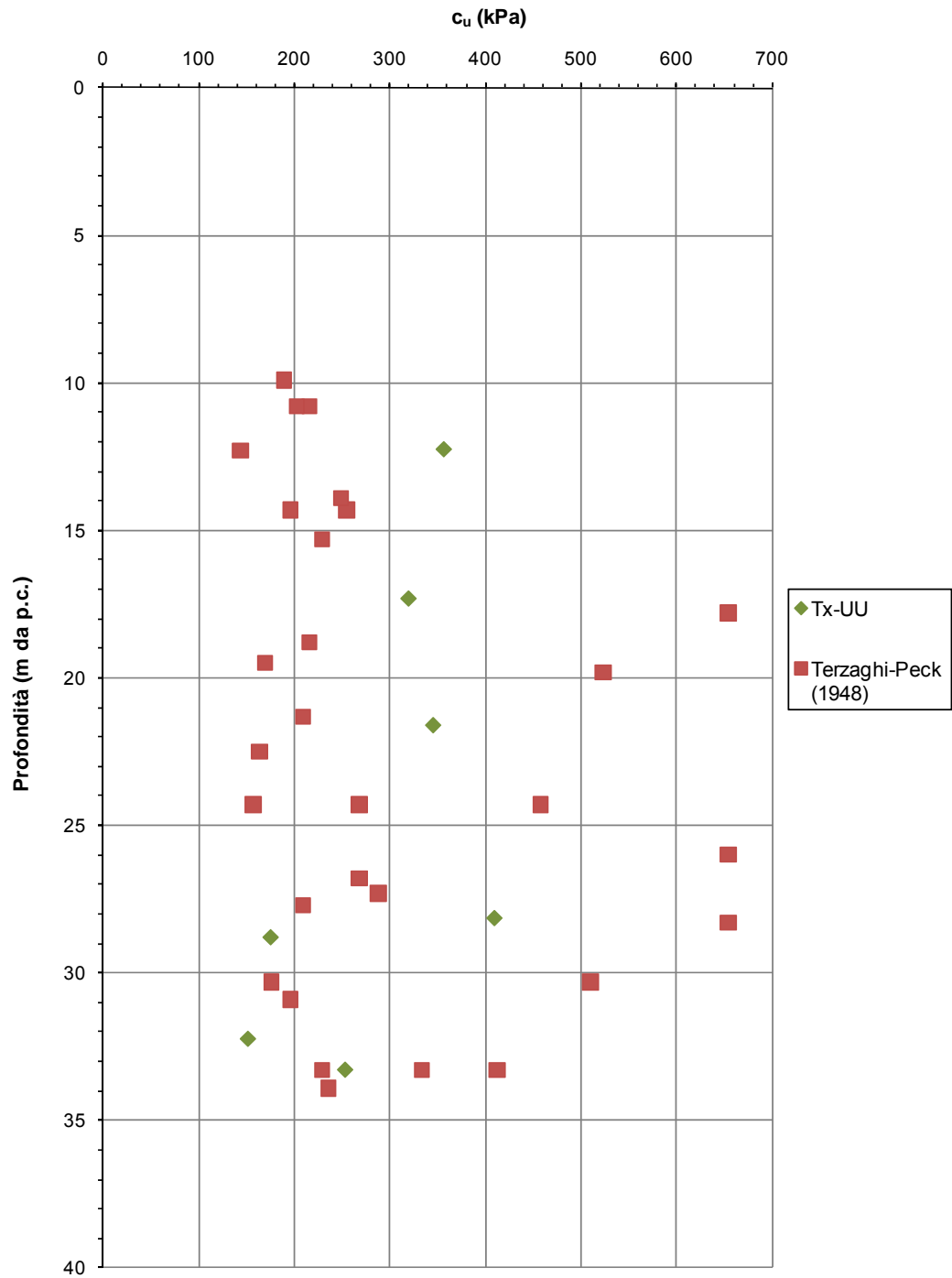
F 83. Valori della densità relativa D_R (Meyerhof [1957] Schultze e Mezembach [1961] Bazaara [1967]) – Tas



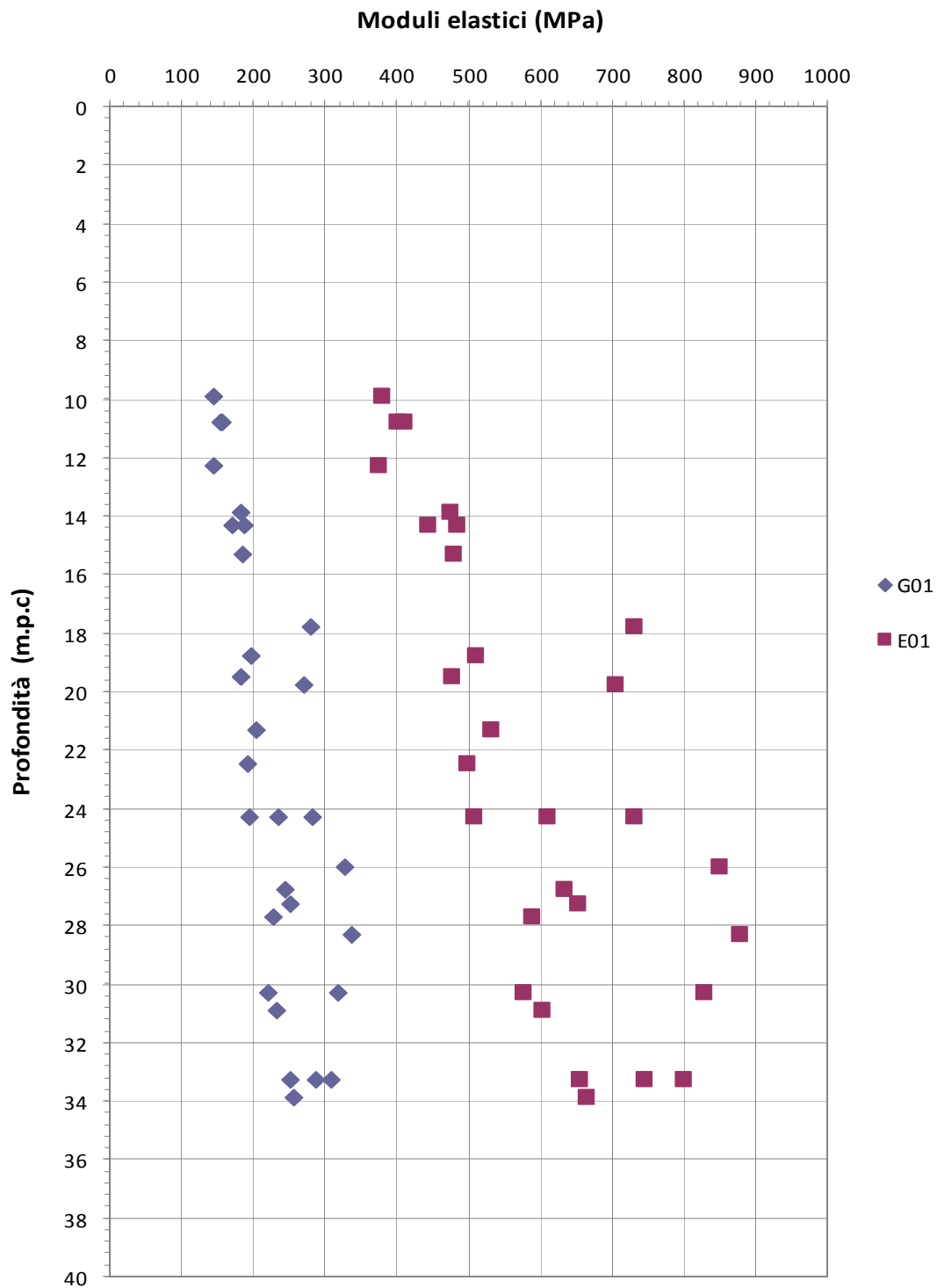
F 84. Valori dell'angolo di attrito ϕ' (Schmertmann [1975]) – Tas



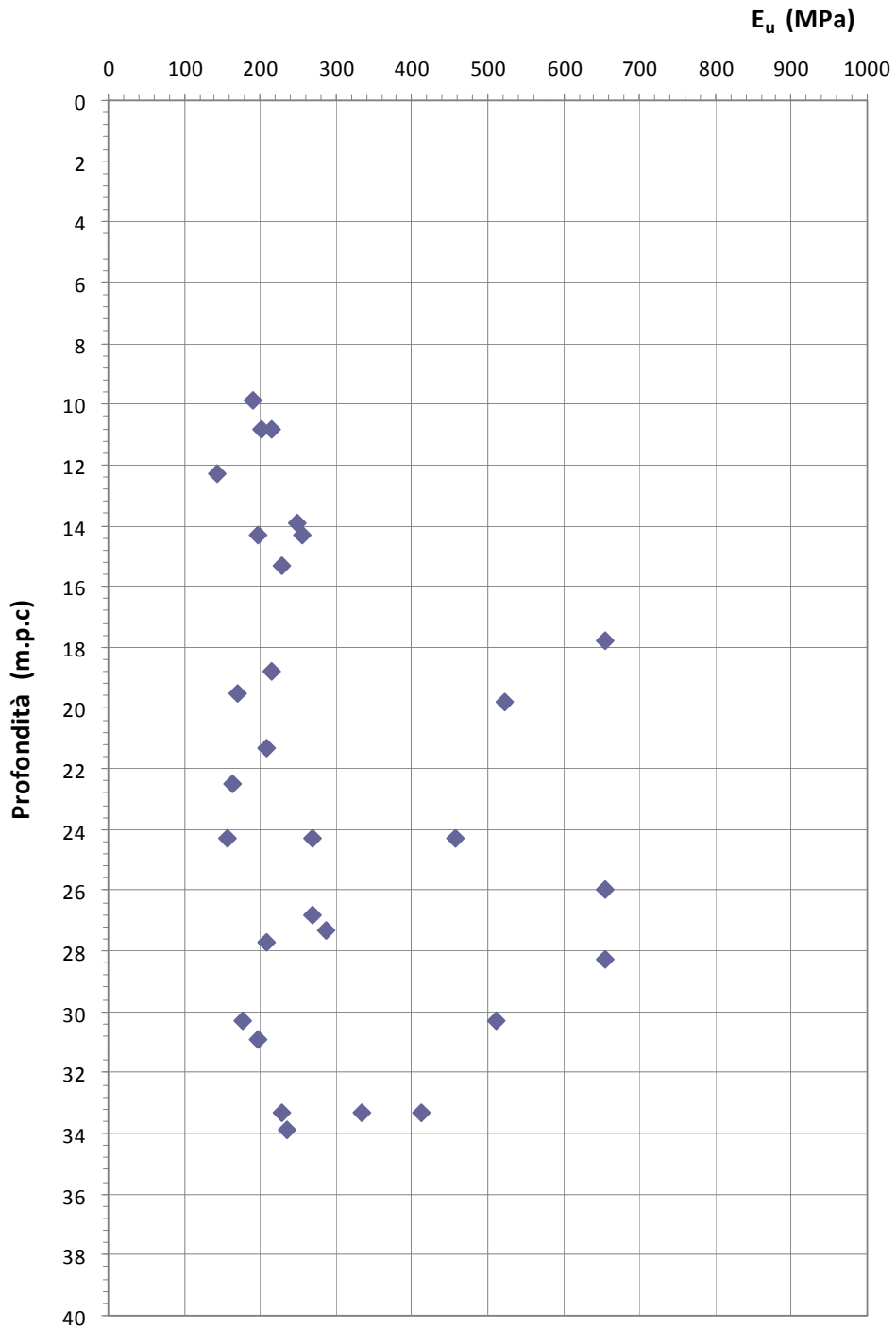
F 85. Valori dell'angolo di attrito ϕ' (De Mello [1971], Japanese National Railway, Bridge Specification[1971])–
Tas



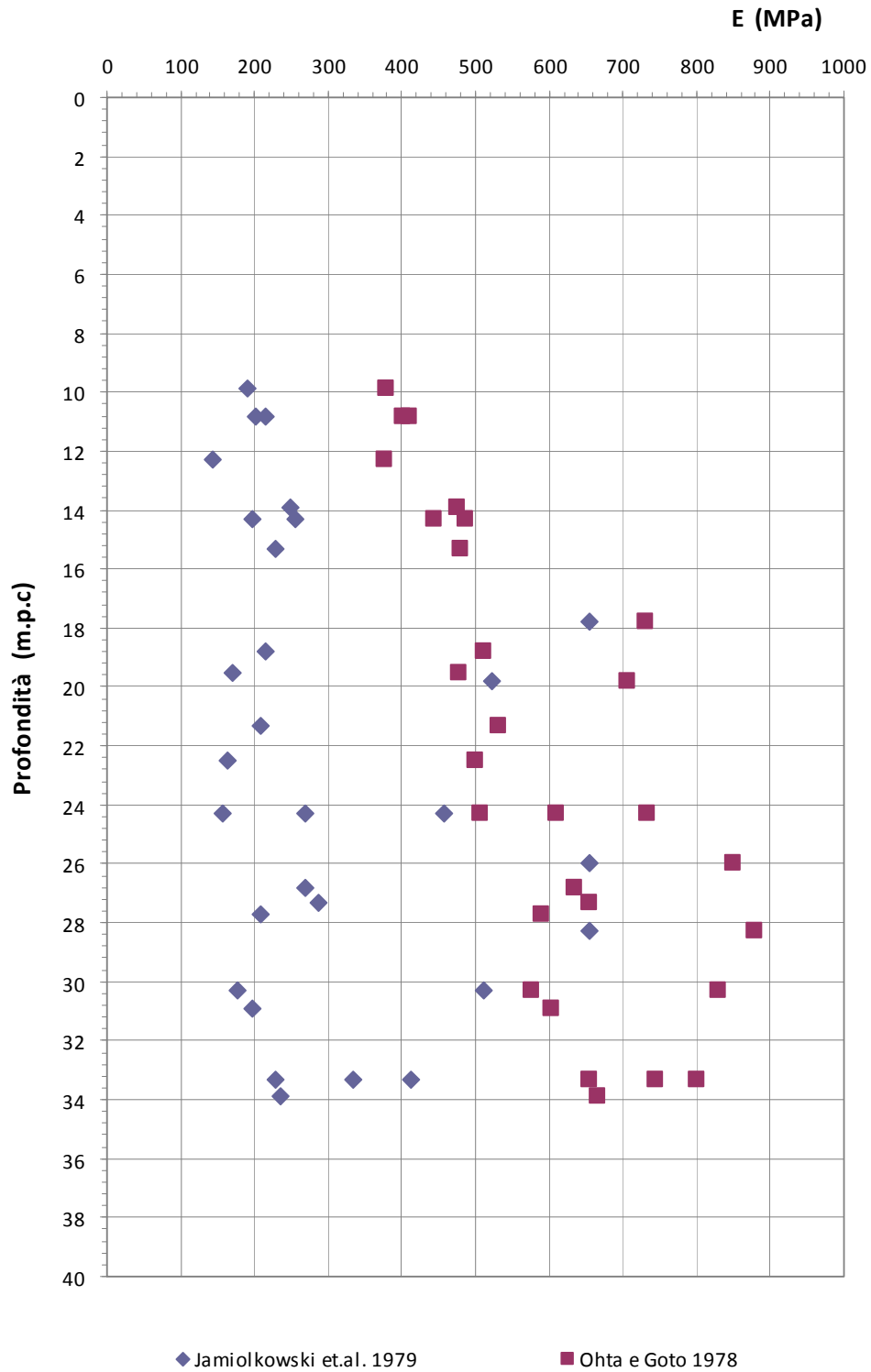
F 86. Valori della resistenza al taglio non drenata da prove SPT (NAVFAC, DM-7) – *Tas*



F 87. Moduli elastici a piccole deformazioni (Ohta & Goto [1978]) – Tas



F 88. Modulo elastico non drenato E_u (Jamiolkowski et al. [1979]) – Tas



F 89. Confronto tra modulo E_0 di Ohta e Goto [1978] e modulo E_u di Jamiolkowski et al. [1979] – Tas

8.8 Rar

8.8.1 Analisi di laboratorio

Nel corso dell'esecuzione dei sondaggi e dei pozzetti non sono stati prelevati campioni da sottoporre a prove di laboratorio.

8.8.2 Indagini geotecniche in sito

Caratteristiche meccaniche

Nel corso della perforazione dei sondaggi è stata eseguita una sola prova penetrometrica dinamica tipo SPT che ha fornito rifiuto.

Per la caratterizzazione geotecnica e geomeccanica dell'unità Rar si ritiene opportuno fare riferimento alle numerose trattazioni reperibili in letteratura che riportano studi sull'unità geotecnica in esame, riferibile alla formazione geologica denominata Unità della Pietraforte (facies arenarie con intercalazioni pelitiche).

8.8.3 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base dei dati di letteratura, i parametri geotecnici caratteristici assunti per la caratterizzazione della formazione Rar sono riassunti nella seguente tabella (valori cautelativi):

Rar	
Peso di volume naturale γ_n (kN/m³)	21
Angolo di attrito φ' (°)	30
Coesione drenata c' (kPa)	20
Modulo elastico operativo E_{op} (MPa)	50
Coefficiente di reazione verticale $K_{Winkler\ vert}$ (KN/m³)	50000
Coefficiente di reazione orizzontale $K_{Winkler\ orizz}$ (KN/m³)	25000

8.9 Rag

8.9.1 Analisi di laboratorio

Nel corso dell'esecuzione dei sondaggi e dei pozzetti sono stati prelevati n.13 campioni di terreno, di cui 1 indisturbato e 13 rimaneggiati.

Caratteristiche fisiche

Dalle analisi eseguite sui campioni prelevati, la formazione Tas ha presentato contenuti granulometrici variabili nei seguenti intervalli:

argilla= 24% ÷ 46% mediamente 34%

limo= 16% ÷ 31% mediamente 23%

sabbia= 7% ÷ 51 % mediamente 32%

ghiaia=0% ÷ 35% mediamente 11%

Il contenuto d'acqua naturale (w_n) risulta compreso tra 5.05% e 19.19% mediamente pari a 11.70% (figura F 90).

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL e indice di plasticità IP) variano entro i seguenti valori (figura F 91):

LL = limite liquido = 24% ÷ 41% mediamente pari a 30%

IP = indice di plasticità = 8% ÷ 22 % mediamente pari a 13%.

Facendo riferimento ai campioni indisturbati prelevati, il peso di volume naturale γ_n è risultato compreso tra 20.17 e 22.22 kN/m³, mediamente pari a 20.75 kN/m³ (figura F 92).

Caratteristiche di resistenza al taglio

Sui campioni indisturbati prelevati sono state eseguite n. 5 prove di taglio diretto (TD); i valori ottenuti, in termini di angolo di attrito e coesione, risultano pari a (figura F 93):

$c' = 0 \div 53.40$ kPa, mediamente pari a 11.92 kPa;

$\varphi' = 21 \div 36^\circ$, mediamente pari a 31°.

Caratteristiche di deformabilità

Sui campioni indisturbati prelevati è stata eseguita una prova di compressione edometrica, che ha fornito il seguente risultato, relativo ad un intervallo di pressione verticale efficace di 100-200 kPa:

Modulo edometrico: E_{ed} 9998 kPa.

Nella tabella T 14 viene riportata una sintesi dei risultati delle analisi di laboratorio eseguite sui campioni prelevati.

8.9.2 Indagini geotecniche in sito

Caratteristiche di resistenza al taglio

Nel corso della perforazione dei sondaggi sono state eseguite n. 54 prove penetrometriche dinamiche le quali hanno fornito nella quasi totalità dei casi valori di N_{SPT} a Rifiuto (figura F 94).

Per la caratterizzazione geotecnica e geomeccanica dell'unità Rag, non si ritiene pertanto opportuno fare riferimento alle correlazioni usualmente utilizzate, ma si ritiene più corretto fare riferimento alle numerose trattazioni reperibili in letteratura che riportano studi sull'unità geotecnica in esame, riferibile alla formazione geologica denominata Unità della Pietraforte (facies argilloscisti varicolori manganesiferi).

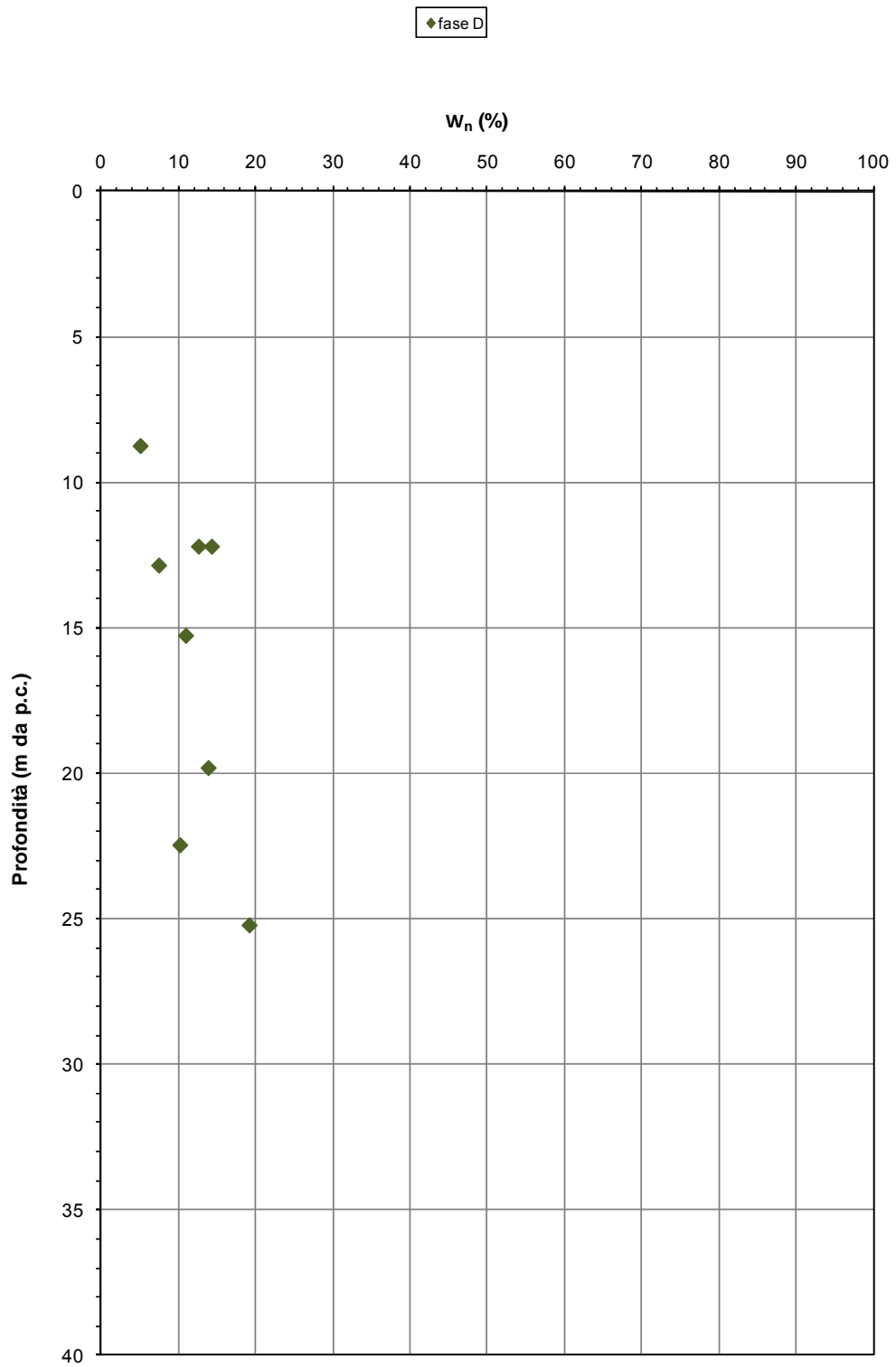
8.9.3 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base dei dati di letteratura, i parametri geotecnici caratteristici assunti per la caratterizzazione della formazione Rag sono riassunti nella seguente tabella (valori cautelativi):

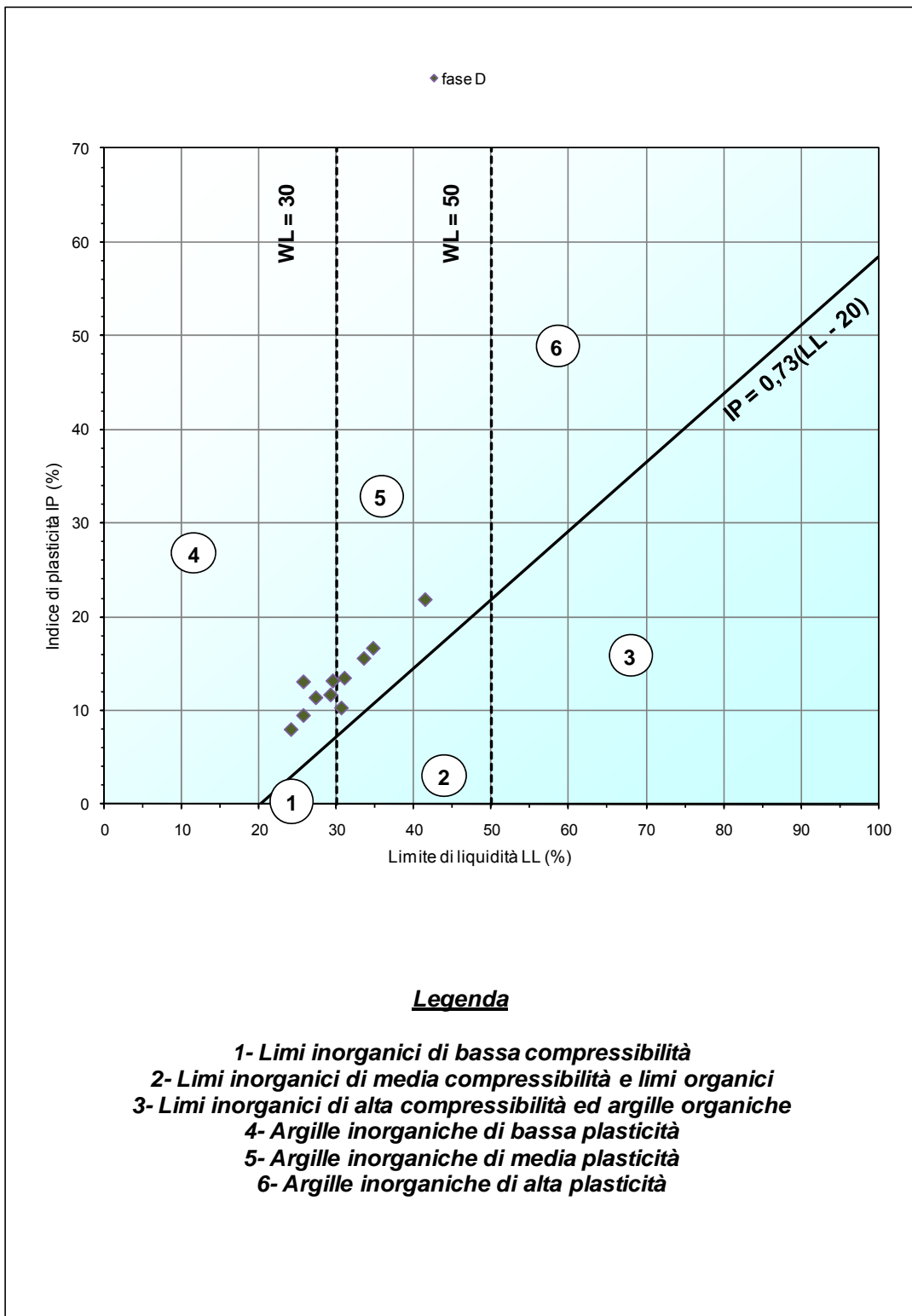
Rag	
Peso di volume naturale γ (kN/m³)	21
Angolo di attrito ϕ' (°)	30
Coesione drenata c' (kPa)	50
Modulo elastico operativo E_{op} (MPa)	75
Coefficiente di reazione verticale $K_{Winkler\ vert}$ (KN/m³)	60000
Coefficiente di reazione orizzontale $K_{Winkler\ orizz}$ (KN/m³)	30000

DATI GENERALI				CARATTERISTICHE FISICHE							TD		EDO			GRANULOMETRIA (CLASSIFICAZIONE ASTM 2487-93-USCS)							CLASSIFICAZIONE DEI MATERIALI	
Sondaggio	Campione	z _i	z _f	W _n	γ _{nat}	γ _s	W _l	W _p	I _p	I _c	c'	φ'	Δσ	E _{ed}	cv	G	S	L	A	L+A	D60	D50	AASHTO (CNR-UNI 10006)	USCS
		[m]	[m]	[%]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[%]	[%]	[-]	[-]	[kPa]	[°]	[kPa]	[kPa]	[cm ² /s]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[mm]	[mm]	[-]	[-]
6a-SD31	CR 3	12	12.4	14.31	20.51	27.45	30.60	20.30	10.30	29.21	0	32.5				0	31	30	39	69	0.017	0.0086	A-2-6	CL
6a-SD31	CR 4	22.3	22.6	10.19	20.35	27.48	24.10	16.10	8.00	22.83	6.21	29.5				0	51	18	31	49	0.22	0.086		
6a-SD31	CR 5	30.7	31				25.70	16.20	9.50							0	36	18	46	64	0.013	0.0059	A-4	CL-ML
6a-SD30	CI3	15.15	15.37	10.94	22.22	27.36	33.50	17.90	15.60	32.80			100-200	9998.2		6	49	21	25	46				
6a-SD30	CR3	12	12.4	12.61	20.17	27.37	31.00	17.50	13.50	30.07	53.4	20.9				15	38	23	24	47				
6a-SD30	CR6	25	25.4	19.19	20.51	27.55	29.50	16.30	13.20	28.05	0	35.4				6	37	16	41	57				
6a-SD30	CR7	32.6	33			27.00	27.30	15.90	11.40							14	27	21	38	59				
6a-SD29	CR3	8.5	9	5.05																				
6a-SD29	CR4	12.7	13	7.45																				
6a-SD29	CR5	19.6	20	13.87	20.74	27.00	25.70	12.60	13.10	24.64	0	36.4				12	30	29	28	57				
6a-SD27	CR3	15	15.4			27.00	29.20	17.40	11.70							6	36	29	29	58				
6a-SD26	SPT8	12	12.36			27.00	41.40	19.50	21.90							30	7	21	41	62				
6a-SD26	SPT12	21	21.17			27.00	34.70	17.90	16.70							35	7	26	32	58				

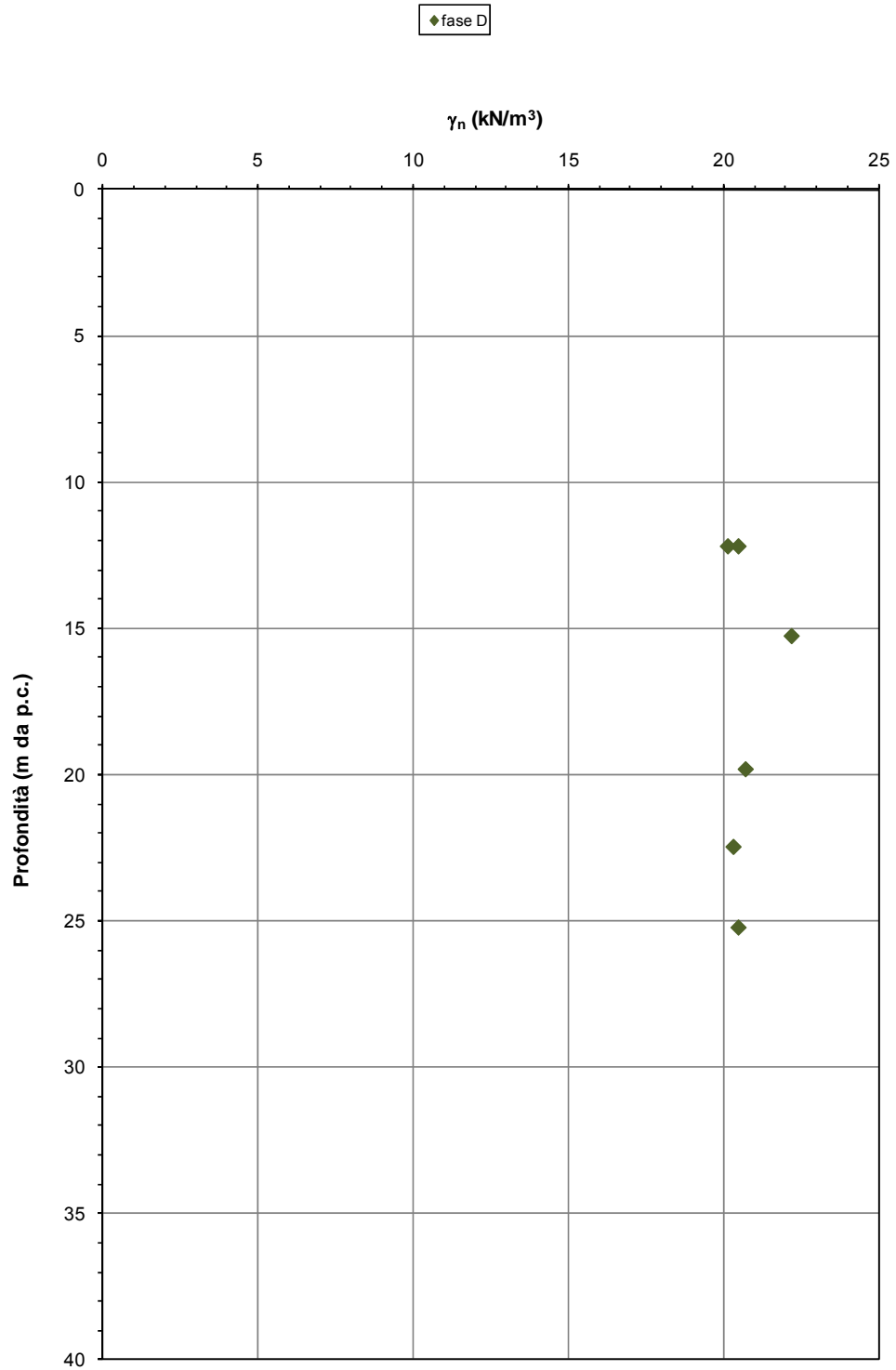
T 14. sintesi dei risultati delle prove di laboratorio - Rag



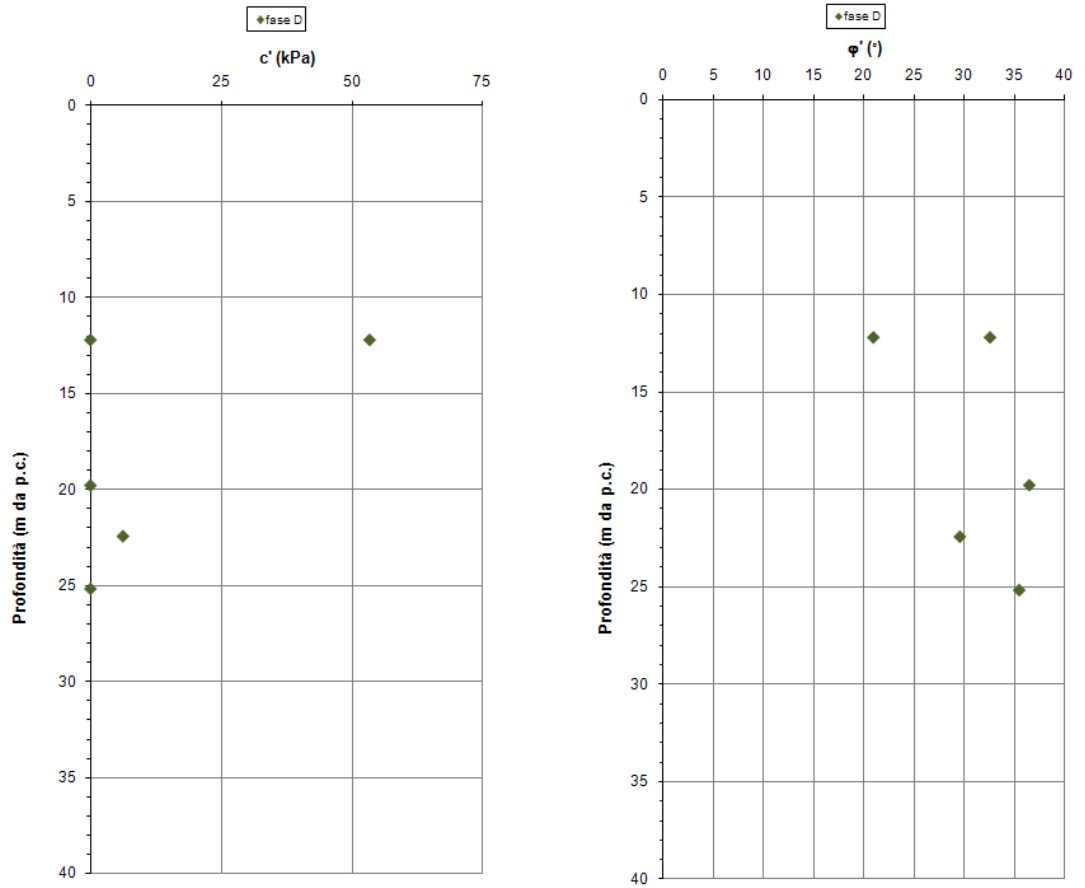
F 90. Contenuto d'acqua naturale – Rag



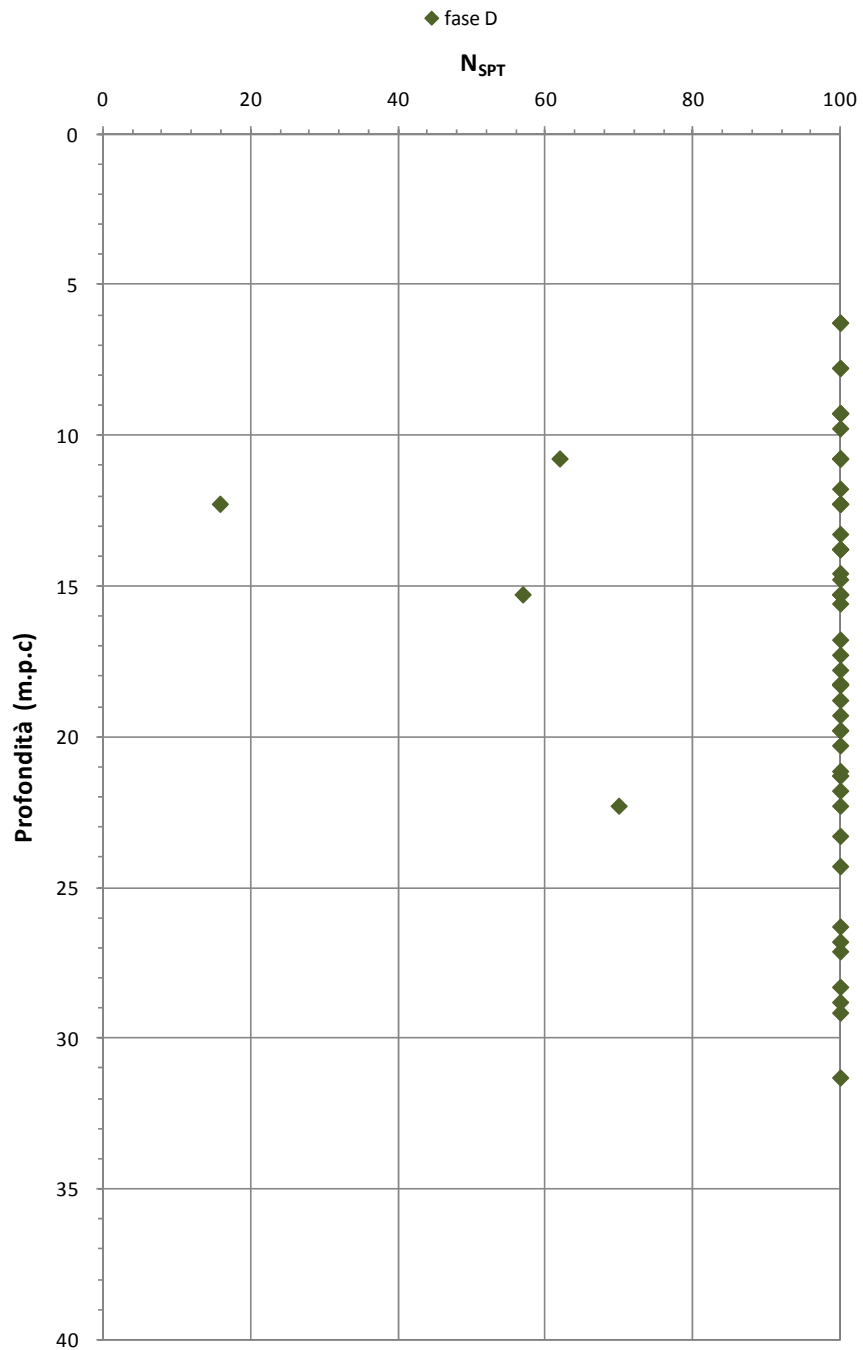
F 91. Carta di plasticità di Casagrande – Rag



F 92. Peso di volume naturale – Rag



F 93.c' e φ' da prove di taglio diretto TD – Rag



F 94. Valori di N_{SPT} – Rag

9. SINTESI DELLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Da quanto precedentemente esposto, per i terreni interessati dalle opere in progetto possono indicarsi i seguenti range di variazione dei principali parametri geotecnici caratteristici:

Tal₁	
Peso di volume naturale γ (kN/m³)	19 ÷ 21
Coesione non drenata c_u (kPa)	80 ÷ 100
Angolo di attrito ϕ' (°)	20 ÷ 30
Coesione drenata c' (kPa)	10 ÷ 30
Modulo edometrico E_{ed} (MPa)	5 ÷ 7
Modulo elastico operativo E_{op} (MPa)	10 ÷ 20
Coefficiente di reazione verticale $K_{Winkler\ vert}$ (kN/m³)	10000
Coefficiente di reazione orizzontale $K_{Winkler\ orizz}$ (kN/m³)	5000

Tal₂	
Peso di volume naturale γ (kN/m³)	19
Angolo di attrito ϕ' (°)	30 ÷ 32
Coesione drenata c' (kPa)	15 ÷ 20
Modulo edometrico E_{ed} (MPa)	10
Modulo elastico operativo E_{op} (MPa)	15 ÷ 30
Coefficiente di reazione verticale $K_{Winkler\ vert}$ (kN/m³)	15000
Coefficiente di reazione orizzontale $K_{Winkler\ orizz}$ (kN/m³)	7500

Tcm₁	
Peso di volume naturale γ (kN/m³)	18
Coesione non drenata c_u (kPa)	100 ÷ 200
Angolo di attrito φ' (°)	25 ÷ 32
Coesione drenata c' (kPa)	5 ÷ 25
Modulo edometrico E_{ed} (MPa)	6 ÷ 8
Modulo elastico operativo E_{op} (MPa)	20 ÷ 30
Coefficiente di reazione verticale $K_{Winkler\ vert}$ (kN/m³)	20000
Coefficiente di reazione orizzontale $K_{Winkler\ orizz}$ (kN/m³)	10000

Tcm₂	
Peso di volume naturale γ_n (kN/m³)	19
Coesione non drenata c_u (kPa)	50 ÷ 150
Angolo di attrito φ' (°)	20 ÷ 25
Coesione drenata c' (kPa)	10 ÷ 25
Modulo edometrico E_{ed} (MPa)	7
Modulo elastico operativo E_{op} (MPa)	15 ÷ 25
Coefficiente di reazione verticale $K_{Winkler\ vert}$ (kN/m³)	15000
Coefficiente di reazione orizzontale $K_{Winkler\ orizz}$ (kN/m³)	7500

Tas	
Peso di volume naturale γ (kN/m³)	21
Angolo di attrito ϕ' (°)	25
Coazione drenata c' (kPa)	20 ÷ 50
Resistenza al taglio non drenata c_u (KPa)	100 ÷ 300
Modulo edometrico E_{ed} (MPa)	20
Modulo elastico operativo E_{op} (MPa)	30 ÷ 40
Coefficiente di reazione verticale $K_{Winkler\ vert}$ (KN/m³)	40000
Coefficiente di reazione orizzontale $K_{Winkler\ orizz}$ (kN/m³)	20000

Rar	
Peso di volume naturale γ_n (kN/m³)	21
Angolo di attrito ϕ' (°)	30
Coazione drenata c' (kPa)	20
Modulo elastico operativo E_{op} (MPa)	50
Coefficiente di reazione verticale $K_{Winkler\ vert}$ (KN/m³)	50000
Coefficiente di reazione orizzontale $K_{Winkler\ orizz}$ (KN/m³)	25000

Rag	
Peso di volume naturale γ (kN/m³)	21
Angolo di attrito ϕ' (°)	30
Coazione drenata c' (kPa)	50
Modulo elastico operativo E_{op} (MPa)	75
Coefficiente di reazione verticale $K_{Winkler\ vert}$ (KN/m³)	60000
Coefficiente di reazione orizzontale $K_{Winkler\ orizz}$ (KN/m³)	30000

10. SOLUZIONI PROGETTUALI ADOTTATE IN RELAZIONE ALLE PROBLEMATICHE GEOTECNICHE

Nel seguito si sintetizzano, per ciascuna opera d'arte, la situazione geotecnica del sottosuolo e le caratteristiche delle fondazioni previste. Per ogni dettaglio sulla situazione del sottosuolo e sulle indagini ricadenti in corrispondenza di ciascuna opera si rimanda agli elaborati grafici geologici e geotecnici relativi all'intero tracciato. Per i dettagli dei calcoli di dimensionamento delle fondazioni si rimanda alle relative relazioni di calcolo.

10.1 OPERE D'ARTE PRINCIPALI

10.1.1 Viadotti

10.1.1.1 Viadotto sul Fosso Tafone

10.1.1.1.1 Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica

Il viadotto, della lunghezza di 24 m, sarà costruito ex novo in carreggiata Nord. Per la carreggiata Sud si prevede la riqualificazione del viadotto esistente, della lunghezza di 23 m.

Le fondazioni delle due spalle interesseranno i depositi alluvionali del fosso Tafone Tal, nella facies Tal₍₁₎, dello spessore massimo indagato (sondaggi C-S12, 6b-SD14ter) di circa 8 m, e quindi i sottostanti depositi quaternari Tcm nella facies Tcm₍₁₎.

La falda può ipotizzarsi a quota imposta zattere (testa pali).

La stratigrafia di riferimento viene sinteticamente riportata nella tabella seguente:

Da	A	Unità geotecnica	γ	c'	ϕ'	E	K_{orizz}	Z_{falda}
(m)	(m)	(-)	(KN/m ³)	(KPa)	(°)	(kPa)	(KN/m ³)	(m da testa pali)
0 (*)	-6	Tal ₍₁₎	20	15	25	10000	5000	0
-6	?	Tcm ₍₁₎	18	10	25	20000	10000	

Stratigrafia di riferimento fondazioni viadotto sul Fosso Tafone e caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni considerati [(*) N.B.: La quota di zero coincide con la base zattere]

10.1.1.1.2 Fondazioni

Le fondazioni delle due spalle saranno di tipo profondo, costituite da pali di grande diametro (ϕ 1200 mm).

I pali avranno lunghezze di 30 m.

Le palificate delle spalle A e B saranno costituite da:

n. 15 pali - plinto con pianta di dimensioni 9.20 x 16.40 m x 1.50 m.

Per i calcoli di dimensionamento si rimanda alla relazione di calcolo, nella quale vengono riportate le verifiche di capacità portante dei pali di fondazione per i massimi carichi verticali, i valori dei cedimenti verticali, degli spostamenti orizzontali e delle rotazioni della zattera.

10.1.1.2 Viadotto Ponte Rotto

10.1.1.2.1 Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica

Il viadotto, della lunghezza di 74 m, sarà costruito ex novo in carreggiata Nord. Per la carreggiata Sud si prevede la riqualificazione del viadotto esistente, della lunghezza di 72 m.

Le fondazioni delle spalle e delle pile interesseranno i depositi alluvionali del Torrente Rotto Tal nella facies Tal₍₁₎, dello spessore massimo indagato (sondaggi C-S11, 6b-SD13bis) di circa 10 m, sovrapposti ai terreni quaternari Tcm nelle facies Tcm₍₁₎ superiore e Tcm₍₂₎ inferiore.

La falda può ipotizzarsi a quota imposta plinto (testa pali).

Le stratigrafie di riferimento sono sinteticamente riportate nelle tabelle seguenti:

Da	A	Unità geotecnica	γ	c'	ϕ'	E	K_{orizz}	Z falda
(m)	(m)	(-)	(KN/m ³)	(KPa)	(°)	(kPa)	(KN/m ³)	(m da testa pali)
0 (*)	-5	Tal ₍₁₎	20	15	23	10000	5000	0
-5	-10	Tcm ₍₁₎	18	10	25	20000	10000	
-10	?	Tcm ₍₂₎	19	20	22	15000	12000	

Stratigrafia di riferimento fondazioni Spalla A del viadotto Ponte Rotto e caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni considerati [(*) N.B.: La quota di zero coincide con la base zattera]

Da	A	Unità geotecnica	γ	c'	ϕ'	E	K_{orizz}	Z falda
(m)	(m)	(-)	(KN/m ³)	(KPa)	(°)	(kPa)	(KN/m ³)	(m da testa pali)
0 (*)	-5	Tal ₍₁₎	20	15	23	10000	5000	0
-5	-8	Tcm ₍₁₎	18	10	25	20000	10000	
-8	?	Tcm ₍₂₎	19	20	22	15000	12000	

Stratigrafia di riferimento fondazioni Pile 1 e 2 del viadotto Ponte Rotto e caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni considerati [(*) N.B.: La quota di zero coincide con la base plinto]

Da	A	Unità geotecnica	γ	c'	ϕ'	E	K_{orizz}	Z_{falda}
(m)	(m)	(-)	(KN/m ³)	(KPa)	(°)	(kPa)	(KN/m ³)	(m da testa pali)
0 (*)	-8	Tal ₍₁₎	20	15	23	10000	5000	0
-8	-10	Tcm ₍₁₎	18	10	25	20000	10000	
-10	?	Tcm ₍₂₎	19	20	22	15000	12000	

Stratigrafia di riferimento fondazioni Spalla B del viadotto Ponte Rotto e caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni considerati [(*) N.B.: La quota di zero coincide con la base zattera]

10.1.1.2.2 Fondazioni

Le fondazioni delle spalle e delle pile saranno di tipo profondo, costituite da pali di grande diametro (ϕ 1200 mm).

I pali avranno lunghezze di 30 m sia per le spalle che per le pile.

Le palificate saranno costituite rispettivamente da:

Spalle A e B: n. 15 pali - plinto con pianta di dimensioni 9.20 x 16.40 m x 1.50 m.

Pile 1 e 2: n. 10 pali - plinto con pianta di dimensioni 5.60 x 16.40 m x 1.50 m.

Per i calcoli di dimensionamento si rimanda alla relazione di calcolo, nella quale vengono riportate le verifiche di capacità portante dei pali di fondazione per i massimi carichi verticali, i valori dei cedimenti verticali, degli spostamenti orizzontali e delle rotazioni della zattera.

10.1.1.3 Viadotto Argento III

10.1.1.3.1 Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica

Il viadotto, della lunghezza di 29 m, sarà costruito ex novo in carreggiata Sud. Per la carreggiata Nord si prevede la riqualificazione del viadotto esistente, della lunghezza di 28.15 m.

Le fondazioni delle due spalle interesseranno i depositi alluvionali del fiume Fiora Tal nella facies Tal₍₁₎, dello spessore massimo locale indagato (sondaggi 6b-SD10, 6b-SD10bis e 6b-SD10ter) di una trentina di metri, sovrapposti ai terreni argillosi sovra consolidati Tas.

La falda può ipotizzarsi a quota imposta zattera (testa pali).

La stratigrafia di riferimento viene sinteticamente riportata nella tabella seguente:

Da	A	Unità geotecnica	γ	c'	ϕ'	E	K_{orizz}	Z_{falda}
(m)	(m)	(-)	(KN/m ³)	(KPa)	(°)	(kPa)	(KN/m ³)	(m da testa pali)
0 (*)	-21	Tal ₍₁₎	20	20	20	10000	5000	0
-21	?	Tas	21	20	25	30000	15000	

Stratigrafia di riferimento fondazioni viadotto Argento III e caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni considerati [(*) N.B.: La quota di zero coincide con la base zattere]

10.1.1.3.2 Fondazioni

Le fondazioni delle due spalle saranno di tipo profondo, costituite da pali di grande diametro (ϕ 1200 mm).

I pali avranno lunghezze di 30 m.

Le palificate delle spalle A e B saranno costituite da:

n. 15 pali - plinto con pianta di dimensioni 9.20 x 16.40 m x 1.50 m.

Per i calcoli di dimensionamento si rimanda alla relazione di calcolo, nella quale vengono riportate le verifiche di capacità portante dei pali di fondazione per i massimi carichi verticali, i valori dei cedimenti verticali, degli spostamenti orizzontali e delle rotazioni della zattera.

10.1.1.4 Viadotto Argento II

10.1.1.4.1 Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica

Il viadotto, della lunghezza di 14.75 m, sarà costruito ex novo in carreggiata Sud. Per la carreggiata Nord si prevede la riqualificazione del viadotto esistente, della lunghezza di 13.94 m.

Le fondazioni delle spalle interesseranno i depositi alluvionali del fiume Fiora Tal nella facies Tal₍₁₎, dello spessore massimo locale indagato (sondaggi 6b-SD10, 6b-SD10bis e 6b-SD10ter) di una trentina di metri, sovrapposti ai terreni argillosi sovra consolidati Tas.

La falda può ipotizzarsi a quota imposta zattere (testa pali).

La stratigrafia di riferimento viene sinteticamente riportata nella tabella seguente:

Da	A	Unità geotecnica	γ	c'	ϕ'	E	K_{orizz}	Z falda
(m)	(m)	(-)	(KN/m ³)	(KPa)	(°)	(kPa)	(KN/m ³)	(m da testa pali)
0 (*)	-24	Tal ₍₁₎	20	20	20	10000	5000	0
-24	?	Tas	21	20	25	30000	15000	

Stratigrafia di riferimento fondazioni viadotto Argento II e caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni considerati [(*) N.B.: La quota di zero coincide con la base zattere]

10.1.1.4.2 Fondazioni

Le fondazioni delle due spalle saranno di tipo profondo, costituite da pali di grande diametro (ϕ 1200 mm).

I pali avranno lunghezze di 30 m.

Le palificate delle spalle A e B saranno costituite da:

n. 15 pali - plinto con pianta di dimensioni 9.20 x 16.40 m x 1.50 m.

Per i calcoli di dimensionamento si rimanda alla relazione di calcolo, nella quale vengono riportate le verifiche di capacità portante dei pali di fondazione per i massimi carichi verticali, i valori dei cedimenti verticali, degli spostamenti orizzontali e delle rotazioni della zattera.

10.1.1.5 Viadotto Argento I

10.1.1.5.1 Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica

Il viadotto, della lunghezza di 13.10 m, sarà costruito ex novo in carreggiata Sud. Per la carreggiata Nord si prevede la riqualificazione del viadotto esistente, della lunghezza di 12.50 m.

Le fondazioni delle spalle interesseranno i depositi alluvionali del fiume Fiora Tal nella facies Tal₍₁₎, dello spessore massimo locale indagato (sondaggi 6b-SD10, 6b-SD10bis e 6b-SD10ter) di una trentina di metri, sovrapposti ai terreni argillosi sovra consolidati Tas.

La falda può ipotizzarsi a quota imposta zattere (testa pali).

La stratigrafia di riferimento viene sinteticamente riportata nella tabella seguente:

Da	A	Unità geotecnica	γ	c'	ϕ'	E	K_{orizz}	Z falda
(m)	(m)	(-)	(KN/m ³)	(KPa)	(°)	(kPa)	(KN/m ³)	(m da testa pali)
0 (*)	-28	Tal ₍₁₎	20	20	20	10000	5000	0
-28	?	Tas	21	20	25	30000	15000	

Stratigrafia di riferimento fondazioni viadotto Argento I e caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni considerati [(*) N.B.: La quota di zero coincide con la base zattere]

10.1.1.5.2 Fondazioni

Le fondazioni delle due spalle saranno di tipo profondo, costituite da pali di grande diametro (ϕ 1200 mm).

I pali avranno lunghezze di 30 m.

Le palificate delle spalle A e B saranno costituite da:

n. 15 pali - plinto con pianta di dimensioni 9.20 x 16.40 m x 1.50 m.

Per i calcoli di dimensionamento si rimanda alla relazione di calcolo, nella quale vengono riportate le verifiche di capacità portante dei pali di fondazione per i massimi carichi verticali, i valori dei cedimenti verticali, degli spostamenti orizzontali e delle rotazioni della zattera.

10.1.1.6 Viadotto sul Fiume Fiora

10.1.1.6.1 Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica

Il viadotto, della lunghezza di 125 m, sarà costruito ex novo in carreggiata Sud. Per la carreggiata Nord si prevede la riqualificazione del viadotto esistente, della lunghezza di 105.30 m.

Le fondazioni della spalla A e delle pile interesseranno i depositi alluvionali del fiume Fiora Tal nella facies Tal₍₁₎, dello spessore massimo indagato (sondaggi 6b-SD9 e 6b-SD10) di una decina di metri, sovrapposti ai terreni quaternari Tcm, nella facies prevalente Tcm₍₂₎, sovrapposti ai terreni argillosi sovra consolidati Tas.

Le fondazioni della spalla B interesseranno invece i depositi quaternari Tcm nelle due facies Tcm₍₁₎ e Tcm₍₂₎, sovrapposti ai terreni argillosi sovraconsolidati Tas.

La falda può ipotizzarsi a quota imposta plinto (testa pali) per la spalla A e le pile 1 e 2, mentre può assumersi alla profondità di 9 m circa sotto l'imposta della zattera della spalla B.

Le stratigrafie di riferimento sono sinteticamente riportate nelle tabelle seguenti:

Da	A	Unità geotecnica	γ	c'	ϕ'	E	K _{orizz}	Z _{falda}
(m)	(m)	(-)	(KN/m ³)	(KPa)	(°)	(kPa)	(KN/m ³)	(m da testa pali)
0 (*)	-9	Tal ₍₁₎	20	20	20	10000	5000	0
-9	-28	Tcm ₍₂₎	19	20	25	15000	7500	
-28	?	Tas	21	20	25	30000	15000	

Stratigrafia di riferimento fondazioni spalla A viadotto sul Fiume Fiora e caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni considerati [(*) N.B.: La quota di zero coincide con la base zattera]

Da	A	Unità geotecnica	γ	c'	ϕ'	E	K _{orizz}	Z _{falda}
(m)	(m)	(-)	(KN/m ³)	(KPa)	(°)	(kPa)	(KN/m ³)	(m da testa pali)
0 (*)	-5	Tal ₍₁₎	20	20	20	10000	5000	0
-5	-25	Tcm ₍₂₎	19	20	25	15000	7500	
-25	?	Tas	21	20	25	30000	15000	

Stratigrafia di riferimento fondazioni pila 1 viadotto sul Fiume Fiora e caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni considerati [(*) N.B.: La quota di zero coincide con la base plinto]

Da	A	Unità geotecnica	γ	c'	ϕ'	E	K _{orizz}	Z _{falda}
(m)	(m)	(-)	(KN/m ³)	(KPa)	(°)	(kPa)	(KN/m ³)	(m da testa pali)
0 (*)	-3	Tal ₍₁₎	20	20	20	10000	5000	0

-3	-26	Tcm ₍₂₎	19	20	25	15000	7500	
-26	?	Tas	21	20	25	30000	15000	

Stratigrafia di riferimento fondazioni pila 2 viadotto sul Fiume Fiora e caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni considerati [(*) N.B.: La quota di zero coincide con la base plinto]

Da	A	Unità geotecnica	γ	c'	ϕ'	E	K _{orizz}	Z _{falda}
(m)	(m)	(-)	(KN/m ³)	(KPa)	(°)	(kPa)	(KN/m ³)	(m da testa pali)
0 (*)	-10	Tcm ₍₁₎	18	20	28	20000	10000	-9
-10	-36	Tcm ₍₂₎	19	20	22	15000	7500	
-36	?	Tas	21	20	25	30000	15000	

Stratigrafia di riferimento fondazioni spalla B viadotto sul Fiume Fiora e caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni considerati [(*) N.B.: La quota di zero coincide con la base zattera]

10.1.1.6.2 Fondazioni

Le fondazioni delle spalle e delle pile saranno di tipo profondo, costituite da pali di grande diametro (ϕ 1200 mm).

I pali avranno lunghezze di 35 m sia per le spalle che per le pile.

Le palificate saranno costituite rispettivamente da:

Spalla A: n. 15 pali - plinto con pianta di dimensioni 9.20 x 16.40 m x 1.50 m.

Spalla B: n. 10 pali - plinto con pianta di dimensioni 5.60 x 16.40 m x 1.50 m.

Pile 1 e 2: n. 8 pali - plinto con pianta di dimensioni 5.60 x 13.20 m x 1.50 m.

Per i calcoli di dimensionamento si rimanda alla relazione di calcolo, nella quale vengono riportate le verifiche di capacità portante dei pali di fondazione per i massimi carichi verticali, i valori dei cedimenti verticali, degli spostamenti orizzontali e delle rotazioni della zattera.

10.1.1.7 Viadotto sul Fiume Arrone

10.1.1.7.1 Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica

Il viadotto, della lunghezza di 120 m, sarà costruito ex novo in variante ad alloggerà sia la carreggiata Sud sia la carreggiata Nord. Il viadotto esistente sarà utilizzato per la viabilità secondaria.

La spalla A interesserà invece direttamente i terreni quaternari della sponda Tcm nelle due facies Tcm₍₁₎ (spessore modesto di circa due metri) e Tcm₍₂₎ (spessore notevole, di circa 18 m) sovrapposti al substrato Tas.

Le fondazioni della spalla B e delle pile 1 e 2 interesseranno i depositi alluvionali del fiume Arrone Tal nella facies Tal₍₁₎, dello spessore massimo indagato (sondaggi 6b-SD3 e 6b-SD4) di una quindicina di metri, sovrapposti ai terreni quaternari Tcm nella facies Tcm₍₂₎ dello spessore di 6 – 8 m, sovrapposti alle argille sovraconsolidate del substrato Tas.

La falda può ipotizzarsi a quota imposta plinto.

Le stratigrafie di riferimento sono sinteticamente riportate nelle tabelle seguenti:

Da	A	Unità geotecnica	γ	c'	ϕ'	E	K_{orizz}	Z falda
(m)	(m)	(-)	(KN/m ³)	(KPa)	(°)	(kPa)	(KN/m ³)	(m da testa pali)
0 (*)	-2	Tcm ₍₁₎	18	15	25	20000	10000	0
-2	-20	Tcm ₍₂₎	19	10	25	15000	7500	
-20	?	Tas	21	20	25	30000	15000	

Stratigrafia di riferimento fondazioni spalla A viadotto sul Fiume Arrone e caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni considerati [(*) N.B.: La quota di zero coincide con la base zattera]

Da	A	Unità geotecnica	γ	c'	ϕ'	E	K_{orizz}	Z falda
(m)	(m)	(-)	(KN/m ³)	(KPa)	(°)	(kPa)	(KN/m ³)	(m da testa pali)
0 (*)	-13	Tal ₍₁₎	20	10	30	10000	5000	0
-13	-19	Tcm ₍₂₎	19	10	25	15000	7500	
-19	?	Tas	21	20	25	30000	15000	

Stratigrafia di riferimento fondazioni Pile 1 e 2 viadotto sul Fiume Arrone e caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni considerati [(*) N.B.: La quota di zero coincide con la base plinto]

Da	A	Unità geotecnica	γ	c'	ϕ'	E	K_{orizz}	Z falda
(m)	(m)	(-)	(KN/m ³)	(KPa)	(°)	(kPa)	(KN/m ³)	(m da testa pali)
0 (*)	-12	Tal ₍₁₎	20	10	30	10000	5000	0
-12	-20	Tcm ₍₂₎	19	10	25	15000	7500	
-20	?	Tas	21	20	25	30000	15000	

Stratigrafia di riferimento fondazioni spalla B viadotto sul Fiume Arrone e caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni considerati [(*) N.B.: La quota di zero coincide con la base zattera]

10.1.1.7.2 Fondazioni

Le fondazioni delle spalle e delle pile saranno di tipo profondo, costituite da pali di grande diametro (ϕ 1200 mm).

I pali avranno lunghezze di 35 m sia per le spalle che per le pile.

Le palificate saranno costituite rispettivamente da:

Spalle A e B: n. 27 pali - plinto con pianta di dimensioni 9.20 x 30.80 m x 1.50 m.

Pile 1 e 2: n. 18 pali - plinto con pianta di dimensioni 5.60 x 30.80 m x 1.50 m.

Per i calcoli di dimensionamento si rimanda alla relazione di calcolo, nella quale vengono riportate le verifiche di capacità portante dei pali di fondazione per i massimi carichi verticali, i valori dei cedimenti verticali, degli spostamenti orizzontali e delle rotazioni della zattera.

10.1.1.8 Viadotto sul Fosso Due Ponti

10.1.1.8.1 Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica

Il viadotto, della lunghezza di 22.50 m, sarà costruito ex novo in carreggiata Sud. Per la carreggiata Nord si prevede la riqualificazione del viadotto esistente, della lunghezza di 21.54 m.

Le fondazioni delle due spalle interesseranno i depositi alluvionali Tal nella facies Tal₍₁₎ del fosso Due Ponti, di spessore modestissimo, sovrapposti ai terreni Tcm, sia nella facies Tcm₍₁₎ sia nella fase Tcm₍₂₎ (nello schema sottostante si considera cautelativamente presente solo il Tcm₍₂₎), sovrapposti al substrato Rag, costituito da argille marnose sovraconsolidate (sondaggi 6a-SD30, 6a-SD31 e 6a-PzD26).

La falda può ipotizzarsi a quota imposta zattere.

La stratigrafia di riferimento viene sinteticamente riportata nella tabella seguente:

Da	A	Unità geotecnica	γ	c'	ϕ'	E	K_{orizz}	Z falda
(m)	(m)	(-)	(KN/m ³)	(KPa)	(°)	(kPa)	(KN/m ³)	(m da testa pali)
0 (*)	-2	Tal ₍₁₎	20	15	25	10000	5000	0
-2	-5	Tcm ₍₂₎	19	20	25	20000	10000	
-5	?	Rag	21	50	30	75000	30000	

Stratigrafia di riferimento fondazioni viadotto Due Ponti e caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni considerati [(*) N.B.: La quota di zero coincide con la base delle zattere]

10.1.1.8.2 Fondazioni

Le fondazioni delle due spalle saranno di tipo profondo, costituite da pali di grande diametro (ϕ 1200 mm).

I pali avranno lunghezze di 30 m.

Le palificate delle spalle A e B saranno costituite da:

n. 15 pali - plinto con pianta di dimensioni 9.20 x 16.40 m x 1.50 m.

Per i calcoli di dimensionamento si rimanda alla relazione di calcolo, nella quale vengono riportate le verifiche di capacità portante dei pali di fondazione per i massimi carichi verticali, i valori dei cedimenti verticali, degli spostamenti orizzontali e delle rotazioni della zattera.

10.2 OPERE D'ARTE MINORI

10.2.1 Cavalcavia

10.2.1.1 Cavalcavia CV01 km 0+327,93

10.2.1.1.1 Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica

Le fondazioni degli appoggi interesseranno i depositi continentali Tcm nella facies Tcm₍₁₎, sovrapposti alle rocce argillitiche Rag (sondaggi 6b-SD21bis, 6b-SD21).

La stratigrafia di riferimento viene sinteticamente riportata nella tabella seguente:

Da	A	Unità geotecnica	γ	c'	ϕ'	E	k_{orizz}	Z falda
Quota s.l.m.	Quota s.l.m.							Quota s.l.m.
(m)	(m)		(KN/m ³)	(KPa)	(°)	(kPa)	(KN/m ³)	(m)
p.c.	13.10	Tcm ₍₁₎	18	10	30	20000	10000	20.00
13.10	?	Rag	21	50	30	75000	30000	

Stratigrafia di riferimento Cavalcavia CV01 e caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni considerati

10.2.1.1.2 Fondazioni

Le fondazioni delle spalle saranno di tipo profondo, costituite da pali di grande diametro (ϕ 1000 mm).

Per i calcoli di dimensionamento si rimanda alla relazione di calcolo, nella quale vengono riportate le verifiche di capacità portante dei pali di fondazione per i massimi carichi verticali, i valori dei cedimenti verticali, degli spostamenti orizzontali e delle rotazioni della zattera.

10.2.1.2 Cavalcavia CV04 km 6+738,31

10.2.1.2.1 Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica

Le fondazioni degli appoggi interesseranno i depositi continentali Tcm, nelle facies Tcm₍₁₎ e Tcm₍₂₎ (sondaggio 6b-SD14).

La stratigrafia di riferimento viene sinteticamente riportata nella tabella seguente:

Da	A	Unità geotecnica	γ	c'	ϕ'	E	k _{orizz}	Z falda
Quota s.l.m.	Quota s.l.m.							Quota s.l.m.
(m)	(m)	(-)	(KN/m ³)	(KPa)	(°)	(kPa)	(KN/m ³)	(m)
p.c.	4.50	Tcm ₍₁₎	18	10	30	20000	10000	10.60
4.5	-0.50	Tcm ₍₂₎	19	20	22	15000	7500	
-0.50	-5.90	Tcm ₍₁₎	18	10	30	20000	10000	
-5.90	?	Tcm ₍₂₎	19	20	22	15000	7500	

Stratigrafia di riferimento Cavalcavia CV04 e caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni considerati

10.2.1.2.2 Fondazioni

Le fondazioni delle spalle saranno di tipo profondo, costituite da pali di grande diametro (ϕ 1000 mm).

Per i calcoli di dimensionamento si rimanda alla relazione di calcolo, nella quale vengono riportate le verifiche di capacità portante dei pali di fondazione per i massimi carichi verticali, i valori dei cedimenti verticali, degli spostamenti orizzontali e delle rotazioni della zattera.

10.2.1.3 Cavalcavia CV05 km 8+268,48

10.2.1.3.1 Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica

Le fondazioni degli appoggi interesseranno i depositi continentali Tcm, nelle facies Tcm₍₁₎ e Tcm₍₂₎ (sondaggio 6b-SD13).

La stratigrafia di riferimento viene sinteticamente riportata nella tabella seguente:

Da	A	Unità geotecnica	γ	c'	ϕ'	E	k _{orizz}	Z falda
Quota s.l.m.	Quota s.l.m.							Quota s.l.m.
(m)	(m)	(-)	(KN/m ³)	(KPa)	(°)	(kPa)	(KN/m ³)	(m)
p.c.	-0.80	Tcm ₍₁₎	18	10	30	20000	10000	10.00

-0.80	?	Tcm ₍₂₎	19	20	22	15000	7500	
-------	---	--------------------	----	----	----	-------	------	--

Stratigrafia di riferimento Cavalcavia CV05 e caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni considerati

10.2.1.3.2 Fondazioni

Le fondazioni delle spalle saranno di tipo profondo, costituite da pali di grande diametro (ϕ 1000 mm).

Per i calcoli di dimensionamento si rimanda alla relazione di calcolo, nella quale vengono riportate le verifiche di capacità portante dei pali di fondazione per i massimi carichi verticali, i valori dei cedimenti verticali, degli spostamenti orizzontali e delle rotazioni della zattera.

10.2.1.4 Cavalcavia CV06 km 10+599,40

10.2.1.4.1 Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica

Le fondazioni degli appoggi interesseranno i depositi continentali Tcm, nelle facies Tcm₍₁₎ e Tcm₍₂₎ (sondaggi 6b-SD11ter, 6b-SD11bis).

La stratigrafia di riferimento viene sinteticamente riportata nella tabella seguente:

Da	A	Unità geotecnica	γ	c'	ϕ'	E	k _{orizz}	Z falda
Quota s.l.m.	Quota s.l.m.							Quota s.l.m.
(m)	(m)	(-)	(KN/m ³)	(KPa)	(°)	(kPa)	(KN/m ³)	(m)
p.c.	-2.00	Tcm ₍₁₎	18	10	30	20000	10000	11.00
-2.00	?	Tcm ₍₂₎	19	20	22	15000	7500	

Stratigrafia di riferimento Cavalcavia CV06 e caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni considerati

10.2.1.4.2 Fondazioni

Le fondazioni delle spalle saranno di tipo profondo, costituite da pali di grande diametro (ϕ 1000 mm).

Per i calcoli di dimensionamento si rimanda alla relazione di calcolo, nella quale vengono riportate le verifiche di capacità portante dei pali di fondazione per i massimi carichi verticali, i valori dei cedimenti verticali, degli spostamenti orizzontali e delle rotazioni della zattera.

10.2.1.5 Cavalcavia CV08 km 12+624,27

10.2.1.5.1 Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica

Le fondazioni degli appoggi interesseranno i depositi continentali Tcm, nelle facies Tcm₍₁₎ e Tcm₍₂₎ (sondaggi 6b-SD7, 6b-SD7bis).

La stratigrafia di riferimento viene sinteticamente riportata nella tabella seguente:

Da	A	Unità geotecnica	γ	c'	ϕ'	E	k_{orizz}	Z falda
Quota s.l.m.	Quota s.l.m.							Quota s.l.m.
(m)	(m)	(-)	(KN/m ³)	(KPa)	(°)	(kPa)	(KN/m ³)	(m)
p.c.	2.90	Tcm ₍₁₎	18	10	30	20000	10000	7.50
2.90	?	Tcm ₍₂₎	19	10	25	15000	7500	

Stratigrafia di riferimento Cavalcavia CV08 e caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni considerati

10.2.1.5.2 Fondazioni

Le fondazioni delle spalle saranno di tipo profondo, costituite da pali di grande diametro (ϕ 1000 mm).

Per i calcoli di dimensionamento si rimanda alla relazione di calcolo, nella quale vengono riportate le verifiche di capacità portante dei pali di fondazione per i massimi carichi verticali, i valori dei cedimenti verticali, degli spostamenti orizzontali e delle rotazioni della zattera.

10.2.1.6 Cavalcavia CV09 km 14+351,76

10.2.1.6.1 Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica

Le fondazioni degli appoggi interesseranno i depositi continentali Tcm nella facies Tcm₍₁₎ (sondaggio 6b-SD5bis).

La stratigrafia di riferimento viene sinteticamente riportata nella tabella seguente:

Da	A	Unità geotecnica	γ	c'	ϕ'	E	k_{orizz}	Z falda
Quota s.l.m.	Quota s.l.m.							Quota s.l.m.
(m)	(m)	(-)	(KN/m ³)	(KPa)	(°)	(kPa)	(KN/m ³)	(m)
p.c.	?	Tcm ₍₁₎	18	10	30	20000	10000	9.20

Stratigrafia di riferimento Cavalcavia CV09 e caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni considerati

10.2.1.6.2 Fondazioni

Le fondazioni delle spalle saranno di tipo profondo, costituite da pali di grande diametro ($\phi 1000$ mm).

Per i calcoli di dimensionamento si rimanda alla relazione di calcolo, nella quale vengono riportate le verifiche di capacità portante dei pali di fondazione per i massimi carichi verticali, i valori dei cedimenti verticali, degli spostamenti orizzontali e delle rotazioni della zattera.

10.2.1.7 Cavalcavia CV11 km 18+802,28

10.2.1.7.1 Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica

Le fondazioni degli appoggi interesseranno i depositi continentali Tcm, nelle facies Tcm₍₁₎ e Tcm₍₂₎, sovrapposti alle argille sovraconsolidate Tas (sondaggi 6a-SD33, 6a-SD33bis).

La stratigrafia di riferimento viene sinteticamente riportata nella tabella seguente:

Da	A	Unità geotecnica	γ	c'	ϕ'	E	k_{orizz}	Z falda
Quota s.l.m.	Quota s.l.m.							Quota s.l.m.
(m)	(m)	(-)	(KN/m ³)	(KPa)	(°)	(kPa)	(KN/m ³)	(m)
p.c.	13.20	Tcm ₍₁₎	18	5	30	20000	10000	16.00
13.20	-5.00	Tcm ₍₂₎	19	20	22	15000	7500	
-5.00	?	Tas	21	20	25	30000	20000	

Stratigrafia di riferimento Cavalcavia CV11 e caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni considerati

10.2.1.7.2 Fondazioni

Le fondazioni delle spalle saranno di tipo profondo, costituite da pali di grande diametro ($\phi 1000$ mm).

Per i calcoli di dimensionamento si rimanda alla relazione di calcolo, nella quale vengono riportate le verifiche di capacità portante dei pali di fondazione per i massimi carichi verticali, i valori dei cedimenti verticali, degli spostamenti orizzontali e delle rotazioni della zattera.

10.2.1.8 Cavalcavia CV12 km 25+715,35

10.2.1.8.1 Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica

Le fondazioni degli appoggi interesseranno i depositi continentali Tcm, nella facies Tcm₍₁₎, sovrapposti alle rocce arenacee Rar e alle rocce argillitiche Rag (sondaggi 6a-SD26, A1-S5).

La stratigrafia di riferimento viene sinteticamente riportata nella tabella seguente:

Da	A	Unità geotecnica	γ	c'	ϕ'	E	k _{orizz}	Z falda
Quota s.l.m.	Quota s.l.m.							Quota s.l.m.
(m)	(m)	(-)	(KN/m ³)	(KPa)	(°)	(kPa)	(KN/m ³)	(m)
p.c.	38.30	Tcm ₍₁₎	18	5	32	20000	10000	39.00
38.30	23.20	Rar	21	20	30	50000	25000	
23.20	?	Rag	21	50	30	75000	30000	

Stratigrafia di riferimento Cavalcavia CV12 e caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni considerati

10.2.1.8.2 Fondazioni

Le fondazioni delle spalle saranno di tipo profondo, costituite da pali di grande diametro (ϕ 1000 mm).

Per i calcoli di dimensionamento si rimanda alla relazione di calcolo, nella quale vengono riportate le verifiche di capacità portante dei pali di fondazione per i massimi carichi verticali, i valori dei cedimenti verticali, degli spostamenti orizzontali e delle rotazioni della zattera.

10.2.2 Tombini idraulici

10.2.2.1 Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica

Sono previsti n. 54 tombini idraulici tra nuovi e da prolungare per l'alloggiamento di fossi all'interno del corpo del rilevato. Nella tabella che segue sono riportati le caratteristiche dei tombini e i terreni presenti nell'immediato sottosuolo delle opere:

TOMBINI IDRAULICI							
STATO	NOME	TIPO ESISTENTE	FOSSO INTERFERENTE	PROGRESSIVA (km)	DIMENSIONI (m)	TERRENO DI IMPOSTA	FALDA
ESISTENTE	TB01	Scatolare	AFFLUENTE FOSSO DELLA MAZZOLA	0+540,18	5,00X3,00	Tal ₁	piano imposta
ESISTENTE	TB02	Scatolare	FOSSO DELLA MAZZOLA	1+204,36	6,00X5,50	Tal ₁	piano imposta
ESISTENTE	TB03	Scatolare	FOSSO DELLA PERCOSSA	1+985,93	6,00X5,50	Tal ₁	piano imposta
ESISTENTE	TB04	Scatolare-arco	SCATOLARE	2+086,90	3,00X2,00	Tal ₁	piano imposta
NUOVO	TB05	Scatolare	FOSSO DELLA PERCOSSA	0+75,00	6,00x5,00	Tal ₁	piano imposta
NUOVO	TB06	Scatolare	FOSSO DELLA PERCOSSA	0+418,34	6,00x5,00	Tal ₁	piano imposta
ESISTENTE	TB07	Circolare		2+560,63	n°2 Ø1000	Tcm ₁	no
ESISTENTE	TB08	Scatolare	FOSSO DELLA MARGHERITA	3+244,08	6.00X5,00	Tal ₁	piano imposta
ESISTENTE	TB09	Scatolare-arco	AFFLUENTE FOSSO DELLA MARGHERITA	3+380,59	4.00X4,00	Tal ₁	piano imposta
ESISTENTE	TB10	Scatolare-arco		3+680,59	2,50X2,00	Tcm ₁	no
ESISTENTE	TB11	Circolare		4+127,33	n°2 Ø1000	Tcm ₁	no
ESISTENTE	TB12	Scatolare	FOSSO DEL PIAN DEI GANGANTI	4+407,62	3,00X4,00	Tal ₁	piano imposta
ESISTENTE	TB13	Scatolare	AFFLUENTE FOSSO TAFONE	6+054,90	4,00X3,00	Tal ₁	piano imposta
NUOVO	TB45	Scatolare	AFFLUENTE FOSSO TAFONE	0+328,00	4,00x3,00	Tal ₁	piano imposta
ESISTENTE	TB14	Scatolare	FOSSO DELLA VIOLETTA	7+326,72	3.00X4,00	Tal ₁	piano imposta
NUOVO	TB46	Scatolare	FOSSO DELLA VIOLETTA		3.00x4,00	Tal ₁	piano imposta
ESISTENTE	TB15	Scatolare		9+654,77	3,00X2,50	Tcm ₁	no
ESISTENTE	TB16	Scatolare		10+913,96	6,00X3,50	Tcm ₁	no
ESISTENTE	TB17	Circolare		11+176,32	Ø1000	Tal ₁	piano imposta
ESISTENTE	TB18	Scatolare		12+210,86	4,20X2,00	Tcm ₁	no
ESISTENTE	TB19	Scatolare		12+520,81	2,00X1,50	Tcm ₁	no
ESISTENTE	TB20	Scatolare	AFFLUENTE FOSSO SANGUINARO	13+074,91	3,00X3,00	Tcm ₁	no

TOMBINI IDRAULICI							
STATO	NOME	TIPO ESISTENTE	FOSSO INTERFERENTE	PROGRESSIVA (km)	DIMENSIONI (m)	TERRENO DI IMPOSTA	FALDA
NUOVO	TB21	circolare		13+831,61	Ø1000	Tcm ₁	no
ESISTENTE	TB59	Scatolare-arco	FOSSO SANGUINARO	14+776,36	8,00X11,25	vedi schema	
ESISTENTE	TB22	Scatolare		15+002,97	2,00X2,00	Tcm ₁	no
ESISTENTE	TB23	Scatolare		15+386,71	2,00X1,00	Tcm ₁	no
ESISTENTE	TB24	Scatolare		15+980,49	2,00X1,50	Tcm ₁	no
ESISTENTE	TB25	Scatolare		17+417,66	2,50X2,00	Tcm ₁	no
ESISTENTE	TB26	Scatolare		17+537,17	1,00X1,00	Tcm ₁	no
ESISTENTE	TB27	Scatolare		17+781,23	2,00X2,00	Tcm ₁	no
NUOVO	TB28	Scatolare		17+985,18	4,00x2,00	Tcm ₁	no
NUOVO	TB51	Scatolare		0+672,52	4,00x2,00	Tal ₁	piano imposta
ESISTENTE	TB29	Scatolare		18+339,65	2,00x1,00	Tal ₂	piano imposta
NUOVO	TB52	Scatolare		1+002,50	2,50x1,00	Tal ₂	piano imposta
ESISTENTE	TB30	Scatolare-arco	FOSSO PIAN D'ARCIONE	18+467,86	5,50X6,00	Tal ₂	piano imposta
NUOVO	TB53	Scatolare	FOSSO PIAN D'ARCIONE	1+128,93	5,50X6,00	Tal ₂	piano imposta
ESISTENTE	TB31	Scatolare	FOSSO DELLE CAVALLINE	19+104,32	4,00X4,00	Tal ₁	piano imposta
ESISTENTE	TB32	Scatolare	FOSSO DEI BUFALINI	20+029,33	4,00X4,00	Tal ₁	piano imposta
ESISTENTE	TB33	Circolare		20+562,00	Ø1000	Tcm ₁	no
ESISTENTE	TB34	Circolare		20+813,94	Ø1000	Tcm ₁	no
ESISTENTE	TB35	Circolare		21+029,93	Ø1000	Tcm ₁	no
ESISTENTE	TB36	Circolare		21+747,94	Ø1000	Tcm ₁	no
ESISTENTE	TB37	Scatolare	AFFLUENTE FOSSO DEL GESSO	22+124,34	2,50X2,50	Tcm ₁	no
ESISTENTE	TB38	Scatolare		22+550,97	2,50X2,00	Tcm ₁	no
ESISTENTE	TB39	Scatolare	FOSSO DEL GESSO	22+700,00	6,00X6,50	Tal ₁	piano imposta
ESISTENTE	TB40	Scatolare	FOSSO DEL FONTANILE NUOVO	23+326,21	6,00X6,50	Tal ₁	piano imposta
ESISTENTE	TB41	Scatolare		23+702,06	1,50X1,00	Tcm ₁	no
ESISTENTE	TB55	Scatolare	FOSSO VILLIAROLA	24+033,20	4,00X5,00	Tcm ₁	no
NUOVO	TB56	Scatolare		0+43,61	4,00x2,00	Tcm ₁	no
NUOVO	TB57	scatolare		0+235,70	2,00x1,00	Tcm ₁	no
NUOVO	TB58	Scatolare			2,00x1,00	Tcm ₁	no
ESISTENTE	TB42	Circolare		24+818,60	Ø1000	Tcm ₁	no
ESISTENTE	TB43	Circolare		25+370,41	Ø1000	Tcm ₁	no

Nella tabella che segue sono sintetizzati i parametri geotecnici utili per le verifiche geotecniche delle fondazioni.

Unità geotecnica	γ	c'	ϕ'	E	k_{orizz}	K_{vert}
	(KN/m ³)	(KPa)	(°)	(kPa)	(KN/m ³)	(KN/m ³)
Tal ₁	20	15	25	10000	5000	10000
Tal ₂	19	20	30	12000	6000	12000
Tcm ₁	18	5	32	20000	10000	20000

Le fondazioni dell'opera ad arco sul Fosso Sanguinaro interesseranno i depositi alluvionali Tal nella facies Tal₍₁₎ sovrapposti ai depositi continentali Tcm nella facies Tcm₍₁₎ (sondaggio 6b-SD5).

La stratigrafia di riferimento (in quote sul livello del mare) e le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni interessati sono sinteticamente riportate nella tabella seguente:

Da	A	Unità geotecnica	γ	c'	ϕ'	E	k_{orizz}	K_{vert}	Z falda
Quot as.l. m.	Quota s.l.m.								Quota s.l.m.
(m)	(m)		(KN/m ³)	(KPa)	(°)	(kPa)	(KN/m ³)	(KN/m ³)	(m)
p.c.	15.00	Tal ₍₁₎	20	15	25	10000	5000	10000	18.00
15.00	?	Tcm ₍₁₎	18	5	32	20000	10000	20000	

10.2.2.2 Fondazioni

Le fondazioni dei tombini saranno di tipo diretto.

Per i dimensionamenti e le verifiche si rimanda alle relative relazioni di calcolo.

10.2.3 Sottovia scatolari

10.2.3.1 Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica

Sono previsti n. 7 sottovia tra nuovi e da prolungare per l'alloggiamento di strade minori e interpoderali all'interno del corpo del rilevato. Nella tabella che segue sono riportati le caratteristiche dei sottovia e i terreni presenti nell'immediato sottosuolo delle opere.

SOTTOVIA SCATOLARI						
STATO	NOME	VIABILITA' INTERFERENTE	PROGRESSIVA (km)	DIMENSIONI (m)	TERRENO DI IMPOSTA	FALDA
ESISTENTE	SC01	VIABILITA' PODERALE	7+914,15	3,00X3,50	Tal ₁	piano imposta
ESISTENTE	SC02	VIABILITA' PODERALE	8+930,70	4,00x3,50	Tcm ₁	no
ESISTENTE	SC04	VIA ADRIATICA	12+975,31	6,00X5,00	Tcm ₁	no
NUOVO	SC05	VIABILITA' PODERALE	16+955,00	3,00X4,00	Tal ₁	piano imposta
ESISTENTE	SC06	VIABILITA' PODERALE	17+188,96	3,00X4,00	Tal ₁	piano imposta
ESISTENTE	SC07	STRADA PODERALE	19+951,55	5,00X4,50	Tal ₁	piano imposta
ESISTENTE	SC08	POGGIO MARTINO	21+121,42	6,00X5,00	Tcm ₁	no

Nella tabella che segue sono sintetizzati i parametri geotecnici utili per le verifiche geotecniche delle fondazioni.

Unità geotecnica	γ	c'	ϕ	E	k_{orizz}	K_{vert}
	(KN/m ³)	(KPa)	(°)	(kPa)	(KN/m ³)	(KN/m ³)
Tal ₁	20	15	25	10000	5000	10000
Tcm ₁	18	5	32	20000	10000	20000

10.2.3.2 Fondazioni

Le fondazioni dei tombini saranno di tipo diretto.

Per i dimensionamenti e le verifiche si rimanda alle relative relazioni di calcolo.

10.3 TRINCEE E RILEVATI

10.3.1 Trincee

Sono state esaminate le condizioni di stabilità dei tagli stradali con scarpate libere più alte previsti lungo il tracciato.

I tabulati di calcolo sono riportati in Appendice A.

10.3.1.1 Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica

Sono state esaminate le situazioni più critiche nei diversi terreni presenti lungo il tracciato ed in particolare:

- In corrispondenza della progressiva km 11+080, dove è previsto un taglio di altezza massima di 11.2 m, realizzato entro depositi continentali, marini e di transizione (T_{cm_1}), con pendenza delle scarpate $b/h = 3/2$ con banche intermedie di larghezza pari a 2,5 m ogni 5 m di altezza. Nella verifica si è tenuto conto del verosimile andamento della superficie piezometrica.
- In corrispondenza della progressiva km 18+700, dove è previsto un taglio di altezza massima di 13,4 m, realizzato entro depositi continentali, marini e di transizione (T_{cm_1}), con pendenza delle scarpate $b/h = 3/2$ con banche intermedie di larghezza pari a 2,5 m ogni 5 m di altezza. Nella verifica si è tenuto conto del verosimile andamento della superficie piezometrica.

10.3.1.2 Stabilità

Sono state esaminate le condizioni di stabilità sia in fase di esercizio, sia in fase sismica. In tutti i casi esaminati i coefficienti di sicurezza minimi ottenuti risultano superiori a quanto richiesto dalla normativa di riferimento (vedi Appendice A).

Per il taglio alla progr km 18+700, la stabilità è garantita con coefficienti di sicurezza minimi pari rispettivamente a $F_s = 1.233$ (esercizio) e $F_s = 1.156$ (sisma).

Per il taglio alla progr km 17+080, la stabilità è garantita con coefficienti di sicurezza minimi pari rispettivamente a $F_s = 1.258$ (esercizio) e $F_s = 1.182$ (sisma).

10.3.2 Rilevati

Sono state esaminate le condizioni di stabilità ed i cedimenti dei rilevati in condizioni più critiche presenti lungo il tracciato.

I tabulati di calcolo sono riportati in Appendice A.

10.3.2.1 Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica

I rilevati saranno realizzati con pendenza delle scarpate $b/h = 3.5/2$ e con interposizione di una banca di larghezza 2 m ogni 5 m di altezza.

Per i materiali dei rilevati esistenti sono stati cautelativamente assunti i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

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

$$\phi' = 32^\circ$$

$$c' = 0$$

Per i materiali dei rilevati da realizzare sono stati assunti i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

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

$$\phi' = 38^\circ$$

$$c' = 0$$

Per i terreni di fondazione dei rilevati, sono stati assunti parametri di resistenza, desunti dai risultati dell'insieme delle indagini eseguite, con particolare riferimento alle indagini presenti in corrispondenza delle sezioni esaminate.

Le situazioni più significative si hanno alle seguenti progressive:

- In corrispondenza della progressiva km 17+060 è previsto l'ampliamento da entrambi i lati del rilevato esistente, con una altezza massima di poco superiore ai 6.3 m, sui depositi alluvionali (Ta_{11})
- In corrispondenza della progressiva km 17+080 è previsto l'ampliamento da entrambi i lati del rilevato esistente, con una altezza massima di poco superiore ai 6.3 m, sui depositi alluvionali (Ta_{11})
- In corrispondenza della progressiva km 14+740 è previsto l'ampliamento del rilevato esistente, con una altezza massima di 12.4 m, sui depositi alluvionali (Ta_{11})
- In corrispondenza della progressiva km 11+840 è previsto l'ampliamento del rilevato esistente, con una altezza massima di 7.5 m, sui depositi alluvionali (Ta_{11})

Nelle verifiche si è tenuto conto della presenza di una superficie piezometrica a quote prossime a quelle del piano campagna

10.3.2.2 Stabilità

Sono state esaminate le condizioni di stabilità sia in fase di esercizio, sia in fase sismica. In corrispondenza del piano viabile è stata considerata la presenza di un sovraccarico accidentale pari a 26 kPa in condizioni di esercizio ed a 20 kPa in condizioni sismiche. In tutti i casi esaminati i coefficienti di sicurezza minimi ottenuti risultano superiori a quanto richiesto dalla normativa di riferimento (vedi Appendice A).

Per il rilevato alla progr km 17+060, la stabilità è garantita con coefficienti di sicurezza minimi pari rispettivamente a $F_s = 1.354$ (esercizio) e $F_s = 1.247$ (sisma).

Per il rilevato alla progr km 17+080, la stabilità è garantita con coefficienti di sicurezza minimi pari rispettivamente a $F_s = 1.395$ (esercizio) e $F_s = 1.289$ (sisma).

Per il rilevato alla progr km 14+740, la stabilità è garantita con coefficienti di sicurezza minimi pari rispettivamente a $F_s = 1.384$ (esercizio) e $F_s = 1.293$ (sisma).

Per il rilevato alla progr km 11+840, la stabilità è garantita con coefficienti di sicurezza minimi pari rispettivamente a $F_s = 1.597$ (esercizio) e $F_s = 1.496$ (sisma).

10.3.2.3 Cedimenti

Sono stati valutati i cedimenti dei rilevati in corrispondenza delle sezioni più significative, nei confronti dell'altezza del rilevato e dello spessore dei materiali compressibili.

In Appendice B sono riportati i tabulati di calcolo.

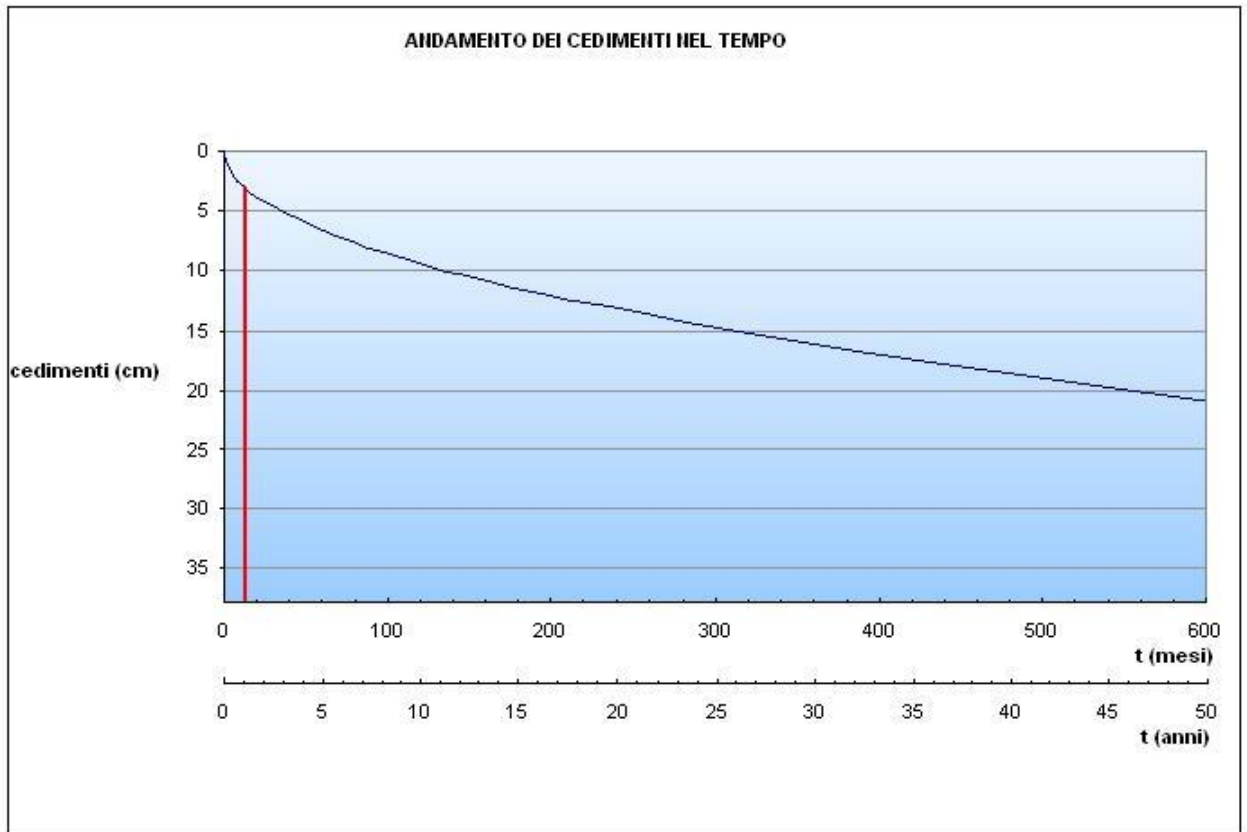
I cedimenti, calcolati con la metodologia descritta in appendice, hanno fornito valori dell'ordine massimo di circa 38 cm.

Trattandosi di materiali poco permeabili, i cedimenti così stimati sono da considerarsi “di consolidazione”. Dati i modesti valori di permeabilità e, nelle situazioni più critiche, gli elevati spessori, tali cedimenti si esauriranno in tempi molto lunghi, dell'ordine delle centinaia di anni.

Considerando il rilevato in allargamento alla progr km 11+820 per il quale si verifica il cedimento maggiore (circa 38 cm), facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio sui campioni indisturbati prelevati, assumendo un valore medio del coefficiente di consolidazione pari a $c_v = 1.5 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$ e percorsi di consolidazione pari allo spessore massimo per tener conto del substrato non drenante, si stima che i cedimenti si esauriranno in circa 200÷300 anni. Inoltre si stima che nei primi 12 mesi verrà scontato un cedimento di circa il 7% e cioè di circa 3 cm.

Poiché la quota del cedimento totale che si esaurirà in un anno, stimata cautelativamente in relazione al primo anno, risulta inferiore a 7 cm, essa potrà essere recuperata attraverso le normali operazioni di manutenzione ordinaria.

Di seguito si riporta l'andamento dei cedimenti nel tempo, in particolare la linea rossa indica i cedimenti scontati dopo 12 mesi:



11. CARATTERISTICHE DEI PIANI DI POSA DEI RILEVATI E DELLE FONDAZIONI STRADALI IN TRINCEA

Nella campagna di indagini per il progetto definitivo (Fase D) sono stati realizzati n. 29 pozzetti esplorativi lungo il tracciato in esame.

Pozzetto	Quota (m s.l.m.)	Profondità (m da p.c.)
6b-PzD19bis	20.04	4.00
6b-PzD19	16.13	3.30
6b-PzD18	12.98	3.50
6b-PzD17bis	12.20	4.00
6b-PzD17	18.02	4.00
6b-PzD16ter	12.33	4.00
6b-PzD16bis	17.53	3.20
6b-PzD15ter	26.70	3.50
6b-PzD15bis	30.94	0.30
6b-PzD15	26.10	3.00
6b-PzD14	11.33	0.30
6b-PzD12	19.75	1.40
6b-PzD11	30.64	1.20
6b-PzD10	19.85	4.00
6b-PzD9bis	14.36	4.00
6b-PzD7	39.75	4.00
6b-PzD6	38.75	1.60
6b-PzD5	31.45	4.00
6b-PzD4	34.56	3.50
6b-PzD3	32.20	3.60
6b-PzD0	12.26	4.00
6a-PzD28	24.79	4.00
6a-PzD27	25.16	4.00
6a-PzD26	23.81	4.00
6a-PzD25	28.45	4.00
6a-PzD24	26.90	4.00
6a-PzD23	35.78	4.00
6a-PzD22	35.97	3.00
6a-PzD21	41.89	4.00

All'interno dei pozzetti geognostici esplorativi sono state eseguite prove di carico su piastra, al fine di determinare le caratteristiche di deformabilità dei terreni nei primi metri di profondità ed eseguite prove di densità in sito.

I risultati delle prove di carico su piastra sono riportati nella tabella T 15.

I risultati delle prove di densità in sito sono riportati nella tabella T 16.

POZZETTO	profondità (m)	M_{E1} (MPa)		profondità (m)	M_{E2} (MPa)		Unità geotecnica
		1° ciclo carico 50 - 150 kPa	2° ciclo carico 50 - 150 kPa		1° ciclo carico 50 - 150 kPa	2° ciclo carico 50 - 150 kPa	
6a-PzD21	0,60	12,821	50,847	1,20	7,614	57,692	Tcm ₁
6a-PzD22	0,65	21,739	85,714	1,20	27,027	2000,000	Tcm ₁
6a-PzD23	0,60	4,983	26,316	1,10	3,783	10,753	Tcm ₁
6a-PzD24	0,60	5,837	63,830				Tal ₁
6a-PzD25	0,60	12,000	130,435	1,10	29,412	111,111	Tcm ₁
6a-PzD26	0,70	7,299	62,500	1,20	5,825	37,975	Tal ₁
6a-PzD27	0,60	21,898	37,037	1,10	8,876	33,708	Tal ₁
6a-PzD28	0,60	58,824	1500,000	1,15	1000,000	3000,000	Tcm ₁
6b-PzD0	0,50	42,643	96,290	1,00	8,805	85,286	Tcm ₁
6b-PzD3	0,50	9,660	995,000	1,00	6,406	93,281	Tcm ₁
6b-PzD4	0,50	48,145	186,563	1,00	26,184	90,455	Tcm ₁
6b-PzD5	0,50	3,220	34,709	1,00	17,057	157,105	Tcm ₁
6b-PzD6	0,50	4,023	27,639				Tcm ₁
6b-PzD7	0,50	15,466	39,276	1,00	14,214	72,805	Tcm ₁
6b-PzD9bis	0,50	9,101	229,615				Tcm ₁
6b-PzD10	0,50	2,901	35,964	1,00	14,704	597,000	Tcm ₁
6b-PzD11	0,50	—	2985,000				Tcm ₁
6b-PzD12	0,50	1,521	35,964	1,00	6,517	16,583	Tcm ₁
6b-PzD15	0,50	6,392	64,891	1,00	9,787	44,552	Tcm ₁
6b-PzD15ter	0,50	13,208	87,794				Tcm ₁
6b-PzD16bis	0,50	5,763	67,841	1,00	93,281	229,615	Tcm ₁
6b-PzD16ter	0,50	37,313	426,429	1,00	42,042	142,143	Tal ₁
6b-PzD17	0,50	5,437	142,143	1,00	186,563	1492,500	Tcm ₁
6b-PzD17bis	0,50	4,449	42,643	1,00	3,592	331,667	Tal ₁
6b-PzD18	0,50	4,028	60,918	1,00	4,455	52,368	Tal ₁
6b-PzD19	0,50	4,157	19,383				Tal ₁
6b-PzD19bis	0,50	4,901	66,333	1,00	6,447	157,105	Tcm ₁

T 15. Risultati delle prove di carico su piastra

POZZETTO	profondità (m)	\bar{d} g/cm³	$\bar{\rho}$ g/cm³	Unità geotecnica
6a-PzD21	0,60		1,670	Tcm ₁
6a-PzD22	0,65		1,770	Tcm ₁
6a-PzD23	0,60		1,360	Tcm ₁
6a-PzD24	0,60		1,800	Tal ₁
6a-PzD25	0,60		1,840	Tcm ₁
6a-PzD26	0,70		1,480	Tal ₁
6a-PzD27	0,60		1,800	Tal ₁
6a-PzD28	0,60		1,780	Tcm ₁
6b-PzD0	0,55	1,637	1,920	Tcm ₁
6b-PzD3	0,55	1,317	1,652	Tcm ₁
6b-PzD4	0,55	1,230	1,590	Tcm ₁
6b-PzD4	1,05	1,099	1,549	Tcm ₁
6b-PzD5	0,55	1,250	1,560	Tcm ₁
6b-PzD6	0,55	1,056	1,374	Tcm ₁
6b-PzD6	1,05	1,263	1,911	Tcm ₁
6b-PzD7	0,55	1,181	1,439	Tcm ₁
6b-PzD7	1,05	1,214	1,723	Tcm ₁
6b-PzD9bis	0,55	1,379	1,578	Tcm ₁
6b-PzD10	0,50	1,338	1,666	Tcm ₁
6b-PzD11	0,55	1,116	1,532	Tcm ₁
6b-PzD12	0,55	1,188	1,526	Tcm ₁
6b-PzD15	0,55	1,311	1,526	Tcm ₁
6b-PzD15ter	0,55	1,406	1,709	Tcm ₁
6b-PzD16bis	0,55	1,483	1,810	Tcm ₁
6b-PzD16ter	0,55	1,559	1,819	Tal ₁
6b-PzD17	0,55	1,490	1,804	Tcm ₁
6b-PzD17bis	0,55	1,645	1,944	Tal ₁
6b-PzD18	0,55	1,422	1,747	Tal ₁
6b-PzD19	0,55	1,722	2,039	Tal ₁
6b-PzD19bis	0,55	1,393	1,719	Tcm ₁

T 16. Risultati delle prove di densità in sito

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

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

60 MPa: nell'intervallo compreso tra $1,5 \div 2,5$ daN/cm² sul piano di posa della fondazione della pavimentazione autostradale in rilevato, in trincea e nel riempimento dell'arco rovescio in galleria;

20 MPa: nell'intervallo compreso tra $0,5 \div 1,5$ daN/cm² sul piano di posa del rilevato quando posto a 1,00 m da quello della fondazione della pavimentazione autostradale;

15 MPa: nell'intervallo compreso tra $0,5 \div 1,5$ daN/cm² sul piano di posa del rilevato quando posto a 2,00 m da quello della fondazione della pavimentazione autostradale.

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

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

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

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

Laddove le peculiari caratteristiche dei terreni in posto (materiali coesivi o semicoesivi, saturi o parzialmente saturi) rendessero inefficace la rullatura, la Direzione Lavori, sentito il Progettista, procederà ad un intervento di bonifica con l'impiego di materiali idonei adeguatamente miscelati e compattati.

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

-almeno pari al 90% della densità massima AASHTO mod.T/180-57, sul piano di posa dei rilevati;

-almeno pari al 95% della densità massima AASHTO mod.T/180-57 sul piano di posa della fondazione della pavimentazione autostradale in trincea.»

Il limite minimo di M_d pari a 60 MPa è richiesto sul piano di posa della fondazione della pavimentazione autostradale in rilevato, in trincea e nel riempimento dell'arco rovescio in galleria, determinata sul piano di posa in opera della stessa, riferito al campo di pressioni tra 150 e 250 kN/m^2 ($1,5 \div 2,5 \text{ daN/cm}^2$).

Sulla base dei dati disponibili, si può osservare che generalmente i valori dei moduli di deformazione al primo ciclo di carico e in un intervallo di carico compreso tra 50 e 150 kN/m^2 ($0,5 \div 1,5 \text{ daN/cm}^2$), risultano inferiori a 20 MPa (solo in pochi casi $M_d > 20 \text{ MPa}$), cioè inferiori ai requisiti richiesti dalle Norme Tecniche nel caso in cui la fondazione della pavimentazione stradale sia su rilevato di altezza inferiore ad un metro.

Nel caso in esame, i terreni che presentano, in un intervallo di carico compreso tra 50 e 150 kN/m^2 , valori del modulo di deformazione modesti (inferiori a 15 MPa), risultano accettabili solamente per rilevati di altezza superiore a 2 m (sempre che siano rispettate anche le verifiche per stabilità e cedimenti). In linea di massima, per rilevati alti, la compattazione del fondo scavo dovrebbe consentire di rispettare i requisiti delle Norme Tecniche. Per quanto riguarda invece i terreni che hanno presentato valori del modulo di deformazione M_d , nell'intervallo di carico compreso tra 50 e 150 kN/m^2 , maggiori di 15 MPa, previo scotico superficiale, rispetteranno i requisiti richiesti dalle Norme Tecniche.

Per rilevati di altezze inferiori a 2 m sarà necessaria, qualora non si raggiungessero per compattazione i moduli richiesti dalle Norme Tecniche, l'adozione di un trattamento di stabilizzazione a calce o a cemento del terreno di fondazione (vedi capitolo 12).

11.1 BONIFICHE

Si prevede ovunque, oltre allo scotico di 20 cm, uno spessore di bonifica di 50 cm.

Localmente, sulla base delle migliori caratteristiche dei terreni, tali spessori di bonifica potrebbero risultare eccessivi e quindi essere ricondotti al solo scotico.

Invece, nei tratti dove il tracciato è previsto in rilevato sui terreni appartenenti ai depositi alluvionali, i suddetti spessori di bonifica dovranno essere comunque rispettati e, se necessario, incrementati.

12. MATERIALI DA COSTRUZIONE

Come desumibile dagli elaborati geotecnici e geologici allegati al progetto e dai rilievi di superficie, l'opera si svilupperà su terreni costituiti prevalentemente da sabbie limose, sabbie argillose e limi argillosi. I modesti scavi previsti per l'ampliamento dei tratti in trincea interesseranno prevalentemente terreni costituiti da sabbie argillose e limi argillosi, localmente debolmente ghiaiosi.

Poiché i volumi di scavo risultano inferiori a quelli di rilevato, sarà necessario prevedere il riutilizzo completo dei terreni scavati.

Sulla base dei dati disponibili sulle caratteristiche dei terreni prelevati nei primi metri di profondità con i sondaggi e con i pozzetti (in particolare quelli realizzati in zona di scavo), i terreni scavati non risultano sempre idonei per il riutilizzo diretto come materiale da rilevato.

Per essi si dovrà prevedere in molti casi un intervento di stabilizzazione che potrà essere eseguito con trattamento a calce o a cemento, a seconda delle locali caratteristiche geotecniche. Sulla base dei dati ad oggi disponibili, si può stimare che il trattamento di stabilizzazione interesserà una percentuale pari a circa il 50% dei materiali risultanti dagli scavi.

La coltre vegetale pedogenizzata, che verrà asportata ovunque, potrà essere comunque riutilizzabile per il rinverdimento delle scarpate.

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti i rilevati, l'accettazione è subordinata, oltre alle prove prescritte dai Capitolati, all'esecuzione di specifiche e preliminari prove di taglio diretto eseguite su detti materiali (realizzate su provini ricostituiti in laboratorio e portati allo stato di addensamento pari a quello stabilito dai Capitolati).

Il materiale potrà essere impiegato qualora le ipotesi, in termini di resistenza al taglio, avanzate in fase di progettazione siano confermate oppure se le successive analisi di stabilità globale conservino i margini di sicurezza prescritti dalla Vigente Normativa (NTC 2008). La frequenza delle sopraccitate prove è prevista in 1 prova ogni 5000 mc di rilevato, fatte salve l'omogeneità e l'uniformità dei materiali impiegati.

13. APPENDICE A – VERIFICHE DI STABILITA' DI TAGLI E RILEVATI

13.1 METODOLOGIA DI CALCOLO

Per le verifiche è stato fatto riferimento al testo delle “Norme Tecniche per le Costruzioni 2008”, assumendo, nell’analisi sismica pseudo statica, i coefficienti sismici orizzontale e verticale della categoria di sottosuolo (vedi paragrafo 3.3) relativa ad ognuno dei casi esaminati.

Per le verifiche di stabilità è stata rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d = valore di progetto dell’azione o dell’effetto dell’azione;

R_d = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche sono state effettuate secondo l’Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2) in cui:

- A2: I coefficienti parziali per i carichi permanenti sono da considerarsi pari a $\gamma_{G1}=1$ mentre quelli per i carichi variabili sono da considerarsi pari a $\gamma_{Q1}=1.3$ in condizioni statiche e $\gamma_{Q1}=1.0$ in condizioni sismiche;
- M2: I coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno sono pari rispettivamente a:

Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M2
$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,25
c'_k	$\gamma_{c'}$	1,25
γ	γ_γ	1

- R2: Il coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo è da considerarsi pari a $\gamma_R= 1.1$.

Pertanto nelle verifiche di stabilità, per i terreni interessati dallo scavo, sono stati considerati i seguenti parametri geotecnici parzializzati:

Terreno	Peso di volume naturale γ (kN/m³)	Angolo di attrito caratteristico φ'_k (°)	Angolo di attrito parzializzato φ' (°)	Coesione drenata caratteristica c'_k (kPa)	Coesione drenata parzializzata c' (kPa)
Tal₍₁₎	20	25	20.46	15	12
Tcm₍₁₎	18	30÷32	24.79÷26.56	5	4
Tcm₍₂₎	19	20÷22	16.23÷17.91	20÷25	16÷20
Rilevato esistente	20	32	26.56	0	0
Rilevato di ampliamento	20	38	32	0	0

Le analisi di stabilità globale sono state eseguite utilizzando un metodo all'equilibrio limite (Bishop, 1955), considerando superfici di scorrimento a direttrice circolare.

Nei tabulati di calcolo di verifica della stabilità si riportano le caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dalla verifica, le caratteristiche geometriche degli stessi, la superficie piezometrica, i parametri di definizione delle superfici di scorrimento esaminate, i coefficienti sismici adottati e i fattori di sicurezza risultanti dai calcoli.

Ogni verifica è accompagnata dal grafico della sezione utilizzata nei calcoli con le 15 superfici di potenziale scorrimento più critiche tra tutte quelle esaminate (il numero delle quali è indicato nei tabulati) e con evidenziata la superficie caratterizzata dal coefficiente di sicurezza minimo.

13.2 TABULATI TAGLI

ANALISI DI STABILITA' DEI PENDII
METODO DI BISHOP SEMPLIFICATO
(superfici di rottura circolari)

TAGLIO Progr. km 18+700 (esercizio)

File:VS_1

1. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Rif.	Tipo di materiale	γ [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ [deg]
1	Terreni Tcm1	18.00	4.00	24.79
2	terreni Tcm2	19.00	16.00	17.91

2. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Rif.	No	X [m]	Y [m]		No	X [m]	Y [m]
1	1	0.00	12.60		2	15.00	12.60
	3	22.50	17.60		4	25.00	17.60
	5	32.50	22.60		6	35.00	22.60
	7	40.20	26.00		8	55.00	26.00
2	1	0.00	0.00		2	0.00	4.00
	3	55.00	4.00				
Falda	1	0.00	4.00		2	55.00	4.00

File:VS_1

3. DEFINIZIONE SUPERFICI DI SCORRIMENTO

Le superfici di scorrimento si intestano lungo il pendio tra X = 2.00 [m]
e X = 15.00 [m]

Numero di punti di intestazione (equidistanti tra loro) Ni = 15

Ogni superficie termina lungo il pendio tra i punti X = 40.00 [m]
e X = 50.00 [m]

Numero di punti di uscita (equidistanti tra loro) Nj = 11

Limite inferiore delle superfici di scorrimento Y = 0.00 [m]

COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE Cx = 0.000

COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE Cy = 0.000

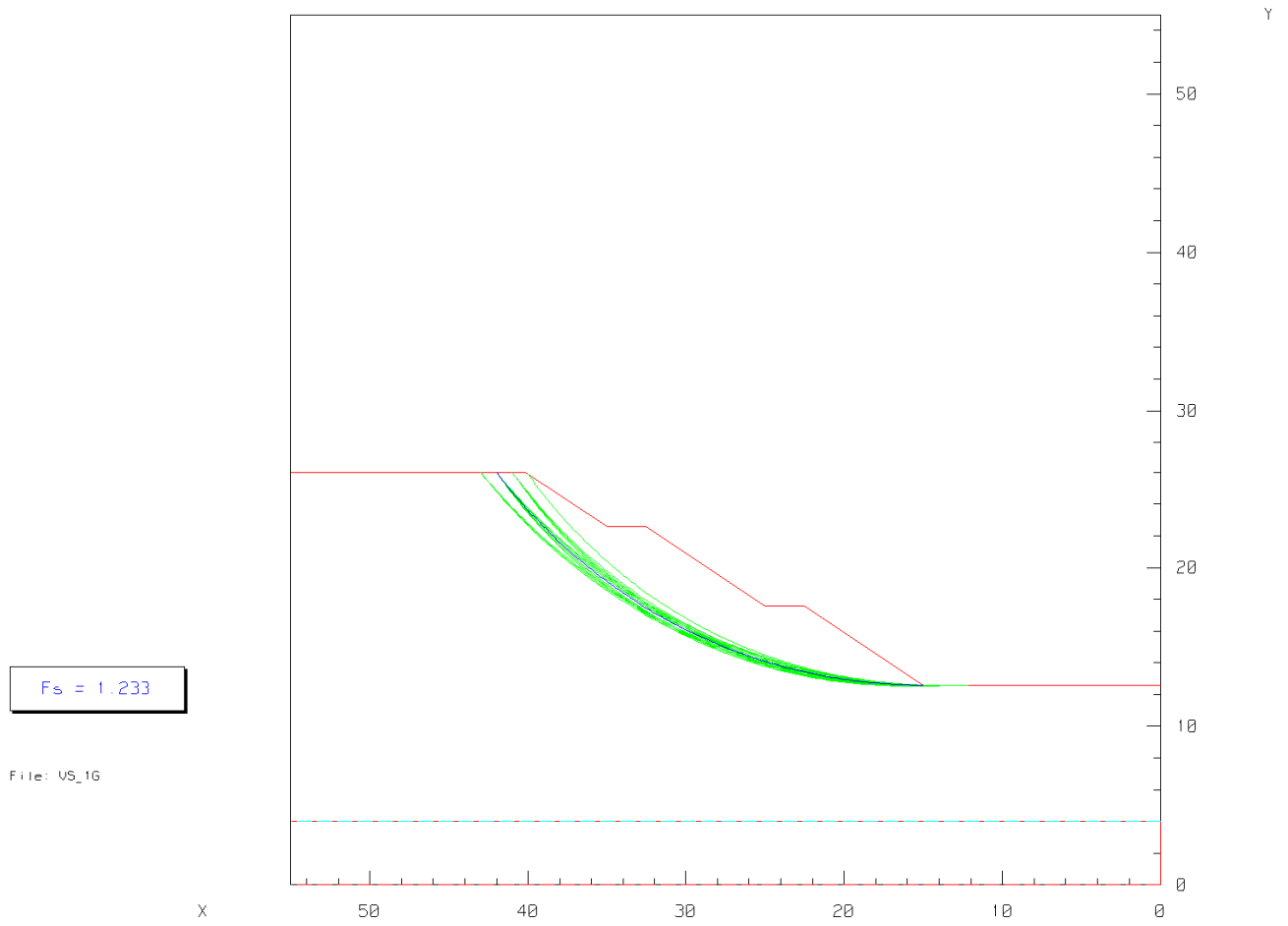
File:VS_1

4. FATTORI DI SICUREZZA IN ORDINE CRESCENTE

No.	I	J	K	Xc [m]	Yc [m]	Xi [m]	Xf [m]	Fs
1	15	3	10	15.10	46.30	15.00	42.00	1.233
2	15	2	10	14.60	45.30	15.00	41.00	1.235
3	14	3	10	14.64	47.23	14.07	42.00	1.237
4	13	3	10	14.17	48.16	13.14	42.00	1.242
5	15	4	10	15.60	47.30	15.00	43.00	1.242
6	14	4	10	15.14	48.23	14.07	43.00	1.244
7	15	2	9	15.94	42.70	15.00	41.00	1.244
8	15	3	9	16.44	43.60	15.00	42.00	1.246
9	14	3	9	15.98	44.44	14.07	42.00	1.246
10	14	2	9	15.48	43.54	14.07	41.00	1.247
11	12	3	10	13.71	49.09	12.21	42.00	1.248
12	13	4	10	14.67	49.16	13.14	43.00	1.248
13	15	1	10	14.23	44.23	15.00	40.00	1.248
14	13	3	9	15.51	45.27	13.14	42.00	1.249
15	13	2	9	15.01	44.37	13.14	41.00	1.251
16	12	4	10	14.21	50.09	12.21	43.00	1.252
17	12	3	9	15.05	46.11	12.21	42.00	1.252
18	11	3	10	13.24	50.01	11.29	42.00	1.255
19	15	1	9	15.56	41.73	15.00	40.00	1.255
20	14	4	9	16.48	45.34	14.07	43.00	1.256
21	15	4	9	16.94	44.50	15.00	43.00	1.256
22	12	2	9	14.55	45.21	12.21	41.00	1.256
23	13	4	9	16.01	46.17	13.14	43.00	1.257
24	11	4	10	13.74	51.01	11.29	43.00	1.258
25	11	3	9	14.58	46.94	11.29	42.00	1.258

NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO GENERATE
 NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO ESAMINATE

Ng = 1650
 Ns = 1411



ANALISI DI STABILITA' DEI PENDII
 METODO DI BISHOP SEMPLIFICATO
 (superfici di rottura circolari)

TAGLIO Progr. km 18+700 (sisma +)

File:VS_1A

1. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Rif.	Tipo di materiale	γ [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ [deg]
1	Terreni Tcm1	18.00	4.00	24.79
2	terreni Tcm2	19.00	16.00	17.91

2. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Rif.	No	X [m]	Y [m]		No	X [m]	Y [m]
1	1	0.00	12.60		2	15.00	12.60
	3	22.50	17.60		4	25.00	17.60
	5	32.50	22.60		6	35.00	22.60
	7	40.20	26.00		8	55.00	26.00
2	1	0.00	0.00		2	0.00	4.00
	3	55.00	4.00				
Falda	1	0.00	4.00		2	55.00	4.00

File:VS_1A

3. DEFINIZIONE SUPERFICI DI SCORRIMENTO

Le superfici di scorrimento si intestano lungo il pendio tra X = 2.00 [m]
e X = 15.00 [m]

Numero di punti di intestazione (equidistanti tra loro) Ni = 15

Ogni superficie termina lungo il pendio tra i punti X = 40.00 [m]
e X = 50.00 [m]

Numero di punti di uscita (equidistanti tra loro) Nj = 11

Limite inferiore delle superfici di scorrimento Y = 0.00 [m]

COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE Cx = .026

COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE Cy = .013

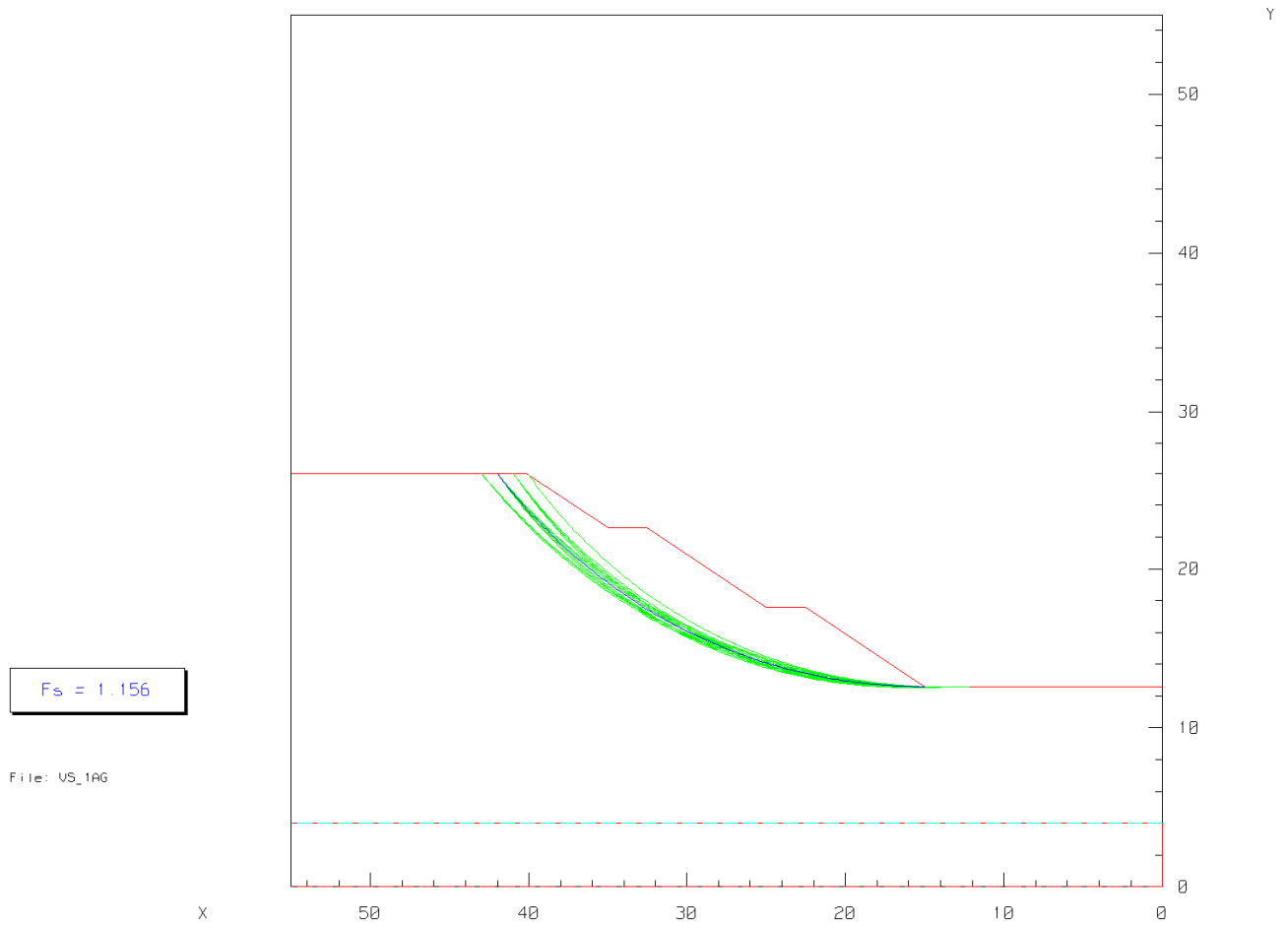
File:VS_1A

4. FATTORI DI SICUREZZA IN ORDINE CRESCENTE

No.	I	J	K	Xc [m]	Yc [m]	Xi [m]	Xf [m]	Fs
1	15	3	10	15.10	46.30	15.00	42.00	1.156
2	15	2	10	14.60	45.30	15.00	41.00	1.158
3	14	3	10	14.64	47.23	14.07	42.00	1.159
4	15	4	10	15.60	47.30	15.00	43.00	1.163
5	13	3	10	14.17	48.16	13.14	42.00	1.164
6	14	4	10	15.14	48.23	14.07	43.00	1.165
7	15	2	9	15.94	42.70	15.00	41.00	1.166
8	15	3	9	16.44	43.60	15.00	42.00	1.167
9	14	3	9	15.98	44.44	14.07	42.00	1.168
10	13	4	10	14.67	49.16	13.14	43.00	1.169
11	14	2	9	15.48	43.54	14.07	41.00	1.169
12	12	3	10	13.71	49.09	12.21	42.00	1.170
13	13	3	9	15.51	45.27	13.14	42.00	1.170
14	15	1	10	14.23	44.23	15.00	40.00	1.170
15	13	2	9	15.01	44.37	13.14	41.00	1.173
16	12	4	10	14.21	50.09	12.21	43.00	1.173
17	12	3	9	15.05	46.11	12.21	42.00	1.174
18	14	4	9	16.48	45.34	14.07	43.00	1.176
19	15	4	9	16.94	44.50	15.00	43.00	1.176
20	15	1	9	15.56	41.73	15.00	40.00	1.176
21	11	3	10	13.24	50.01	11.29	42.00	1.177
22	13	4	9	16.01	46.17	13.14	43.00	1.177
23	15	5	10	16.10	48.30	15.00	44.00	1.177
24	12	2	9	14.55	45.21	12.21	41.00	1.178
25	11	4	10	13.74	51.01	11.29	43.00	1.178

NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO GENERATE
 NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO ESAMINATE

Ng = 1650
 Ns = 1411



ANALISI DI STABILITA' DEI PENDII
 METODO DI BISHOP SEMPLIFICATO
 (superfici di rottura circolari)

TAGLIO Progr. km 18+700 (sisma -)

File:VS_1B

1. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Rif.	Tipo di materiale	γ [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ [deg]
1	Terreni Tcm1	18.00	4.00	24.79
2	terreni Tcm2	19.00	16.00	17.91

2. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Rif.	No	X [m]	Y [m]		No	X [m]	Y [m]
1	1	0.00	12.60		2	15.00	12.60
	3	22.50	17.60		4	25.00	17.60
	5	32.50	22.60		6	35.00	22.60
	7	40.20	26.00		8	55.00	26.00
2	1	0.00	0.00		2	0.00	4.00
	3	55.00	4.00				
Falda	1	0.00	4.00		2	55.00	4.00

File:VS_1B

3. DEFINIZIONE SUPERFICI DI SCORRIMENTO

Le superfici di scorrimento si intestano lungo il pendio tra X = 2.00 [m]
e X = 15.00 [m]

Numero di punti di intestazione (equidistanti tra loro) Ni = 15

Ogni superficie termina lungo il pendio tra i punti X = 40.00 [m]
e X = 50.00 [m]

Numero di punti di uscita (equidistanti tra loro) Nj = 11

Limite inferiore delle superfici di scorrimento Y = 0.00 [m]

COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE Cx = .026

COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE Cy = -.013

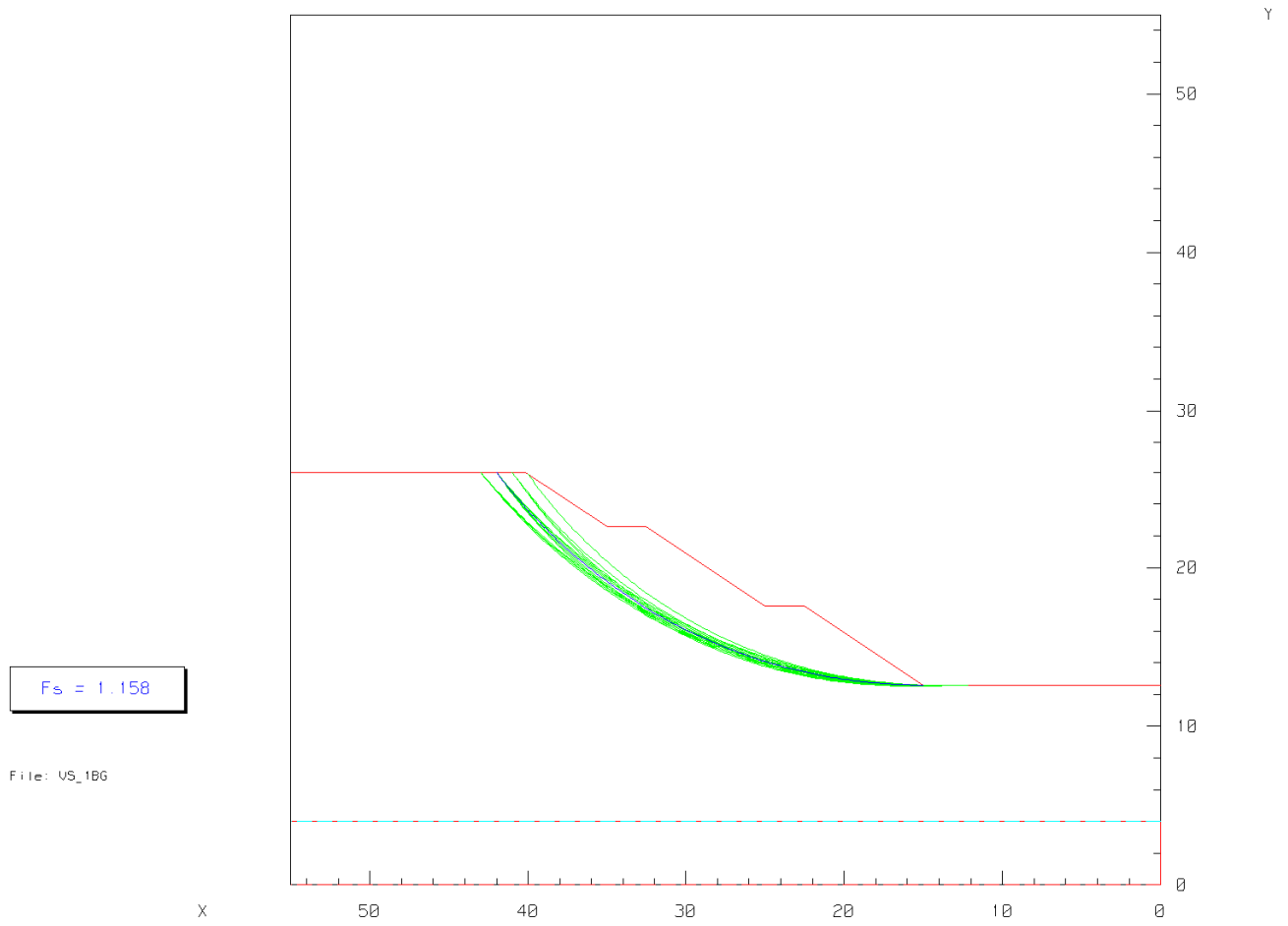
File:VS_1B

4. FATTORI DI SICUREZZA IN ORDINE CRESCENTE

No.	I	J	K	Xc [m]	Yc [m]	Xi [m]	Xf [m]	Fs
1	15	3	10	15.10	46.30	15.00	42.00	1.158
2	15	2	10	14.60	45.30	15.00	41.00	1.161
3	14	3	10	14.64	47.23	14.07	42.00	1.162
4	15	4	10	15.60	47.30	15.00	43.00	1.165
5	13	3	10	14.17	48.16	13.14	42.00	1.167
6	14	4	10	15.14	48.23	14.07	43.00	1.168
7	15	2	9	15.94	42.70	15.00	41.00	1.169
8	15	3	9	16.44	43.60	15.00	42.00	1.169
9	14	3	9	15.98	44.44	14.07	42.00	1.170
10	13	4	10	14.67	49.16	13.14	43.00	1.171
11	14	2	9	15.48	43.54	14.07	41.00	1.172
12	13	3	9	15.51	45.27	13.14	42.00	1.173
13	12	3	10	13.71	49.09	12.21	42.00	1.173
14	15	1	10	14.23	44.23	15.00	40.00	1.174
15	12	4	10	14.21	50.09	12.21	43.00	1.176
16	13	2	9	15.01	44.37	13.14	41.00	1.176
17	12	3	9	15.05	46.11	12.21	42.00	1.177
18	14	4	9	16.48	45.34	14.07	43.00	1.178
19	15	4	9	16.94	44.50	15.00	43.00	1.178
20	15	5	10	16.10	48.30	15.00	44.00	1.179
21	13	4	9	16.01	46.17	13.14	43.00	1.179
22	15	1	9	15.56	41.73	15.00	40.00	1.180
23	11	3	10	13.24	50.01	11.29	42.00	1.180
24	14	5	10	15.64	49.23	14.07	44.00	1.181
25	11	4	10	13.74	51.01	11.29	43.00	1.181

NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO GENERATE
 NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO ESAMINATE

Ng = 1650
 Ns = 1411



ANALISI DI STABILITA' DEI PENDII
 METODO DI BISHOP SEMPLIFICATO
 (superfici di rottura circolari)

TAGLIO Progr. km 11+080 (esercizio)

File:VS_2

1. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Rif.	Tipo di materiale	γ [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ [deg]
1	Terreni Tcm1	18.00	4.00	24.79
2	terreni Tcm2	19.00	16.00	17.91

2. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Rif.	No	X [m]	Y [m]		No	X [m]	Y [m]
1	1	0.00	15.70		2	15.00	15.70
	3	22.50	20.70		4	25.00	20.70
	5	32.50	25.70		6	35.00	25.70
	7	36.60	26.90		8	50.00	28.40
2	1	0.00	0.00		2	0.00	8.20
	3	50.00	8.20				
Falda	1	0.00	14.00		2	50.00	14.00

File:VS_2

3. DEFINIZIONE SUPERFICI DI SCORRIMENTO

Le superfici di scorrimento si intestano lungo il pendio tra X = 2.00 [m]
e X = 15.00 [m]

Numero di punti di intestazione (equidistanti tra loro) Ni = 15

Ogni superficie termina lungo il pendio tra i punti X = 36.00 [m]
e X = 46.00 [m]

Numero di punti di uscita (equidistanti tra loro) Nj = 11

Limite inferiore delle superfici di scorrimento Y = 0.00 [m]

COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE Cx = 0.000

COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE Cy = 0.000

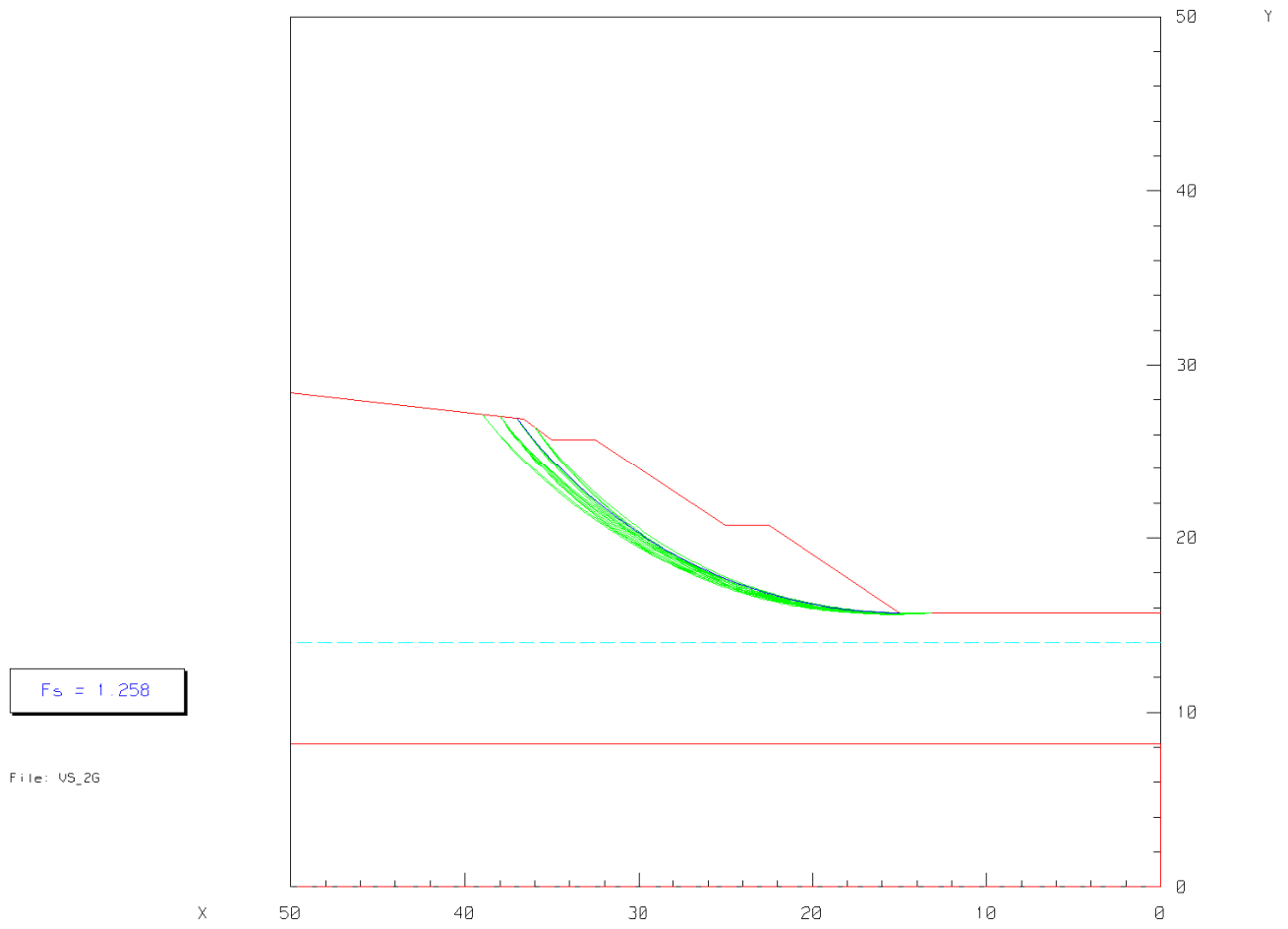
File:VS_2

4. FATTORI DI SICUREZZA IN ORDINE CRESCENTE

No.	I	J	K	Xc [m]	Yc [m]	Xi [m]	Xf [m]	Fs
1	15	2	10	14.76	43.32	15.00	37.00	1.258
2	15	1	10	14.75	42.08	15.00	36.00	1.258
3	15	3	10	15.14	44.38	15.00	38.00	1.261
4	14	3	10	14.68	45.31	14.07	38.00	1.267
5	15	2	9	15.88	41.12	15.00	37.00	1.267
6	15	1	9	15.82	39.97	15.00	36.00	1.268
7	14	2	9	15.42	41.96	14.07	37.00	1.271
8	14	1	9	15.36	40.81	14.07	36.00	1.272
9	15	4	10	15.53	45.43	15.00	39.00	1.272
10	15	3	9	16.28	42.08	15.00	38.00	1.273
11	13	3	10	14.21	46.24	13.14	38.00	1.274
12	14	3	9	15.81	42.91	14.07	38.00	1.275
13	14	4	10	15.07	46.36	14.07	39.00	1.276
14	13	2	9	14.95	42.79	13.14	37.00	1.277
15	13	3	9	15.35	43.75	13.14	38.00	1.279
16	13	1	9	14.90	41.65	13.14	36.00	1.279
17	13	4	10	14.60	47.29	13.14	39.00	1.281
18	12	3	10	13.75	47.16	12.21	38.00	1.283
19	14	2	8	16.54	39.67	14.07	37.00	1.284
20	15	2	8	17.00	38.92	15.00	37.00	1.284
21	14	1	8	16.44	38.62	14.07	36.00	1.284
22	15	1	8	16.90	37.88	15.00	36.00	1.284
23	12	3	9	14.89	44.59	12.21	38.00	1.285
24	12	2	9	14.49	43.63	12.21	37.00	1.286
25	15	4	9	16.68	43.03	15.00	39.00	1.286

NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO GENERATE
 NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO ESAMINATE

Ng = 1650
 Ns = 1414



ANALISI DI STABILITA' DEI PENDII
 METODO DI BISHOP SEMPLIFICATO
 (superfici di rottura circolari)

TAGLIO Progr. km 11+080 (sisma +)

File:VS_2A

1. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Rif.	Tipo di materiale	γ [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ [deg]
1	Terreni Tcm1	18.00	4.00	24.79
2	terreni Tcm2	19.00	16.00	17.91

2. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Rif.	No	X [m]	Y [m]		No	X [m]	Y [m]
1	1	0.00	15.70		2	15.00	15.70
	3	22.50	20.70		4	25.00	20.70
	5	32.50	25.70		6	35.00	25.70
	7	36.60	26.90		8	50.00	28.40
2	1	0.00	0.00		2	0.00	8.20
	3	50.00	8.20				
Falda	1	0.00	14.00		2	50.00	14.00

File:VS_2A

3. DEFINIZIONE SUPERFICI DI SCORRIMENTO

Le superfici di scorrimento si intestano lungo il pendio tra X = 2.00 [m]
e X = 15.00 [m]

Numero di punti di intestazione (equidistanti tra loro) Ni = 15

Ogni superficie termina lungo il pendio tra i punti X = 36.00 [m]
e X = 46.00 [m]

Numero di punti di uscita (equidistanti tra loro) Nj = 11

Limite inferiore delle superfici di scorrimento Y = 0.00 [m]

COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE Cx = .025

COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE Cy = .013

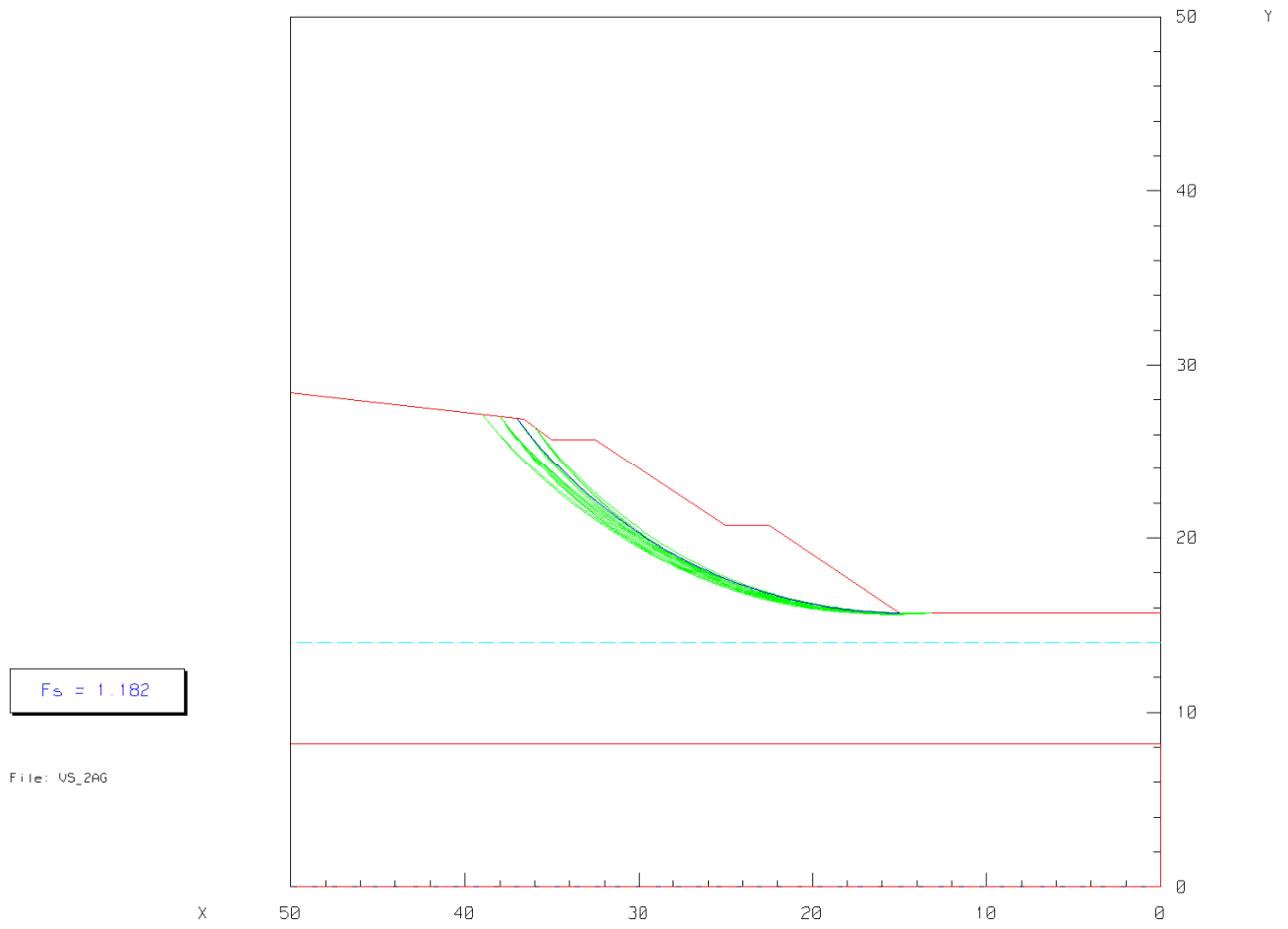
File:VS_2A

4. FATTORI DI SICUREZZA IN ORDINE CRESCENTE

No.	I	J	K	Xc [m]	Yc [m]	Xi [m]	Xf [m]	Fs
1	15	2	10	14.76	43.32	15.00	37.00	1.182
2	15	1	10	14.75	42.08	15.00	36.00	1.183
3	15	3	10	15.14	44.38	15.00	38.00	1.184
4	14	3	10	14.68	45.31	14.07	38.00	1.189
5	15	2	9	15.88	41.12	15.00	37.00	1.190
6	15	1	9	15.82	39.97	15.00	36.00	1.191
7	15	4	10	15.53	45.43	15.00	39.00	1.193
8	14	2	9	15.42	41.96	14.07	37.00	1.194
9	15	3	9	16.28	42.08	15.00	38.00	1.194
10	14	1	9	15.36	40.81	14.07	36.00	1.195
11	13	3	10	14.21	46.24	13.14	38.00	1.196
12	14	3	9	15.81	42.91	14.07	38.00	1.196
13	14	4	10	15.07	46.36	14.07	39.00	1.197
14	13	2	9	14.95	42.79	13.14	37.00	1.200
15	13	3	9	15.35	43.75	13.14	38.00	1.200
16	13	1	9	14.90	41.65	13.14	36.00	1.202
17	13	4	10	14.60	47.29	13.14	39.00	1.202
18	12	3	10	13.75	47.16	12.21	38.00	1.205
19	14	2	8	16.54	39.67	14.07	37.00	1.205
20	15	2	8	17.00	38.92	15.00	37.00	1.205
21	15	4	9	16.68	43.03	15.00	39.00	1.205
22	15	1	8	16.90	37.88	15.00	36.00	1.206
23	14	1	8	16.44	38.62	14.07	36.00	1.206
24	14	4	9	16.21	43.87	14.07	39.00	1.206
25	12	3	9	14.89	44.59	12.21	38.00	1.206

NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO GENERATE
 NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO ESAMINATE

Ng = 1650
 Ns = 1414



ANALISI DI STABILITA' DEI PENDII
 METODO DI BISHOP SEMPLIFICATO
 (superfici di rottura circolari)

TAGLIO Progr. km 11+080 (sisma -)

File:VS_2B

1. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Rif.	Tipo di materiale	γ [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ [deg]
1	Terreni Tcm1	18.00	4.00	24.79
2	terreni Tcm2	19.00	16.00	17.91

2. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Rif.	No	X [m]	Y [m]		No	X [m]	Y [m]
1	1	0.00	15.70		2	15.00	15.70
	3	22.50	20.70		4	25.00	20.70
	5	32.50	25.70		6	35.00	25.70
	7	36.60	26.90		8	50.00	28.40
2	1	0.00	0.00		2	0.00	8.20
	3	50.00	8.20				
Falda	1	0.00	14.00		2	50.00	14.00

File:VS_2B

3. DEFINIZIONE SUPERFICI DI SCORRIMENTO

Le superfici di scorrimento si intestano lungo il pendio tra X = 2.00 [m]
e X = 15.00 [m]

Numero di punti di intestazione (equidistanti tra loro) Ni = 15

Ogni superficie termina lungo il pendio tra i punti X = 36.00 [m]
e X = 46.00 [m]

Numero di punti di uscita (equidistanti tra loro) Nj = 11

Limite inferiore delle superfici di scorrimento Y = 0.00 [m]

COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE Cx = .025

COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE Cy = -.013

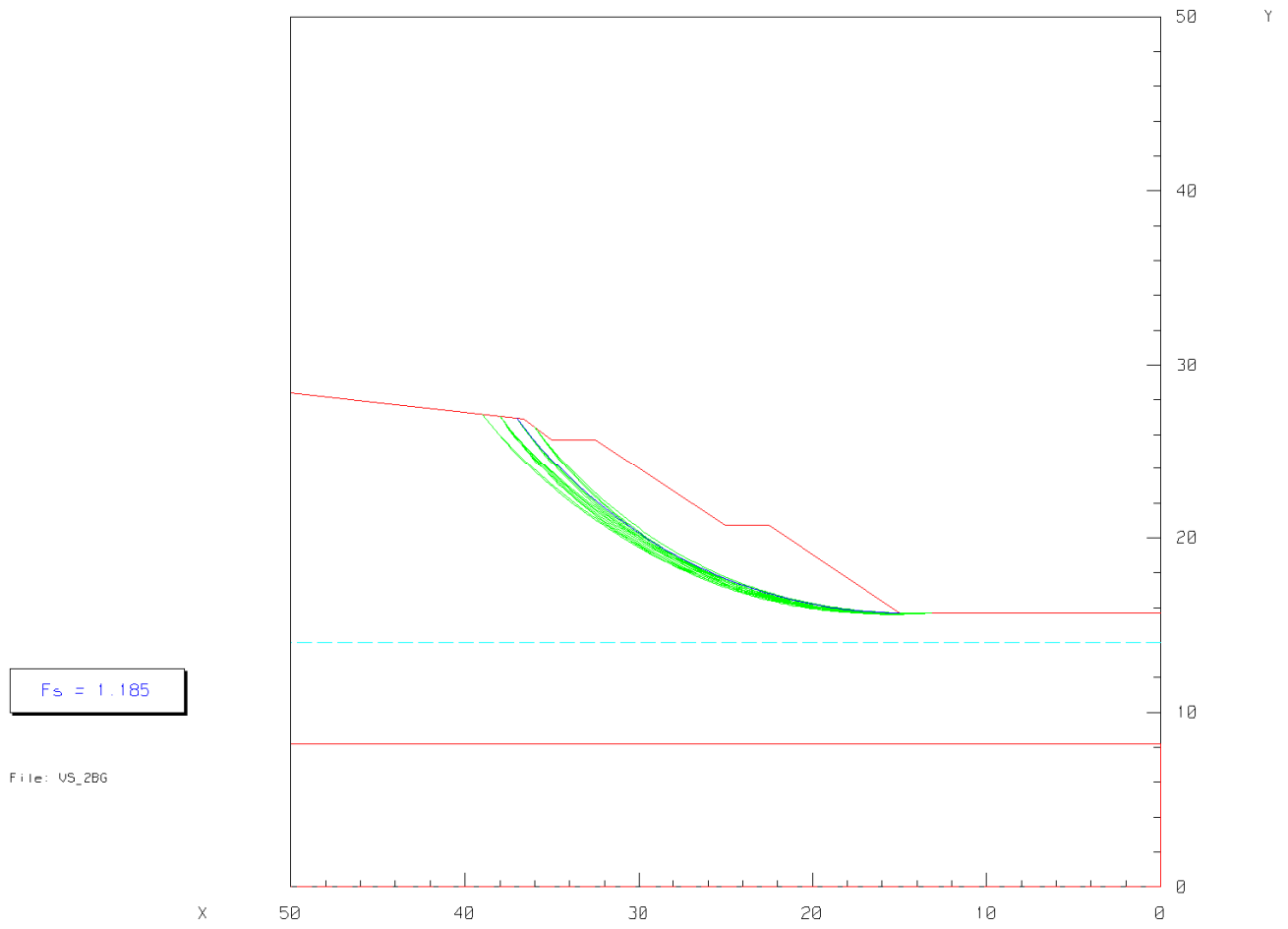
File:VS_2B

4. FATTORI DI SICUREZZA IN ORDINE CRESCENTE

No.	I	J	K	Xc [m]	Yc [m]	Xi [m]	Xf [m]	Fs
1	15	2	10	14.76	43.32	15.00	37.00	1.185
2	15	1	10	14.75	42.08	15.00	36.00	1.186
3	15	3	10	15.14	44.38	15.00	38.00	1.187
4	14	3	10	14.68	45.31	14.07	38.00	1.193
5	15	2	9	15.88	41.12	15.00	37.00	1.193
6	15	1	9	15.82	39.97	15.00	36.00	1.194
7	15	4	10	15.53	45.43	15.00	39.00	1.196
8	15	3	9	16.28	42.08	15.00	38.00	1.197
9	14	2	9	15.42	41.96	14.07	37.00	1.198
10	14	1	9	15.36	40.81	14.07	36.00	1.199
11	14	3	9	15.81	42.91	14.07	38.00	1.200
12	13	3	10	14.21	46.24	13.14	38.00	1.200
13	14	4	10	15.07	46.36	14.07	39.00	1.200
14	13	3	9	15.35	43.75	13.14	38.00	1.204
15	13	2	9	14.95	42.79	13.14	37.00	1.204
16	13	4	10	14.60	47.29	13.14	39.00	1.206
17	13	1	9	14.90	41.65	13.14	36.00	1.206
18	15	4	9	16.68	43.03	15.00	39.00	1.208
19	15	2	8	17.00	38.92	15.00	37.00	1.208
20	14	2	8	16.54	39.67	14.07	37.00	1.208
21	15	1	8	16.90	37.88	15.00	36.00	1.209
22	12	3	10	13.75	47.16	12.21	38.00	1.209
23	14	4	9	16.21	43.87	14.07	39.00	1.209
24	14	1	8	16.44	38.62	14.07	36.00	1.209
25	12	3	9	14.89	44.59	12.21	38.00	1.210

NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO GENERATE
 NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO ESAMINATE

Ng = 1650
 Ns = 1414



13.3 TABULATI RILEVATI

ANALISI DI STABILITA' DEI PENDII
METODO DI BISHOP SEMPLIFICATO
(superfici di rottura circolari)

RILEVATO Progr. km 17+060 (esercizio)

File:VR_1

1. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Rif.	Tipo di materiale	γ [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ [deg]
1	Rilevato di ampliamento	20.00	0.00	32.00
2	Rilevato esistente	20.00	0.00	26.56
3	Terreni Tal-1	20.00	12.00	20.46
4	Terreni Tcm-2	19.00	16.00	17.91

2. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Rif.	No	X [m]	Y [m]		No	X [m]	Y [m]
1	1	20.40	17.70		2	22.40	18.90
	3	24.40	18.90		4	33.20	23.90
	5	34.30	23.90		6	40.60	23.58
2	1	27.50	17.60		2	38.60	23.10
	3	40.60	23.58		4	50.00	23.10
3	1	0.00	13.00		2	5.60	12.90
	3	9.30	14.70		4	14.60	17.70
	5	20.40	17.70		6	25.50	18.00
	7	26.60	17.60		8	27.50	17.60
	9	50.00	17.60				
4	1	0.00	0.00		2	0.00	7.30
	3	50.00	7.30				
Falda	1	0.00	13.00		2	5.60	12.90
	3	9.30	14.30		4	12.20	15.50
	5	14.60	16.20		6	19.00	16.60
	7	50.00	16.60				

File:VR_1

3. DEFINIZIONE SUPERFICI DI SCORRIMENTO

Le superfici di scorrimento si intestano lungo il pendio tra $X = 0.00$ [m]
e $X = 15.00$ [m]

Numero di punti di intestazione (equidistanti tra loro) $N_i = 16$

Ogni superficie termina lungo il pendio tra i punti $X = 37.00$ [m]
e $X = 42.00$ [m]

Numero di punti di uscita (equidistanti tra loro) $N_j = 11$

Limite inferiore delle superfici di scorrimento $Y = 0.00$ [m]

4. CARICHI RIPARTITI

$P_{li} = 26.00$ [kPa] $P_{lf} = 26.00$ [kPa] $X = 34.30$ [m] $X = 50.00$ [m]

COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE $C_x = 0.000$
COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE $C_y = 0.000$

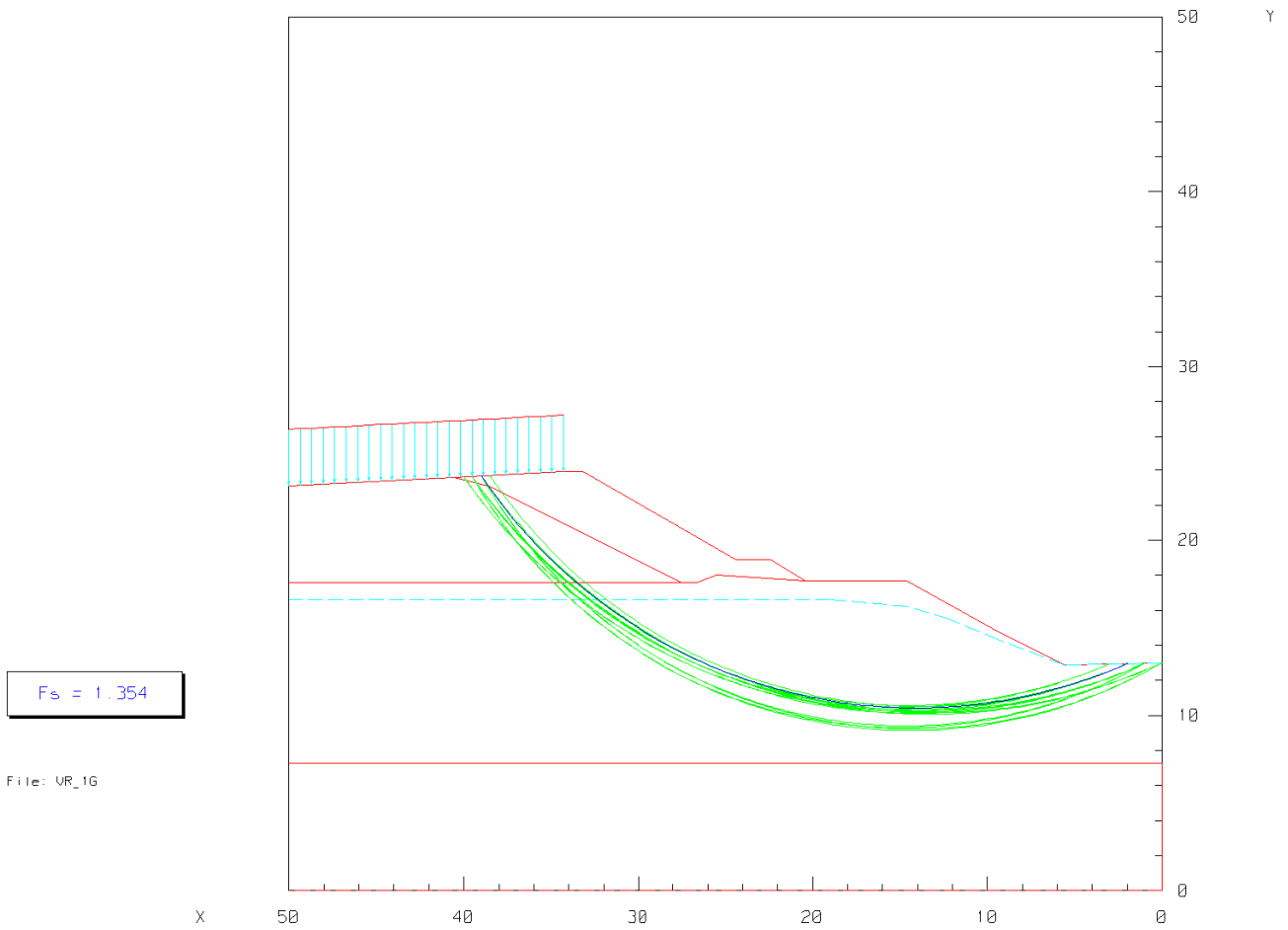
File:VR_1

5. FATTORI DI SICUREZZA IN ORDINE CRESCENTE

No.	I	J	K	Xc [m]	Yc [m]	Xi [m]	Xf [m]	Fs
1	3	5	6	14.08	40.51	2.00	39.00	1.354
2	2	5	6	13.59	41.12	1.00	39.00	1.354
3	3	6	6	14.35	40.80	2.00	39.50	1.355
4	2	6	6	13.86	41.41	1.00	39.50	1.355
5	2	5	5	14.66	37.32	1.00	39.00	1.356
6	2	7	6	14.12	41.70	1.00	40.00	1.357
7	3	4	6	13.82	40.22	2.00	38.50	1.357
8	4	6	6	14.84	40.19	3.00	39.50	1.357
9	1	6	6	13.37	42.02	0.00	39.50	1.357
10	1	5	5	14.17	37.83	0.00	39.00	1.357
11	3	7	6	14.61	41.09	2.00	40.00	1.357
12	1	5	6	13.10	41.73	0.00	39.00	1.357
13	2	6	5	14.92	37.56	1.00	39.50	1.357
14	4	5	6	14.57	39.90	3.00	39.00	1.358
15	1	6	5	14.43	38.07	0.00	39.50	1.358
16	3	5	5	15.15	36.81	2.00	39.00	1.358
17	2	4	6	13.33	40.83	1.00	38.50	1.358
18	4	4	6	14.31	39.62	3.00	38.50	1.358
19	1	7	6	13.63	42.30	0.00	40.00	1.359
20	2	8	6	14.39	41.98	1.00	40.50	1.359
21	2	4	5	14.40	37.08	1.00	38.50	1.359
22	1	7	5	14.70	38.30	0.00	40.00	1.360
23	2	7	5	15.19	37.80	1.00	40.00	1.360
24	4	7	6	15.10	40.48	3.00	40.00	1.360
25	3	3	6	13.55	39.94	2.00	38.00	1.360

NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO GENERATE
 NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO ESAMINATE

Ng = 1760
 Ns = 1584



ANALISI DI STABILITA' DEI PENDII
 METODO DI BISHOP SEMPLIFICATO
 (superfici di rottura circolari)

RILEVATO Progr. km 17+060 (sisma +)

File:VR_1A

1. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Rif.	Tipo di materiale	γ [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ [deg]
1	Rilevato di ampliamento	20.00	0.00	32.00
2	Rilevato esistente	20.00	0.00	26.56
3	Terreni Tal-1	20.00	12.00	20.46
4	Terreni Tcm-2	19.00	16.00	17.91

2. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Rif.	No	X [m]	Y [m]		No	X [m]	Y [m]
1	1	20.40	17.70		2	22.40	18.90
	3	24.40	18.90		4	33.20	23.90
	5	34.30	23.90		6	40.60	23.58
2	1	27.50	17.60		2	38.60	23.10
	3	40.60	23.58		4	50.00	23.10
3	1	0.00	13.00		2	5.60	12.90
	3	9.30	14.70		4	14.60	17.70
	5	20.40	17.70		6	25.50	18.00
	7	26.60	17.60		8	27.50	17.60
	9	50.00	17.60				
4	1	0.00	0.00		2	0.00	7.30
	3	50.00	7.30				
Falda	1	0.00	13.00		2	5.60	12.90
	3	9.30	14.30		4	12.20	15.50
	5	14.60	16.20		6	19.00	16.60
	7	50.00	16.60				

File:VR_1A

3. DEFINIZIONE SUPERFICI DI SCORRIMENTO

Le superfici di scorrimento si intestano lungo il pendio tra $X = 0.00$ [m]
e $X = 15.00$ [m]

Numero di punti di intestazione (equidistanti tra loro) $N_i = 16$

Ogni superficie termina lungo il pendio tra i punti $X = 37.00$ [m]
e $X = 42.00$ [m]

Numero di punti di uscita (equidistanti tra loro) $N_j = 11$

Limite inferiore delle superfici di scorrimento $Y = 0.00$ [m]

4. CARICHI RIPARTITI

$P_{li} = 20.00$ [kPa] $P_{lf} = 20.00$ [kPa] $X = 34.30$ [m] $X = 50.00$ [m]

COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE

 $C_x = .026$

COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE

 $C_y = .013$

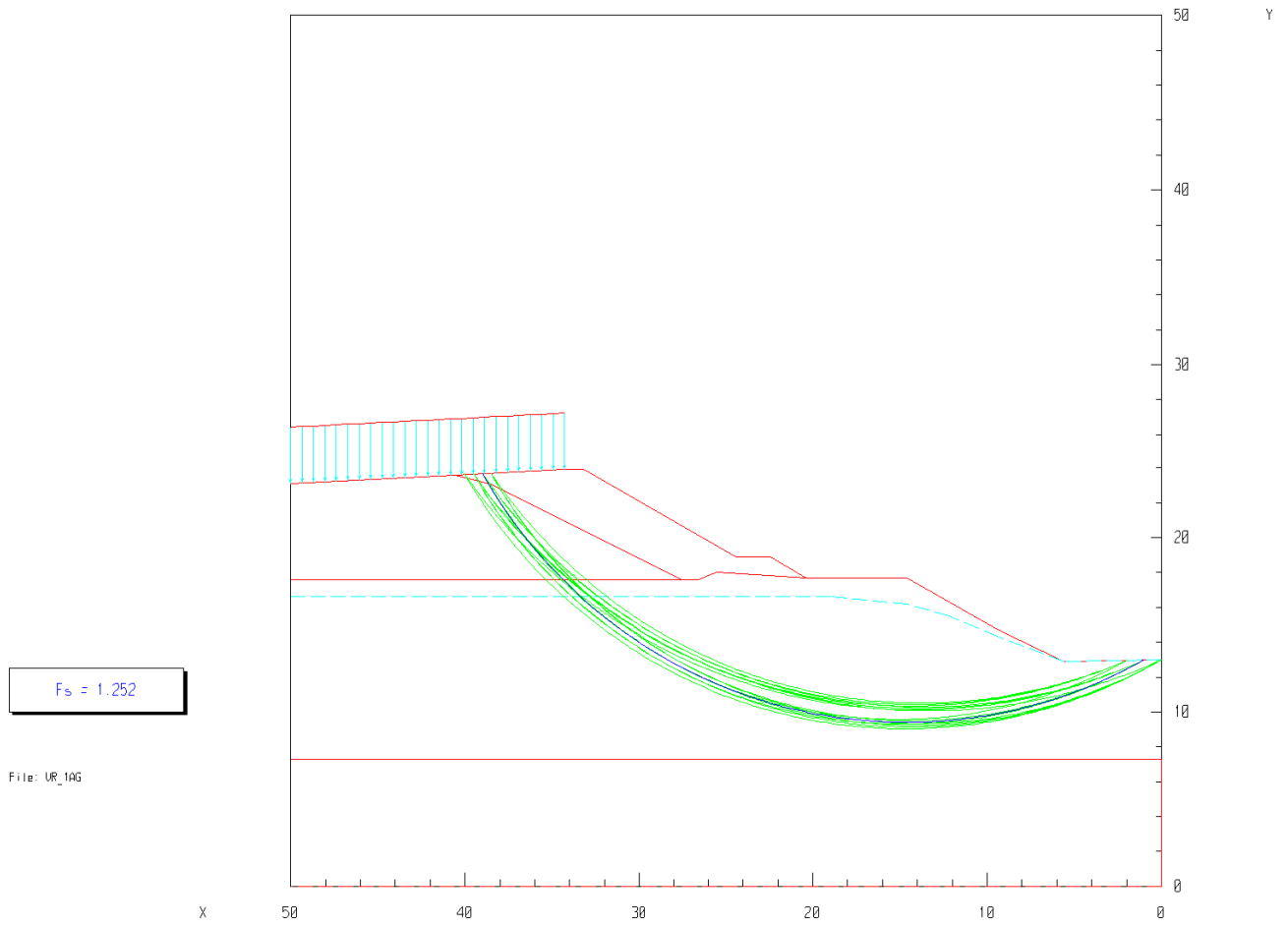
File:VR_1A

5. FATTORI DI SICUREZZA IN ORDINE CRESCENTE

No.	I	J	K	Xc [m]	Yc [m]	Xi [m]	Xf [m]	Fs
1	2	5	5	14.66	37.32	1.00	39.00	1.252
2	1	5	5	14.17	37.83	0.00	39.00	1.253
3	3	5	6	14.08	40.51	2.00	39.00	1.253
4	2	5	6	13.59	41.12	1.00	39.00	1.253
5	1	6	5	14.43	38.07	0.00	39.50	1.254
6	2	6	6	13.86	41.41	1.00	39.50	1.254
7	2	6	5	14.92	37.56	1.00	39.50	1.254
8	3	6	6	14.35	40.80	2.00	39.50	1.254
9	2	4	5	14.40	37.08	1.00	38.50	1.254
10	3	5	5	15.15	36.81	2.00	39.00	1.255
11	1	4	5	13.91	37.59	0.00	38.50	1.255
12	1	7	5	14.70	38.30	0.00	40.00	1.255
13	1	6	6	13.37	42.02	0.00	39.50	1.255
14	2	7	6	14.12	41.70	1.00	40.00	1.255
15	3	4	6	13.82	40.22	2.00	38.50	1.255
16	1	5	6	13.10	41.73	0.00	39.00	1.255
17	2	3	5	14.14	36.85	1.00	38.00	1.256
18	2	7	5	15.19	37.80	1.00	40.00	1.256
19	2	4	6	13.33	40.83	1.00	38.50	1.256
20	3	4	5	14.89	36.57	2.00	38.50	1.256
21	3	7	6	14.61	41.09	2.00	40.00	1.256
22	3	6	5	15.42	37.05	2.00	39.50	1.256
23	4	6	6	14.84	40.19	3.00	39.50	1.256
24	1	7	6	13.63	42.30	0.00	40.00	1.257
25	4	5	6	14.57	39.90	3.00	39.00	1.257

NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO GENERATE
 NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO ESAMINATE

Ng = 1760
 Ns = 1584



ANALISI DI STABILITA' DEI PENDII
 METODO DI BISHOP SEMPLIFICATO
 (superfici di rottura circolari)

RILEVATO Progr. km 17+060 (sisma -)

File:VR_1B

1. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Rif.	Tipo di materiale	γ [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ [deg]
1	Rilevato di ampliamento	20.00	0.00	32.00
2	Rilevato esistente	20.00	0.00	26.56
3	Terreni Tal-1	20.00	12.00	20.46
4	Terreni Tcm-2	19.00	16.00	17.91

2. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Rif.	No	X [m]	Y [m]		No	X [m]	Y [m]
1	1	20.40	17.70		2	22.40	18.90
	3	24.40	18.90		4	33.20	23.90
	5	34.30	23.90		6	40.60	23.58
2	1	27.50	17.60		2	38.60	23.10
	3	40.60	23.58		4	50.00	23.10
3	1	0.00	13.00		2	5.60	12.90
	3	9.30	14.70		4	14.60	17.70
	5	20.40	17.70		6	25.50	18.00
	7	26.60	17.60		8	27.50	17.60
	9	50.00	17.60				
4	1	0.00	0.00		2	0.00	7.30
	3	50.00	7.30				
Falda	1	0.00	13.00		2	5.60	12.90
	3	9.30	14.30		4	12.20	15.50
	5	14.60	16.20		6	19.00	16.60
	7	50.00	16.60				

File:VR_1B

3. DEFINIZIONE SUPERFICI DI SCORRIMENTO

Le superfici di scorrimento si intestano lungo il pendio tra $X = 0.00$ [m]
e $X = 15.00$ [m]

Numero di punti di intestazione (equidistanti tra loro) $N_i = 16$

Ogni superficie termina lungo il pendio tra i punti $X = 37.00$ [m]
e $X = 42.00$ [m]

Numero di punti di uscita (equidistanti tra loro) $N_j = 11$

Limite inferiore delle superfici di scorrimento $Y = 0.00$ [m]

4. CARICHI RIPARTITI

$P_{li} = 20.00$ [kPa] $P_{lf} = 20.00$ [kPa] $X = 34.30$ [m] $X = 50.00$ [m]

COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE

 $C_x = .026$

COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE

 $C_y = -.013$

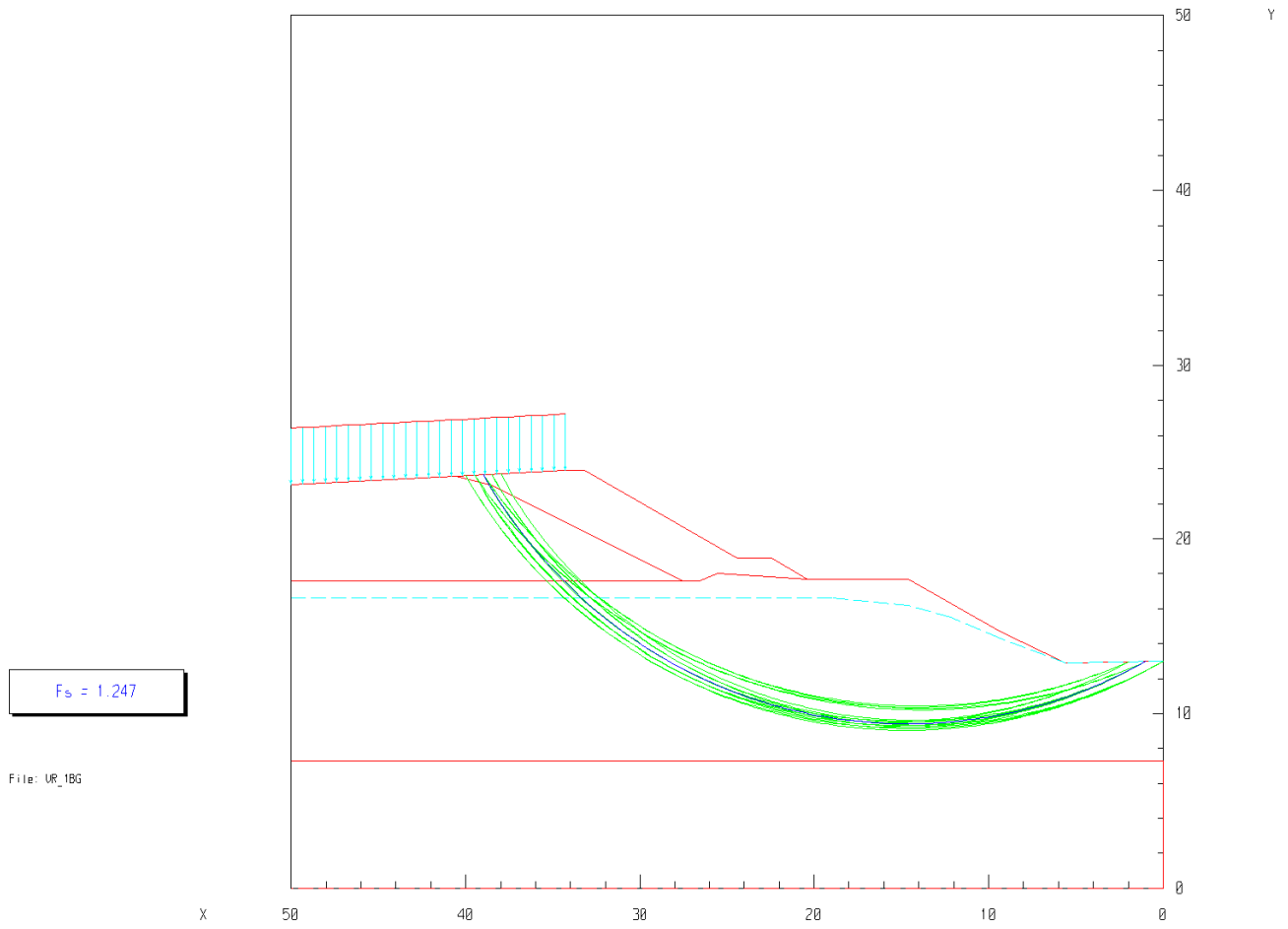
File:VR_1B

5. FATTORI DI SICUREZZA IN ORDINE CRESCENTE

No.	I	J	K	Xc [m]	Yc [m]	Xi [m]	Xf [m]	Fs
1	2	5	5	14.66	37.32	1.00	39.00	1.247
2	1	5	5	14.17	37.83	0.00	39.00	1.248
3	1	6	5	14.43	38.07	0.00	39.50	1.248
4	2	6	5	14.92	37.56	1.00	39.50	1.249
5	2	4	5	14.40	37.08	1.00	38.50	1.249
6	1	7	5	14.70	38.30	0.00	40.00	1.250
7	3	5	5	15.15	36.81	2.00	39.00	1.250
8	3	5	6	14.08	40.51	2.00	39.00	1.250
9	2	5	6	13.59	41.12	1.00	39.00	1.250
10	1	4	5	13.91	37.59	0.00	38.50	1.250
11	2	6	6	13.86	41.41	1.00	39.50	1.250
12	2	7	5	15.19	37.80	1.00	40.00	1.250
13	3	6	6	14.35	40.80	2.00	39.50	1.250
14	2	3	5	14.14	36.85	1.00	38.00	1.251
15	3	6	5	15.42	37.05	2.00	39.50	1.251
16	3	4	5	14.89	36.57	2.00	38.50	1.251
17	2	7	6	14.12	41.70	1.00	40.00	1.252
18	1	6	6	13.37	42.02	0.00	39.50	1.252
19	1	3	5	13.64	37.36	0.00	38.00	1.252
20	1	5	6	13.10	41.73	0.00	39.00	1.252
21	3	3	5	14.63	36.34	2.00	38.00	1.252
22	3	4	6	13.82	40.22	2.00	38.50	1.252
23	1	8	5	14.96	38.54	0.00	40.50	1.252
24	3	7	6	14.61	41.09	2.00	40.00	1.253
25	1	7	6	13.63	42.30	0.00	40.00	1.253

NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO GENERATE
 NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO ESAMINATE

Ng = 1760
 Ns = 1584



ANALISI DI STABILITA' DEI PENDII
METODO DI BISHOP SEMPLIFICATO
(superfici di rottura circolari)

RILEVATO Progr. km 17+080 (esercizio)

File:VR_2

1. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Rif.	Tipo di materiale	γ [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ [deg]
1	Rilevato di ampliamento	20.00	0.00	32.00
2	Rilevato esistente	20.00	0.00	26.56
3	Terreni Tal-1	20.00	12.00	20.46
4	Terreni Tcm-2	19.00	16.00	17.91

2. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Rif.	No	X [m]	Y [m]		No	X [m]	Y [m]
1	1	18.00	17.70		2	19.40	18.60
	3	21.40	18.60		4	30.20	23.60
	5	31.30	23.60		6	50.00	22.70
2	1	21.20	17.30		2	31.80	23.00
	3	33.40	23.10		4	50.00	22.40
3	1	0.00	13.20		2	5.40	13.00
	3	8.40	15.70		4	10.70	17.50
	5	13.60	17.70		6	18.00	17.70
	7	18.90	17.70		8	20.20	17.30
	9	21.20	17.30		10	50.00	17.30
4	1	0.00	0.00		2	0.00	7.30
	3	50.00	7.30				
Falda	1	0.00	13.20		2	5.40	13.00
	3	9.20	15.20		4	12.50	16.10
	5	15.00	16.30		6	50.00	16.30

File:VR_2

3. DEFINIZIONE SUPERFICI DI SCORRIMENTO

Le superfici di scorrimento si intestano lungo il pendio tra $X = 0.00$ [m]
e $X = 15.00$ [m]

Numero di punti di intestazione (equidistanti tra loro) $N_i = 18$

Ogni superficie termina lungo il pendio tra i punti $X = 34.00$ [m]
e $X = 39.00$ [m]

Numero di punti di uscita (equidistanti tra loro) $N_j = 11$

Limite inferiore delle superfici di scorrimento $Y = 0.00$ [m]

4. CARICHI RIPARTITI

$P_{li} = 26.00$ [kPa] $P_{lf} = 26.00$ [kPa] $X = 31.30$ [m] $X = 50.00$ [m]

COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE $C_x = 0.000$
COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE $C_y = 0.000$

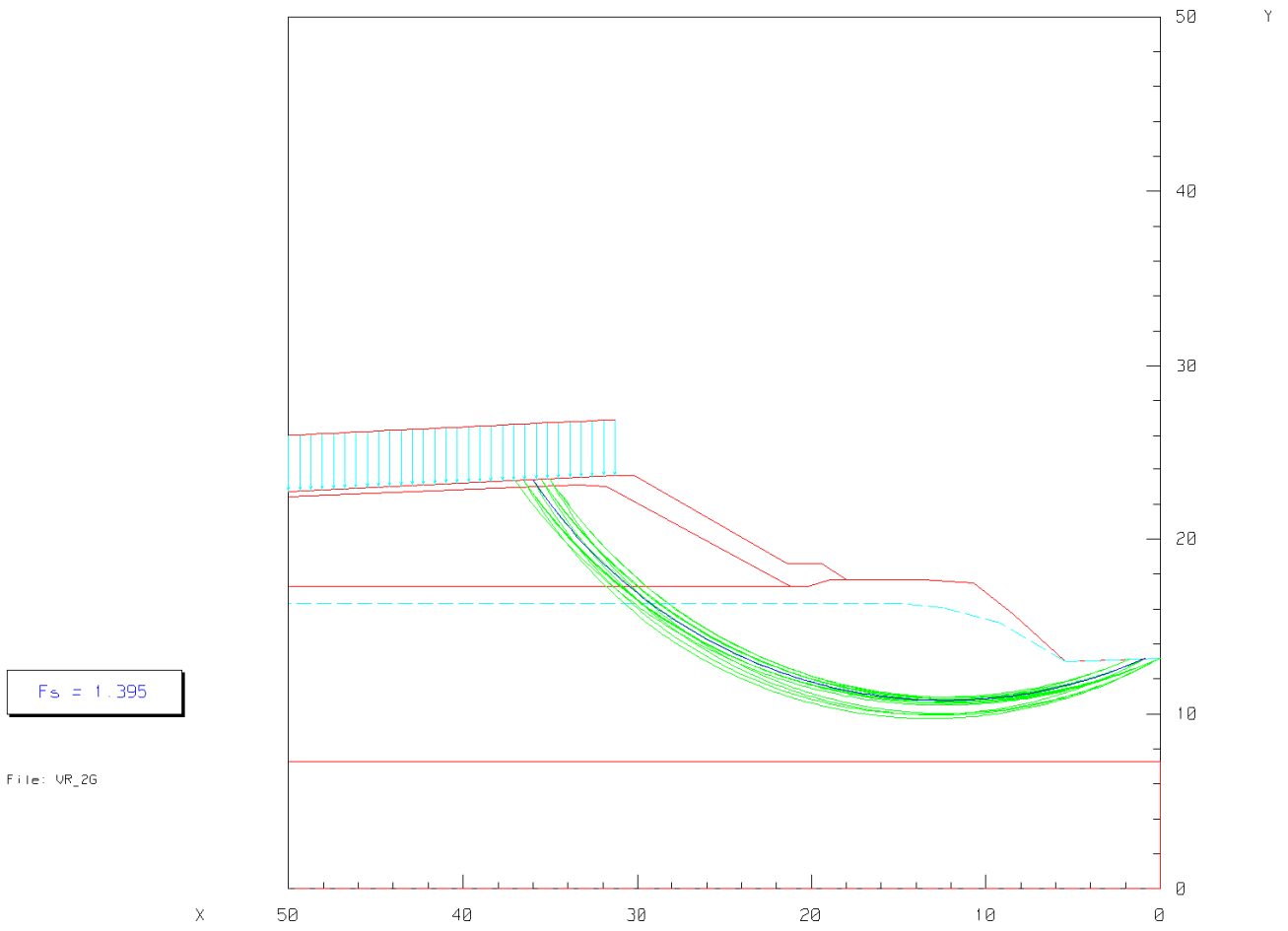
File:VR_2

5. FATTORI DI SICUREZZA IN ORDINE CRESCENTE

No.	I	J	K	Xc [m]	Yc [m]	Xi [m]	Xf [m]	Fs
1	2	5	6	12.32	39.34	.88	36.00	1.395
2	1	6	6	12.16	40.17	0.00	36.50	1.397
3	2	6	6	12.58	39.63	.88	36.50	1.397
4	1	5	6	11.90	39.89	0.00	36.00	1.397
5	2	4	6	12.05	39.05	.88	35.50	1.398
6	1	4	6	11.63	39.60	0.00	35.50	1.398
7	2	3	6	11.79	38.76	.88	35.00	1.399
8	1	6	5	13.18	36.52	0.00	36.50	1.399
9	1	7	6	12.43	40.46	0.00	37.00	1.399
10	1	4	5	12.65	36.05	0.00	35.50	1.400
11	3	4	6	12.47	38.51	1.77	35.50	1.400
12	1	3	6	11.37	39.31	0.00	35.00	1.400
13	3	6	6	13.00	39.08	1.77	36.50	1.400
14	1	3	5	12.39	35.81	0.00	35.00	1.400
15	2	5	5	13.34	35.83	.88	36.00	1.400
16	3	5	6	12.74	38.79	1.77	36.00	1.400
17	2	7	6	12.85	39.92	.88	37.00	1.400
18	1	5	5	12.91	36.29	0.00	36.00	1.400
19	3	3	6	12.21	38.22	1.77	35.00	1.401
20	1	7	5	13.44	36.76	0.00	37.00	1.402
21	2	4	5	13.08	35.59	.88	35.50	1.402
22	2	2	6	11.52	38.48	.88	34.50	1.402
23	2	6	5	13.60	36.07	.88	36.50	1.402
24	1	8	6	12.69	40.75	0.00	37.50	1.403
25	2	3	5	12.81	35.35	.88	35.00	1.403

NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO GENERATE
 NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO ESAMINATE

Ng = 1980
 Ns = 1782



File: UR_26

ANALISI DI STABILITA' DEI PENDII
 METODO DI BISHOP SEMPLIFICATO
 (superfici di rottura circolari)

RILEVATO Progr. km 17+080 (sisma +)

File:VR_2A

1. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Rif.	Tipo di materiale	γ [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ [deg]
1	Rilevato di ampliamento	20.00	0.00	32.00
2	Rilevato esistente	20.00	0.00	26.56
3	Terreni Tal-1	20.00	12.00	20.46
4	Terreni Tcm-2	19.00	16.00	17.91

2. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Rif.	No	X [m]	Y [m]		No	X [m]	Y [m]
1	1	18.00	17.70		2	19.40	18.60
	3	21.40	18.60		4	30.20	23.60
	5	31.30	23.60		6	50.00	22.70
2	1	21.20	17.30		2	31.80	23.00
	3	33.40	23.10		4	50.00	22.40
3	1	0.00	13.20		2	5.40	13.00
	3	8.40	15.70		4	10.70	17.50
	5	13.60	17.70		6	18.00	17.70
	7	18.90	17.70		8	20.20	17.30
	9	21.20	17.30		10	50.00	17.30
4	1	0.00	0.00		2	0.00	7.30
	3	50.00	7.30				
Falda	1	0.00	13.20		2	5.40	13.00
	3	9.20	15.20		4	12.50	16.10
	5	15.00	16.30		6	50.00	16.30

File:VR_2A

3. DEFINIZIONE SUPERFICI DI SCORRIMENTO

Le superfici di scorrimento si intestano lungo il pendio tra $X = 0.00$ [m]
e $X = 15.00$ [m]

Numero di punti di intestazione (equidistanti tra loro) $N_i = 18$

Ogni superficie termina lungo il pendio tra i punti $X = 34.00$ [m]
e $X = 39.00$ [m]

Numero di punti di uscita (equidistanti tra loro) $N_j = 11$

Limite inferiore delle superfici di scorrimento $Y = 0.00$ [m]

4. CARICHI RIPARTITI

$P_{li} = 20.00$ [kPa] $P_{lf} = 20.00$ [kPa] $X = 31.30$ [m] $X = 50.00$ [m]

COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE $C_x = .026$
COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE $C_y = .013$

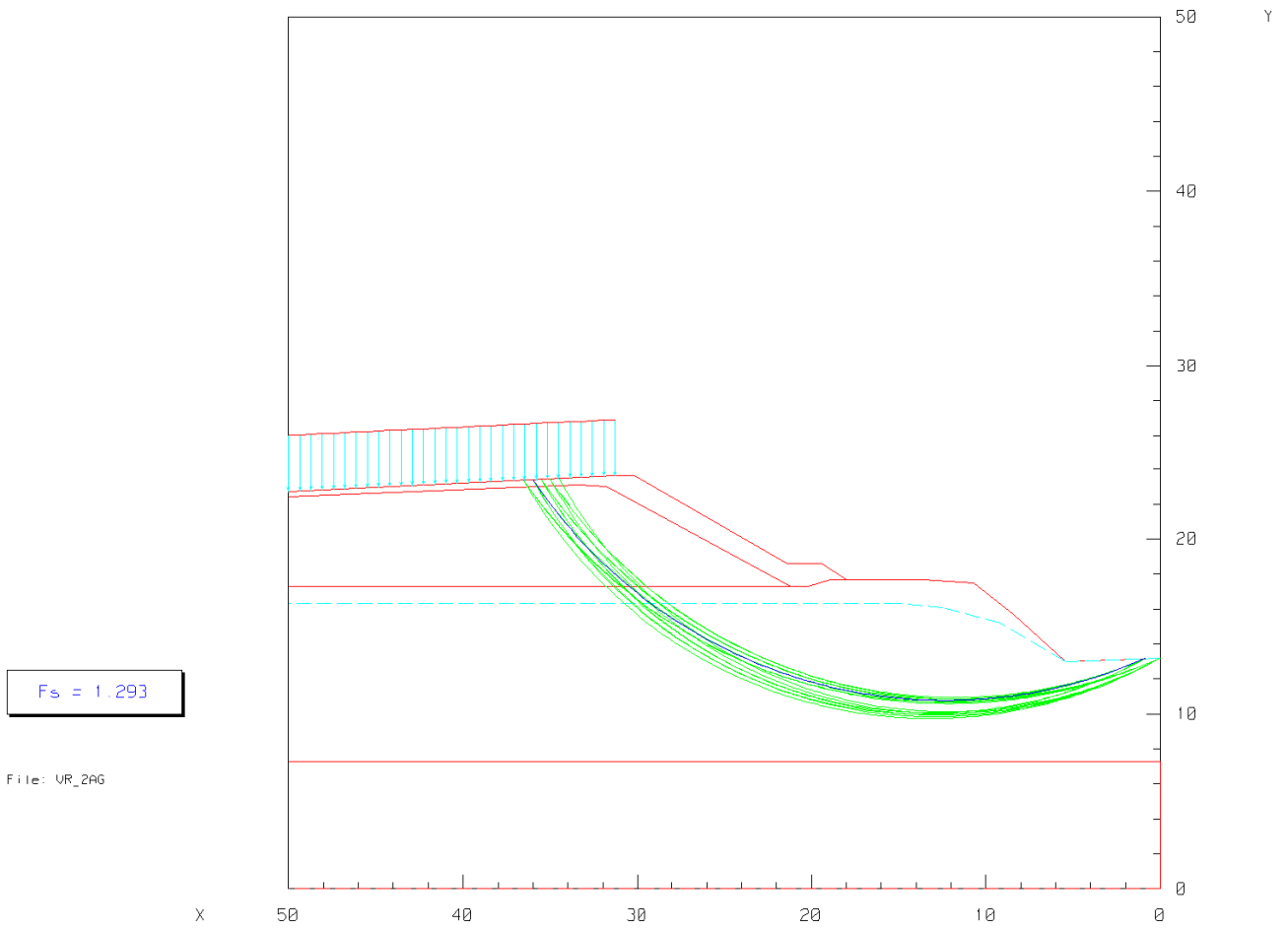
File:VR_2A

5. FATTORI DI SICUREZZA IN ORDINE CRESCENTE

No.	I	J	K	Xc [m]	Yc [m]	Xi [m]	Xf [m]	Fs
1	2	5	6	12.32	39.34	.88	36.00	1.293
2	1	4	5	12.65	36.05	0.00	35.50	1.293
3	1	3	5	12.39	35.81	0.00	35.00	1.293
4	1	6	5	13.18	36.52	0.00	36.50	1.293
5	1	6	6	12.16	40.17	0.00	36.50	1.294
6	1	5	5	12.91	36.29	0.00	36.00	1.294
7	1	5	6	11.90	39.89	0.00	36.00	1.294
8	1	4	6	11.63	39.60	0.00	35.50	1.294
9	2	4	6	12.05	39.05	.88	35.50	1.294
10	2	6	6	12.58	39.63	.88	36.50	1.295
11	2	5	5	13.34	35.83	.88	36.00	1.295
12	1	2	5	12.13	35.57	0.00	34.50	1.295
13	2	3	6	11.79	38.76	.88	35.00	1.295
14	2	4	5	13.08	35.59	.88	35.50	1.296
15	1	3	6	11.37	39.31	0.00	35.00	1.296
16	2	3	5	12.81	35.35	.88	35.00	1.296
17	1	7	6	12.43	40.46	0.00	37.00	1.296
18	1	7	5	13.44	36.76	0.00	37.00	1.296
19	3	4	6	12.47	38.51	1.77	35.50	1.296
20	2	6	5	13.60	36.07	.88	36.50	1.297
21	3	3	6	12.21	38.22	1.77	35.00	1.297
22	3	5	6	12.74	38.79	1.77	36.00	1.297
23	2	7	6	12.85	39.92	.88	37.00	1.297
24	2	2	5	12.55	35.11	.88	34.50	1.297
25	3	6	6	13.00	39.08	1.77	36.50	1.298

NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO GENERATE
 NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO ESAMINATE

Ng = 1980
 Ns = 1782



ANALISI DI STABILITA' DEI PENDII
 METODO DI BISHOP SEMPLIFICATO
 (superfici di rottura circolari)

RILEVATO Progr. km 17+080 (sisma -)

File:VR_2B

1. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Rif.	Tipo di materiale	γ [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ [deg]
1	Rilevato di ampliamento	20.00	0.00	32.00
2	Rilevato esistente	20.00	0.00	26.56
3	Terreni Tal-1	20.00	12.00	20.46
4	Terreni Tcm-2	19.00	16.00	17.91

2. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Rif.	No	X [m]	Y [m]		No	X [m]	Y [m]
1	1	18.00	17.70		2	19.40	18.60
	3	21.40	18.60		4	30.20	23.60
	5	31.30	23.60		6	50.00	22.70
2	1	21.20	17.30		2	31.80	23.00
	3	33.40	23.10		4	50.00	22.40
3	1	0.00	13.20		2	5.40	13.00
	3	8.40	15.70		4	10.70	17.50
	5	13.60	17.70		6	18.00	17.70
	7	18.90	17.70		8	20.20	17.30
	9	21.20	17.30		10	50.00	17.30
4	1	0.00	0.00		2	0.00	7.30
	3	50.00	7.30				
Falda	1	0.00	13.20		2	5.40	13.00
	3	9.20	15.20		4	12.50	16.10
	5	15.00	16.30		6	50.00	16.30

File:VR_2B

3. DEFINIZIONE SUPERFICI DI SCORRIMENTO

Le superfici di scorrimento si intestano lungo il pendio tra $X = 0.00$ [m]
e $X = 15.00$ [m]

Numero di punti di intestazione (equidistanti tra loro) $N_i = 18$

Ogni superficie termina lungo il pendio tra i punti $X = 34.00$ [m]
e $X = 39.00$ [m]

Numero di punti di uscita (equidistanti tra loro) $N_j = 11$

Limite inferiore delle superfici di scorrimento $Y = 0.00$ [m]

4. CARICHI RIPARTITI

$P_{li} = 20.00$ [kPa] $P_{lf} = 20.00$ [kPa] $X = 31.30$ [m] $X = 50.00$ [m]

COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE

$C_x = .026$

COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE

$C_y = -.013$

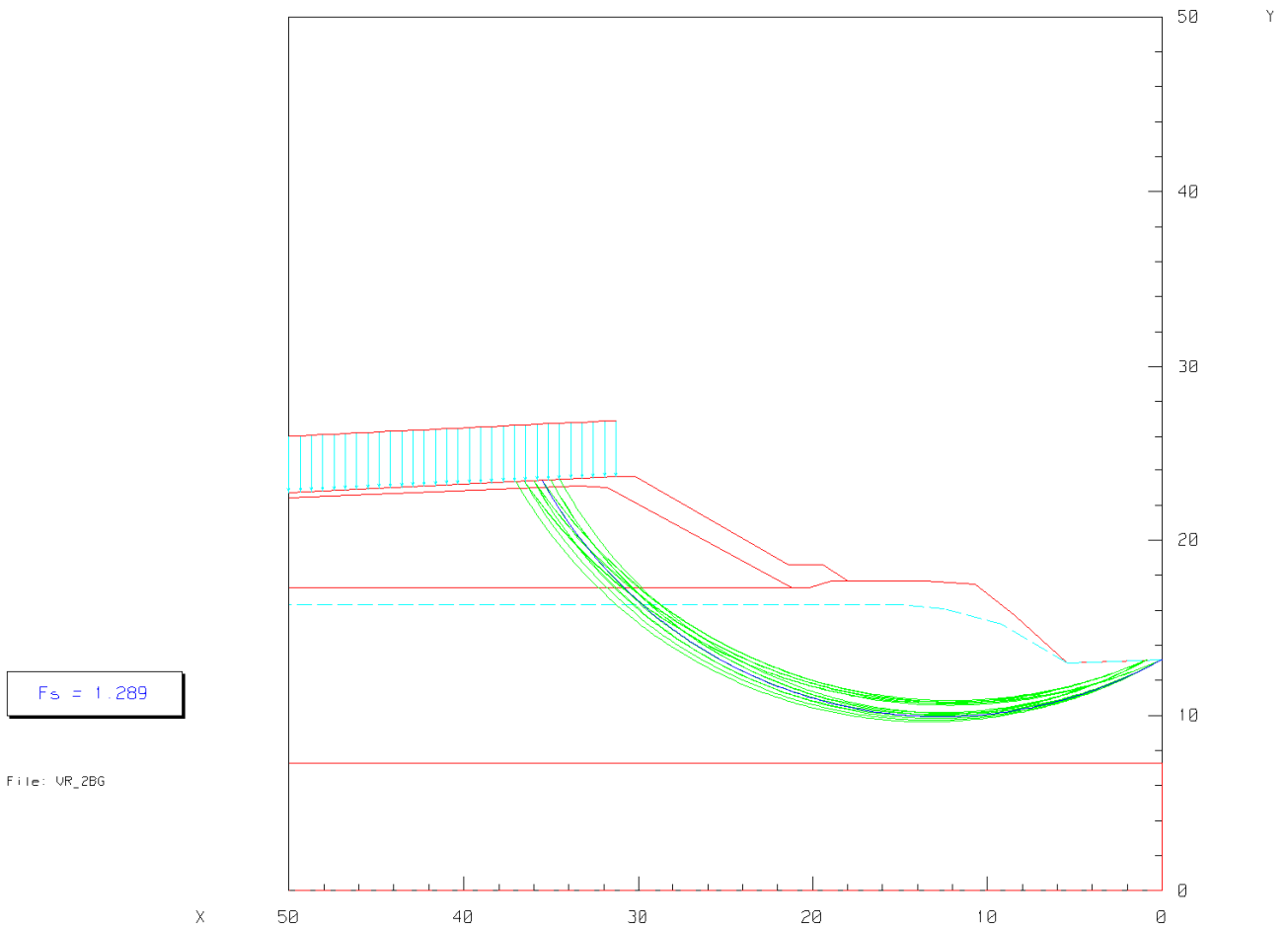
File:VR_2B

5. FATTORI DI SICUREZZA IN ORDINE CRESCENTE

No.	I	J	K	Xc [m]	Yc [m]	Xi [m]	Xf [m]	Fs
1	1	4	5	12.65	36.05	0.00	35.50	1.289
2	1	6	5	13.18	36.52	0.00	36.50	1.289
3	1	3	5	12.39	35.81	0.00	35.00	1.290
4	1	5	5	12.91	36.29	0.00	36.00	1.290
5	2	5	6	12.32	39.34	.88	36.00	1.290
6	2	5	5	13.34	35.83	.88	36.00	1.291
7	1	6	6	12.16	40.17	0.00	36.50	1.291
8	1	5	6	11.90	39.89	0.00	36.00	1.292
9	1	7	5	13.44	36.76	0.00	37.00	1.292
10	2	4	5	13.08	35.59	.88	35.50	1.292
11	1	2	5	12.13	35.57	0.00	34.50	1.292
12	2	6	6	12.58	39.63	.88	36.50	1.292
13	1	4	6	11.63	39.60	0.00	35.50	1.292
14	2	3	5	12.81	35.35	.88	35.00	1.292
15	2	4	6	12.05	39.05	.88	35.50	1.292
16	2	6	5	13.60	36.07	.88	36.50	1.293
17	1	7	6	12.43	40.46	0.00	37.00	1.293
18	2	3	6	11.79	38.76	.88	35.00	1.294
19	1	3	6	11.37	39.31	0.00	35.00	1.294
20	2	2	5	12.55	35.11	.88	34.50	1.294
21	3	4	6	12.47	38.51	1.77	35.50	1.294
22	2	7	6	12.85	39.92	.88	37.00	1.294
23	3	5	6	12.74	38.79	1.77	36.00	1.295
24	3	6	6	13.00	39.08	1.77	36.50	1.295
25	3	3	6	12.21	38.22	1.77	35.00	1.295

NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO GENERATE
 NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO ESAMINATE

Ng = 1980
 Ns = 1782



ANALISI DI STABILITA' DEI PENDII
 METODO DI BISHOP SEMPLIFICATO
 (superfici di rottura circolari)

RILEVATO Progr. km 14+740 (esercizio)

File:VR_3

1. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Rif.	Tipo di materiale	γ [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ [deg]
1	Rilevato di ampliamento	20.00	0.00	32.00
2	Rilevato esistente	20.00	0.00	26.56
3	Terreni Tal-1	20.00	12.00	20.46
4	Terreni Tcm-1	18.00	4.00	26.56

2. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Rif.	No	X [m]	Y [m]		No	X [m]	Y [m]
1	1	20.00	20.00		2	24.00	22.20
	3	26.00	22.20		4	34.80	27.20
	5	36.80	27.20		6	45.50	32.20
	7	55.40	32.21				
2	1	30.60	19.80		2	55.40	32.21
	3	72.70	32.20		4	82.00	26.90
	5	83.80	26.70		6	97.50	19.40
3	1	0.00	15.80		2	0.00	20.00
	3	20.00	20.00		4	30.60	19.80
	5	97.50	19.40				
4	1	0.00	0.00		2	0.00	15.80
	3	97.50	15.80				
Falda	1	0.00	20.00		2	20.00	20.00
	3	30.60	19.80		4	97.50	19.40

File:VR_3

3. DEFINIZIONE SUPERFICI DI SCORRIMENTO

Le superfici di scorrimento si intestano lungo il pendio tra $X = 0.00$ [m]
e $X = 13.00$ [m]

Numero di punti di intestazione (equidistanti tra loro) $N_i = 14$

Ogni superficie termina lungo il pendio tra i punti $X = 52.00$ [m]
e $X = 60.00$ [m]

Numero di punti di uscita (equidistanti tra loro) $N_j = 11$

Limite inferiore delle superfici di scorrimento $Y = 0.00$ [m]

4. CARICHI RIPARTITI

$P_{li} = 26.00$ [kPa] $P_{lf} = 26.00$ [kPa] $X = 46.80$ [m] $X = 71.40$ [m]

COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE $C_x = 0.000$
COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE $C_y = 0.000$

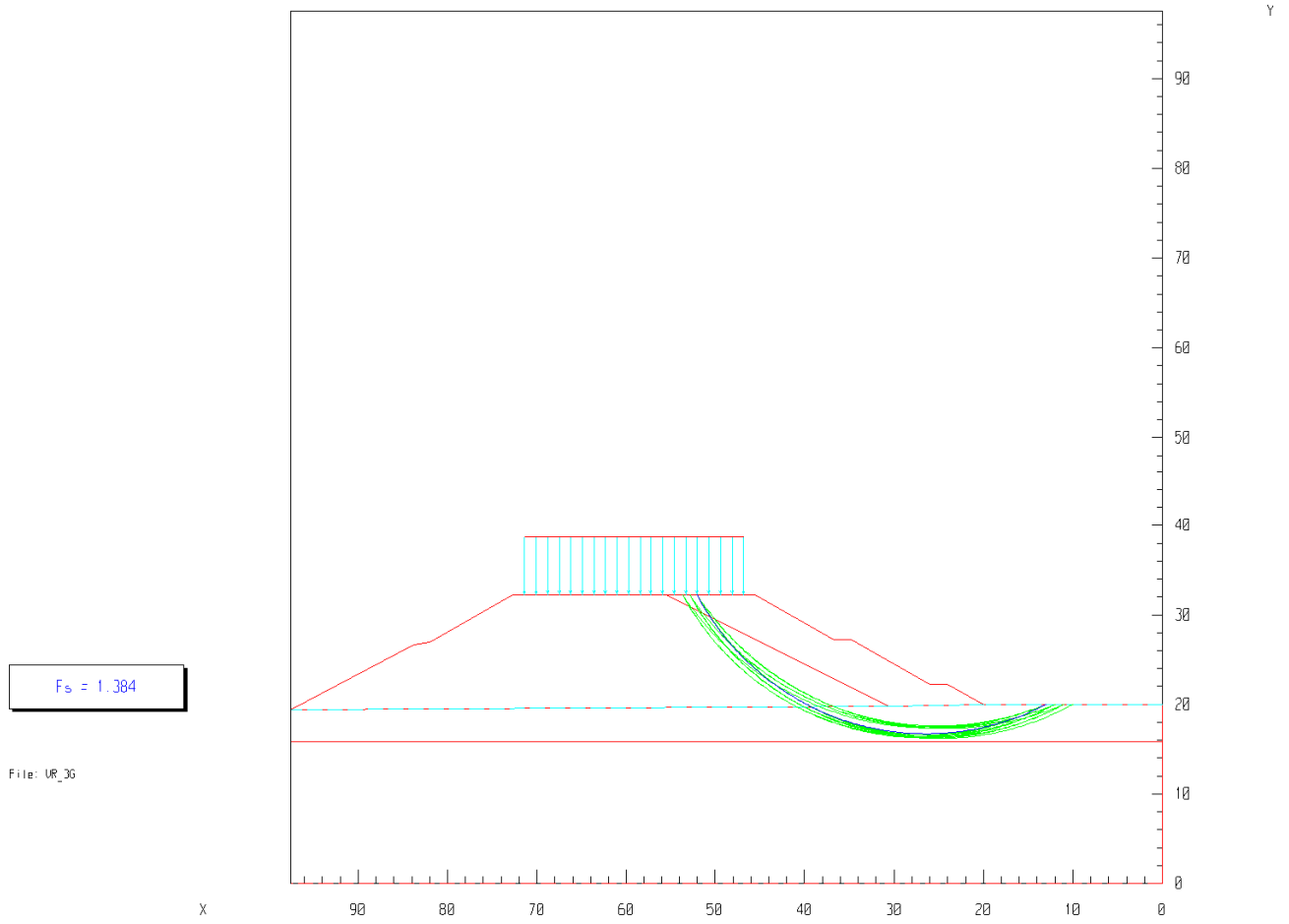
File:VR_3

5. FATTORI DI SICUREZZA IN ORDINE CRESCENTE

No.	I	J	K	Xc [m]	Yc [m]	Xi [m]	Xf [m]	Fs
1	14	1	5	26.40	45.60	13.00	52.00	1.384
2	14	1	6	25.18	49.50	13.00	52.00	1.386
3	13	1	5	25.90	46.10	12.00	52.00	1.387
4	14	2	5	26.80	46.00	13.00	52.80	1.390
5	13	1	6	24.68	50.10	12.00	52.00	1.390
6	14	2	6	25.58	49.98	13.00	52.80	1.391
7	13	2	5	26.30	46.50	12.00	52.80	1.392
8	12	1	5	25.40	46.60	11.00	52.00	1.392
9	13	2	6	25.08	50.58	12.00	52.80	1.395
10	12	2	5	25.80	47.00	11.00	52.80	1.396
11	12	1	6	24.18	50.70	11.00	52.00	1.396
12	11	1	5	24.90	47.10	10.00	52.00	1.398
13	14	3	5	27.20	46.40	13.00	53.60	1.398
14	13	3	5	26.70	46.90	12.00	53.60	1.399
15	14	3	6	25.97	50.46	13.00	53.60	1.399
16	12	2	6	24.58	51.18	11.00	52.80	1.399
17	14	1	7	23.95	53.40	13.00	52.00	1.400
18	11	2	5	25.30	47.50	10.00	52.80	1.401
19	13	3	6	25.47	51.06	12.00	53.60	1.401
20	12	3	5	26.20	47.40	11.00	53.60	1.401
21	11	1	6	23.68	51.30	10.00	52.00	1.404
22	14	2	7	24.35	53.96	13.00	52.80	1.405
23	12	3	6	24.97	51.66	11.00	53.60	1.405
24	10	1	5	24.40	47.60	9.00	52.00	1.405
25	11	3	5	25.70	47.90	10.00	53.60	1.406

NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO GENERATE
 NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO ESAMINATE

Ng = 1540
 Ns = 1386



ANALISI DI STABILITA' DEI PENDII
 METODO DI BISHOP SEMPLIFICATO
 (superfici di rottura circolari)

RILEVATO Progr. km 14+740 (sisma +)

File:VR_3A

1. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Rif.	Tipo di materiale	γ [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ [deg]
1	Rilevato di ampliamento	20.00	0.00	32.00
2	Rilevato esistente	20.00	0.00	26.56
3	Terreni Tal-1	20.00	12.00	20.46
4	Terreni Tcm-1	18.00	4.00	26.56

2. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Rif.	No	X [m]	Y [m]		No	X [m]	Y [m]
1	1	20.00	20.00		2	24.00	22.20
	3	26.00	22.20		4	34.80	27.20
	5	36.80	27.20		6	45.50	32.20
	7	55.40	32.21				
2	1	30.60	19.80		2	55.40	32.21
	3	72.70	32.20		4	82.00	26.90
	5	83.80	26.70		6	97.50	19.40
3	1	0.00	15.80		2	0.00	20.00
	3	20.00	20.00		4	30.60	19.80
	5	97.50	19.40				
4	1	0.00	0.00		2	0.00	15.80
	3	97.50	15.80				
Falda	1	0.00	20.00		2	20.00	20.00
	3	30.60	19.80		4	97.50	19.40

File:VR_3A

3. DEFINIZIONE SUPERFICI DI SCORRIMENTO

Le superfici di scorrimento si intestano lungo il pendio tra $X = 0.00$ [m]
e $X = 13.00$ [m]

Numero di punti di intestazione (equidistanti tra loro) $N_i = 14$

Ogni superficie termina lungo il pendio tra i punti $X = 52.00$ [m]
e $X = 60.00$ [m]

Numero di punti di uscita (equidistanti tra loro) $N_j = 11$

Limite inferiore delle superfici di scorrimento $Y = 0.00$ [m]

4. CARICHI RIPARTITI

$P_{li} = 20.00$ [kPa] $P_{lf} = 20.00$ [kPa] $X = 46.80$ [m] $X = 71.40$ [m]

COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE $C_x = .025$
COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE $C_y = .013$

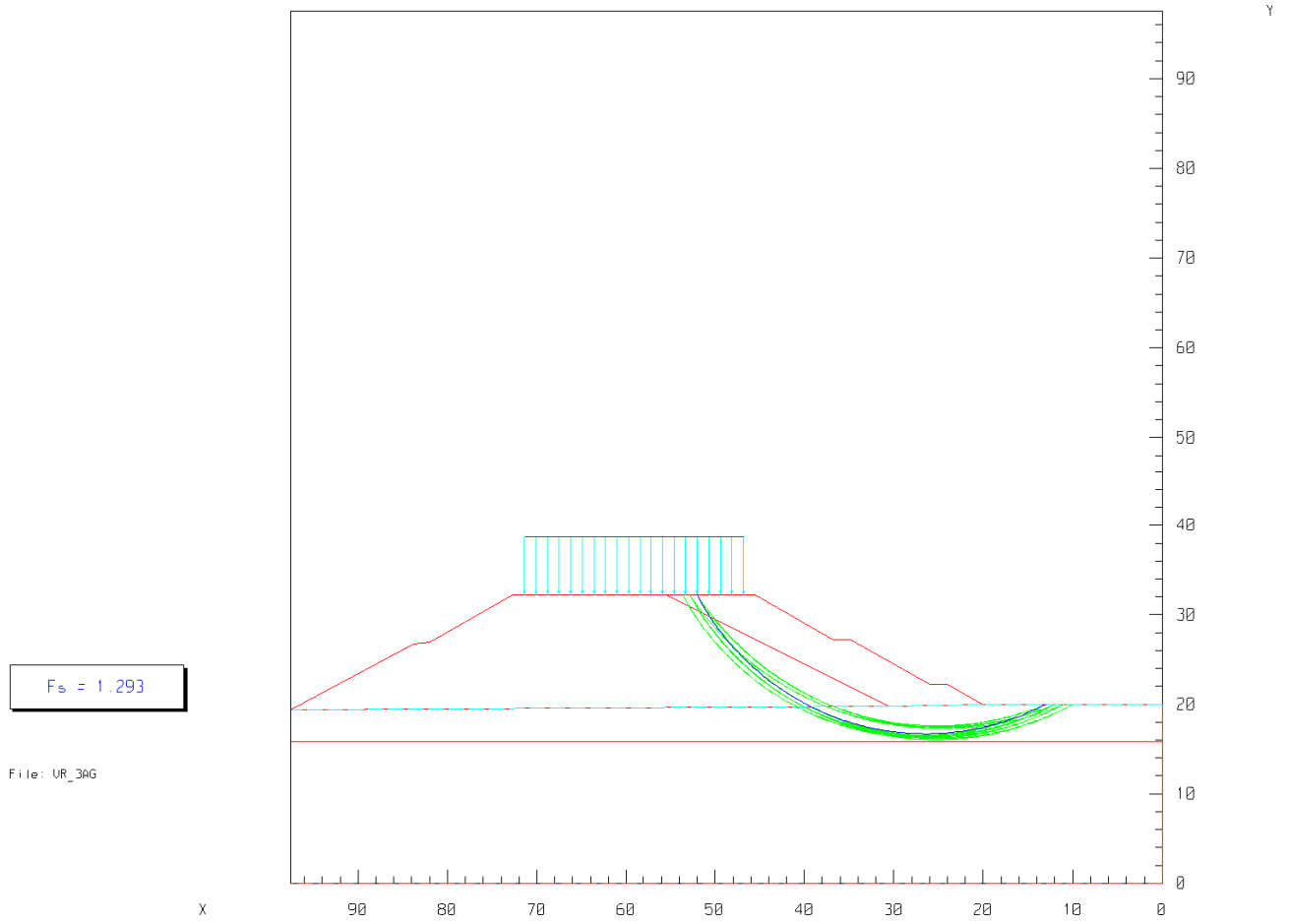
File:VR_3A

5. FATTORI DI SICUREZZA IN ORDINE CRESCENTE

No.	I	J	K	Xc [m]	Yc [m]	Xi [m]	Xf [m]	Fs
1	14	1	5	26.40	45.60	13.00	52.00	1.293
2	13	1	5	25.90	46.10	12.00	52.00	1.295
3	14	1	6	25.18	49.50	13.00	52.00	1.297
4	12	1	5	25.40	46.60	11.00	52.00	1.298
5	14	2	5	26.80	46.00	13.00	52.80	1.298
6	13	2	5	26.30	46.50	12.00	52.80	1.299
7	13	1	6	24.68	50.10	12.00	52.00	1.301
8	12	2	5	25.80	47.00	11.00	52.80	1.301
9	14	2	6	25.58	49.98	13.00	52.80	1.302
10	11	1	5	24.90	47.10	10.00	52.00	1.302
11	13	2	6	25.08	50.58	12.00	52.80	1.305
12	13	3	5	26.70	46.90	12.00	53.60	1.305
13	14	3	5	27.20	46.40	13.00	53.60	1.305
14	11	2	5	25.30	47.50	10.00	52.80	1.305
15	12	1	6	24.18	50.70	11.00	52.00	1.305
16	12	3	5	26.20	47.40	11.00	53.60	1.306
17	12	2	6	24.58	51.18	11.00	52.80	1.308
18	10	1	5	24.40	47.60	9.00	52.00	1.308
19	14	3	6	25.97	50.46	13.00	53.60	1.309
20	11	3	5	25.70	47.90	10.00	53.60	1.309
21	13	3	6	25.47	51.06	12.00	53.60	1.310
22	10	2	5	24.80	48.00	9.00	52.80	1.310
23	11	1	6	23.68	51.30	10.00	52.00	1.311
24	13	4	5	27.10	47.30	12.00	54.40	1.312
25	12	4	5	26.60	47.80	11.00	54.40	1.312

NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO GENERATE
 NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO ESAMINATE

Ng = 1540
 Ns = 1386



ANALISI DI STABILITA' DEI PENDII
 METODO DI BISHOP SEMPLIFICATO
 (superfici di rottura circolari)

RILEVATO Progr. km 14+740 (sisma -)

File:VR_3B

1. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Rif.	Tipo di materiale	γ [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ [deg]
1	Rilevato di ampliamento	20.00	0.00	32.00
2	Rilevato esistente	20.00	0.00	26.56
3	Terreni Tal-1	20.00	12.00	20.46
4	Terreni Tcm-1	18.00	4.00	26.56

2. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Rif.	No	X [m]	Y [m]		No	X [m]	Y [m]
1	1	20.00	20.00		2	24.00	22.20
	3	26.00	22.20		4	34.80	27.20
	5	36.80	27.20		6	45.50	32.20
	7	55.40	32.21				
2	1	30.60	19.80		2	55.40	32.21
	3	72.70	32.20		4	82.00	26.90
	5	83.80	26.70		6	97.50	19.40
3	1	0.00	15.80		2	0.00	20.00
	3	20.00	20.00		4	30.60	19.80
	5	97.50	19.40				
4	1	0.00	0.00		2	0.00	15.80
	3	97.50	15.80				
Falda	1	0.00	20.00		2	20.00	20.00
	3	30.60	19.80		4	97.50	19.40

File:VR_3B

3. DEFINIZIONE SUPERFICI DI SCORRIMENTO

Le superfici di scorrimento si intestano lungo il pendio tra $X = 0.00$ [m]
e $X = 13.00$ [m]

Numero di punti di intestazione (equidistanti tra loro) $N_i = 14$

Ogni superficie termina lungo il pendio tra i punti $X = 52.00$ [m]
e $X = 60.00$ [m]

Numero di punti di uscita (equidistanti tra loro) $N_j = 11$

Limite inferiore delle superfici di scorrimento $Y = 0.00$ [m]

4. CARICHI RIPARTITI

$P_{li} = 20.00$ [kPa] $P_{lf} = 20.00$ [kPa] $X = 46.80$ [m] $X = 71.40$ [m]

COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE

 $C_x = .025$

COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE

 $C_y = -.013$

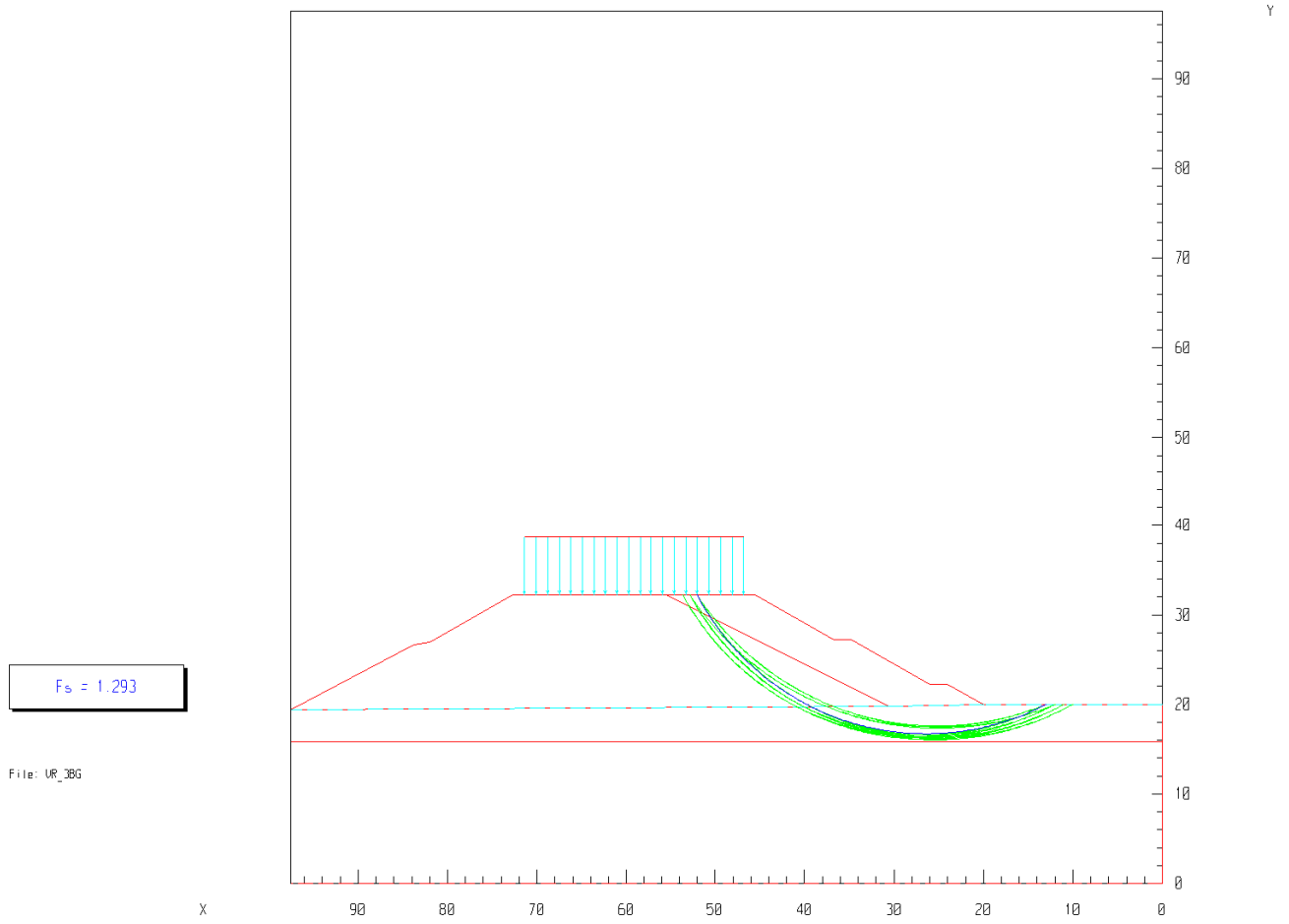
File:VR_3B

5. FATTORI DI SICUREZZA IN ORDINE CRESCENTE

No.	I	J	K	Xc [m]	Yc [m]	Xi [m]	Xf [m]	Fs
1	14	1	5	26.40	45.60	13.00	52.00	1.293
2	13	1	5	25.90	46.10	12.00	52.00	1.294
3	12	1	5	25.40	46.60	11.00	52.00	1.297
4	14	2	5	26.80	46.00	13.00	52.80	1.297
5	13	2	5	26.30	46.50	12.00	52.80	1.298
6	14	1	6	25.18	49.50	13.00	52.00	1.298
7	12	2	5	25.80	47.00	11.00	52.80	1.300
8	13	1	6	24.68	50.10	12.00	52.00	1.301
9	11	1	5	24.90	47.10	10.00	52.00	1.301
10	14	2	6	25.58	49.98	13.00	52.80	1.303
11	13	3	5	26.70	46.90	12.00	53.60	1.304
12	11	2	5	25.30	47.50	10.00	52.80	1.304
13	14	3	5	27.20	46.40	13.00	53.60	1.304
14	13	2	6	25.08	50.58	12.00	52.80	1.305
15	12	3	5	26.20	47.40	11.00	53.60	1.305
16	12	1	6	24.18	50.70	11.00	52.00	1.306
17	10	1	5	24.40	47.60	9.00	52.00	1.307
18	11	3	5	25.70	47.90	10.00	53.60	1.308
19	12	2	6	24.58	51.18	11.00	52.80	1.308
20	10	2	5	24.80	48.00	9.00	52.80	1.309
21	14	3	6	25.97	50.46	13.00	53.60	1.309
22	13	4	5	27.10	47.30	12.00	54.40	1.310
23	13	3	6	25.47	51.06	12.00	53.60	1.311
24	12	4	5	26.60	47.80	11.00	54.40	1.311
25	14	4	5	27.60	46.80	13.00	54.40	1.311

NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO GENERATE
 NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO ESAMINATE

Ng = 1540
 Ns = 1386



ANALISI DI STABILITA' DEI PENDII
 METODO DI BISHOP SEMPLIFICATO
 (superfici di rottura circolari)

RILEVATO Progr. km 11+840 (esercizio)

File:VR_4

1. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Rif.	Tipo di materiale	γ [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ [deg]
1	Rilevato di ampliamento	20.00	0.00	32.00
2	Rilevato esistente	20.00	0.00	26.56
3	Terreni Tal-1	20.00	12.00	20.46

2. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Rif.	No	X [m]	Y [m]		No	X [m]	Y [m]
1	1	20.00	13.00		2	24.30	15.50
	3	26.30	15.50		4	35.10	20.50
	5	68.20	20.60		6	69.80	19.70
2	1	40.40	12.90		2	41.00	14.00
	3	42.40	14.00		4	53.00	19.50
	5	69.80	19.70		6	74.80	16.80
	7	77.20	16.50		8	83.30	13.80
	9	83.70	13.80		10	85.20	12.90
3	1	0.00	0.00		2	0.00	13.00
	3	40.40	12.90		4	85.20	12.90
Falda	1	0.00	13.00		2	20.00	13.00
	3	40.40	12.90		4	85.20	12.90

File:VR_4

3. DEFINIZIONE SUPERFICI DI SCORRIMENTO

Le superfici di scorrimento si intestano lungo il pendio tra $X = 0.00$ [m]
e $X = 16.00$ [m]

Numero di punti di intestazione (equidistanti tra loro) $N_i = 14$

Ogni superficie termina lungo il pendio tra i punti $X = 39.00$ [m]
e $X = 49.00$ [m]

Numero di punti di uscita (equidistanti tra loro) $N_j = 11$

Limite inferiore delle superfici di scorrimento $Y = 0.00$ [m]

4. CARICHI RIPARTITI

$P_{li} = 26.00$ [kPa] $P_{lf} = 26.00$ [kPa] $X = 36.10$ [m] $X = 67.20$ [m]

COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE $C_x = 0.000$
COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE $C_y = 0.000$

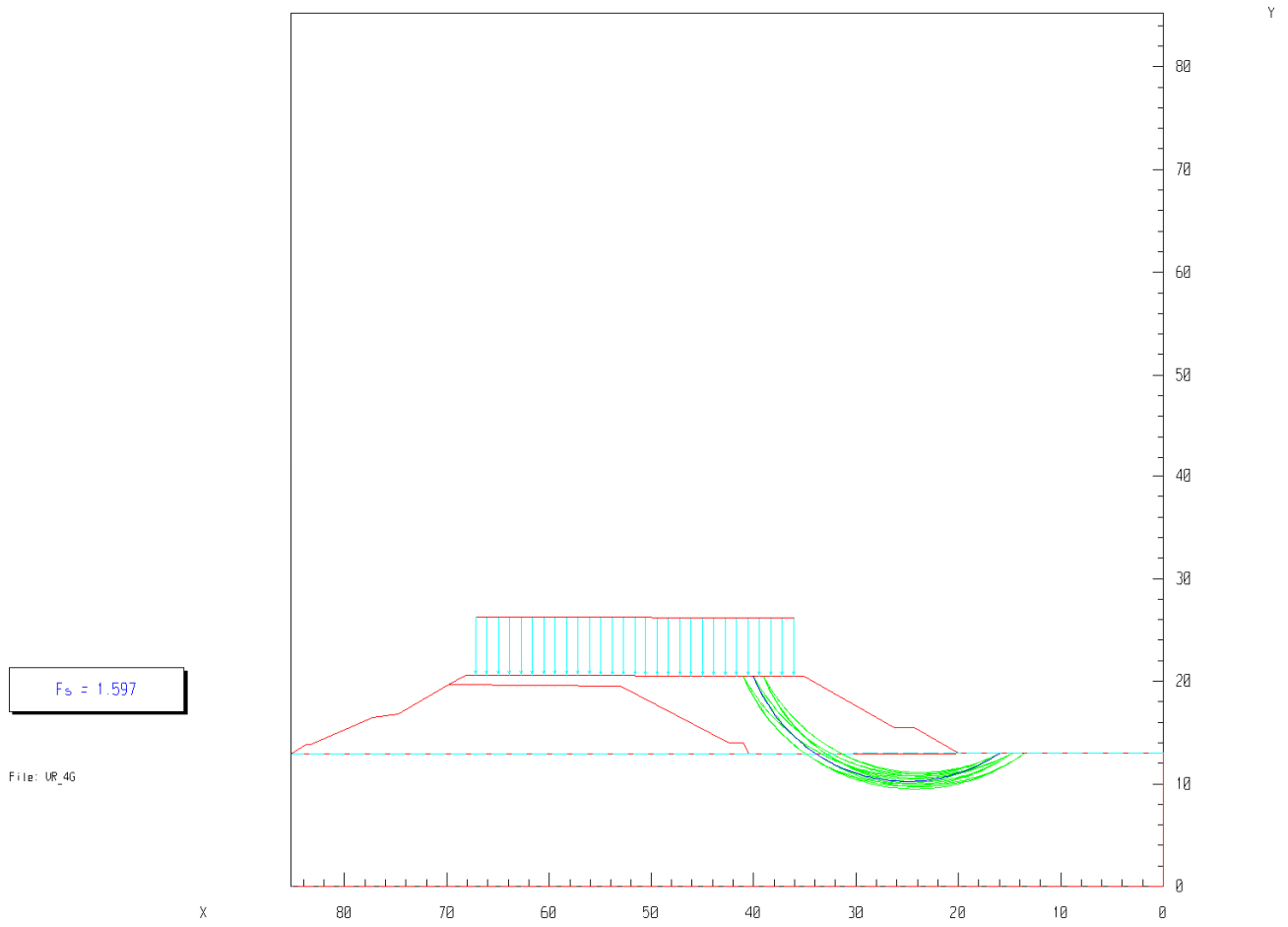
File:VR_4

5. FATTORI DI SICUREZZA IN ORDINE CRESCENTE

No.	I	J	K	Xc [m]	Yc [m]	Xi [m]	Xf [m]	Fs
1	14	2	4	24.98	26.34	16.00	40.00	1.597
2	14	1	4	24.48	25.94	16.00	39.00	1.598
3	13	2	4	24.36	26.83	14.77	40.00	1.598
4	13	1	4	23.87	26.43	14.77	39.00	1.602
5	13	3	4	24.86	27.23	14.77	41.00	1.603
6	14	2	5	24.22	28.74	16.00	40.00	1.604
7	14	1	5	23.72	28.24	16.00	39.00	1.604
8	14	3	4	25.48	26.74	16.00	41.00	1.607
9	12	2	4	23.75	27.33	13.54	40.00	1.607
10	13	1	5	23.11	28.85	14.77	39.00	1.608
11	13	2	5	23.61	29.35	14.77	40.00	1.608
12	12	3	4	24.25	27.73	13.54	41.00	1.609
13	14	3	5	24.72	29.24	16.00	41.00	1.614
14	13	3	5	24.11	29.86	14.77	41.00	1.614
15	12	1	4	23.25	26.92	13.54	39.00	1.615
16	13	4	4	25.36	27.63	14.77	42.00	1.617
17	12	4	4	24.75	28.13	13.54	42.00	1.619
18	12	2	5	23.00	29.97	13.54	40.00	1.620
19	14	4	4	25.98	27.14	16.00	42.00	1.621
20	11	3	4	23.63	28.22	12.31	41.00	1.621
21	12	3	5	23.49	30.47	13.54	41.00	1.622
22	11	2	4	23.14	27.82	12.31	40.00	1.624
23	14	1	6	22.97	30.54	16.00	39.00	1.626
24	13	4	5	24.61	30.36	14.77	42.00	1.627
25	14	2	6	23.47	31.14	16.00	40.00	1.627

NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO GENERATE
 NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO ESAMINATE

Ng = 1540
 Ns = 1406



ANALISI DI STABILITA' DEI PENDII
 METODO DI BISHOP SEMPLIFICATO
 (superfici di rottura circolari)

RILEVATO Progr. km 11+840 (sisma +)

File:VR_4A

1. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Rif.	Tipo di materiale	γ [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ [deg]
1	Rilevato di ampliamento	20.00	0.00	32.00
2	Rilevato esistente	20.00	0.00	26.56
3	Terreni Tal-1	20.00	12.00	20.46

2. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Rif.	No	X [m]	Y [m]		No	X [m]	Y [m]
1	1	20.00	13.00		2	24.30	15.50
	3	26.30	15.50		4	35.10	20.50
	5	68.20	20.60		6	69.80	19.70
2	1	40.40	12.90		2	41.00	14.00
	3	42.40	14.00		4	53.00	19.50
	5	69.80	19.70		6	74.80	16.80
	7	77.20	16.50		8	83.30	13.80
	9	83.70	13.80		10	85.20	12.90
3	1	0.00	0.00		2	0.00	13.00
	3	40.40	12.90		4	85.20	12.90
Falda	1	0.00	13.00		2	20.00	13.00
	3	40.40	12.90		4	85.20	12.90

File:VR_4A

3. DEFINIZIONE SUPERFICI DI SCORRIMENTO

Le superfici di scorrimento si intestano lungo il pendio tra $X = 0.00$ [m]
e $X = 16.00$ [m]

Numero di punti di intestazione (equidistanti tra loro) $N_i = 14$

Ogni superficie termina lungo il pendio tra i punti $X = 39.00$ [m]
e $X = 49.00$ [m]

Numero di punti di uscita (equidistanti tra loro) $N_j = 11$

Limite inferiore delle superfici di scorrimento $Y = 0.00$ [m]

4. CARICHI RIPARTITI

$P_{li} = 20.00$ [kPa] $P_{lf} = 20.00$ [kPa] $X = 36.10$ [m] $X = 67.20$ [m]

COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE $C_x = .025$
COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE $C_y = .012$

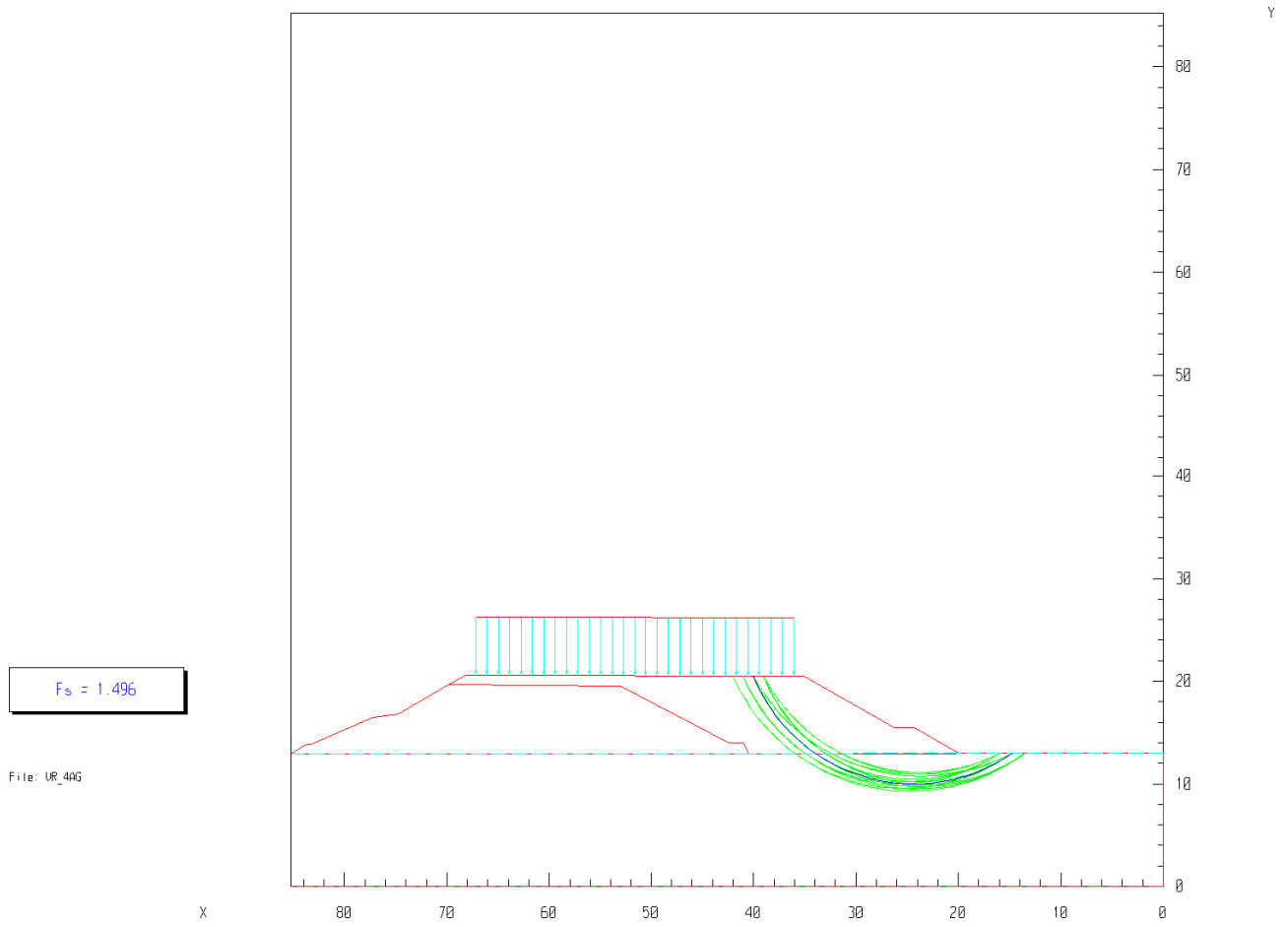
File:VR_4A

5. FATTORI DI SICUREZZA IN ORDINE CRESCENTE

No.	I	J	K	Xc [m]	Yc [m]	Xi [m]	Xf [m]	Fs
1	13	2	4	24.36	26.83	14.77	40.00	1.496
2	14	2	4	24.98	26.34	16.00	40.00	1.498
3	14	1	4	24.48	25.94	16.00	39.00	1.498
4	13	1	4	23.87	26.43	14.77	39.00	1.500
5	13	3	4	24.86	27.23	14.77	41.00	1.501
6	12	2	4	23.75	27.33	13.54	40.00	1.502
7	12	3	4	24.25	27.73	13.54	41.00	1.503
8	14	3	4	25.48	26.74	16.00	41.00	1.506
9	12	1	4	23.25	26.92	13.54	39.00	1.509
10	14	2	5	24.22	28.74	16.00	40.00	1.510
11	14	1	5	23.72	28.24	16.00	39.00	1.510
12	12	4	4	24.75	28.13	13.54	42.00	1.511
13	13	1	5	23.11	28.85	14.77	39.00	1.512
14	13	4	4	25.36	27.63	14.77	42.00	1.512
15	13	2	5	23.61	29.35	14.77	40.00	1.512
16	11	3	4	23.63	28.22	12.31	41.00	1.512
17	11	2	4	23.14	27.82	12.31	40.00	1.515
18	13	3	5	24.11	29.86	14.77	41.00	1.517
19	11	4	4	24.13	28.62	12.31	42.00	1.517
20	14	4	4	25.98	27.14	16.00	42.00	1.518
21	14	3	5	24.72	29.24	16.00	41.00	1.518
22	12	5	4	25.25	28.53	13.54	43.00	1.519
23	12	2	5	23.00	29.97	13.54	40.00	1.521
24	12	3	5	23.49	30.47	13.54	41.00	1.522
25	11	5	4	24.63	29.02	12.31	43.00	1.522

NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO GENERATE
 NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO ESAMINATE

Ng = 1540
 Ns = 1406



ANALISI DI STABILITA' DEI PENDII
 METODO DI BISHOP SEMPLIFICATO
 (superfici di rottura circolari)

RILEVATO Progr. km 11+840 (sisma -)

File:VR_4B

1. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Rif.	Tipo di materiale	γ [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ [deg]
1	Rilevato di ampliamento	20.00	0.00	32.00
2	Rilevato esistente	20.00	0.00	26.56
3	Terreni Tal-1	20.00	12.00	20.46

2. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Rif.	No	X [m]	Y [m]		No	X [m]	Y [m]
1	1	20.00	13.00		2	24.30	15.50
	3	26.30	15.50		4	35.10	20.50
	5	68.20	20.60		6	69.80	19.70
2	1	40.40	12.90		2	41.00	14.00
	3	42.40	14.00		4	53.00	19.50
	5	69.80	19.70		6	74.80	16.80
	7	77.20	16.50		8	83.30	13.80
	9	83.70	13.80		10	85.20	12.90
3	1	0.00	0.00		2	0.00	13.00
	3	40.40	12.90		4	85.20	12.90
Falda	1	0.00	13.00		2	20.00	13.00
	3	40.40	12.90		4	85.20	12.90

File:VR_4B

3. DEFINIZIONE SUPERFICI DI SCORRIMENTO

Le superfici di scorrimento si intestano lungo il pendio tra $X = 0.00$ [m]
e $X = 16.00$ [m]

Numero di punti di intestazione (equidistanti tra loro) $N_i = 14$

Ogni superficie termina lungo il pendio tra i punti $X = 39.00$ [m]
e $X = 49.00$ [m]

Numero di punti di uscita (equidistanti tra loro) $N_j = 11$

Limite inferiore delle superfici di scorrimento $Y = 0.00$ [m]

4. CARICHI RIPARTITI

$P_{li} = 20.00$ [kPa] $P_{lf} = 20.00$ [kPa] $X = 36.10$ [m] $X = 67.20$ [m]

COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE

$C_x = .025$

COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE

$C_y = -.012$

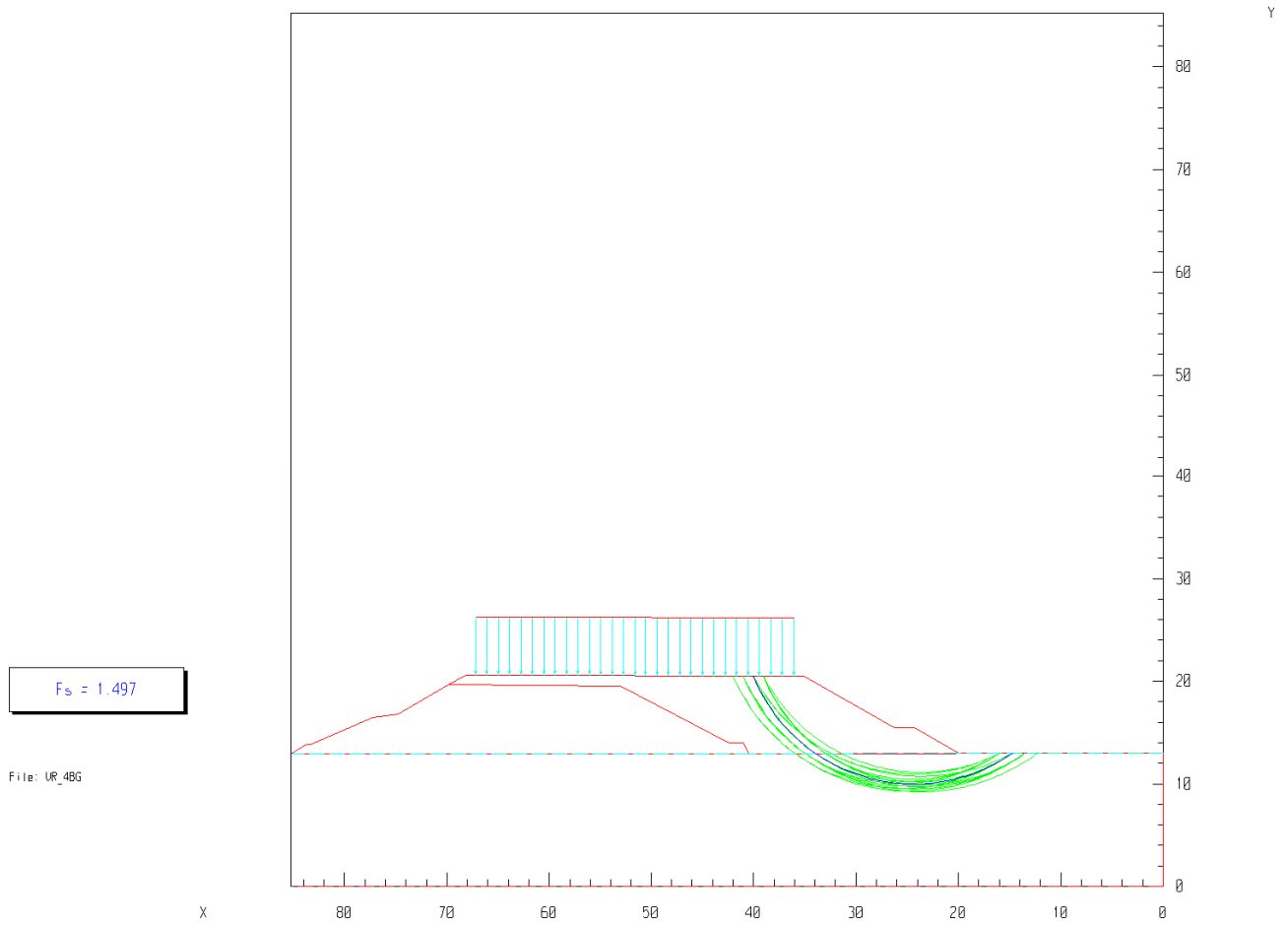
File:VR_4B

5. FATTORI DI SICUREZZA IN ORDINE CRESCENTE

No.	I	J	K	Xc [m]	Yc [m]	Xi [m]	Xf [m]	Fs
1	13	2	4	24.36	26.83	14.77	40.00	1.497
2	14	2	4	24.98	26.34	16.00	40.00	1.499
3	14	1	4	24.48	25.94	16.00	39.00	1.500
4	13	3	4	24.86	27.23	14.77	41.00	1.501
5	13	1	4	23.87	26.43	14.77	39.00	1.501
6	12	2	4	23.75	27.33	13.54	40.00	1.503
7	12	3	4	24.25	27.73	13.54	41.00	1.503
8	14	3	4	25.48	26.74	16.00	41.00	1.506
9	12	4	4	24.75	28.13	13.54	42.00	1.510
10	12	1	4	23.25	26.92	13.54	39.00	1.510
11	13	4	4	25.36	27.63	14.77	42.00	1.511
12	11	3	4	23.63	28.22	12.31	41.00	1.512
13	14	2	5	24.22	28.74	16.00	40.00	1.512
14	14	1	5	23.72	28.24	16.00	39.00	1.513
15	13	2	5	23.61	29.35	14.77	40.00	1.514
16	13	1	5	23.11	28.85	14.77	39.00	1.514
17	11	2	4	23.14	27.82	12.31	40.00	1.515
18	11	4	4	24.13	28.62	12.31	42.00	1.515
19	12	5	4	25.25	28.53	13.54	43.00	1.518
20	14	4	4	25.98	27.14	16.00	42.00	1.518
21	13	3	5	24.11	29.86	14.77	41.00	1.518
22	11	5	4	24.63	29.02	12.31	43.00	1.520
23	14	3	5	24.72	29.24	16.00	41.00	1.520
24	13	5	4	25.86	28.04	14.77	43.00	1.522
25	12	2	5	23.00	29.97	13.54	40.00	1.523

NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO GENERATE
 NUMERO DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO ESAMINATE

Ng = 1540
 Ns = 1406



14. APPENDICE B – CEDIMENTI DEI RILEVATI

14.1 Metodologia di calcolo

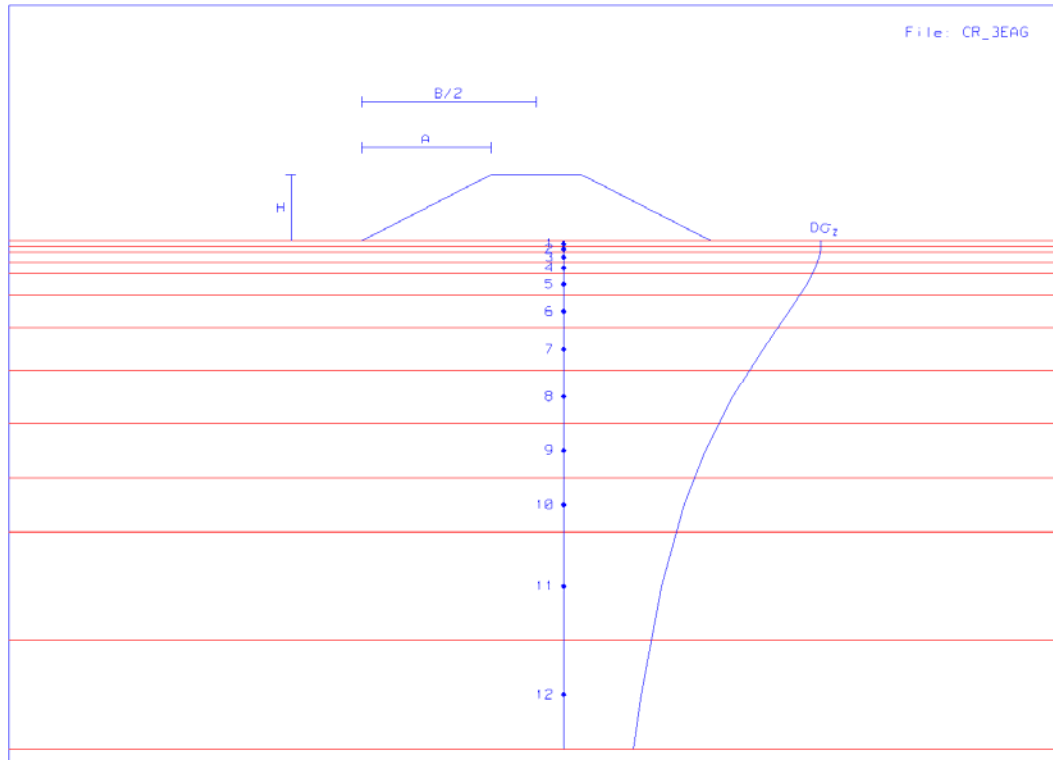
Per la valutazione dei cedimenti dei rilevati si è fatto riferimento agli stessi schemi geotecnici adottati nelle verifiche di stabilità. Ad ogni terreno sono stati attribuiti i moduli di deformabilità “operativi” desunti dal complesso delle indagini disponibili (vedi capitoli di caratterizzazione geotecnica) tenendo conto dei dati geotecnici puntuali desunti dalle indagini in corrispondenza delle singole situazioni esaminate.

La valutazione dei cedimenti è stata condotta con la teoria dell’elasticità, secondo le seguenti ipotesi:

- il calcolo del cedimento viene di norma esteso fino ad una profondità tale per cui l’incremento di tensione verticale indotto dal carico in corrispondenza della verticale di calcolo risulta inferiore o uguale al 15% della tensione efficace verticale litostatica (considerata a partire da p.c. originario, assumendo il peso di volume totale per la parte sopra falda e quello immerso al di sotto di tale livello).
- il cedimento è stato calcolato in funzione dell’incremento di pressione nel terreno prodotto da un carico indefinito a sezione trapezia; a tal fine si sono adottate le espressioni proposte da Gray (1936).

Nel caso dei rilevati in ampliamento sono stati dapprima valutati i cedimenti già scontati dal rilevato esistente, in corrispondenza dell’asse e del ciglio del nuovo rilevato: per valutare il cedimento effettivo dovuto all’ampliamento, tale valore è stato poi sottratto, in corrispondenza della verticale di calcolo, a quello relativo al rilevato finale.

14.2 Tabulati



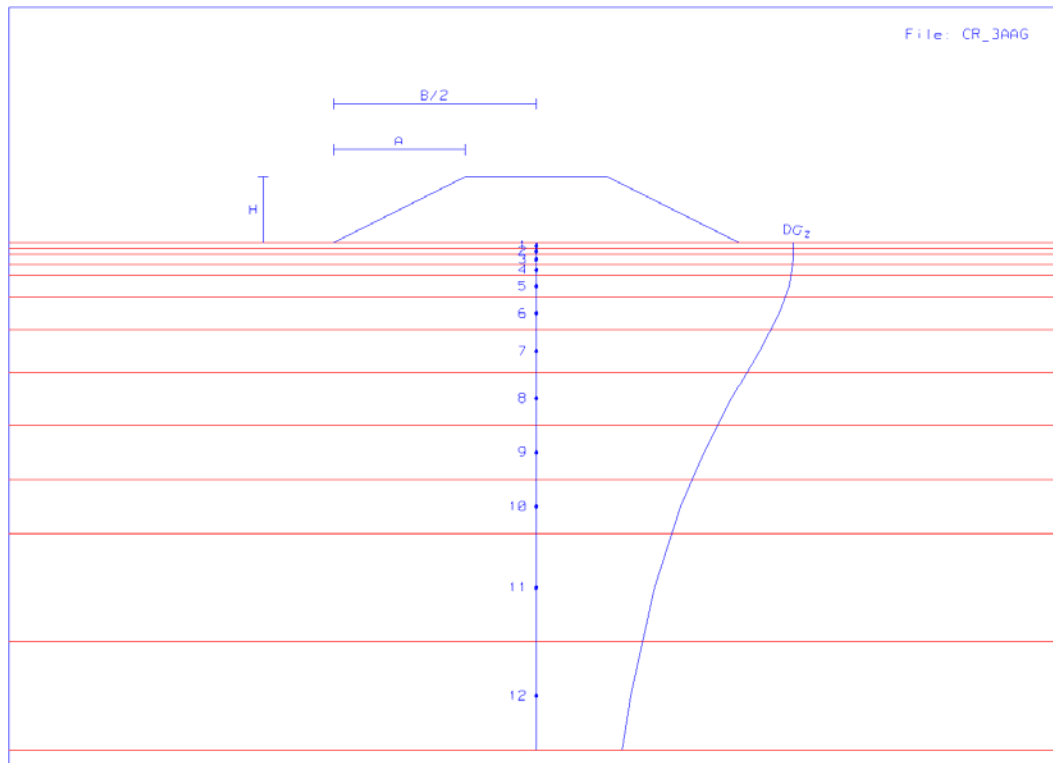
Rilevato esistente progr. km 14+740

Cedimento in asse al nuovo rilevato (da sottrarre) [file:CR_3EA]

Larghezza del rilevato	B = 67.00	[m]
Altezza del rilevato	H = 12.30	[m]
Larghezza banca	A = 24.80	[m]
Peso di volume materiale rilevato	$\gamma = 20.00$	[kN/m ³]
Coefficiente di Poisson	$\nu = .30$	[-]

Strato	X [m]	Z [m]	Dz [m]	Dsz [kPa]	Dsx [kPa]	Dsy [kPa]	E [kPa]	dz [cm]
1	38.80	.50	1.00	245.988	236.125	144.634	5050	2.61
2	38.80	1.50	1.00	245.713	216.894	138.782	5150	2.70
3	38.80	3.00	2.00	244.202	190.529	130.419	5300	5.58
4	38.80	5.00	2.00	240.290	160.631	120.276	11000	2.84
5	38.80	8.00	4.00	231.974	125.154	107.138	11600	5.60
6	38.80	13.00	6.00	215.130	83.838	89.691	12600	7.77
7	38.80	20.00	8.00	190.260	49.541	71.940	14000	8.79
8	38.80	29.00	10.00	161.356	26.894	56.475	15800	8.63
9	38.80	39.00	10.00	135.477	14.823	45.090	17800	6.60
10	38.80	49.00	10.00	115.501	8.817	37.296	19800	5.13
11	38.80	64.00	20.00	93.632	4.539	29.451	22800	7.32
12	38.80	84.00	20.00	74.115	2.200	22.895	26800	4.97

Cedimento totale [cm] = 68.53



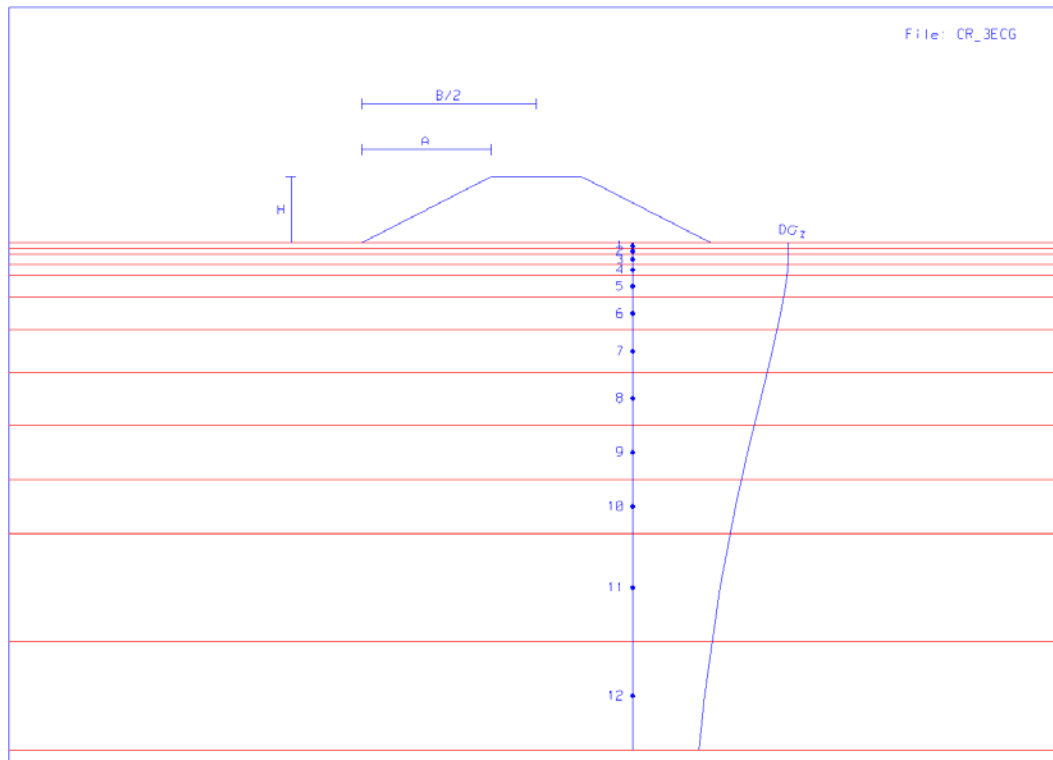
Rilevato in ampliamento progr. km 14+740

Cedimento in asse al nuovo rilevato [file:CR_3AA]

Larghezza del rilevato	B = 77.60	[m]
Altezza del rilevato	H = 12.30	[m]
Larghezza banca	A = 25.20	[m]
Peso di volume materiale rilevato	$\gamma = 20.00$	[kN/m ³]
Coefficiente di Poisson	$\nu = .30$	[-]

Strato	X [m]	Z [m]	Dz [m]	Dsz [kPa]	Dsx [kPa]	Dsy [kPa]	E [kPa]	dz [cm]
1	38.80	.50	1.00	245.999	239.487	145.646	5050	2.58
2	38.80	1.50	1.00	245.967	226.521	141.746	5150	2.63
3	38.80	3.00	2.00	245.743	207.427	135.951	5300	5.39
4	38.80	5.00	2.00	244.874	183.151	128.407	11000	2.75
5	38.80	8.00	4.00	241.911	150.373	117.685	11600	5.57
6	38.80	13.00	6.00	232.519	106.967	101.846	12600	8.09
7	38.80	20.00	8.00	213.527	66.747	84.082	14000	9.62
8	38.80	29.00	10.00	186.932	37.838	67.431	15800	9.83
9	38.80	39.00	10.00	160.402	21.461	54.559	17800	7.73
10	38.80	49.00	10.00	138.611	12.989	45.480	19800	6.11
11	38.80	64.00	20.00	113.718	6.788	36.152	22800	8.85
12	38.80	84.00	20.00	90.772	3.324	28.229	26800	6.07

Cedimento totale	[cm]	= 75.22
Cedimento rilevato esistente (da sottrarre)	[cm]	= -68.53
Cedimento risultante	[cm]	= 6.69



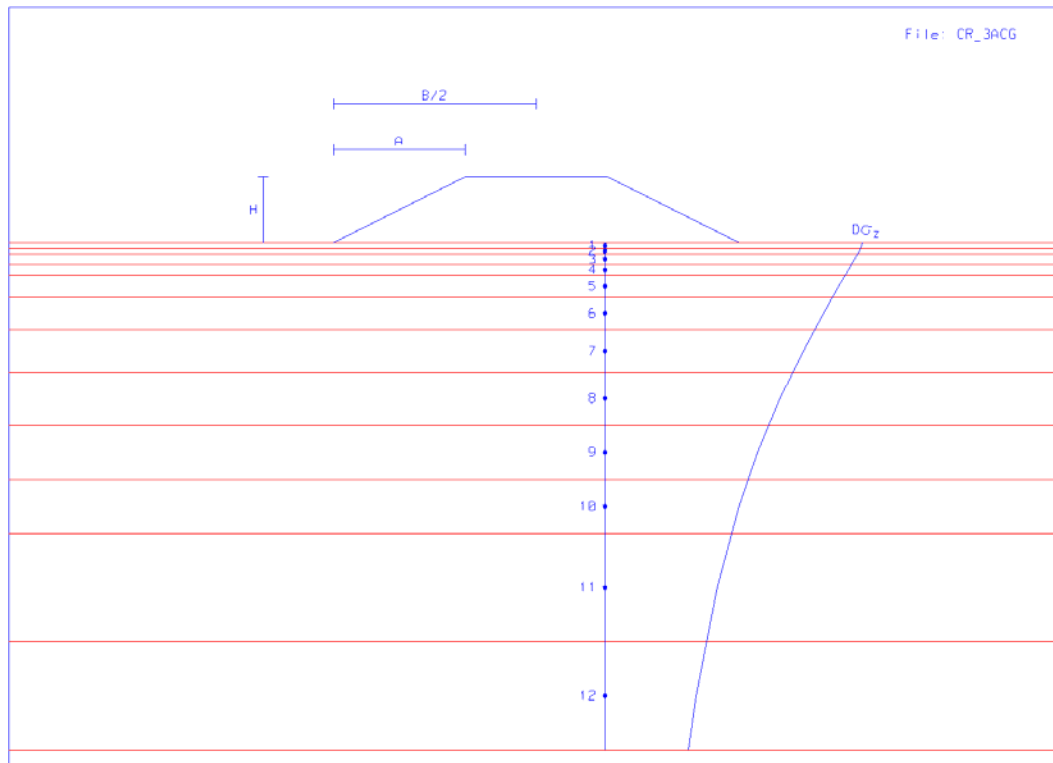
Rilevato esistente progr. km 14+740

Cedimento al ciglio del nuovo rilevato (da sottrarre) [file:CR_3EC]

Larghezza del rilevato	B = 67.00	[m]
Altezza del rilevato	H = 12.30	[m]
Larghezza banca	A = 24.80	[m]
Peso di volume materiale rilevato	$\gamma = 20.00$	[kN/m ³]
Coefficiente di Poisson	$\nu = .30$	[-]

Strato	X [m]	Z [m]	Dz [m]	Dsz [kPa]	Dsx [kPa]	Dsy [kPa]	E [kPa]	dz [cm]
1	52.00	.50	1.00	148.789	145.402	88.257	5050	1.56
2	52.00	1.50	1.00	148.766	138.669	86.230	5150	1.58
3	52.00	3.00	2.00	148.606	128.825	83.229	5300	3.21
4	52.00	5.00	2.00	148.024	116.491	79.355	11000	1.62
5	52.00	8.00	4.00	146.273	100.112	73.915	11600	3.24
6	52.00	13.00	6.00	141.655	78.139	65.938	12600	4.69
7	52.00	20.00	8.00	133.545	55.690	56.770	14000	5.70
8	52.00	29.00	10.00	122.199	36.446	47.593	15800	6.14
9	52.00	39.00	10.00	109.719	23.273	39.898	17800	5.10
10	52.00	49.00	10.00	98.268	15.328	34.079	19800	4.21
11	52.00	64.00	20.00	83.715	8.712	27.728	22800	6.38
12	52.00	84.00	20.00	68.891	4.555	22.034	26800	4.55

Cedimento totale [cm] = 47.98



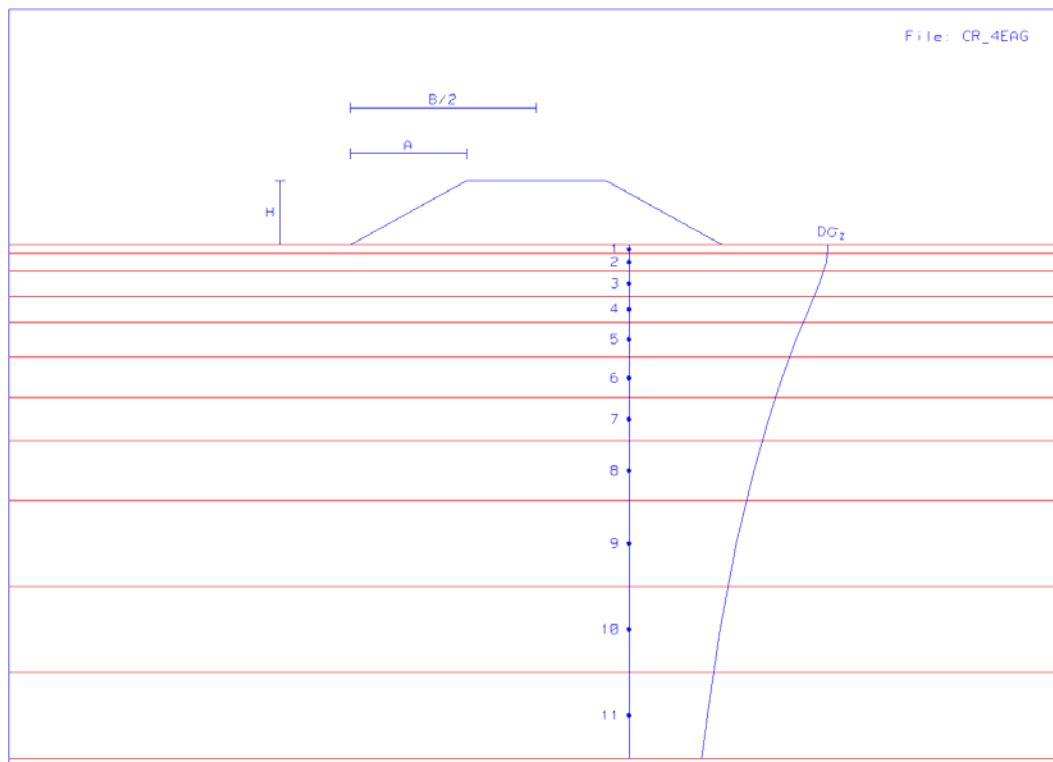
Rilevato esistente progr. km 14+740

Cedimento al ciglio del nuovo rilevato [file:CR_3AC]

Larghezza del rilevato B = 77.60 [m]
 Altezza del rilevato H = 12.30 [m]
 Larghezza banca A = 25.20 [m]
 Peso di volume materiale rilevato γ = 20.00 [kN/m³]
 Coefficiente di Poisson ν = .30 [-]

Strato	X [m]	Z [m]	Dz [m]	Dsz [kPa]	Dsx [kPa]	Dsy [kPa]	E [kPa]	dz [cm]
1	52.00	.50	1.00	245.560	232.039	143.280	5050	2.63
2	52.00	1.50	1.00	242.969	210.658	136.088	5150	2.70
3	52.00	3.00	2.00	238.480	186.272	127.425	5300	5.45
4	52.00	5.00	2.00	232.381	160.943	117.997	11000	2.70
5	52.00	8.00	4.00	223.289	131.792	106.524	11600	5.23
6	52.00	13.00	6.00	208.563	97.123	91.706	12600	7.23
7	52.00	20.00	8.00	189.233	65.518	76.425	14000	8.38
8	52.00	29.00	10.00	166.998	41.080	62.423	15800	8.60
9	52.00	39.00	10.00	145.888	25.544	51.430	17800	6.90
10	52.00	49.00	10.00	128.311	16.569	43.464	19800	5.57
11	52.00	64.00	20.00	107.485	9.299	35.035	22800	8.26
12	52.00	84.00	20.00	87.372	4.821	27.658	26800	5.79

Cedimento totale [cm] = 69.46
 Cedimento rilevato esistente (da sottrarre) [cm] = -47.98
 Cedimento risultante [cm] = 21.48



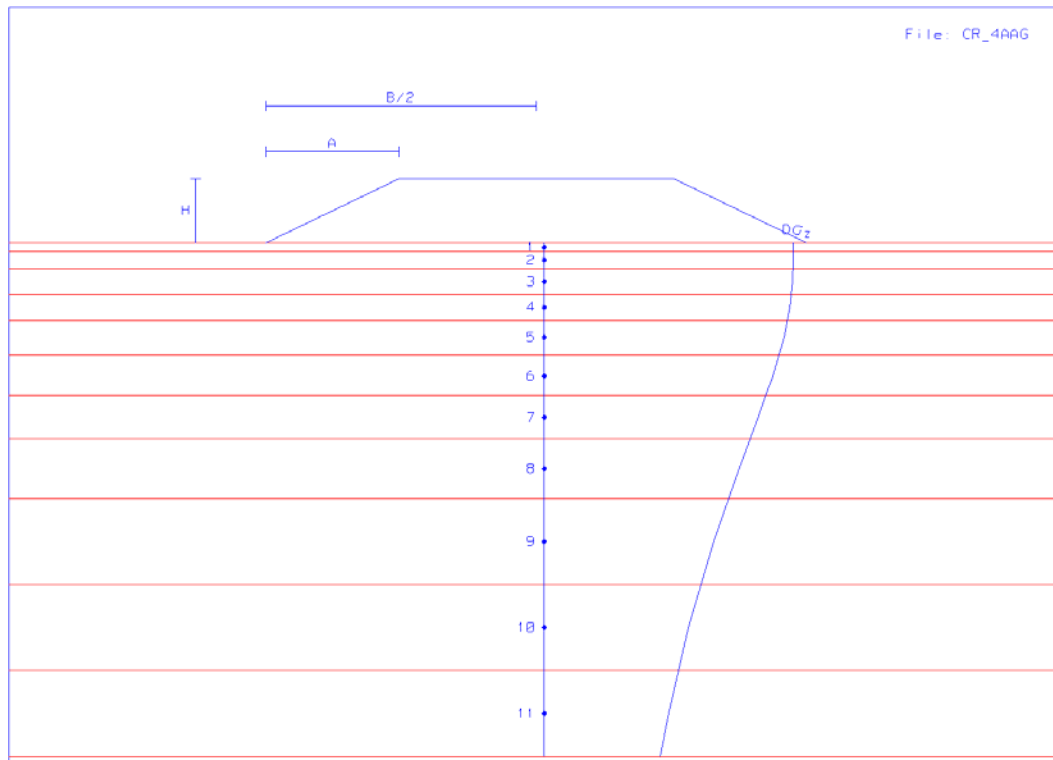
Rilevato esistente progr. km 11+840

Cedimento in asse al nuovo rilevato (da sottrarre) [file:CR_4EA]

Larghezza del rilevato	B =	44.80	[m]
Altezza del rilevato	H =	7.50	[m]
Larghezza banca	A =	14.00	[m]
Peso di volume materiale rilevato	γ =	20.00	[kN/m ³]
Coefficiente di Poisson	ν =	.30	[-]

Strato	X [m]	Z [m]	Dz [m]	Dsz [kPa]	Dsx [kPa]	Dsy [kPa]	E [kPa]	dz [cm]
1	33.60	.50	1.00	119.983	113.468	70.035	5050	1.29
2	33.60	2.00	2.00	119.158	95.537	64.409	5200	2.74
3	33.60	4.50	3.00	114.921	73.630	56.565	5450	4.18
4	33.60	7.50	3.00	108.313	56.338	49.395	5750	4.00
5	33.60	11.00	4.00	100.895	42.576	43.041	6100	4.93
6	33.60	15.50	5.00	92.393	30.376	36.831	13100	2.76
7	33.60	20.50	5.00	84.027	21.236	31.579	14100	2.42
8	33.60	26.50	7.00	75.175	14.139	26.794	12650	3.48
9	33.60	35.00	10.00	64.606	8.325	21.879	25000	2.22
10	33.60	45.00	10.00	54.761	4.788	17.864	25000	1.92
11	33.60	55.00	10.00	47.147	2.947	15.028	25000	1.67

Cedimento totale [cm] = 31.59



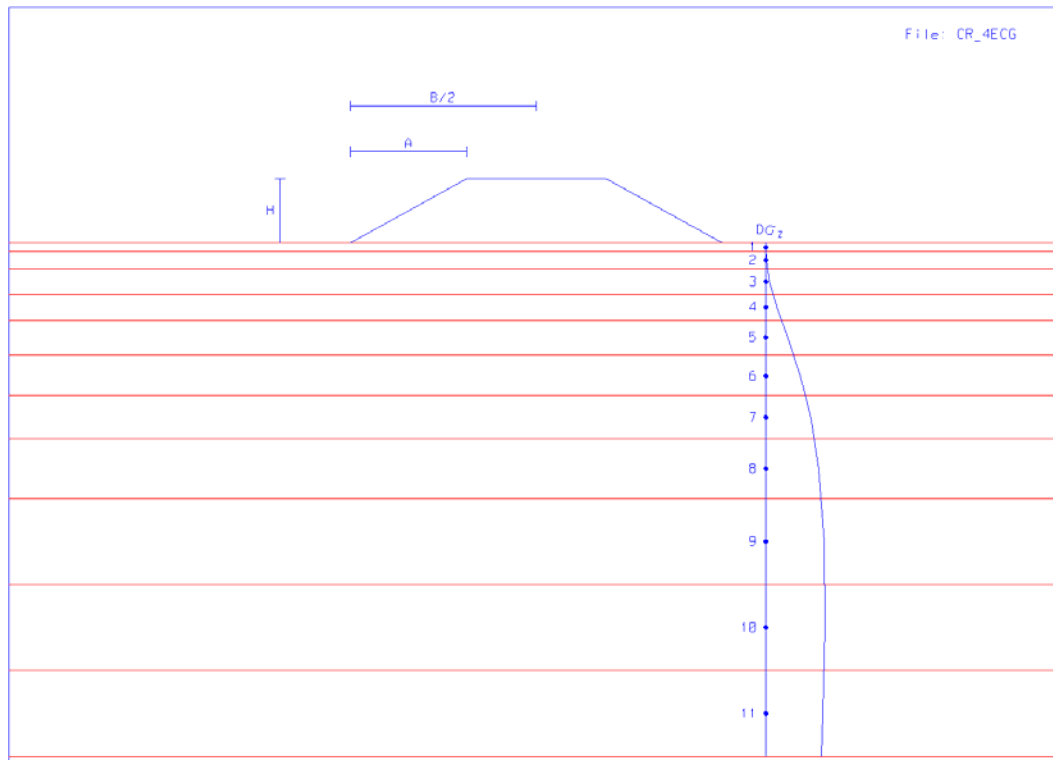
Rilevato ampliamento progr. km 11+840

Cedimento in asse al nuovo rilevato [file:CR_4AA]

Larghezza del rilevato	B = 65.20	[m]
Altezza del rilevato	H = 7.50	[m]
Larghezza banca	A = 16.05	[m]
Peso di volume materiale rilevato	$\gamma = 20.00$	[kN/m ³]
Coefficiente di Poisson	$\nu = .30$	[-]

Strato	X [m]	Z [m]	Dz [m]	Dsz [kPa]	Dsx [kPa]	Dsy [kPa]	E [kPa]	dz [cm]
1	33.60	.50	1.00	149.999	145.960	88.788	5050	1.58
2	33.60	2.00	2.00	149.957	133.920	85.163	5200	3.24
3	33.60	4.50	3.00	149.530	114.579	79.233	5450	5.03
4	33.60	7.50	3.00	148.016	93.494	72.453	5750	5.13
5	33.60	11.00	4.00	144.597	72.728	65.197	6100	6.77
6	33.60	15.50	5.00	137.956	52.232	57.057	13100	4.01
7	33.60	20.50	5.00	128.831	36.313	49.543	14100	3.66
8	33.60	26.50	7.00	117.234	23.938	42.352	12650	5.39
9	33.60	35.00	10.00	101.895	13.925	34.746	25000	3.49
10	33.60	45.00	10.00	86.854	7.930	28.435	25000	3.04
11	33.60	55.00	10.00	74.967	4.850	23.945	25000	2.65

Cedimento totale	[cm]	= 43.98
Cedimento rilevato esistente (da sottrarre)	[cm]	= -31.59
Cedimento risultante	[cm]	= 12.39



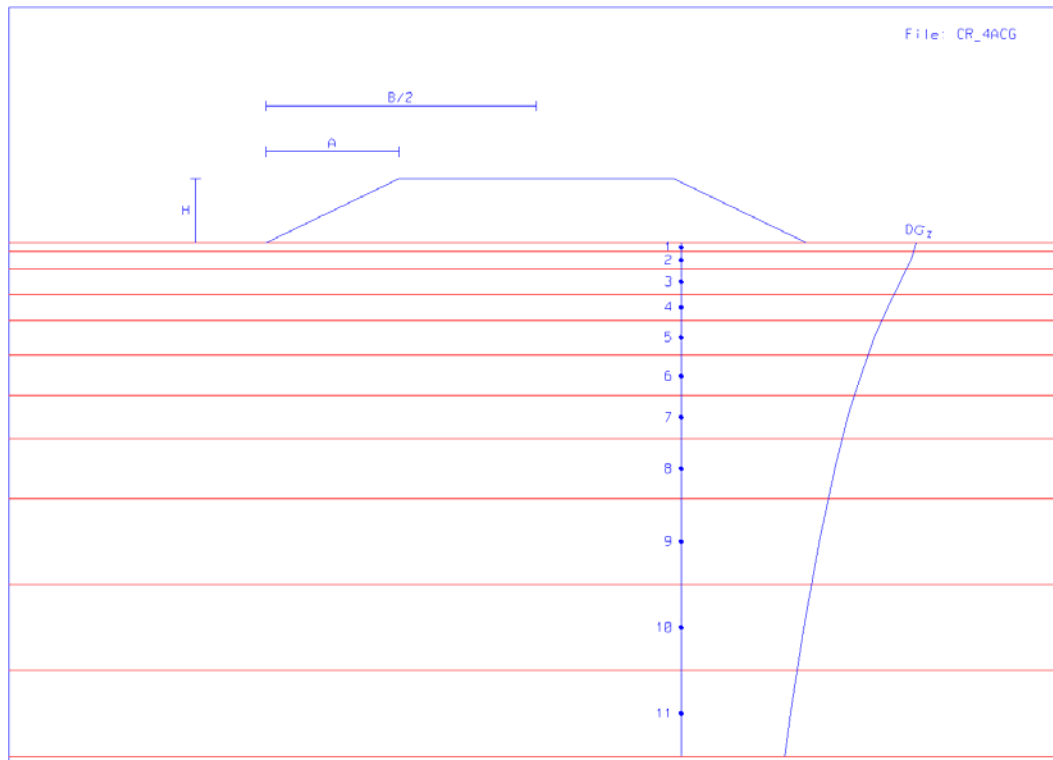
Rilevato esistente progr. km 11+840

Cedimento al ciglio del nuovo rilevato (da sottrarre) [file:CR_4EC]

Larghezza del rilevato	B = 44.80	[m]
Altezza del rilevato	H = 7.50	[m]
Larghezza banca	A = 14.00	[m]
Peso di volume materiale rilevato	$\gamma = 20.00$	[kN/m ³]
Coefficiente di Poisson	$\nu = .30$	[-]

Strato	X [m]	Z [m]	Dz [m]	Dsz [kPa]	Dsx [kPa]	Dsy [kPa]	E [kPa]	dz [cm]
1	50.10	.50	1.00	.005	3.281	.986	5050	-.03
2	50.10	2.00	2.00	.271	12.606	3.863	5200	-.18
3	50.10	4.50	3.00	2.316	24.520	8.051	5450	-.41
4	50.10	7.50	3.00	6.953	32.292	11.773	5750	-.33
5	50.10	11.00	4.00	13.306	35.185	14.547	6100	-.11
6	50.10	15.50	5.00	20.765	33.876	16.392	13100	.22
7	50.10	20.50	5.00	27.083	29.822	17.071	14100	.46
8	50.10	26.50	7.00	31.966	24.304	16.881	12650	1.09
9	50.10	35.00	10.00	35.147	17.550	15.809	25000	1.01
10	50.10	45.00	10.00	35.562	11.879	14.232	25000	1.11
11	50.10	55.00	10.00	34.248	8.164	12.723	25000	1.12

Cedimento totale [cm] = 3.95



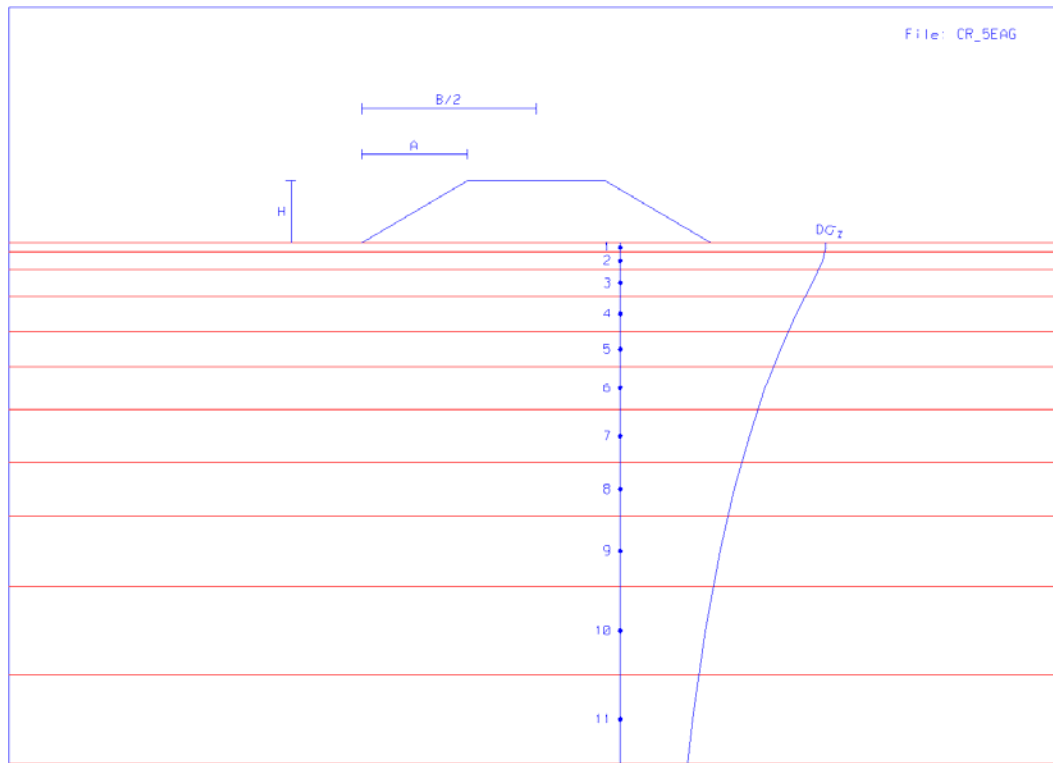
Rilevato ampliamento progr. km 11+840

Cedimento al ciglio del nuovo rilevato [file:CR_4AC]

Larghezza del rilevato B = 65.20 [m]
 Altezza del rilevato H = 7.50 [m]
 Larghezza banca A = 16.05 [m]
 Peso di volume materiale rilevato γ = 20.00 [kN/m3]
 Coefficiente di Poisson ν = .30 [-]

Strato	X [m]	Z [m]	Dz [m]	Dsz [kPa]	Dsx [kPa]	Dsy [kPa]	E [kPa]	dz [cm]
1	50.10	.50	1.00	141.004	131.989	81.898	5050	1.52
2	50.10	2.00	2.00	138.389	110.856	74.773	5200	3.18
3	50.10	4.50	3.00	131.921	88.737	66.198	5450	4.70
4	50.10	7.50	3.00	124.310	71.849	58.848	5750	4.44
5	50.10	11.00	4.00	116.475	58.487	52.489	6100	5.45
6	50.10	15.50	5.00	108.073	46.328	46.320	13100	3.06
7	50.10	20.50	5.00	100.395	36.411	41.042	14100	2.74
8	50.10	26.50	7.00	92.642	27.572	36.064	12650	4.07
9	50.10	35.00	10.00	83.286	18.861	30.644	25000	2.74
10	50.10	45.00	10.00	73.911	12.356	25.880	25000	2.50
11	50.10	55.00	10.00	65.949	8.339	22.286	25000	2.27

Cedimento totale [cm] = 36.68
 Cedimento rilevato esistente (da sottrarre) [cm] = -3.95
 Cedimento risultante [cm] = 32.73



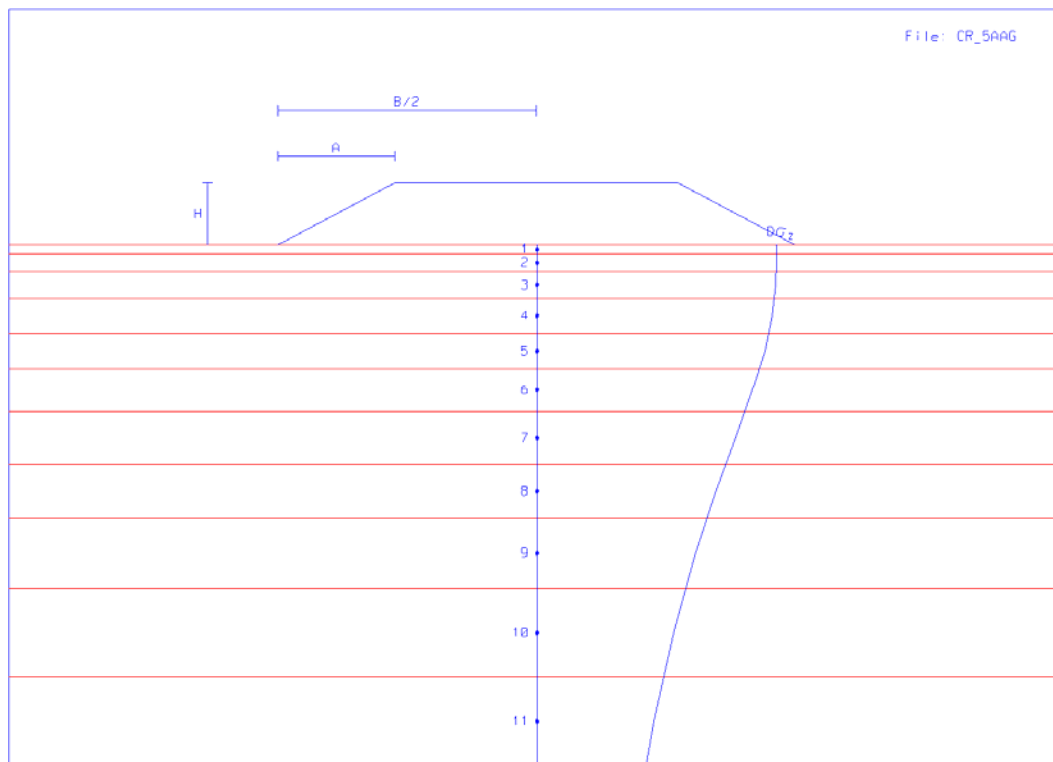
Rilevato esistente progr. km 11+820

Cedimento al ciglio del nuovo rilevato (da sottrarre) [file:CR_5EA]

Larghezza del rilevato B = 40.90 [m]
 Altezza del rilevato H = 7.00 [m]
 Larghezza banca A = 12.35 [m]
 Peso di volume materiale rilevato $\gamma = 20.00$ [kN/m³]
 Coefficiente di Poisson $\nu = .30$ [-]

Strato	X [m]	Z [m]	Dz [m]	Dsz [kPa]	Dsx [kPa]	Dsy [kPa]	E [kPa]	dz [cm]
1	30.30	.50	1.00	120.116	111.866	69.595	5050	1.30
2	30.30	2.00	2.00	118.390	90.670	62.718	5200	2.78
3	30.30	4.50	3.00	112.173	67.578	53.925	5450	4.17
4	30.30	8.00	4.00	102.925	48.072	45.299	5800	5.17
5	30.30	12.00	4.00	93.700	33.984	38.305	6200	4.65
6	30.30	16.50	5.00	84.800	23.555	32.507	6650	5.11
7	30.30	22.00	6.00	75.424	15.422	27.254	7200	5.22
8	30.30	28.00	6.00	66.706	10.030	23.021	7800	4.37
9	30.30	35.00	8.00	58.254	6.340	19.378	25000	1.62
10	30.30	44.00	10.00	49.637	3.750	16.016	25000	1.75
11	30.30	54.00	10.00	42.329	2.254	13.375	25000	1.51

Cedimento totale [cm] = 37.63



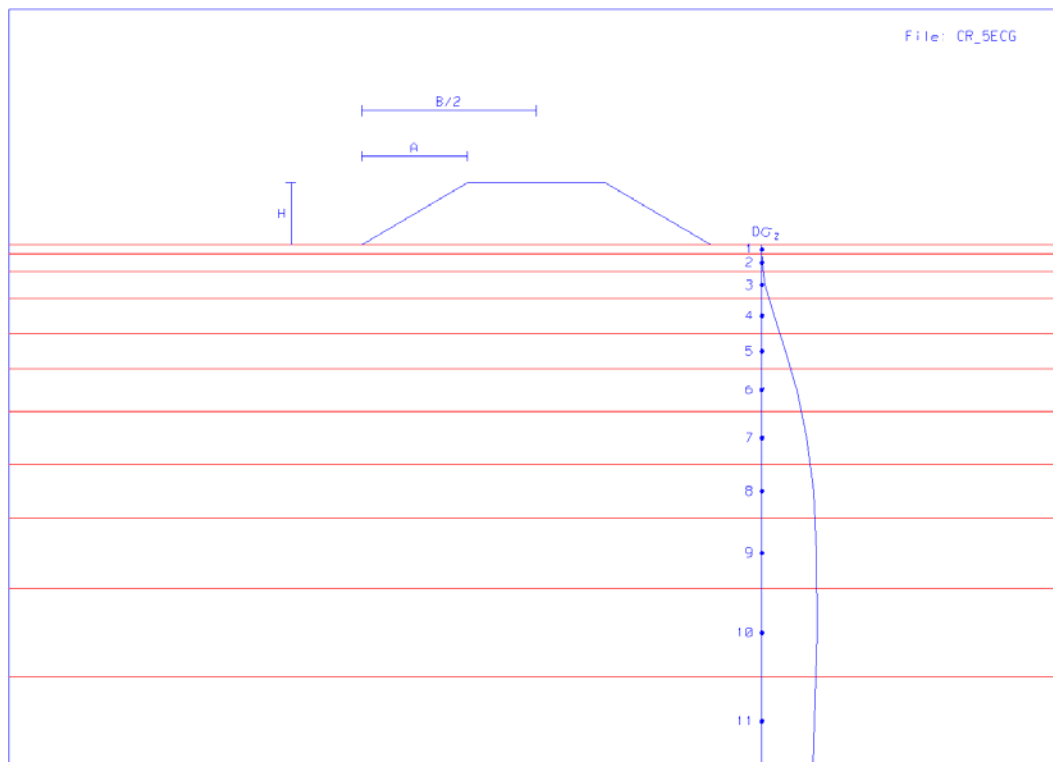
Rilevato ampliamento progr. km 11+820

Cedimento al ciglio del nuovo rilevato [file:CR_5AA]

Larghezza del rilevato	B = 60.40	[m]
Altezza del rilevato	H = 7.00	[m]
Larghezza banca	A = 13.60	[m]
Peso di volume materiale rilevato	$\gamma = 20.00$	[kN/m ³]
Coefficiente di Poisson	$\nu = .30$	[-]

Strato	X [m]	Z [m]	Dz [m]	Dsz [kPa]	Dsx [kPa]	Dsy [kPa]	E [kPa]	dz [cm]
1	30.30	.50	1.00	139.999	136.079	82.824	5050	1.47
2	30.30	2.00	2.00	139.956	124.400	79.307	5200	3.03
3	30.30	4.50	3.00	139.523	105.670	73.558	5450	4.72
4	30.30	8.00	4.00	137.604	82.248	65.956	5800	6.42
5	30.30	12.00	4.00	133.237	60.645	58.165	6200	6.30
6	30.30	16.50	5.00	126.146	42.781	50.678	6650	7.38
7	30.30	22.00	6.00	115.958	28.205	43.249	7200	7.88
8	30.30	28.00	6.00	104.701	18.377	36.923	7800	6.78
9	30.30	35.00	8.00	92.718	11.618	31.301	25000	2.55
10	30.30	44.00	10.00	79.802	6.869	26.001	25000	2.80
11	30.30	54.00	10.00	68.476	4.125	21.780	25000	2.43

Cedimento totale	[cm]	= 51.76
Cedimento rilevato esistente (da sottrarre)	[cm]	= -37.63
Cedimento risultante	[cm]	= 14.13



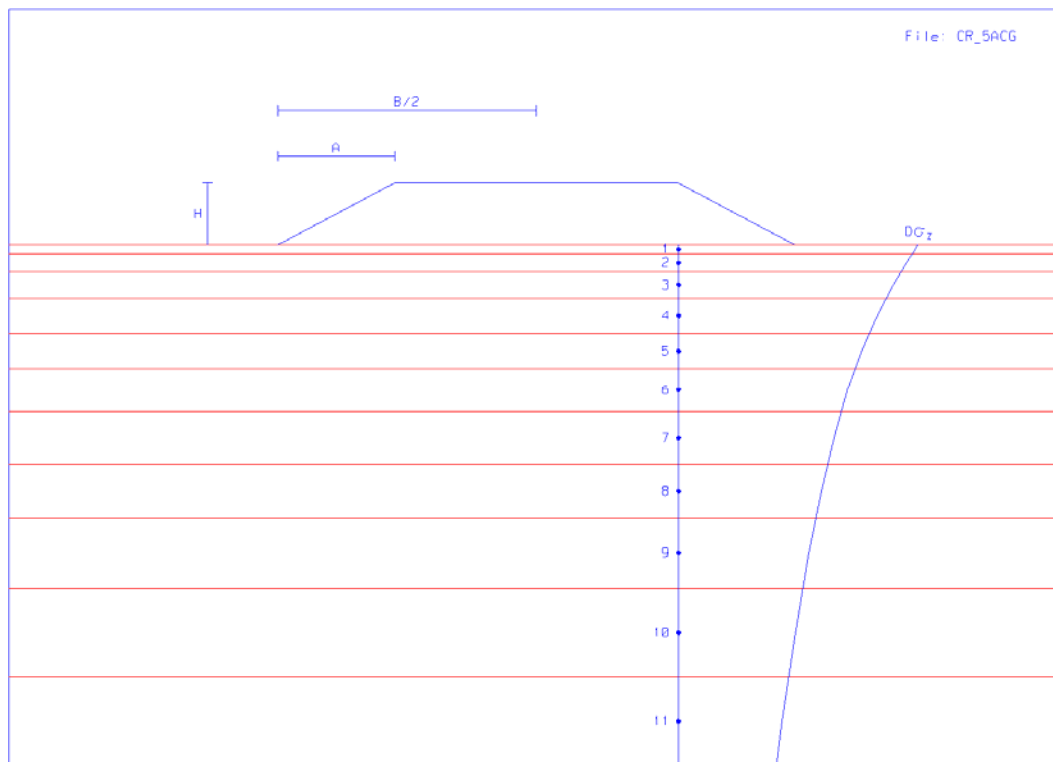
Rilevato esistente progr. km 11+820

Cedimento al ciglio del nuovo rilevato (da sottrarre) [file:CR_5EC]

Larghezza del rilevato B = 40.90 [m]
 Altezza del rilevato H = 7.00 [m]
 Larghezza banca A = 12.35 [m]
 Peso di volume materiale rilevato γ = 20.00 [kN/m³]
 Coefficiente di Poisson ν = .30 [-]

Strato	X [m]	Z [m]	Dz [m]	Dsz [kPa]	Dsx [kPa]	Dsy [kPa]	E [kPa]	dz [cm]
1	46.86	.50	1.00	.004	2.939	.883	5050	-.02
2	46.86	2.00	2.00	.222	11.333	3.466	5200	-.16
3	46.86	4.50	3.00	1.972	22.239	7.263	5450	-.38
4	46.86	8.00	4.00	6.979	30.102	11.124	5800	-.37
5	46.86	12.00	4.00	13.745	31.963	13.712	6200	0.00
6	46.86	16.50	5.00	20.423	29.781	15.061	6650	.52
7	46.86	22.00	6.00	26.283	25.132	15.425	7200	1.18
8	46.86	28.00	6.00	30.057	19.990	15.014	7800	1.50
9	46.86	35.00	8.00	31.989	15.005	14.098	25000	.74
10	46.86	44.00	10.00	32.142	10.367	12.753	25000	1.01
11	46.86	54.00	10.00	30.805	7.001	11.342	25000	1.01

Cedimento totale [cm] = 5.04



Rilevato ampliamento progr. km 11+820

Cedimento al ciglio del nuovo rilevato [file:CR_5AC]

Larghezza del rilevato	B = 60.40	[m]
Altezza del rilevato	H = 7.00	[m]
Larghezza banca	A = 13.60	[m]
Peso di volume materiale rilevato	$\gamma = 20.00$	[kN/m3]
Coefficiente di Poisson	$\nu = .30$	[-]

Strato	X [m]	Z [m]	Dz [m]	Dsz [kPa]	Dsx [kPa]	Dsy [kPa]	E [kPa]	dz [cm]
1	46.86	.50	1.00	138.030	126.119	79.245	5050	1.51
2	46.86	2.00	2.00	133.175	103.491	71.000	5200	3.11
3	46.86	4.50	3.00	125.409	81.403	62.044	5450	4.53
4	46.86	8.00	4.00	115.775	63.088	53.659	5800	5.57
5	46.86	12.00	4.00	106.760	49.827	46.976	6200	5.01
6	46.86	16.50	5.00	98.692	39.365	41.417	6650	5.60
7	46.86	22.00	6.00	90.768	29.992	36.228	7200	5.91
8	46.86	28.00	6.00	83.544	22.503	31.814	7800	5.17
9	46.86	35.00	8.00	76.246	16.271	27.755	25000	2.02
10	46.86	44.00	10.00	68.130	10.948	23.723	25000	2.31
11	46.86	54.00	10.00	60.479	7.273	20.326	25000	2.09

Cedimento totale	[cm]	= 42.83
Cedimento rilevato esistente (da sottrarre)	[cm]	= -5.04
Cedimento risultante	[cm]	= 37.79