



INTERVENTO FINANZIATO NELL'AMBITO DEL PATTO PER BOLOGNA

VARIANTE ALLA S.P. 65 "DELLA FUTA"

NODO DI RASTIGNANO - 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO
TRATTO COMPRESO TRA SVINCOLO DI RASTIGNANO E PONTE DELLE OCHE
NEI COMUNI DI SAN LAZZARO DI SAVENA, BOLOGNA E PIANORO

PROGETTO DEFINITIVO

DOCUMENTAZIONE GENERALE

GEOTECNICA

RELAZIONE GEOTECNICA

**RESPONSABILE GEOTECNICA
ALL'APERTO**

Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

SCALA:



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Pietro Luminasi

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE
STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

SPEA Engineering

VARIANTE ALLA SP65 “DELLA FUTA”

PROGETTO DEFINITIVO

NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO

TRATTO COMPRESO TRA SVINCOLO DI RASTIGNANO E PONTE DELLE
OCHE NEI COMUNI DI SAN LAZZARO DI SAVENA, BOLOGNA E PIANORO

RELAZIONE GEOTECNICA



INDICE

1. PREMESSA.....	5
2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
2.1. NORMATIVA.....	5
2.1.1. Progettazione strutturale e geotecnica	5
2.1.2. Materiali da costruzione dei rilevati stradali	6
2.2. BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO.....	7
2.3. ELABORATI DI PROGETTO DEFINITIVO	9
3. INDAGINI GEOGNOSTICHE E RILIEVI IN SITO E IN LABORATORIO.....	10
3.1. INDAGINI IN SITO	10
3.1.1. Indagini 1996 – Thesis Engineering	10
3.1.2. Indagini 1998 – Consorzio Treesse.....	11
3.1.3. Indagini 2004 – RCT.....	11
3.1.4. Indagini 2007 – SPG	11
3.1.5. Indagini 2009 – Sogeo / SGT	12
3.1.6. Indagini 2016 – Geoprobe	12
3.1.7. Sommario delle indagini in sito	13
3.2. RILEVAMENTO GEOMECCANICO	15
3.3. PROVE DI LABORATORIO.....	18
4. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA	21
5. DEFINIZIONE DEI LIVELLI PIEZOMETRICI	22
5.1. CENNI DI IDROGEOLOGIA.....	22
5.2. DATI PIEZOMETRICI DISPONIBILI	22
5.2.1. Monitoraggio della falda – Piezometro S1 (1996).....	24
5.3. DEFINIZIONE DELLA FALDA DI PROGETTO.....	25
6. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	26
6.1. GENERALITÀ	26
6.2. IDENTIFICAZIONE TERRE: METODO DI ROBERTSON (2009)	27
6.3. MATERIALI INCOERENTI.....	30
6.3.1. Premessa	30
6.3.2. Stato iniziale delle unità litostratigrafiche individuate.....	30
6.3.2.1 <i>Tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale</i>	30
6.3.2.2 <i>Pressioni interstiziali</i>	30
6.3.2.3 <i>Determinazione della densità relativa D_r</i>	31
6.3.3. Angolo di resistenza al taglio.....	33

6.3.3.1	Angolo di resistenza al taglio da prove SPT.....	33
6.3.3.2	Angolo di resistenza al taglio da prove CPTU.....	34
6.3.4.	Caratteristiche di deformabilità	35
6.3.4.1	Moduli elastici iniziali.....	35
6.3.4.2	Moduli elastici operativi	35
6.3.4.3	Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960).....	38
6.3.5.	Coefficienti di permeabilità	38
6.4.	MATERIALI A GRANA FINE	39
6.4.1.	Premessa	39
6.4.2.	Classificazione	40
6.4.3.	Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate.....	40
6.4.3.1	Tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale.....	40
6.4.3.2	Pressioni interstiziali.....	41
6.4.4.	Resistenza al taglio non drenata	41
6.4.4.1	Premessa.....	41
6.4.4.2	Valutazione di s_u da prove CPTU.....	41
6.4.4.3	Valutazione di s_u da prove SPT.....	41
6.4.5.	Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci.....	42
6.4.6.	Caratteristiche di deformabilità	42
6.4.6.1	Moduli elastici iniziali.....	42
6.4.6.2	Moduli elastici operativi in condizioni drenate	42
6.4.6.3	Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960).....	44
6.4.7.	Coefficienti di permeabilità	44
6.5.	MATERIALI LAPIDEI.....	44
6.5.1.	Premessa	44
6.5.2.	Criteri adottati per il rilievo geomeccanico in sito.....	45
6.5.2.1	Consistenza e processing dei dati.....	47
6.5.2.2	Caratterizzazione di Hoek & Brown.....	49
7.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	51
7.1.	PREMESSA	51
8.	VERIFICHE GEOTECNICHE	53
8.1.	VERIFICHE DI STABILITÀ DEI RILEVATI	53
8.1.1.	Verifiche di stabilità del corpo rilevato	57
8.1.1.6	Rilevato sezione OP-31 di altezza $H_{ril} = 5.72m$	65
8.1.2.	Verifiche di stabilità globale dei rilevati	67
8.1.2.1	Rilevato sezione PR-1 di altezza $H_{ril} = 6.07m$	67
8.1.2.2	Rilevato sezione PR-3 di altezza $H_{ril} = 3.91m$	70
8.1.2.3	Rilevato sezione PR-6 di altezza $H_{ril} = 8.30m$	73
8.1.2.4	Rilevato sezione PR-26 di altezza $H_{ril} = 8.43m$	76
8.1.2.5	Rilevato sezione PR-35 di altezza $H_{ril} = 7.48m$	78
8.1.2.6	Rilevato sezione OP-31 di altezza $H_{ril} = 5.72m$	81
8.2.	CEDIMENTI DEI RILEVATI	83
8.2.1.	Programma di calcolo per la valutazione dei cedimenti.....	83
8.2.2.	Sezioni e stratigrafia di calcolo di riferimento	87
8.2.3.	Parametri geotecnici di input	88

8.2.4.	Descrizione delle fasi di calcolo – Modello Plaxis.....	90
8.2.5.	Risultati.....	90
8.2.5.1	Rilevato sezione PR-1 di altezza H _{ril} = 6.07m	90
8.2.5.2	Rilevato sezione PR-3 di altezza H _{ril} = 3.91m	95
8.2.5.3	Rilevato sezione PR-6 di altezza H _{ril} = 8.30m	100
8.2.5.4	Rilevato sezione PR-26 di altezza H _{ril} = 8.43m	104
8.2.5.5	Rilevato sezione PR-35 di altezza H _{ril} = 7.48m	109
8.2.5.6	Rilevato sezione OP-31 di altezza H _{ril} = 5.72m	114
9.	TRATTAMENTO DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI	120
9.1.	CRITERI PER LA DEFINIZIONE DEGLI SPESSORI DI BONIFICA AL DI SOTTO DEI RILEVATI	120
9.2.	LIVELLO PRESTAZIONALE PIANO DI POSA DEI RILEVATI.....	122
9.3.	CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI	123
9.4.	EFFETTI DELLA VARIAZIONE DELLO SPESSORE DI BONIFICA E DEL RELATIVO MODULO ELASTICO	126
9.5.	VALUTAZIONI PRELIMINARI SULLA STABILIZZAZIONE A CALCE - CAMPAGNA D'INDAGINE 2016.....	127
9.5.1.	Pozzetti esplorativi.....	127
9.5.2.	Prove di laboratorio	128
9.5.3.	Giudizio in merito alla riutilizzabilità dei materiali di scavo.....	129

1. PREMESSA

Nell'ambito delle attività di progettazione previste per la redazione del Progetto Definitivo del II Lotto della Variante di Rastignano, il presente documento illustra i dati disponibili ed i criteri generali utilizzati per la caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dal progetto dell'asse stradale della Variante di Rastignano ExSS65 della Futa - Il Lotto Ottimizzato.

Il II Lotto del Nodo di Rastignano è una strada di scorrimento appartenente alla "grande rete" viabilistica definita dal Piano Regionale dei Trasporti (PRIT) 1998 – 2010, che si estende dalla strada fondovalle Savena (località Ponte delle Oche in comune di Pianoro) al I stralcio attualmente in costruzione (località Trappolone – in comune di San Lazzaro di Savena) completando una nuova direttrice di scorrimento nel quadrante Sud-Ovest della viabilità dell'hinterland bolognese che mette in diretto e veloce collegamento la vallata del Savena con la rete principale urbana di Bologna e con il sistema tangenziale – autostrada.

In particolare, nel seguito dell'elaborato verranno descritte ed approfondite le seguenti tematiche:

- normativa e documentazione di riferimento per la caratterizzazione geotecnica;
- descrizione dei dati geognostici disponibili;
- caratterizzazione stratigrafica dei terreni lungo il tracciato;
- definizione dei livelli piezometrici ai fini delle analisi geotecniche;
- descrizione dei criteri utilizzati per la caratterizzazione geotecnica;
- definizione dei parametri geotecnici per le unità geotecniche individuate lungo il tracciato;
- verifiche geotecniche;
- trattamento del piano di posa dei rilevati.

2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1. Normativa

2.1.1. *Progettazione strutturale e geotecnica*

D.M. 14 Gennaio 2008: Nuove norme tecniche per le costruzioni (DM-2008)

D.M. 31 Luglio 2012: Approvazione della Appendici Nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici

Circ. Min. No 617 - 2 Febbraio 2009: Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni'

UNI EN 1997-1 : Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

UNI EN 1998-5 : Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

OPCM 3274/2003, Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

2.1.2. Materiali da costruzione dei rilevati stradali

D.M. 246 del 21 Aprile 1993 regolamento di attuazione della direttiva 89/106/CEE relativa ai prodotti da costruzione.

D.Lgs n°152 – 3 Aprile 2006 "Norme in materia ambientale".

Circolare n°5205 – 15 Luglio 2005 - "Indicazioni per l'operatività nel settore edile, stradale ed ambientale, ai sensi del D.M. n°203 – 8 Maggio 2003.

UNI 1006 – Giugno 2002 - "Costruzione e manutenzione delle strade – Tecnica di impiego delle terre"

UNI EN ISO 14688-1 – Gennaio 2003 - "Identificazione e classificazione dei terreni"

EN 13242:2002 Aggregati per materiali non legati e per materiali legati con leganti idraulici per impiego in opere di ingegneria civile e costruzioni stradali

AHSSTO T/180: 2004 Moisture-density relations of soil using 4.54 kg(10 lb) rammer and 457 mm (18 inch) drop.

CNR BU n. 22 Peso specifico apparente in sito.

CNR BU n. 69 Prova di costipamento di una terra.

EN 13286-1:2003, Miscele legate o non legate con leganti idraulici, parte 2- metodi di prova della massa volumetrica e del contenuto di acqua di riferimento di laboratorio - Introduzione, requisiti generali e campionamenti.

UNI EN 13286-2 Miscele legate o non legate con leganti idraulici, parte 2- metodi di prova della massa volumetrica e del contenuto di acqua di riferimento di laboratorio – Costipamento Proctor.

CNR- UNI 10009, Determinazione dell'indice di portanza CBR di una terra.

EN 13286-47, Unbound and hydraulically bound mixtures — Part 47: Test method for the determination of the California bearing ratio, immediate bearing index and linear swelling.

EN 13286-41, Unbound and hydraulically bound mixtures — Part 41: Test method for the determination of the compressive strength of hydraulically bound mixtures.

CNR-UNI 10008 -Prove su materiali stradali: Umidità di una terra.

EN 13286-46, Unbound and hydraulically bound mixtures — Part 46: Test method for the determination of the moisture condition value.

EN 933-1, Tests for geometrical properties of aggregates - Part 1: Determination of particle size distribution -Sieving method.

EN 933-2, Tests for geometrical properties of aggregates - Part 2: Determination of particle size distribution - Test sieves, nominal size of apertures.

EN 932-3 - Tests for general properties of aggregates – Procedure and terminology for simplified petrographic description".

EN 1097-5, Tests for mechanical and physical properties of aggregates - Part 5: Determination of the water content by drying in a ventilated oven.

EN 1097-6, Tests for mechanical and physical properties of aggregates - Part 6: Determination of particle density and water absorption

EN 469-1 building lime –part 1 definitions, specifications and conforming criteria

EN 469-1 building lime –part 2 test methods

CNR B.U. n. 146 -Determinazione dei moduli di deformazione Md e M'd mediante prova di carico a doppio ciclo con piastra circolare.

2.2. Bibliografia di riferimento

- Associazione Geotecnica Italiana (2005) "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica", Patron Editore, Bologna.
- Autorità di bacino del Reno - Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico "Il - Rischio idraulico e assetto rete idrografica" - Relazione / M1 - Bologna, 25 luglio 2005
- Bellotti, R., Baldi, G., Ghionna, V.N., Jamiolkowski, M., and Lo Presti, D.F.C. (1989) "Modulus of sands from CPTs and DMTs" Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rio de Janeiro. Balkema Pub., Rotterdam, Vol.1, pp. 165-170.
- Bruschi A. (2004) "Meccanica delle rocce. Nella pratica geologica ed ingegneristica" Dario Flaccovio Editore
- Burmister, D. M. (1958). "Evaluation of pavement systems of the WASHO road test by layered systems method." Bulletin 177, Highway Research Board, 26–54.
- Cestari F. (Ed.) "Prove Geotecniche in sito" (1990) — Edizioni Geo-Graph s.n.c. – Segrate (MI)
- Crespellani T., Facciorusso J. (2010) "Dinamica dei terreni per le applicazioni sismiche" Dario Flaccovio Editore.
- Durgunoglu H.T. & Mitchell J.K. (1975). "Static penetration resistance of soils, I-Analysis, II-Evaluation of the Theory and implications for practice". ASCE Spec. Conference In situ measurements of soil properties, Vol. 1, Raleigh, NC.
- Eekelen H.A.M. Van, Potts D.M., (1978) "The behavior of Drammen clay under cyclic loading" Geotechnique, Volume: 28, 2 Thomas Telford Limited
- Elson W. K. (1984) "Design of Laterally-Loaded Piles" Construction Industry Research and Information Association, CIRIA Report #103
- Gonzalez de Vallejo Luis I. (2005) "Geingegneria" Pearson Ed.
- Hoek E. (2006), A Brief History of the Hoek-Brown Failure Criterion, unpublished document.
- Hoek, E. (1990). Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion. Intl. J. Rock Mech. & Mining Sci. & Geomechanics Abstracts. 12 (3), 227-229.
- Hoek, Evert "Practical Rock Engineering" disponibile sul sito www.rocscience.com.
- Hoek, E. and Brown, E.T. (1980). Empirical strength criterion for rock masses. J. Geotech. Engng Div., ASCE 106 (GT9), 1013-1035
- Hoek, E., Carranza-Torres, C.T., Corkum, B. (2002), Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. Proc. North American Rock Mechanics Society meeting in Toronto in July 2002.
- Hoek, E and Diederichs, M.S. (2006), Empirical estimation of rock mass modulus. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 43, pp. 203–215
- Hoek & Marinos (2000). – GSI, a geologically friendly tool for rock mass strength estimation. Proc. GeoEng2000 Conference, Melbourne, pp. 1422-1442
- Hoek, E., Marinos, P. and Benissi, M. (1998) "Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation". Bull. Engg. Geol. Env. 57(2), 151-160.

- Ishihara K. (1996) "Soil behavior in earthquake geotechnics" Oxford University Press.
- ISRM (1978) "Metodologie per la descrizione quantitativa delle discontinuità nelle masse rocciose"
- Jamiolkowski, M., Ladd, C.C., Germaine, J.T. e Lancellotta, R. (1985) - "New developments in field and laboratory testing of soils", Proceedings 11th International Conference on soil mechanics and foundation engineering, San Francisco, Volume 1, Balkema, Rotterdam, pp. 57-153.
- Jamiolkowski M. et al. (1988) - "New correlations of penetration tests for Design Practice" - ISOPT, Orlando, Vol. 1, pag. 263.
- Jefferies M., Been K. (2006) "Soil liquefaction: a critical state approach" Taylor & Francis
- Kanai K. (1957) "The requisite conditions for predominant vibration of round" Bull. Earthquake Res. Inst. Tokyo Univ., 31, 457.
- Kramer, S.L. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice-Hall Civil Engineering and Engineering Mechanics series, 653 pages.
- Kulhawy, F.H. and Mayne, P.W. (1990). "Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design", Report No. EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA, August 1990, 306 p.
- Ladd C.C., Foot R., Ishihara K., Schlosser F., Poulos H.G. (1977) – "Stress-Deformation and Strength Characteristics". SOA Report. Proc. IX ICSMFE; Tokio.
- Lancellotta R. (1993) "Geotecnica", Seconda edizione, ed. Zanichelli, Bologna.
- Lo Presti D.C.F. (1989) "Proprietà dinamiche dei terreni" Proc. XIV CGT, Dipartimento di Ingegneria strutturale del Politecnico di Torino
- Lunne T., Christoffersen H.P. (1985) "Interpretation of Cone Penetrometer Data for Offshore Sands" – Norwegian Geotechnical Institute, 1985, Publication n. 156.
- Lunne, T. and Kleven, A. (1981). "Role of CPT in North Sea Foundation Engineering", Symposium on Cone Penetration Engineering Division, ASCE, 49-75.
- Lunne T., Robertson P.K., Powell J.J.M. (1997) "Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice" – Blackie Academic & Profesional.
- Matlock H., Reese L. C. (1960) "Generalized solutions for laterally loaded piles" Journal of Soil Mech. Found. Div., Proc. ASCE
- Mayne, P.W. and Stewart, H.E. 1988. Pore pressure response of Ko-consolidated clays. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 114 (11), pp. 1340-1346.
- Miller R.P. (1965) – Engineering classification and index properties for intact rock. Ph. D. Thesis, Univ. Illinois, 1-282
- Mitchell, J. K; Gardner, W. S. (1975) "In Situ Measurement of Volume Change Characteristics", SOA paper to Session IV, Proc. ASCE Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, N.C.; Vol. II, pp. 279-346.
- Palmstrom A. (1982) – The volumetric joint count – a useful and simple measure of the degree of rock mass jointing – IV Congress International Association of Engineering Geology Vol. 2
- Perez and Fauriel (1988). "Le piezocone améliorations apportées à la reconnaissance de sols." Revue Française de Geotech 44: 13-27

- Priest S.D. e Hudson J.A. (1981) – Estimation of discontinuity spacing and trace length using scanline survey. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, 18
- Reese, L.C., W.R. Cox & F.D. Koop (1974) "Field testing and analysis of laterally loaded piles in sand". Proceedings of the VI Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 2(OTC 2080): 473-485.
- Rix G.J. & Stokoe K.H. (1991) "Correlation of initial tangent modulus and cone penetration resistance" Proceedings of the First International Symposium on Calibration Chamber Testing/ISOCCTI, Potsdam, New York / 28-29, An-Bin Huang Ed.
- Robertson, P.K. (1990) "Soil classification using the cone penetration test" Canadian Geotechnical Journal, 27(1): 151–158.
- Robertson, P.K., and Campanella, R.G. (1983a) "Interpretation of cone penetration tests - Part I (sand)" Canadian Geotechnical Journal, 20(4): 718-733.
- Robertson P.K. (2009) – "Interpretation of cone penetration tests - a unified approach" – Canadian Geotechnical Journal, Vol. 46, 1337-1355.
- Robertson P. K. (2010) "Estimating Soil Permeability from the CPT" scaricabile da <http://www.cpt-robertson.com>
- Schmertmann J.H (1977) "Guidelines for cone penetration test. (performance and design)" U.S. Department of Transportation - Federal Highway Administration Offices of research and development implementation div. Washington D.C. (USA)
- Skempton A.W. (1986) - "Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging and Overconsolidation" – Geotechnique, Vol. 36, pp. 425÷447.
- Terzaghi, K., Peck, R.B., and Mesri, G., (1996). "Soil Mechanics in Engineering Practice", third edition, John Wiley & Sons, Inc.
- Vucetic M. & Dobry R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 117 (1), pp.89-107.
- Yokota K., Imai T., Konno M. (1981) "Dynamic deformation characteristics of soils determined by laboratory tests" OYO Tec. Rep. 3, pp. 13 - 37.

2.3. Elaborati di progetto definitivo

Nell'ambito delle attività di progettazione, a corredo della presente relazione sono state elaborati gli elaborati tematici di seguito elencati.

	Codice elaborato	Rev.	Titolo dell'elaborato	Scala
APE	0002	1	Profilo geotecnico - Asta principale	1:1000/1:100
APE	0003	1	Profilo e Sezioni Geotecniche - Viadotto Rastignano	1:500, 1:200
APE	0004	1	Profilo e Sezioni Geotecniche - Opera di scavalco linea RFI	1:200
APE	0005	1	Planimetria ubicazione indagini	1:2000

3. INDAGINI GEOGNOSTICHE E RILIEVI IN SITO E IN LABORATORIO

I dati a supporto della caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dall'opera in progetto derivano da molteplici campagne indagini susseguitesi a partire dai primi anni '90, parte delle quali condotte in seno al progetto AV – linea Bologna-Firenze.

Più specificamente, si annoverano le seguenti campagne indagini:

- Anno 1996 – Committente: ANAS – Società appaltatrice: THESIS ENGINEERING
- Anno 1998 - Committente: Consorzio CAVET – Società appaltatrice: Consorzio Treesse
- Anno 2004 – Committente: ECO-TER Srl - Società appaltatrice: RCT
- Anno 2007 – Committente: Enser Srl – Società appaltatrice: SPG
- Anno 2009 – Committente: Enser Srl – Società appaltatrice: Sogeo Srl – SGT Sas
- Anno 2016 - Committente: Enser Srl – Società appaltatrice: Geoprobe Srl

Le campagne indagini si sono articolate in indagini e rilievi in sito (sondaggi penetrometrici statici e dinamici, a carotaggio continuo e sismici, rilievi geomeccanici) ed in prove di laboratorio; ciononostante, i certificati di prova inerenti alle prove di laboratorio sono disponibili solo per le campagne indagini del 2004 (RCT), 2007 (SPG), 2009 (Sogeo Srl – SGT Sas) e 2016 (Geoprobe); per quanto attiene alle indagini sismiche del 2004, sono disponibili unicamente le interpretazioni stratigrafiche delle prove sismiche, senza i dati tomografici acquisiti in campagna.

Nel seguito verranno descritte maggiormente in dettaglio quelle indagini attinenti alle succitate campagne effettivamente ricadenti nell'area di progetto e pertanto funzionali alla successiva caratterizzazione geotecnica.

3.1. Indagini in sito

3.1.1. Indagini 1996 – Thesis Engineering

Le indagini geognostiche utili consistono in:

- n. 3 sondaggi stratigrafici a carotaggio continuo, spinti a profondità di 20m da piano campagna, con carotiere semplice in terreno e doppio in roccia.

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono inoltre state effettuate le seguenti attività:

- rilievo stratigrafico;
- rilievo speditivo della consistenza mediante prove con pocket penetrometer e scissometro sul materiale carotato;
- registrazione delle percentuali di recupero e stima dei valori RQD negli intervalli lapidei;
- prelievo di campioni rimaneggiati;
- esecuzione di prove penetrometriche dinamiche in foro di tipo SPT (Standard Penetration Test);
- installazione di piezometri a tubo aperto da 1"1/4 in S1 ed S3.

3.1.2. Indagini 1998 – Consorzio Treesse

Le indagini geognostiche utili consistono in:

- n. 2 sondaggi stratigrafici a carotaggio continuo, spinti a profondità di 20m da piano campagna con carotiere semplice in terreno e doppio in roccia.

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono inoltre state effettuate le seguenti attività:

- rilievo stratigrafico;
- rilievo speditivo della consistenza mediante prove con pocket penetrometer e scissometro sul materiale carotato;
- registrazione delle percentuali di recupero e stima dei valori RQD negli intervalli lapidei;
- prelievo di campioni di roccia;
- esecuzione di prove penetrometriche dinamiche in foro di tipo SPT (Standard Penetration Test);
- installazione di piezometri a tubo aperto.
- n. 6 prove penetrometriche dinamiche super-pesanti, spinte a rifiuto a profondità comprese tra 2.1 m e 2.7m circa da piano campagna.

3.1.3. Indagini 2004 – RCT

Le indagini geognostiche utili consistono in:

- n. 3 sondaggi stratigrafici a carotaggio continuo, spinti a profondità comprese fra 26.60m e 31.2m da piano campagna con carotiere semplice in terreno e doppio in roccia.

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono inoltre state effettuate le seguenti attività:

- rilievo stratigrafico;
- registrazione delle percentuali di recupero e stima dei valori RQD negli intervalli lapidei;
- prelievo di campioni di roccia;
- esecuzione di prove penetrometriche dinamiche in foro di tipo SPT (Standard Penetration Test) con punta aperta;
- esecuzione di prove pressiometriche;
- installazione di piezometri di tipo Casagrande nei fori S2 ed S3.
- N. 3 tomografie sismiche a rifrazione con misura delle onde P della lunghezza compresa fra 88m e 115m.

3.1.4. Indagini 2007 – SPG

Le indagini geognostiche utili consistono in:

- n. 3 sondaggi stratigrafici a carotaggio continuo, spinti a profondità comprese fra 12.00m e 14.5m da piano campagna con carotiere doppio tipo wire-line.

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono inoltre state effettuate le seguenti attività:

- rilievo stratigrafico;

- rilievo del livello di falda a fine sondaggi;
- stima dei valori RQD negli intervalli lapidei;
- prelievo di campioni di roccia;
- esecuzione di prove penetrometriche dinamiche in foro di tipo SPT (Standard Penetration Test) con punta aperta;
- eseguite tre prove di permeabilità tipo Lugeon.

3.1.5. Indagini 2009 – Sogeo / SGT

Le indagini geognostiche utili consistono in:

- n. 5 sondaggi stratigrafici a carotaggio continuo, spinti a profondità comprese fra 6.6m e 12m da piano campagna con carotiere semplice, di cui uno inclinato di 35° rispetto all'orizzontale.

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono inoltre state effettuate le seguenti attività:

- rilievo stratigrafico;
- rilievo del livello di falda a fine sondaggi;
- stima dei valori RQD negli intervalli lapidei;
- prelievo di campioni rimaneggiati in terra;
- esecuzione di prove penetrometriche dinamiche in foro di tipo SPT (Standard Penetration Test) con punta aperta o chiusa;
- installazione di piezometri a tubo aperto.
- n. 3 sondaggi penetrometrici statici con punta elettrica e piezocono, spinti a rifiuto a profondità comprese fra 2.0m e 5.3m; è stata altresì eseguito uno stop in sabbia per l'accertamento del livello della falda.
- n. 7 prove di sismica passiva a stazione singola del tipo HVSr.

3.1.6. Indagini 2016 – Geoprobe

Le indagini geognostiche consistono in:

- n. 4 pozzetti esplorativi eseguiti con mezzo meccanico e spinti fino a -1.0m da piano campagna.

Durante l'esecuzione dei saggi sono inoltre state effettuate le seguenti attività:

- rilievo stratigrafico;
- esecuzione di prova di carico a doppio ciclo su piastra circolare (norma SN 670 317a) alla quota di 50cm da piano campagna;
- prelievo di un campione medio di terreno fra 0.5m e 1.0m di profondità da sottoporre ad analisi di laboratorio geotecnico.

3.1.7. Sommario delle indagini in sito

Un riepilogo delle indagini geognostiche precedentemente descritte è riportato da Tabella 3-1 a Tabella 3-3; per ogni prova si riportano le coordinate del punto di indagine nel sistema di coordinate rettilinee SPEA-2016 e la quota in metri rispetto al livello del mare.

Tabella 3-1: Quadro riassuntivo dei sondaggi stratigrafici e dei pozzetti


Codice	Tipo di indagine	Campagna geognostica	Lunghezza (m)	Coordinate SPEA 2016		Quota del p.c. [m. slm]
				Est	Nord	
S1	Sondaggio stratigrafico	1996	20.0	9894673.093	3151014.933	97.88*
S2	Sondaggio stratigrafico	1996	20.0	9894719.820	3151021.134	93.01*
S3	Sondaggio stratigrafico	1996	20.0	9895061.577	3151252.729	106.51*
BH2	Sondaggio stratigrafico	1998	20.0	9895045.829	3151281.055	102.04*
BH3	Sondaggio stratigrafico	1998	20.0	9895106.123	3151243.144	111.18*
S1	Sondaggio stratigrafico	2004	26.6	9894460.266	3150909.307	103.01
S2	Sondaggio stratigrafico	2004	31.2	9894965.169	3151226.181	105.34*
S3	Sondaggio stratigrafico	2004	30.5	9895024.681	3151210.323	111.87*
ENS1	Sondaggio stratigrafico	2007	12.0	9894287.826	3150301.399	101.80*
ENS2	Sondaggio stratigrafico	2007	12.0	9894278.087	3150663.117	100.72*
ENS3	Sondaggio stratigrafico	2007	13.0	9894710.718	3151076.467	97.83*
ENS4	Sondaggio stratigrafico	2007	12.75	9894746.829	3151081.323	98.92*
ENS5	Sondaggio stratigrafico	2007	14.5	9894787.729	3151076.990	104.26*
BH1	Sondaggio stratigrafico	2009	6.6	9894322.637	3150726.826	100.87*
BH2	Sondaggio stratigrafico	2009	10.0	9894531.367	3150935.254	99.74*
BH3	Sondaggio stratigrafico	2009	10.0	9894970.984	3151228.998	105.34*

Codice	Tipo di indagine	Campagna geognostica	Lunghezza (m)	Coordinate SPEA 2016		Quota del p.c. [m. slm]
				Est	Nord	
BH4	Sondaggio stratigrafico	2009	10.0	9895035.687	3151271.789	102.80*
BH5	Sondaggio stratigrafico	2009	12.0	9894607.556	3150933.479	97.38*
TP1	Pozzetto esplorativo	2016	1.0	9894276.901	3150578.181	101.00
TP2	Pozzetto esplorativo	2016	1.0	9894257.273	3150712.660	103.20
TP3	Pozzetto esplorativo	2016	1.0	9894460.081	3150880.895	100.50
TP4	Pozzetto esplorativo	2016	1.0	9894964.584	3151228.619	105.30

* quota presunta rilevata a posteriori da CTR / Rilievo topografico

Tabella 3-2: Quadro riassuntivo delle prove penetrometriche

Codice	Tipo di indagine	Campagna geognostica	Lunghezza (m)	Coordinate SPEA 2016		Quota del p.c. [m. slm]
				Est	Nord	
DPSH1	Prova penetrometrica dinamica	1998	2.4	9895023.693	3151263.839	102.62*
DPSH2	Prova penetrometrica dinamica	1998	2.4	9895043.959	3151249.450	102.80*
DPSH3	Prova penetrometrica dinamica	1998	2.1	9895074.578	3151235.893	108.50*
DPSH4	Prova penetrometrica dinamica	1998	1.8	9895110.049	3151329.253	106.95*
DPSH5	Prova penetrometrica dinamica	1998	1.8	9895141.296	3151266.444	103.00*
DPSH6	Prova penetrometrica dinamica	1998	8.4	9895138.663	3151217.769	110.00*
CPTU1	Prova penetrometrica statica con punta elettrica e piezocono	2009	5.5	9894544.689	3150946.555	99.27*
CPTU2	Prova penetrometrica statica con punta elettrica e piezocono	2009	2.0	9894528.045	3150968.163	108.70*
CPTU3	Prova penetrometrica	2009	5.3	9894489.543	3150911.268	103.25*

	<p style="text-align: right;">VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro Progetto Definitivo RELAZIONE GEOTECNICA</p>
---	---

Codice	Tipo di indagine	Campagna geognostica	Lunghezza (m)	Coordinate SPEA 2016		Quota del p.c. [m. slm]
				Est	Nord	
	statica con punta elettrica e piezocono					

* quota presunta rilevata a posteriori da CTR / Rilievo topografico

Tabella 3-3: Quadro riassuntivo delle prove sismiche eseguite

Codice	Tipo di indagine	Campagna geognostica	Lunghezza (m)	Coordinate SPEA 2016		Quota del p.c. [m. slm]
				Est	Nord	
PIA1	Stendimento sismico a rifrazione in onde P	2004	115	9894961.838, 9894854.684,	3151211.767 3151142.400	105.00
PIA2	Stendimento sismico a rifrazione in onde P	2004	115	9894791.907, 9894864.457,	3151085.971 3151151.711	105.00
PIA6	Stendimento sismico a rifrazione in onde P	2004	88	9894296.108, 9894262.100,	3150719.943 3150638.793	101.00
TR1	Prova HVSR	2009	-	9894314.066	3150721.168	100.51*
TR2	Prova HVSR	2009	-	9894262.222	3150643.152	100.69*
TR4	Prova HVSR	2009	-	9894391.467	3150815.710	101.00*
TR5	Prova HVSR	2009	-	9894547.605	3150956.154	99.90*
TR6	Prova HVSR	2009	-	9894797.950	3151084.735	106.43*
TR7	Prova HVSR	2009	-	9895048.927	3151285.121	102.04*
TR8	Prova HVSR	2009	-	9894961.873	3151215.637	105.37*

* quota presunta rilevata a posteriori da CTR / Rilievo topografico

I certificati delle indagini geognostiche in sito realizzate sono riportate nell'elaborato GEO 0005_1.

3.2. Rilevamento geomeccanico

Al fine della caratterizzazione geotecnica del substrato, è stato eseguito nel febbraio 2007 un rilievo geomeccanico di dettaglio su affioramenti significativi artificiali nell'area di progetto.

L'affioramento, sede delle stazioni geomeccaniche siglate SG1-SG2-SG3, era di tipo artificiale; si trattava di uno scavo eseguito attraverso l'uso di mezzi meccanici per la messa in posto di uno scatolare in c.a.. Essendo costituito da 3 pareti, di cui quella centrale ortogonale alle altre due, esso costituiva un'importante fonte di informazioni poiché rimanevano rintracciabili tutte

le superfici nelle 3 dimensioni (angolo diedro fra gli affioramenti $\approx 90^\circ$). Sono state identificate e censite le discontinuità nell'ammasso con tre stendimenti lineari a lunghezza variabile eseguiti su ciascuna parete di scavo (rilievo tipo *scan-line*).

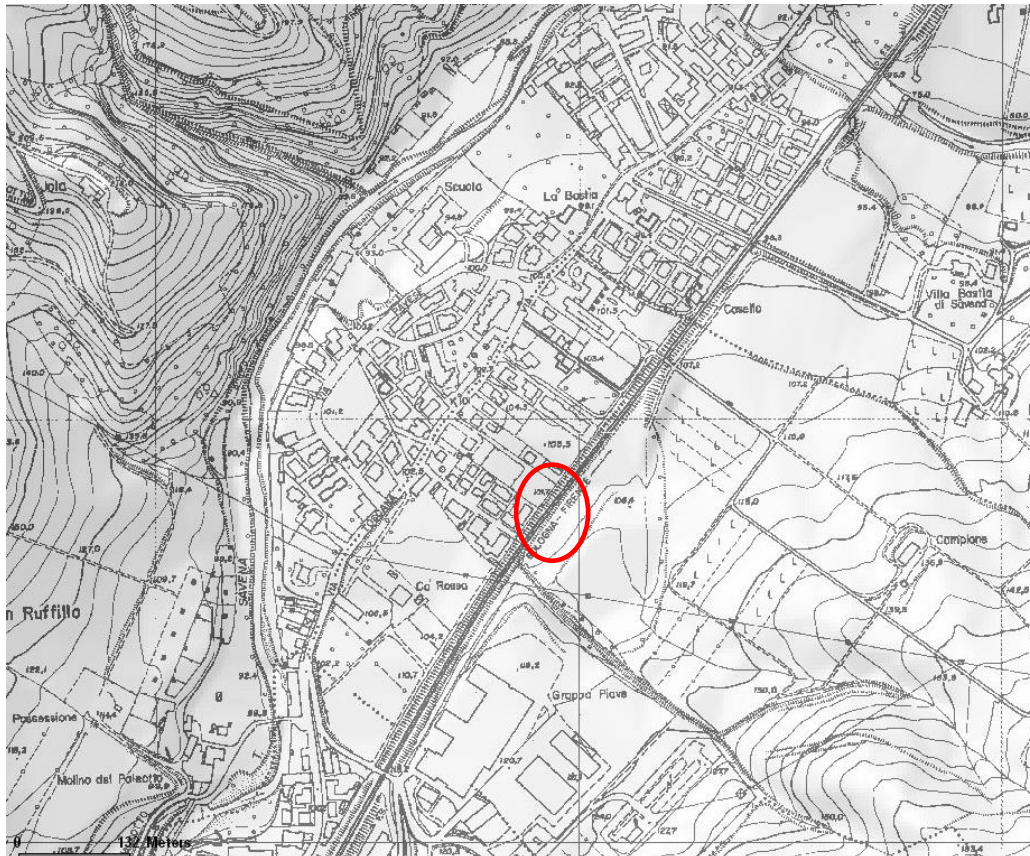


Figura 3-1. Ubicazione planimetrica dell'area di rilevamento (stralcio della CTR al 5000).

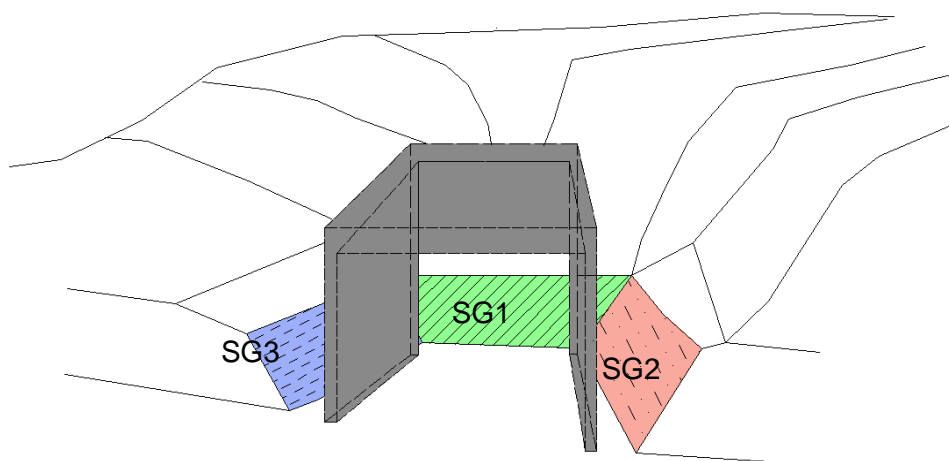


Figura 3-2. Schema semplificato dell'affioramento artificiale.



Foto 3-1. Stazione SG1 fotografata dall'interno dello scatolare in c.a.



Foto 3-2. Superfici di discontinuità individuate.

3.3. Prove di laboratorio

Al fine di caratterizzare dal punto di vista geotecnico i terreni, alcuni campioni raccolti durante le campagne indagini, prevalentemente di tipo rimaneggiato o derivanti da parti di carote o blocchi prelevati in affioramento, sono stati sottoposti a prove di laboratorio; così come già premesso, si dispone unicamente dei risultati delle prove relative alle campagne 2004, 2007, 2009 e 2016.

I campioni di terre raccolti nella campagna 2009 sono di genesi alluvionale e sono stati prelevati con ausilio di mezzo meccanico in corrispondenza della golenia del Savena sottesa dal viadotto in progetto, al fine di caratterizzare i materiali destinati ad essere escavati e reimpiegati come materiali da costruzione, secondo la classificazione dei terreni HRB-AASHTO (CNR-UNI 10006); i campioni relativi alle prove del 2007 sono parti di carote lapidee di carotaggio e blocchi prelevati dalle pareti artificiali prodotte dalle attività cantieristiche per l'AV nell'area della Rotatoria di Rastignano. Poiché l'infrastruttura corre in prossimità della vena del Gesso (ambiente selenitoso), sono stati prelevati con un bayler in PVC alcuni campioni di acqua dai piezometri a tubo aperto per la determinazione di alcuni analiti che incidono sulla scelta del tipo di calcestruzzo (UNI EN 206-1:2006). I tipi di prova sono elencati nel seguito, mentre i risultati in forma sintetica sono riportati in Appendice A.

- Materiali terrosi
 - Descrizione geotecnica dei campioni
 - analisi granulometrica (per vagliatura o combinata);
 - limiti di Atterberg sulle frazioni fini;
 - classificazione secondo la norma UNI 10006;
 - determinazione del contenuto in nitrati, solfati, sostanza organica;
 - consumo iniziale di calce;
 - valori di blu di metilene.

- Materiali lapidei
 - Descrizione dei campioni;
 - Contenuto naturale d'acqua;
 - Massa volumica apparente;
 - Prove di compressione monoassiale non confinate con misura delle deformazioni;
 - Prove di compressione triassiali.

- Acque di falda
 - Azoto ammoniacale;
 - pH;
 - Solfati;
 - Anidride carbonica libera;
 - Magnesio.

Le prove di laboratorio sono state effettuate dai laboratori Sinergea Srl di Granarolo (BO, 2009 e 2016), dal Laboratorio del Dipartimento di Ingegneria dell'Università di Bologna (2007) e dal Laboratorio Servizi Geotecnici Srl (2004) per i materiali solidi, dal laboratorio Agriparadigma di Ravenna (2009) per le analisi sui campioni di acqua di falda.

Tabella 3-4: Quadro riassuntivo dei risultati delle prove di laboratorio – Campioni di Terre

ANNO	CAMP.		PROF.		GRANULOMETRIA				LIMITI DI ATTERBERG			UNI 10006	Sostanza Organica	Solfati	Nitrati	MBI	CIC
													% peso	peso SO ₃ %	mg/kg	ml/g (*100)	%
	No.	TIPO	da m	a m	G %	S %	L+A %	A %	LL	PL	PI						
2009	C1	-	-	-	22.29	42.24	35.47	n/d	33	17	16	A6	-	-	-	-	-
2009	C2	-	-	-	22.56	52.29	25.15	n/d	NP	NP	NP	A2-4	-	-	-	-	-
2009	C3	-	-	-	62.54	27.68	9.78	n/d	NP	NP	NP	A1-a	-	-	-	-	-
2016	TP01	-	0.50	1.00	0.08	29.02	70.09	n/d	30	20	10	A4	-	-	-	-	-
2016	TP02	-	0.50	1.00	2.66	33.03	64.31	20.5	42	23	19	A7-6	1.6	0.21	18.8	350	3.00
2016	TP03	-	0.50	1.00	0.42	18.47	81.11	26.5	43	21	22	A7-6	0.3	0.25	17.6	400	3.00
2016	TP04	-	0.50	1.00	0.43	15.09	84.48	31.5	45	22	23	A7-6	0.7	0.24	17.7	399	4.00

Tabella 3-5: Quadro riassuntivo dei risultati delle prove di laboratorio – Campioni Lapidei

ANNO	SOND.	CAMP.		PROF.		CONT. H ₂ O	DENS. APPAR.	COMPRESSIONE SEMPLICE			TRIASSIALE SU ROCCIA		TRAZIONE INDIRETTA	
								Sforzo a rottura	a	C. Poiss	Sforzo a rottura	Sforzi principali a rottura	Sforzo a rottura	a
		No.	TIPO	Da m	a m									
						%	γ [kN/m ³]	σ_T MPa	ν	σ_c GPa	σ_1 MPa	σ_3 MPa	σ_t MPa	
2007	ENS4	12E	I	12.15	12.50	8.8		27.60	0.420	3.600			-3.4	
2007	ENS4	8C	I	8.30	8.70	14.4		10.40					-0.8	
2007	ENS4	8E	I	8.30	8.70	8.5		21.60	0.290	3.600			-0.7	
2007	ENS4	9C	I	9.25	9.50	8.2		24.40					-2	
2007	ENS5	8	I	8.25	9.00	14.7	19.20	8.50					-2	
2007	ENS5	12	I	12.30	12.70	13.4		11.90					-1.72	
2007	ENS5	13E	I	13.00	13.70	13.8	21.60	13.80	0.820	2.050			-1.24	
2007	ENS5	13S	I	13.00	13.70	12.1	21.70	10.90						
2007	ENS5			7.13	7.37	12.8		8.60					-1.2	
2007	ENS5			7.40	7.80	14.1		7.70					-1	
2007	ENS5			8.20	8.50	13.3		7.70					-1.2	
2007	ENS5			8.50	8.85	13.1		9.80					-1.2	
2007	ENS5			8.20	8.50								-1.4	
2007	ENS5			7.13	7.37	13.7					8.60	0.05		
2007	ENS5	T8A	I	8.25	9.00	15.3					10.90	0.10	-0.31	
2007	ENS5			7.40	7.80	13.9					7.70	0.10	-1.2	

2007	ENS5	T8B	I	8.25	9.00	14.4					9.50	0.20	
2007	ENS5			8.50	8.85	11.6					10.80	0.20	-1.2
2007	ENS5	T8C	I	8.25	9.00	15.5					9.30	0.40	
2007	ENS5	T9A	I	9.00	9.50	4.9					20.40	0.50	
2007	ENS5	T9B	I	9.00	9.50	6.2					25.50	1.00	
2007	ENS5	T13A	I	13.00	13.70	10.8					25.00	2.00	
2007	ENS5	T9C	I	9.00	9.50	6.2					30.70	2.00	
2007	ENS5	T13B	I	13.00	13.70	12.9					35.30	4.00	
2007	ENS5	T13C	I	13.00	13.70	14.2					29.10	8.00	
2007	ENS4			12.15	12.50								-1.7
2007	ENS5			12.30	12.70								-2.11
2007	ENS5	A	I	9.00	9.50		21.10						-2.84
2007	ENS5	B	I	9.00	9.50		21.00						-2.33
2007	BLOCCO	1				3.3		13.40					
2007	BLOCCO	2				3		12.90					
2007	BLOCCO	3				13.7		6.100					
2007	BLOCCO	4				10.9		6.100					
2007	BLOCCO	5				0		27.60					
2007	BLOCCO	6				18.1		2.50					
2007	BLOCCO	7				17.9		3.00					
2007	BLOCCO	P				0		26.20					
2004	S2	NK3	I	9.20	9.70			2.17	0.350	0.440			
2004	S2	NK3	I	9.20	9.70		22.50	4.79	0.230	0.230			
2004	S3	CB	I	9.50	10.00		21.36				17.76	0.500	
2004	S2	NK3	I	17.90	18.50			12.77	0.360	2.030			
2004	S3	CB	I	9.50	10.00		22.04				21.73	1.000	
2004	S3	CB	I	9.50	10.00		22.57				27.39	1.500	
2004	S3	CC	I	15.60	16.20		23.38				18.24	1.000	
2004	S2	NK3	I	17.90	18.50		21.79	9.04	0.380	4.970			

Tabella 3-6: Quadro riassuntivo dei risultati delle prove di laboratorio – Campioni d'acqua

ANNO	SOND.	CAMP.		Azoto ammoniacale	pH	Solfati	Anidride carbonica libera	Magnesio
		No.	TIPO	mg/l		mg/l	mg/l CO ₂	mg/l
2009	BH3-Pz	-	Acqua	0.15	7	58	64	21
2009	BH3-Pz	-	Acqua	1.6	7.4	298	31	36
2004	S2-Pz	-	Acqua	0.735	7.15	55	28	36
2009	BH1-Pz	-	Acqua	1.69	7.85	94	40	6.8

4. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA

L'intera profondità indagata lungo tutta la tratta in progetto è caratterizzata dalla presenza di depositi di fondovalle (materasso alluvionale prevalentemente incoerente, costituito da sabbie e ghiaie frammiste in percentuali variabili e subordinatamente limi) sovrastanti un substrato tipicamente marnoso (Formazioni delle successioni Liguri ed Epiliguri delle Argille Varicolori della Val Samoggia, di Cigarello, di Pantano e del Termina), avente caratteristiche di *Intermediate GeoMaterial* (IGM), ossia carattere intermedio fra una roccia in s.s. ed un terreno. E' stato convenientemente distinto uno strato più superficiale del *bedrock*, riconosciuto come più alterato ed allentato, inquadrato sotto il profilo meccanico come unità a comportamento assimilabile ad una terra coesiva (pur presentando anch'esso caratteristiche di IGM); il terreno vegetale e/o suoli agrari non sono stati oggetto di distinzione. Le unità geotecniche così individuate sono descritte in seguito:

- Unità RIP - Depositi antropici (riporto) prevalentemente incoerenti

Materiali di riporto compattato, costituiti da miscele di ghiaie, sabbie e limi, contenenti possibilmente laterizi e frammenti cementizi. Si rinvengono in maniera discontinua e locale, soprattutto nelle aree a più intensa urbanizzazione, anche grazie all'interpretazione delle foto aeree passate dell'area in progetto.

- UNITÀ 1 DAG – Depositi alluvionali prevalentemente incoerenti a grana grossa

Ghiaie e sabbie in matrice generalmente limosa, con intercalazioni di sabbie limose e limi sabbiosi, di colore variabile da bruno nocciola a grigio piombo, da sciolte a mediamente addensate. I clasti sono di dimensioni pluricentriche, spesso > 10 cm, mediamente 1÷3 cm, da sub-arrotondati ad arrotondati. Caratterizzano la maggior parte del materasso alluvionale presente lungo il tracciato.

- UNITÀ 2 DAS – Depositi alluvionali prevalentemente incoerenti a grana fine

Limi sabbiosi e sabbie limose debolmente argillose con locali livelli ghiaiosi, argillosi e ciottoli, si rinvengono generalmente in lenti discontinue a geometria variabile e di modesto spessore.

- UNITÀ 3 DAF – Depositi alluvionali prevalentemente coesivi

Limi argillosi, rinvenuti in una lente discontinua di modesto spessore.

- UNITÀ SUB alt – Substrato alterato

Porzione alterata ed allentata del substrato, costituito da marne e argilliti, subordinatamente siltiti ed areniti talora argillificate.

- UNITÀ SUB – Substrato

Marne, argilliti, intercalate a siltiti ed areniti fini, tendenzialmente poco cementate.

5. DEFINIZIONE DEI LIVELLI PIEZOMETRICI

5.1. Cenni di Idrogeologia

A livello idrogeologico generale possono essere espresse le seguenti considerazioni:

- il grado di permeabilità delle alluvioni è medio-alto in corrispondenza dei depositi alluvionali attuali e recenti e tende a decrescere progressivamente all'interno dei depositi alluvionali più antichi (terrazzi di ordini superiori al I), nei quali la matrice fine prodotta dall'alterazione nel tempo dei clasti e ciottoli risulta più abbondante. Variazioni di permeabilità legate alla granulometria ed alla percentuale di sedimenti fini sono comunque probabili.
- all'interno del substrato (unità SUB), la permeabilità è da molto bassa a bassa ed è legata principalmente alla circolazione idrica all'interno di discontinuità beanti. In corrispondenza degli orizzonti arenacei e di zone di intensa fratturazione (fasce cataclastiche di genesi tettonica), la circolazione idrica può risultare localmente più abbondante in ragione di variazioni significative di permeabilità e possono riscontrarsi falde discontinue.

Il tetto del substrato litoide costituisce comunque – in linea generale - un limite sostanzialmente impermeabile per il sovrastante complesso alluvionale, all'interno del quale è ospitata una falda libera disomogenea.

Il livello freatico, nel primo ordine di terrazzi posti nella golena, risulta in equilibrio con il livello idrico del torrente Savena. In occasione di eventi meteorici importanti, la falda può subire una rapida alimentazione da parte delle acque superficiali, con oscillazioni del livello di falda anche di alcuni metri.

5.2. Dati piezometrici disponibili

Le misure piezometriche disponibili, acquisite durante le campagne geognostiche, sono state riportate in forma grafica all'interno del profilo geotecnico; non c'è ad oggi un monitoraggio propriamente definito, anche in ragione dell'uso delle aree in cui le strumentazioni sono state installate (aree ad uso agricolo o urbano, o aree successivamente cantierizzate, ove i piezometri sono stati sovente demoliti/seppelliti). In data 17 agosto e 19 settembre 2016 è stato eseguito un rilievo dei livelli di falda nei piezometri funzionanti. Solo i piezometri S2 (2004) e S1 (1996) risultano ancora operativi.

Tabella 5-1: Quadro riassuntivo dei piezometri installati e/o delle letture dei livelli di falda disponibili

SIGLA	ANNO	PIEZ. TIPO	CARATTERISTICHE PIEZOMETRO	LETTURE DI FALDA (IN m DA PIANO CAMPAGNA)	STATO STRUMENTAZIONE AL 17/08/2016
S1	1996	Tubo Aperto Ø1"1/4	Finestrato fra 4 e 18m	-6.43 [19/09/2016]	Attivo
S3	1996	Tubo Aperto Ø1"1/4	Finestrato fra 4 e 18m	-	Demolito (aree di cantiere)
BH2	1998	Tubo Aperto	ND	-	Sepolto
BH3	1998	Tubo Aperto	ND	-	Sepolto

SIGLA	ANNO	PIEZ. TIPO	CARATTERISTICHE PIEZOMETRO	LETTURE DI FALDA (IN m DA PIANO CAMPAGNA)	STATO STRUMENTAZIONE AL 17/08/2016
DPSH1	1998	-	-	-0.90 [29/04/1998]	-
DPSH2	1998	-	-	Non rilevata	-
DPSH3	1998	-	-	Non rilevata	-
DPSH4	1998	-	-	-1.00 [29/04/1998]	-
DPSH5	1998	-	-	-1.20 [29/04/1998]	-
DPSH6	1998	-	-	-2.10 [29/04/1998]	-
S1	2004	-	-	-6.10 [28/08/2004]	-
S2	2004	Casagrande	2 celle a -6.0m e - 21.0m da p.c.	@6m: -3.98m; - 3.92 @21m: -3.94m; -3.94m [17/08/2016]	Attivo
S3	2004	Casagrande	2 celle a -3.0m e - 21.0m da p.c.	-	Demolito (aree di cantiere)
ENS1	2007	-	-	-2.65 [22/02/2007]	-
ENS2	2007	-	-	-3.70 [22/02/2007]	-
BH1	2009	Tubo Aperto Ø3"	Finestrato fra -4 e - 6m	-5.60 [29/05/2009]	Sepolto
BH2	2009	Tubo Aperto Ø3"	Finestrato fra -2 e - 10m	-5.20 [29/05/2009]	Sepolto
BH3	2009	-	-	-3.40 [29/05/2009]	-
BH4	2009	Tubo Aperto Ø3"	Finestrato fra -2 e - 11m	-0.76 [11/06/2009]	Demolito (aree di cantiere)
CPTU1	2009	-	-	-3.0 [03/05/2009]	-
CPTU3	2009	-	-	-3.9 [03/05/2009]	-

5.2.1. Monitoraggio della falda – Piezometro S1 (1996)

Il 4 novembre 2016 è stato installato un trasduttore di pressione con termometro integrato per il monitoraggio delle variazioni della falda acquifera, con acquisizioni dei valori di pressione ogni 30'. I risultati del monitoraggio sono nelle seguenti Figura 5-1 e Figura 5-2.

Le escursioni della falda sono piuttosto modeste e oscillano fra -5.9m e -6.6m da piano campagna.

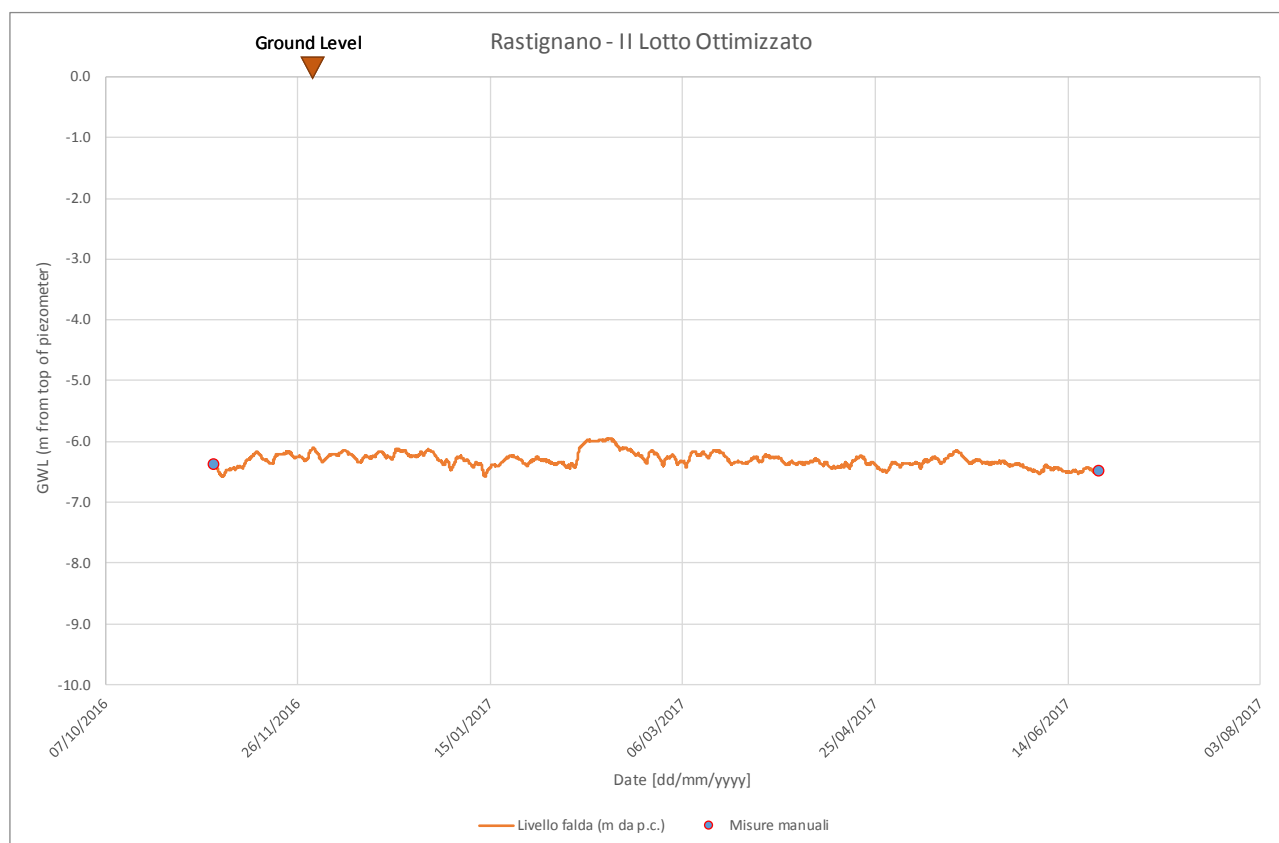


Figura 5-1 – Andamento del pelo libero della falda nel piezometro S1-1996 fra novembre 2016 e giugno 2017.

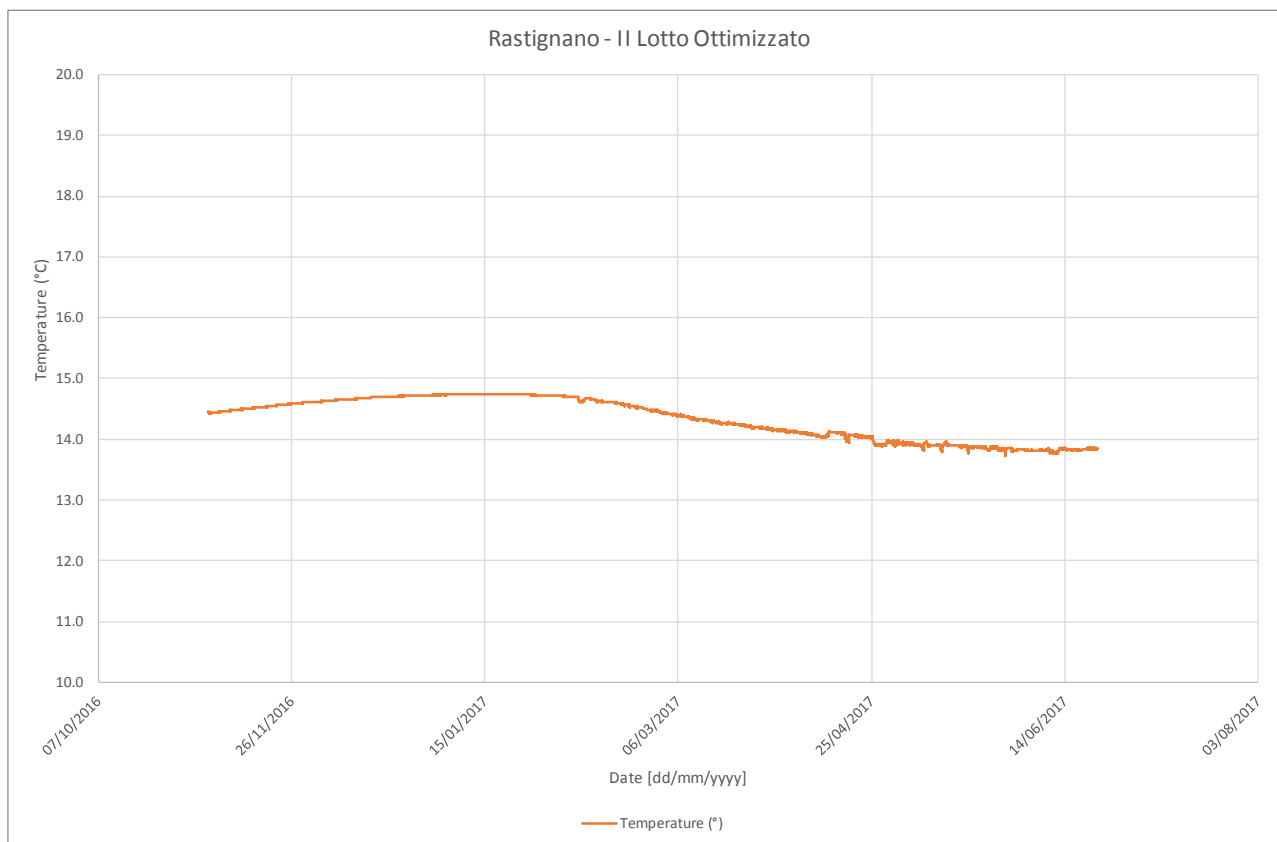


Figura 5-2 – Andamento delle temperature nel piezometro S1-1996 fra novembre 2016 e giugno 2017.

5.3. DEFINIZIONE DELLA FALDA DI PROGETTO

Stante l'esiguità nei dati di monitoraggio piezometrico, le valutazioni sulla definizione della falda da assumere di progetto si è basata anche su considerazioni idrogeologiche, idrauliche e morfologiche. In particolare, lungo il tratto di opera sotteso dalla golena del torrente Savena, ove sono stati esaminati e confrontati i dati piezometrici rilevati con le quote prevedibili (su base morfologica) delle piene ordinarie, delle magre e delle morbide del t. Savena.

Di seguito sono definiti i livelli piezometrici assunti per la progettazione e le verifiche geotecniche, illustrando inoltre i criteri che ne hanno portato alla definizione.

- Verifiche geotecniche: cedimenti, stabilità globale dei rilevati, tombini, scollari stradali, trincee e muri di sostegno

Al di fuori delle aree a cavallo del viadotto Rastignano e dell'opera di scavalco della linea RFI (fra la PR6-PR22 e PR38-PR46 rispettivamente), la soggiacenza della falda di progetto può assumersi, in condizioni stagionali tipiche, pari a **1,0÷2,0m** circa dal piano campagna. Tale livello è stato opportunamente identificato da una linea spezzata tratteggiata nel Profilo geotecnico dell'Asta Principale, identificata come *Livello della falda di Progetto*.

Nelle aree sottese dal viadotto Rastignano e dal Ponte dell'opera di scavalco della linea RFI le quote di falda di progetto hanno soggiacenza variabile e sostanzialmente inferiore rispetto ai

2,0m circa da piano campagna, potendo – nel caso del viadotto Rastignano ed in relazione al controllo del drenaggio operato dal t. Savena - superare le quote di piano campagna. La definizione della falda di progetto per questi settori è quindi indicata nel seguito:

- PR-7 SPALLA A Viadotto Rastignano: 97.5m slm
- PR-10 PILA 1 Viadotto Rastignano: 96.8m slm
- PR-12 PILA 2 Viadotto Rastignano: 94.0m slm
- PR-15 PILA 3 Viadotto Rastignano: 93.1m slm
- PR-17 PILA 4 Viadotto Rastignano: 91.9m slm
- PR-22 SPALLA B Viadotto Rastignano: 104.2m slm

- Opera di scavalco su linea RFI: 103.0m slm

- Opere provvisorie, scarpate provvisorie, problematiche di cantiere
Si può assumere:
Falda di cantiere = **1.0 m** da piano campagna.

- Progettazione rete di smaltimento acque superficiali
Si ritiene di definire la seguente falda idraulica.
Falda idraulica = **1.0 m** da piano campagna.

6. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

6.1. Generalità

La caratterizzazione geotecnica dei depositi di origine alluvionale e del substrato geologico presenti lungo il tracciato stradale in progetto si basa sulle prove geotecniche e rilievi in sito e di laboratorio (capitolo 3) condotte nelle diverse campagne di indagine pregresse; in sintesi:

- sondaggi geotecnicici con prelievo di campioni rimaneggiati e blocchi;
- prove penetrometriche dinamiche in foro di tipo SPT;
- prove geofisiche di superficie (tomografie sismiche a rifrazione in onde P, prove HVSR) per la determinazione delle velocità di propagazione delle onde di taglio V_s e di compressione V_p ;
- prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono (CPTU), con misura della resistenza di punta q_c , dell'attrito laterale f_s e della sovrappressione interstiziale (posizione del filtro: u_2);
- pozzetti stratigrafici con prelievo di campioni rimaneggiati ed esecuzione di prove di carico su piastra PLT;
- rilevamento geomeccanico di affioramenti rocciosi;

- prove di laboratorio geotecnico di classificazione, di resistenza e di deformabilità sui campioni rimaneggiati e parti lapidee di carota prelevati dai fori di sondaggio o da affioramento.

Le prove DPSH (1998) hanno trovato un impiego più marginale nella caratterizzazione geotecnica poiché le aree ove sono state eseguite hanno subito grossi rimaneggiamenti negli spessori e nella qualità/addensamento delle coperture, sia legate all'attività cantieristica per la costruzione delle gallerie di interconnessione dell'Alta Velocità, sia legata alla successiva costruzione del primo lotto del nodo di Rastignano (tutt'ora in corso).

Dal punto di vista della caratterizzazione geotecnica i depositi sono stati suddivisi nelle unità litostratigrafiche indicate nel capitolo 4, ovvero sinteticamente:

- Unità RIP: Depositi antropici (riporto) prevalentemente incoerenti
- UNITÀ 1 DAG: Depositi alluvionali prevalentemente incoerenti a grana grossa
- UNITÀ 2 DAS: Depositi alluvionali prevalentemente incoerenti a grana fine
- UNITÀ 3 DAF: Depositi alluvionali prevalentemente coesivi
- UNITÀ SUB Alt: Substrato marnoso-argillitico alterato
- UNITÀ SUB: Substrato marnoso-argillitico

I criteri adottati per l'interpretazione delle risultanze in sito e di laboratorio sono illustrati nei due paragrafi seguenti; in particolare:

- nel paragrafo 6.3 sono riportati i criteri adottati per i materiali incoerenti (ghiaie, sabbie e limi sabbiosi) – unità 1 Dag e 2 Das;
- nel paragrafo 6.4 sono indicati i criteri utilizzati per i materiali a grana fine (limi argillosi, substrato alterato) – unità 3 Daf, SUB alt;
- nel paragrafo 6.5 sono riportati i criteri adottati per i materiali lapidei – unità SUB.

L'individuazione del tipo di terreno/roccia, e quindi la scelta del metodo di caratterizzazione, si è basata su:

- la descrizione stratigrafica delle carote dei sondaggi;
- le prove di classificazione sui campioni rimaneggiati prelevati da sondaggi/ blocchi prelevati da affioramento;
- l'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPTU.

6.2. Identificazione terre: metodo di Robertson (2009)

Tipicamente per determinare il comportamento prevalente di un terreno (drenato, parzialmente drenato, non drenato), si combinano opportunamente i parametri ottenuti con la punta penetrometrica ed alcuni parametri di stato (resistenza alla punta q_c , attrito laterale f_s , sovrappressione neutra u_2 , tensioni in sito) in modo da ottenere degli indicatori di comportamento associati alle varie tipologie di terre.

Di recente è stato proposto da Robertson (2009) un miglioramento alle più usuali carte di classificazione, dove si applica un nomogramma detto "Carta di classificazione normalizzata di

Robertson (1990)", in cui sull'asse delle ascisse si riportano i valori del Rapporto di Frizione normalizzato F_r , mentre sull'asse dell'ordinate sono presenti i valori della Resistenza alla punta normalizzata Q_{tn} (Figura 6-1):

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \cdot 100 \quad Q_{tn} = \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_a} \right) \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

dove:

$\left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_a} \right)$ resistenza alla punta adimensionale;

$\left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$ fattore di tensione normalizzato;

p_a = pressione atmosferica (nelle stesse unità di misura di q_t , σ_{v0} e σ'_{v0});

n = esponente di tensione che varia a seconda della tipologia di terreno ($n \leq 1$).

Attraverso studi sulla meccanica dello stato critico, Been & Jefferies (2006) ricavarono la seguente espressione per la determinazione dell'esponente di tensione:

$$n = 0.381 \cdot I_c + 0.05 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} - 0.15 \quad \text{con } n \leq 1.0$$

dove:

I_c è l'indice di comportamento del terreno proposto da Robertson & Wride (1998) ed utilizzato per rappresentare le zone in cui viene suddivisa la carta di classificazione (Figura 6-1 e Tabella 6-6-1):

$$I_c = \sqrt{(3.47 - \log(Q_{tn}))^2 + (\log(F_r) + 1.22)^2}$$

Il metodo di classificazione risulta di tipo iterativo.

Tabella 6-6-1: Caratterizzazione del terreno secondo l'indice del comportamento del terreno, I_c .

$I_c < 1.31$	Zona 7: Sabbia ben gradata
$1.31 \leq I_c < 2.05$	Zona 6: Sabbie; da sabbia pulita a sabbie limose
$2.05 \leq I_c < 2.60$	Zona 5: Sabbia con limo sabbioso e sabbie limose
$2.60 \leq I_c < 2.95$	Zona 4: Limo con limo argilloso e argille limose
$2.95 \leq I_c < 3.60$	Zona 3: Da argille ad argille limose
$I_c \geq 3.60$	Zona 2: Terreno organico

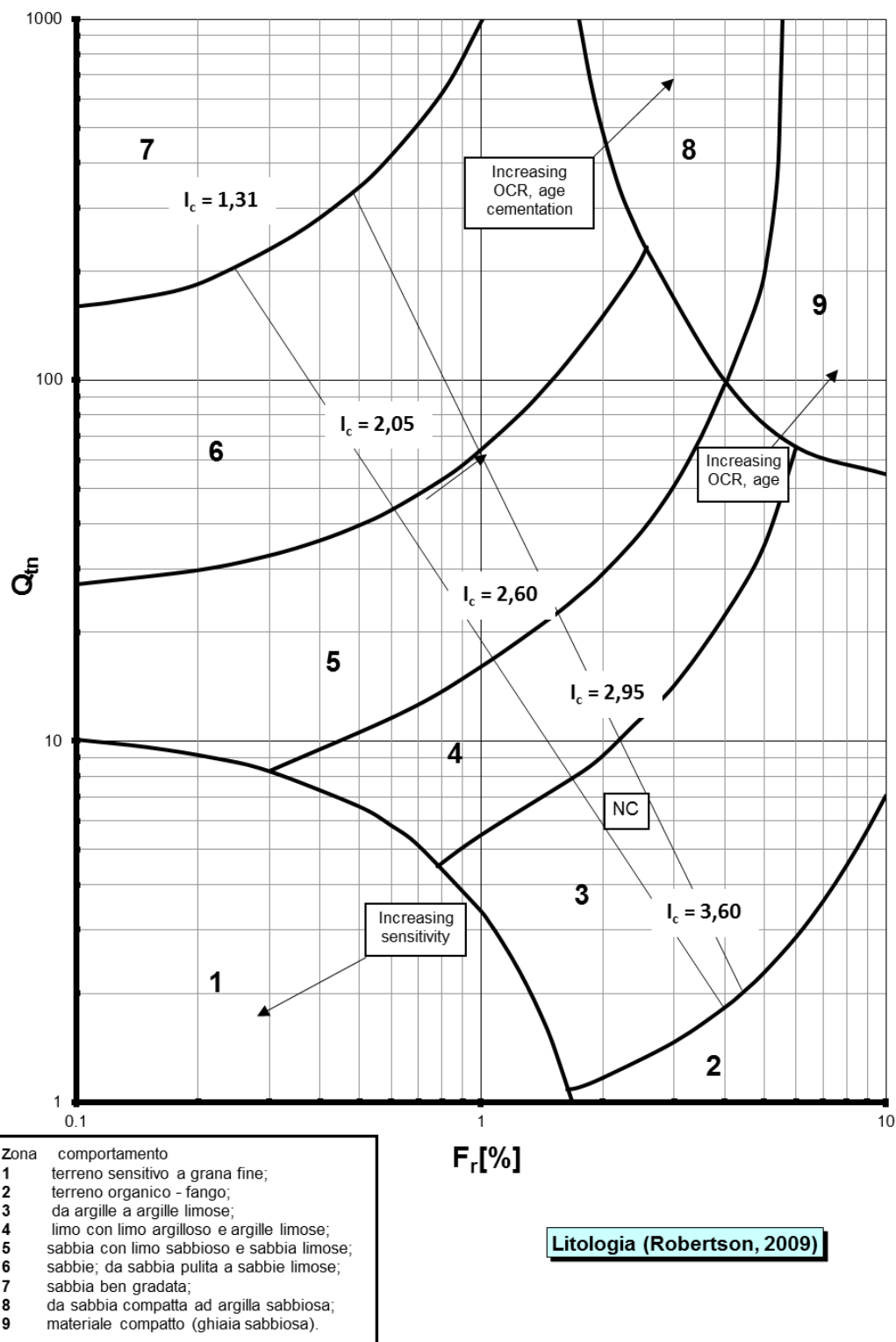


Figura 6-1: Carta di classificazione dei terreni normalizzata (Robertson, 2009).

6.3. Materiali INCOERENTI

6.3.1. Premessa

In conseguenza del fatto che nei terreni incoerenti risulta difficile (al limite impossibile) prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica di tali terreni è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in situ e delle prove di laboratorio di classificazione su campioni rimaneggiati.

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

- stato iniziale delle unità litostratigrafiche individuate;
- parametri di resistenza al taglio;
- parametri di deformabilità;
- coefficienti di permeabilità.

6.3.2. Stato iniziale delle unità litostratigrafiche individuate

Lo stato iniziale delle unità litostratigrafiche è definito in termini di:

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

6.3.2.1 Tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale

Indicazioni sulle tensioni geostatiche e sulla storia tensionale possono essere ricavate dagli studi di carattere geologico; è possibile pertanto ipotizzare che i materiali appartenenti all'unità 1 Dag e 2 Das (comportamento prevalentemente incoerente), non siano mai stati soggetti a pressioni litostatiche maggiori di quelle attualmente presenti; tali depositi verranno pertanto considerati come normalconsolidati.

Si segnala che una leggera sovraconsolidazione potrebbe essere presente a seguito delle variazioni stagionali di umidità e, di conseguenza, ai fenomeni di essiccamento (suzione) laddove la granulometria sia costituita da una componente maggiore in limo ed eventualmente argilla.

Alla luce di quanto sopra, le unità 1 Dag e 1 Das (comportamento prevalentemente incoerente) vengono assunte normalconsolidate e, di conseguenza, il coefficiente di spinta a riposo pari a $k_0 = (1 - \sin \varphi')$.

6.3.2.2 Pressioni interstiziali

Le pressioni interstiziali vengono ricavate sulla base delle letture di soggiacenza al termine delle indagini o da piezometri messa in opera (ove disponibili), nonché delle risultanze degli studi di carattere idrogeologico.

6.3.2.3 Determinazione della densità relativa D_r

La densità relativa (D_r) viene ricavata dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT e da prove penetrometriche statiche CPTU.

6.3.2.3.1 Unità prevalentemente costituite da ghiaia e sabbia – Densità relativa D_R da prove SPT

Nelle sabbie e ghiaie la determinazione della densità relativa D_r è talora difficoltosa in ragione dei seguenti aspetti:

- il campionatore standard a punta aperta deve essere spesso sostituito con quello a punta conica al fine di consentire l'esecuzione della prova; in linea di principio, i risultati ottenibili con il campionatore standard a punta aperta (in termini di numero di colpi/30 cm) possono risultare differenti da quelli conseguiti con la punta conica; pertanto può venire meno la validità delle correlazioni empiriche di letteratura sviluppate per la prova SPT con campionatore standard a punta aperta; in questa sede l'interpretazione delle prove SPT con la punta conica è stata fatta ipotizzando che complessivamente sussista una buona corrispondenza tra i risultati delle prove a punta chiusa e quelli delle prove con campionatore standard;
- la presenza della ghiaia spesso determina il raggiungimento di condizioni di rifiuto "fittizie", ovvero non diretta conseguenza di un elevato grado di addensamento, bensì da condizioni locali ed effetti scala (disposizione dei ciottoli di ghiaia, ciottoli aventi diametro medio superiore al diametro del campionatore...).

I valori di densità relativa D_r sono determinati, in funzione del valore N_{spt} e del tipo di terreno, in accordo con Skempton (1986) nella forma:


$$D_r = \left| \frac{(N1)_{60}}{a + b \cdot \sigma'_{v0}} \right|^{0.5}$$

in cui:

- $(N1)_{60}$ = valore di N_{spt} (numero di colpi per 30 cm di penetrazione) normalizzato rispetto ad una pressione di riferimento (1 kg/cm^2), per una energia trasferita alle aste pari al 60% di quella teorica; tale valore può essere considerato coincidente al risultato della prova in quanto in Italia l'energia trasferita alle aste è indicativamente pari al 60%;
- σ'_{v0} = pressione verticale efficace in kg/cm^2 ;
- a, b = costanti adimensionali dipendenti dalle caratteristiche granulometriche dei materiali e riportate nella Tabella 6-2.

Tabella 6-2: Costanti empiriche "a" e "b" (Skempton, 1986) e riferimento alle curve di Schmertmann (1977)

Tipo di terreno	a	b	Tipo di terreno secondo Schmertmann (vedi paragrafo 6.3.3 e Figura 6-3)
Sabbie fini NC	27.5	27.5	3 e 4
Sabbie grosse NC	43.3	21.7	1 e 2
Sabbie grosse OC	27.5÷43.3	$(21.7 \div 27.5) \cdot \frac{[1 + 2 \cdot k_0(OC)]}{[1 + 2 \cdot k_0(NC)]}$	1

 gruppo Atlantia	VARIANTE ALLA SP65 “DELLA FUTA NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro Progetto Definitivo RELAZIONE GEOTECNICA
--	---

Tipo di terreno	a	b	Tipo di terreno secondo Schmertmann (vedi paragrafo 6.3.3 e Figura 6-3)
		ove $k_0(OC) = k_0(NC) \cdot \sqrt{OCR}$	

I depositi dell'unità incoerente 1 Dag sono associabili ai terreni tipo “Sabbie grosse NC”, mentre i depositi dell'unità 2 Das rientrano nel tipo “Sabbie fini NC”; suddivisioni più di dettaglio sono state prodotte nel caso di disponibilità di analisi granulometriche dei campioni prelevati in corrispondenza o nelle vicinanze della prova e di adeguate descrizioni qualitative dei log stratigrafici.

Nel caso di raggiungimento delle condizioni di rifiuto durante l'esecuzione della prova, la determinazione della densità relativa è stata effettuata facendo riferimento ad un valore N_{SPT} come riportato nel seguito:

- condizioni di rifiuto raggiunte nel primo o secondo tratto della prova (entrambi di lunghezza teorica 15 cm):

$$N_{SPT} = 100 ;$$

- condizioni di rifiuto raggiunte nel terzo tratto della prova (di lunghezza teorica 15 cm):

$$N_{SPT} = N_2 + \frac{50}{a} \cdot 15 \leq 100 ;$$

in cui:

- a = affondamento misurato (in centimetri) per un numero di colpi pari a 50;
- N_2 = numero di colpi misurato per l'affondamento del secondo tratto di lunghezza pari a 15 cm.

6.3.2.3.2 Unità prevalentemente sabbiose – Densità relativa D_r da prove CPTU

I valori di densità relativa D_r da prove con piezocono sono stati determinati attraverso la resistenza alla punta q_c secondo la correlazione proposta da Jamiolkowski et al. (1985), mostrata in Figura 6-6-2:

$$D_r = -98 + 66 \cdot \log \left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}{}^{0.5}} \right)$$

dove:

q_c è la resistenza alla punta del piezocono;

σ'_{v0} è la tensione verticale efficace.

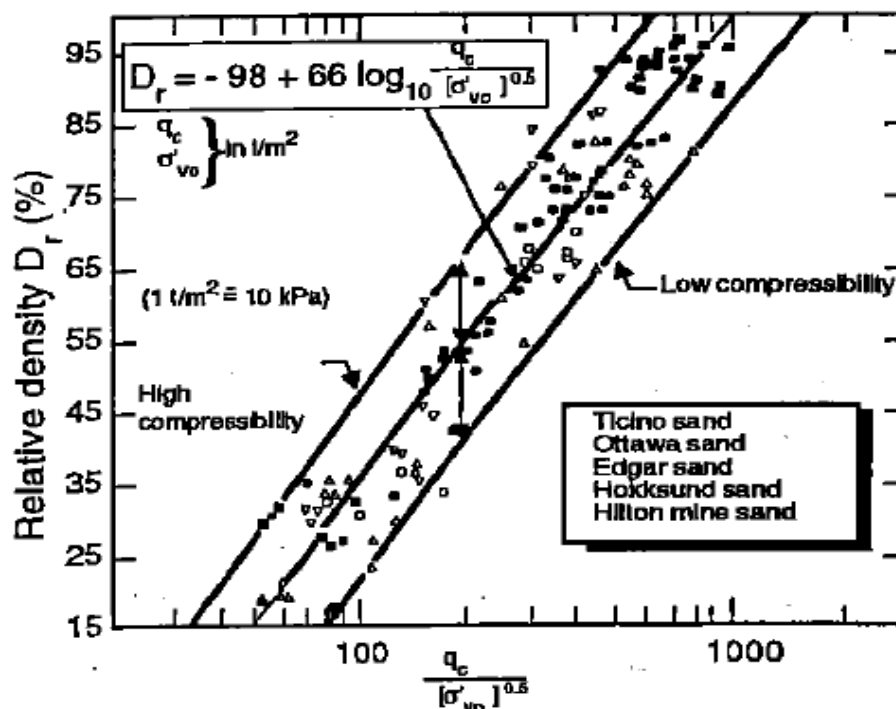


Figura 6-6-2: Valutazione della densità relativa D_r , Jamiolkowski et al. (1985)

6.3.3. Angolo di resistenza al taglio

6.3.3.1 Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

Il valore dell'angolo di attrito di picco è determinato in funzione del tipo di terreno (vedi Tabella 6-2) e della densità relativa secondo il grafico di Schmertmann (1977) riportato nella figura seguente.

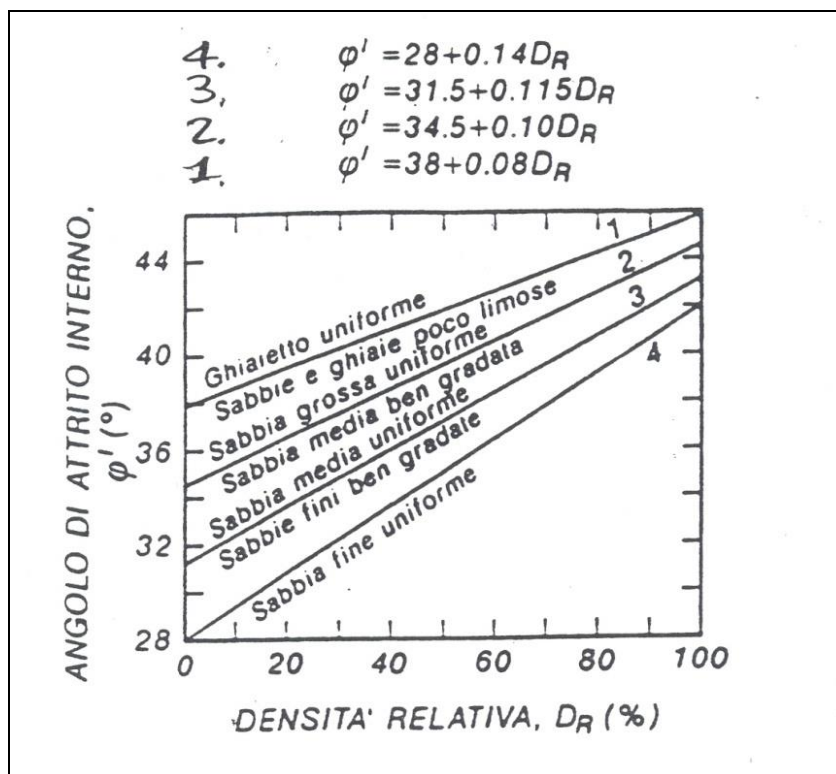


Figura 6-3: Relazione fra angolo di attrito efficace (φ') e densità relativa (D_R) per diverse granulometrie (Schmertmann, 1977)

6.3.3.2 Angolo di resistenza al taglio da prove CPTU

I valori di angolo di resistenza al taglio efficace φ' da prove con piezocono sono stati determinati attraverso la resistenza alla punta q_c secondo la correlazione proposta da Dorgunoglu & Mitchell (1975):

$$\varphi' = 14.4 + 4.8 \cdot \ln(q_c) - 4.5 \cdot \ln(\sigma'_{v0})$$

dove:

q_c è la resistenza alla punta del piezocono in kg/cm^2 ;

σ'_{v0} è la tensione verticale efficace in kg/cm^2 .

6.3.4. Caratteristiche di deformabilità

6.3.4.1 Moduli elastici iniziali

Il modulo di taglio (G_{01}) e quello di Young (E_{01}) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci geostatiche medie p_o' ed associabili a piccolissime deformazioni, possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni (risultati in kPa):

$$G_{01} = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot V_s^2$$

$$E_{01} = G_{01} \cdot 2 \cdot (1 + \nu)$$

in cui:

- γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m³;
- ν = rapporto di Poisson del terreno assunto pari a 0.4;
- V_s = velocità delle onde di taglio in m/s.

La velocità V_s delle onde di taglio può essere ricavata indirettamente dai modelli V_s risultanti dalle prove geofisiche HVSR superficiali.

Il modulo iniziale G_0 può essere inoltre determinato mediante correlazioni in funzione dei risultati delle prove penetrometriche CPT (metodo proposto da Robertson, 2009).

6.3.4.2 Moduli elastici operativi

6.3.4.2.1 Generalità

Il comportamento deformativo dei terreni risulta non lineare; nelle elaborazioni possono però anche essere assunti comportamenti lineari o lineari-equivalenti.

- Metodi di calcolo non lineari

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo non lineari, i dati di ingresso per le analisi sono i seguenti:

- i moduli elastici iniziali descritti nel paragrafo 6.3.4.1;
- le curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione o di spostamento indotto.

Tipiche curve di degrado del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione di taglio γ indotto sono quelle proposte da Lo Presti (1989) sulla base di prove di laboratorio cicliche su provini ricostituiti; tali curve sono riportate nella Figura 6-4 e Figura 6-5.

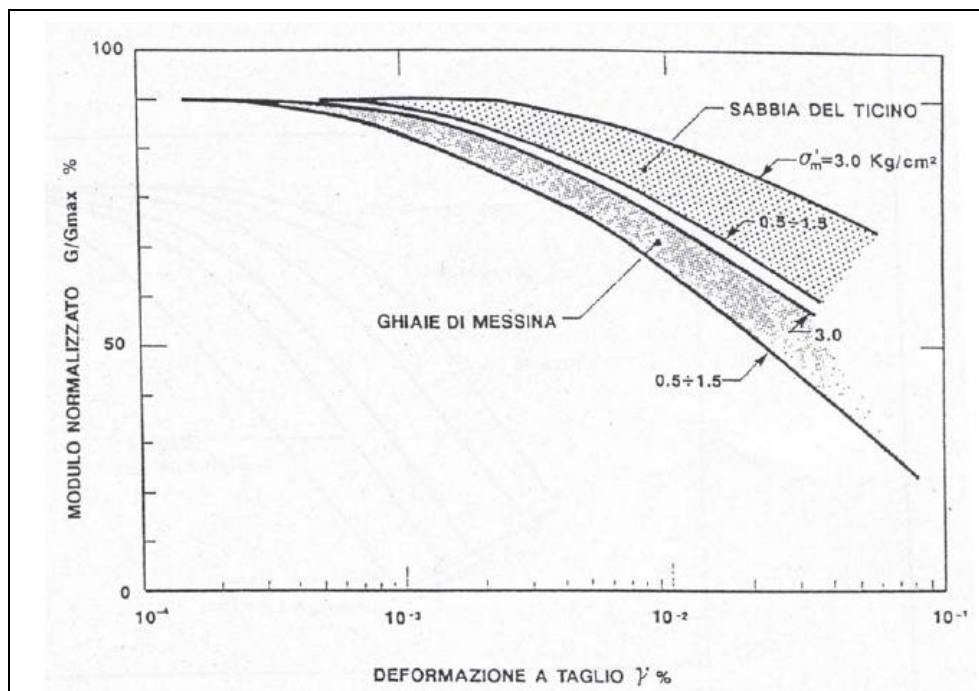


Figura 6-4: Degradato del modulo di taglio G per terreni incoerenti

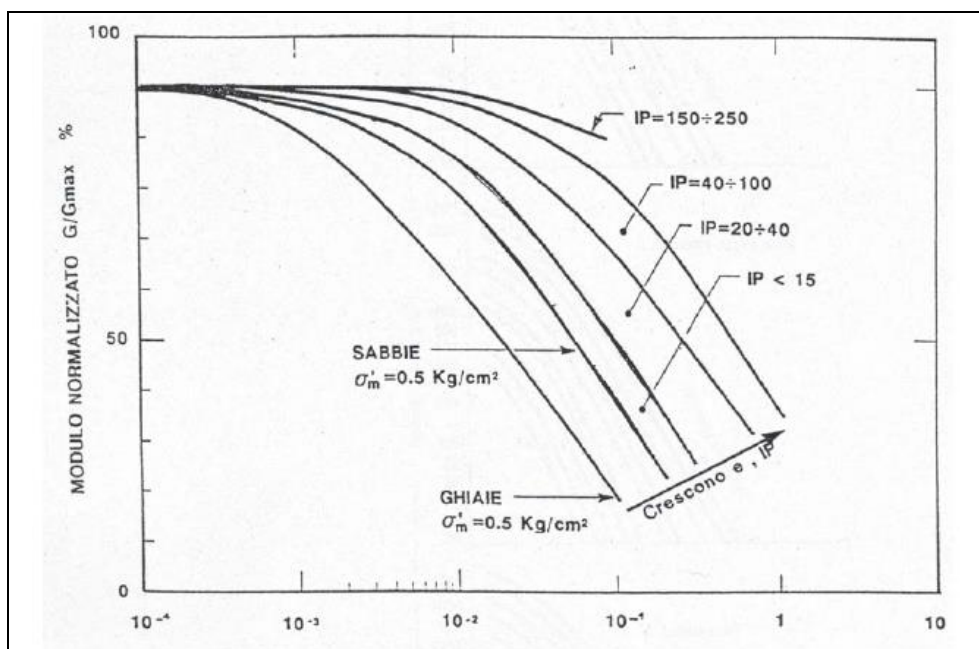


Figura 6-5: Degradato del modulo di taglio G per terreni incoerenti e coesivi

- Metodi di calcolo lineari.

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo lineari, basati sulla teoria dell'elasticità, i moduli di deformabilità "operativi" da associare ad uno specifico problema vengono a dipendere dalle effettive deformazioni indotte e/o dal grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

In generale possono essere fatte le seguenti assunzioni:

- opere di sostegno tipo paratie (tirantate e non): il modulo di Young "operativo" E_{op1} è pari a $1/3 \div 1/5$ di quello iniziale;
- nel calcolo dei cedimenti delle fondazioni il modulo di Young "operativo" E_{op1} è pari a $1/5$ di quello iniziale; tale valore corrisponde per fondazioni superficiali a un rapporto tra carico trasmesso al terreno e carico ultimo $q/q_{ult} = 0.45$;
- nel calcolo dei cedimenti dei rilevati il modulo di Young "operativo" E_{op2} è pari a $1/10$ di quello iniziale o pari a quello desumibile dalle correlazioni empiriche, sulla base dell'interpretazione delle prove SPT e CPT (vedi paragrafi seguenti).

6.3.4.2.2 Moduli elastici "operativi" da prove SPT in materiali granulari

Una stima dei moduli elastici "operativi" per l'analisi dei cedimenti dei rilevati può essere fatta utilizzando ad esempio la correlazione empirica proposta da Jamiolkowski et al. (1988) per terreni normalconsolidati:

$$E'_{25} = (10.5 - 3.5 \cdot D_r) \cdot N_{spt}$$

dove:

- E'_{25} = modulo di Young secante cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25% espresso in kg/cm^2 ;
- D_r = densità relativa espressa come numero decimale;
- N_{spt} = numero di colpi risultante dalla prova SPT.

6.3.4.2.3 Moduli elastici "operativi" da prove CPT in sabbia

Il modulo confinato M_0 da prove penetrometriche viene ricavato in accordo a quanto riportato nella tabella seguente (Lunne T, Christoffersen H.P., 1985) per sabbie normalconsolidate:

Tabella 6-3: Correlazione fra resistenza di punta q_c e modulo confinato M_0

Sabbie normal consolidate: M_0		
Fonte	Formule	Terreni
(Lunne, Robertson and Powell, 1997)	$M_0 = 4 \cdot q_c \quad (q_c < 10 \text{ MPa})$	Sabbie NC
	$M_0 = 2 \cdot q_c + 20 \quad (10 < q_c < 50 \text{ MPa})$	
	$M_0 = 4 \cdot q_c \quad (q_c > 50 \text{ MPa})$	

Il modulo di Young secante E'_s viene ricavato in funzione di q_c , resistenza della punta penetrometrica secondo la formulazione proposta da Bellotti et al. (1989):

$$E'_s = \alpha \cdot q_c$$

dove:

α coefficiente in funzione della densità relativa del terreno, della storia tensionale, della cementazione, della forma dei grani e della mineralogia.

I valori di α sono riportati in Tabella 6-4.

Tabella 6-4: Correlazione fra resistenza di punta q_c e modulo di young $E's$

2 ÷ 4	Per sabbie di recente deposizione, normalconsolidate
4 ÷ 6	Per sabbie soggette a fenomeni di aging, normalconsolidate
6 ÷ 20	Per sabbie sovraconsolidata

Nella caratterizzazione geotecnica è stato considerato il coefficiente α pari a 3.5.

6.3.4.3 Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960)

I moduli di reazione orizzontale iniziali (E_{si}) alla Matlock & Reese (1960), utili per definire la parte iniziale delle curve p-y relative ai pali di fondazione, possono essere valutati in accordo alla seguente espressione (modulo espresso in kPa):

$$E'_{si} = k_{hi} \cdot z$$

in cui:

- k_{hi} = gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale in kN/m³ come da Tabella 6-5.
- z = profondità in metri dal piano campagna di riferimento per la stratigrafia di calcolo.

Tabella 6-5: Gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale secondo Reese et al. (1974) ed Elson (1984)

D_r [%]	k_{hi} [kN/m ³]
35	7500
50	15000
70	25000

6.3.5. Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità k sono stati ricavati dalle prove CPTU sulla base della correlazione proposta da Robertson (2010), funzione di I_c , indice di comportamento del terreno:

$$k = 10^{0.952 - 3.04I_c} \text{ per } 1.00 \leq I_c < 3.27;$$

$$k = 10^{-4.52 - 1.37I_c} \text{ per } 3.27 \leq I_c < 4.00.$$

E' inoltre disponibile una prova di dissipazione eseguita alla profondità di 5.30m nella CPTU3 (2009), i cui risultati (t_{50}) possono essere elaborati per mezzo della correlazione di Perez & Fauriel (1988, Figura 6-6).

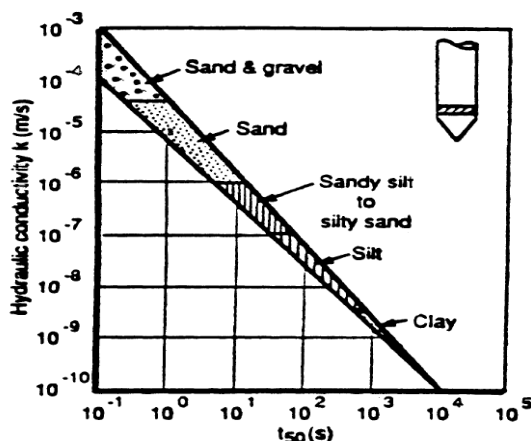


Figura 6-6: Correlazione coefficiente di permeabilità – t_{50} , Parez & Fauriel (1988)

Ad integrazione dei dati risultanti dalle prove in sito, e per analisi critica degli stessi, è possibile far riferimento anche ai valori di permeabilità indicati nella seguente tabella sulla base della descrizione dell'unità litostratigrafica considerata.

Tabella 6-6: Coefficiente di permeabilità in base alla descrizione litologica

k [m/s]	Tipo di terreno
$> 10^{-2}$	Ghiaia pulita
$10^{-2} \div 10^{-5}$	Sabbia pulita, sabbia e ghiaia
$10^{-4} \div 10^{-6}$	Sabbie molto fine
$10^{-6} \div 10^{-8}$	Limo
$< 10^{-9}$	Argilla

6.4. Materiali a grana fine

6.4.1. Premessa

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine, ossia appartenenti alle unità 3 Daf (comportamento prevalentemente coesivo) e alle porzioni alterate dei substrati geologici, è affidata all'interpretazione delle prove in sito (CPTU e Sondaggi).

L'unità 3 Daf, riscontrata come lente discontinua nel corso della prova CPTU3, è costituita da di limi argillosi alluvionali ed ha carattere di terra s.s., mentre le unità di substrato alterato, pur inquadrare nella meccanica delle terre, hanno carattere di *Intermediate geo-materials* (IGM).

Scopo delle indagini è:

- la classificazione dei materiali;
- la determinazione delle seguenti caratteristiche:

- stato tensionale attuale delle unità litostratigrafiche individuate;
- parametri di resistenza al taglio;
- parametri di deformabilità;
- coefficienti di permeabilità.

6.4.2. Classificazione

La classificazione dei terreni a comportamento prevalentemente coesivo viene effettuata facendo riferimento ai risultati delle prove penetrometriche statiche (unità 3 Daf) e sondaggi a carotaggio. La classificazione dell'unità 3 Daf in particolare si basa sulla interpretazione del comportamento di una terra di Robertson (2009).

6.4.3. Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate

Lo stato attuale delle unità litostratigrafiche 3 Daf a comportamento prevalentemente coesivo e del substrato alterato è definito in termini di:

- tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale;
- pressioni interstiziali.

6.4.3.1 Tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale

La valutazione dello stato tensionale iniziale viene fatta sulla base:

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

Lo stato tensionale in sito è stimato sulla base dei risultati in termini di grado di sovraconsolidazione meccanico ($OCR = \sigma'_{vmax} / \sigma'_{vo}$), con

- σ'_{vo} = tensione verticale efficace geostatica;
- σ'_{vmax} = tensione verticale efficace massima subita dal deposito;

Il grado di sovraconsolidazione è desumibile dal confronto fra la coesione non drenata del terreno e quello del terreno normalconsolidato, ad esempio secondo la seguente espressione (Ladd & Foot, 1974; Ladd et al. 1977):

$$OCR^{0.85} = \frac{\frac{s_u}{\sigma'_{v0}}}{\left(\frac{s_u}{\sigma'_{v0}} \right)_{NC}}$$

con:

$$\left(\frac{s_u}{\sigma'_{v0}} \right)_{NC} = 0.225 \quad \text{secondo Ladd et al. 1977}$$

La resistenza non drenata s_u che determina il rapporto al numeratore viene stimata secondo la correlazione di cui al successivo paragrafo 6.4.4.

Il coefficiente di spinta del terreno a riposo k_0 è pertanto stimato sulla base della seguente espressione:

$$k_0 = (1 - \sin \varphi') \cdot \sqrt{\text{OCR}}$$

6.4.3.2 Pressioni interstiziali

Le pressioni interstiziali vengono ricavate sulla base dei rilievi di falda al termine delle indagini eseguite, della strumentazione (piezometri) messa in opera, nonché delle risultanze di studi di carattere idrogeologico.

6.4.4. Resistenza al taglio non drenata

6.4.4.1 Premessa

La resistenza al taglio non drenata s_u dei terreni limoso-argillosi saturi verrà valutata facendo riferimento

- all'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPTU e dinamiche SPT;
- all'interpretazione delle prove con pocket penetrometer e Torvane sulle carote estratte dai sondaggi.

6.4.4.2 Valutazione di s_u da prove CPTU

La determinazione di s_u da prove penetrometriche statiche può essere effettuata attraverso la seguente relazione empirica (Lunne T., Kleven A., 1981):

$$q_c = N_k \cdot s_u + \sigma_{v0}$$

nella quale per il fattore N_k si assumono valori compresi fra 11 e 19, con valore medio 15.

Nel caso in esame verrà assunto $N_k = 15$.

6.4.4.3 Valutazione di s_u da prove SPT

Nel caso dei terreni limoso-argillosi saturi, la resistenza al taglio non drenata viene stimata sulla base di correlazioni empiriche tipo quelle riportate in Figura 6-7.

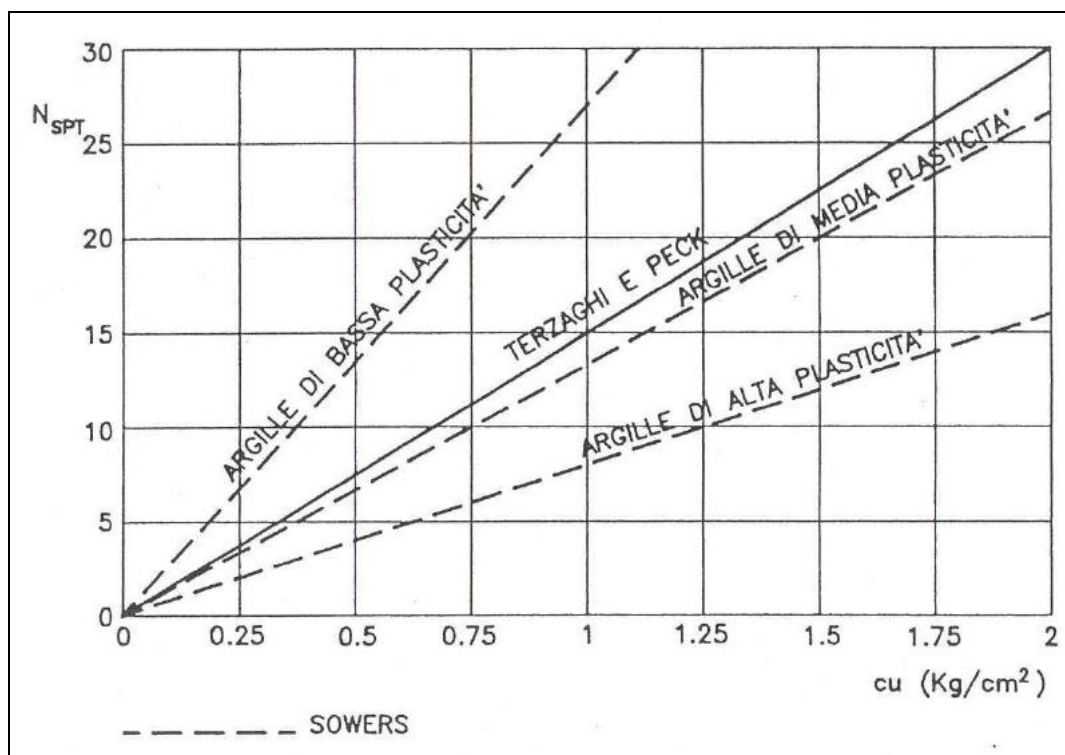


Figura 6-7: Correlazione $N_{SPT} - s_u$ (Navfac, 1971)

Nello specifico, viene adottata la correlazione di Terzaghi et al (1996, resistenza non drenata in kPa):

$$s_u = 6.75 \cdot N_{SPT}$$

6.4.5. Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

L'angolo di resistenza a taglio per le unità è stato individuato facendo riferimento ad esperienze condotte in contesti geologico-geotecnici analoghi. La coesione efficace delle unità coesive può essere posta in relazione alla storia tensionale secondo Mayne & Stewart (1988):

$$c' \sim 2\% \sigma'_p$$

$$\sigma'_{v,max} = \text{pressione di preconsolidazione}$$

6.4.6. Caratteristiche di deformabilità

6.4.6.1 Moduli elastici iniziali

Vedi paragrafo 6.3.4.1.

6.4.6.2 Moduli elastici operativi in condizioni drenate

Il comportamento dei terreni a grana fine risulta non lineare; i moduli elastici operativi equivalenti risultano infatti funzione sia della pressione efficace media corrente sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

- Terreni sovraconsolidati – Opere di sostegno e di fondazione con percorsi di sollecitazione indotti dalla costruzione dell'opera collocati all'interno della superficie di plasticizzazione intrinseca del materiale.

In tali situazioni le deformazioni plastiche indotte da sforzi isotropi e deviatorici sono modeste e l'utilizzo di modelli costitutivi elastici o elastici non lineari può essere ritenuto accettabile.

- Metodi di calcolo non lineari.

I dati di ingresso per le analisi sono i seguenti.

- Moduli elastici iniziali indicati nel paragrafo 6.4.6.1;
- Curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione o di spostamento indotto: tipiche curve di degrado del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione di taglio γ indotto, proposte da Vucetic & Dobry (1991), sono riportate nella Figura 6-8.

Curve di degrado possono inoltre essere ottenute da idonee prove di laboratorio (prova di taglio torsionale ciclico o prova di colonna risonante).

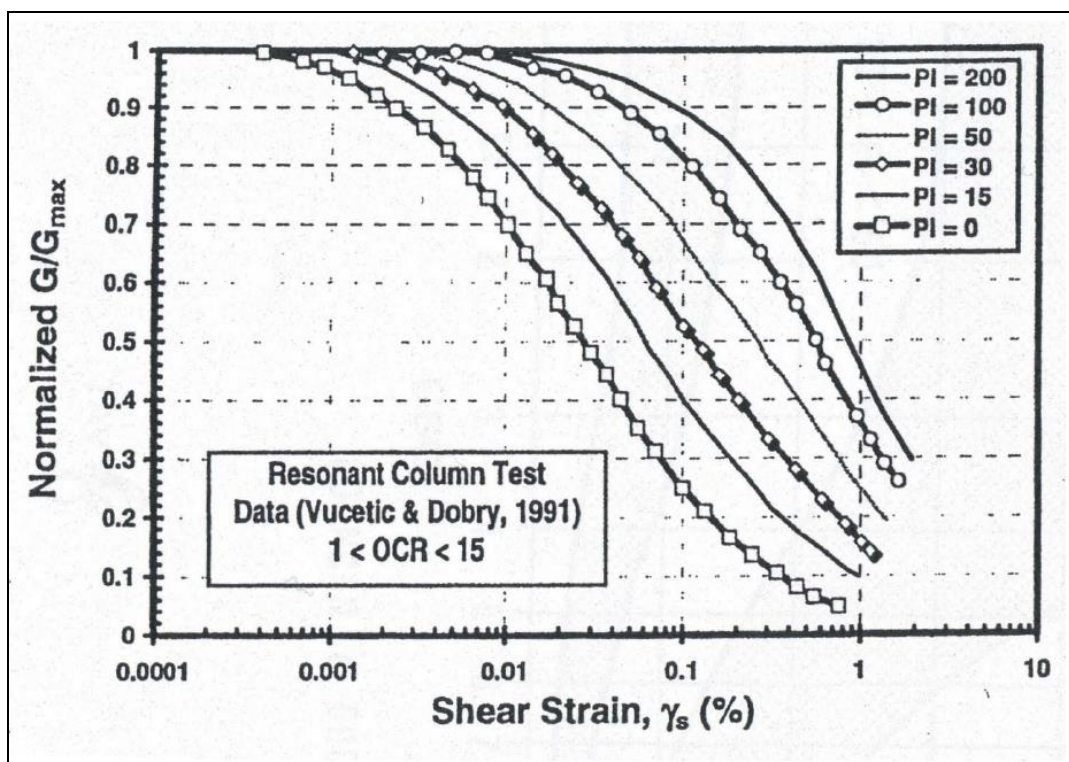


Figura 6-8: Degrado del modulo di taglio G per terreni coesivi

- Metodi di calcolo lineari.

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo lineari, i moduli di deformabilità "operativi" di Young saranno assunti pari a circa $1/3 \div 1/5$ di quello iniziale E_0 .

- Terreni normalconsolidati e strutturati – Opere di sostegno e di fondazione con percorsi di sollecitazione indotti dalla costruzione dell'opera collocati all'esterno della superficie di plasticizzazione del terreno naturale definita dalla pressione di plasticizzazione σ'_{vy} .

Nelle analisi geotecniche si farà necessariamente riferimento a modelli costitutivi elasto-plastici e/o elasto-visco-plastici ed all'interpretazione delle prove penetrometriche.

6.4.6.2.1 Moduli elastici "operativi" da prove CPT in terreni a grana fine

Il modulo confinato M_0 da prove penetrometriche viene ricavato in accordo a quanto riportato nella tabella seguente (Kulhawy F.H., Mayne P.H., 1990) per terreni a grana fine.

Tabella 6-7: Correlazione fra resistenza di punta q_c e modulo confinato M_0

Fonte	Formule	Terreni
(Lunne, Robertson and Powell, 1997)	$M_0 = 8.25 \cdot (q_c - \sigma_{v0})$	Grana fine

6.4.6.3 Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960)

Il modulo di reazione orizzontale "operativo", nel caso di ricorso a calcoli semplificati lineari, può essere assunto pari a (vedi ad esempio Elson (1984)): (modulo espresso in kPa):

$$E_s = 400 \cdot s_u$$

in cui:

- s_u = coesione non drenata determinata secondo i criteri illustrati al paragrafo 6.4.4.

6.4.7. Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità k sono determinabili a partire dalla correlazione proposta da Robertson (2010) e riportata al paragrafo 6.3.5, nonché in riferimento ai valori indicati in Tabella 6-6 sulla base della descrizione dell'unità litostratigrafica considerata.

6.5. Materiali lapidei

6.5.1. Premessa

Data la natura del materiale costituente il substrato, descrivibile per mezzo delle procedure analitiche di meccanica delle rocce, si è concentrata l'attenzione sulla caratterizzazione del comportamento geotecnico del materiale nel suo complesso considerandolo come ammasso roccioso.

Ai fini della determinazione dei parametri di input necessari si è fatto riferimento ai dati ottenuti dal rilievo geomeccanico in sito ed alle prove di laboratorio eseguite sui campioni lapidei prelevati durante le indagini geognostiche.

6.5.2. Criteri adottati per il rilievo geomeccanico in sito

Per ammasso roccioso si intende l'insieme formato dalla roccia sana e dalle fratture, o discontinuità, che la compongono, come esemplificato in Figura 6-9.

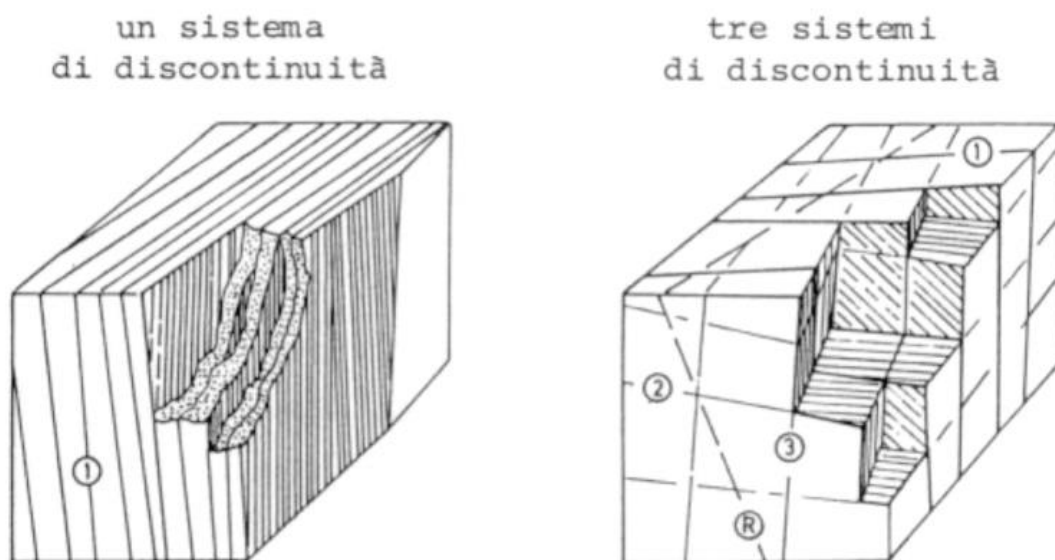


Figura 6-9: Schema delle discontinuità

Il rilievo consiste nel raccogliere, in corrispondenza di una *linea di scansione* (o *scan-line*) definita tramite la stesa di una cordella metrica in un tratto dell'affioramento, i dati relativi allo stato di fratturazione dell'ammasso roccioso.

Tramite la *scan-line*:

- si individuano le famiglie di fratture (discontinuità o giunti) e della stratificazione - scistosità, presenti per la lunghezza definita. Tali famiglie vengono codificate con un codice di riconoscimento (S, K1, K2; ecc.);
- si rilevano per ogni famiglia di giunti e strati, per tutta la lunghezza della *scan-line*, le distanze che separano una discontinuità dalla successiva (Spaziatura apparente – vedi Figura 6-10).

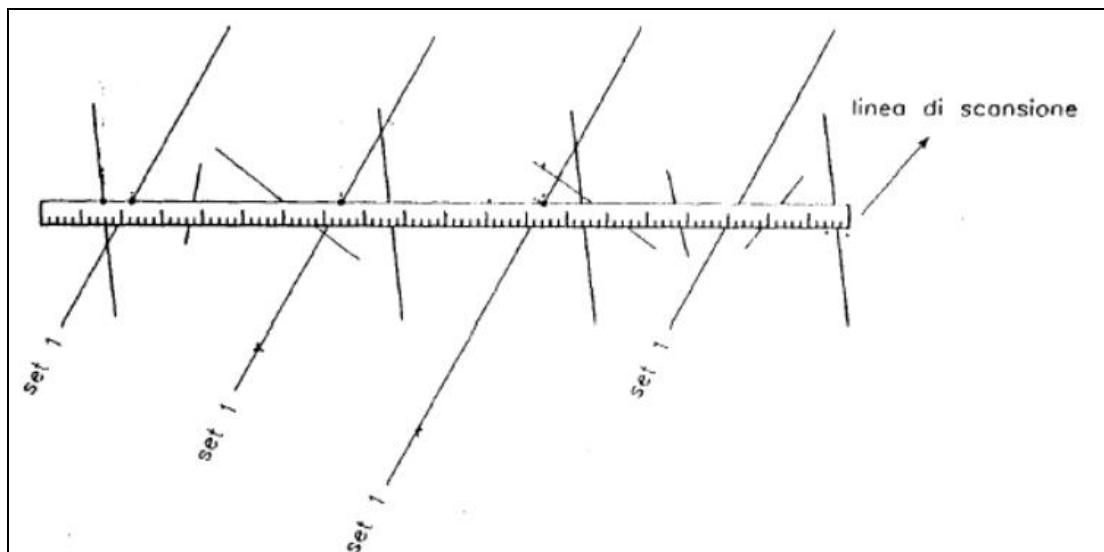


Figura 6-10: Linea di scansione - schema

- si rilevano i valori di giacitura delle discontinuità e degli strati;
- si misurano i valori di rimbalzo del martello di Schmidt in corrispondenza di un giunto rappresentativo di ogni famiglia di discontinuità. Tale strumento permette di definire la resistenza della roccia lungo le discontinuità;
- si tracciano i profili delle rugosità delle superfici delle diverse discontinuità utilizzando il pettine di Barton; tale procedura permette di definire la rugosità delle discontinuità intercettate dalla SCAN-LINE;
- si valuta la presenza di acqua nelle fratture e nell'ammasso;
- si valuta lo stato dei giunti in termini di:
 - stato di alterazione,
 - apertura delle pareti,
 - eventuale materiale di riempimento.



Foto 6-1: Rappresentazione di un profilo di rugosità tipico

I dati di cui sopra vengono raccolti in campagna utilizzando un apposito modulo (vedi Tabella 6-8) e vengono successivamente elaborati tramite software dedicati.

SCHEDA DI RILIEVO GEOMECCANICO														
COMMITTENTE: RILIEVO GEOMECCANICO N° _____ DATA: _____ UBICAZIONE: _____ RILEVATORE: _____ FORMAZIONE: _____ LITOLOGIA: _____														
ID	D (m)	IMM (°)	INCL(°)	T	L (m)	A (cm)	R	O (cm)	S	P (%)	C (%)	SP (m)	ALT.	TIPO DI GIUNTO
1														
2														
3														
4														
5														
6														
7														
8														
9														
10														
11														
12														
13														
14														
15														
16														
17														
18														
19														
20														
<p>D: distanza della frattura intercettata dallo zero del nastro T: tipo di terminazione A: contro un'altra discontinuità, I nella matrice rocciosa, O: non visibile o estesa oltre l'estremità dell'affioramento L: distanza della terminazione dal nastro A: apertura della discontinuità R: materiale di riempimento: C: cataclastico M: breccia cementata ("milonite") Ca: calcite Cc: coesivo Gr: granulare O: ondulatione S: scabrezza P: persistenza C: consistenza F: frequenza Sp: spaziatura</p> <div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> <div> <p>Compressione alla rottura da "Schmidt hammer" (σ_c) in MPa:</p> <p>Note:</p> </div> <div style="text-align: center;"> σ_c  </div> <div> <p>Valori medi (Mpa):</p> </div> </div>														

Tabella 6-8 - modello della scheda di rilievo geomeccanico

6.5.2.1 Consistenza e processing dei dati

Giaciture

Alla luce dello stato di fratturazione tendenzialmente basso alla scala dell'affioramento, i sistemi di discontinuità sono stati riconosciuti e censiti in via preliminare in campagna, successivamente confermati/modificati per mezzo di proiezioni stereografiche su reticolo di Schmidt.

Spaziature

I valori di spaziatura apparente fra le discontinuità della stessa famiglia sono stati corretti tenendo in conto degli angoli formati rispettivamente sul piano orizzontale con la *scan-line* e sul piano verticale con l'immersione, in modo da avere i valori di spaziatura assoluta.

Misure sclerometriche

Sono state eseguite 20 misure sclerometriche su ogni discontinuità accessibile, di cui 10 su parete tal quale e 10 su parete levigata con pietra abrasiva diamantata (condizioni di roccia "fresca" o intatta). La normalizzazione dell'indice di rimbalzo è stata eseguita al variare dell'orientazione del martello (verticale verso il basso o verso l'alto).

Dal valore medio dell'indice di rimbalzo, mediante la formula di Deer & Miller (1965, Figura 6-11) è stato stimato il valore della resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta (σ_c espresso in MPa), assumendo un valore di $\gamma = 22 \text{ KN/m}^3$.

RQD

Il valore di RQD (*Rock Quality Designation Index*) dell'ammasso roccioso è stato ottenuto in maniera ambivalente utilizzando:

- la relazione di Palmstrom (1982):

$$\text{RQD} = 115 - 3.3 J_v$$

con $J_v = 1/S_1 + 1/S_2 + 1/S_3 + \dots S_n$ (con S_n spaziatura del sistema n-esimo);

- la relazione definita da Priest e Hudson (1981):

$$\text{RQD} = (100 e^{-(N\lambda)}) (N\lambda + 1)$$

dove λ = numero medio di giunti per metro ed $N = 0,1$.

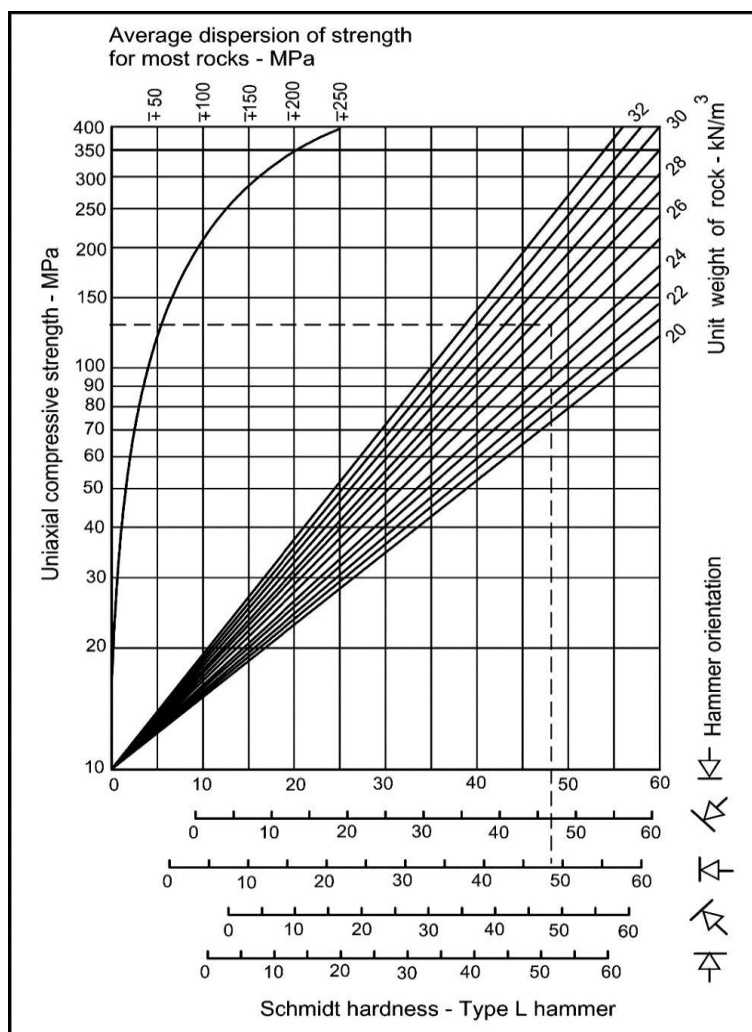


Figura 6-11: Grafico di riferimento per la correzione dei valori di rimbalzo del martello di Schmidt (Deere e Miller, 1965)

I parametri rilevati ed elaborati come indicato precedentemente consentono di caratterizzare gli affioramenti sottoposti a rilievo per mezzo del sistema classificativo per gli ammassi rocciosi conosciuto in letteratura come *Criterio rottura di Hoek & Brown*.

6.5.2.2 Caratterizzazione di Hoek & Brown

Nel 1995 Hoek et al. hanno introdotto l'indice GSI (*Geological Strength Index*) basato sulle caratteristiche geolitologiche e strutturali dell'ammasso e delle condizioni delle superfici delle discontinuità presenti.

La resistenza dell'ammasso può essere espressa in termini di sollecitazioni principali efficaci σ'_1 e σ'_3 mediante il criterio non lineare di Hoek e Brown (1980, 2002):

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

dove:

σ_c indica la resistenza a compressione linearizzata del materiale intatto;

m_b , s ed a sono costanti che caratterizzano l'ammasso roccioso.

La resistenza a compressione linearizzata σ_c può essere determinata da prove di laboratorio su campioni di roccia intatta, da prove in sito mediante il martello di Schmidt oppure, in assenza di prove dirette, da indicazioni reperibili in letteratura (Hoek, 1983; Doruk, 1991; Hoek *et al.*, 1992).

Per quanto riguarda le costanti m_b , s ed a , Hoek *et al.* (2002) hanno proposto le seguenti relazioni con l'indice GSI:

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

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

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

in cui m_i è una costante che caratterizza il materiale roccioso, determinata mediante prove triassiali di laboratorio o stimata dai dati di letteratura.

La stima dei parametri di resistenza dell'ammasso (coesione e angolo di attrito) in termini di Mohr-Coulomb è stata ottenuta linearizzando la curva di Hoek e Brown seguendo la procedura proposta dallo stesso Hoek (2002), ed implementata nel software RocLab della Rocscience (Canada).

I valori del modulo elastico dell'ammasso possono essere stimati utilizzando la relazione proposta da Serafim e Pereira (1983), successivamente modificata da Hoek (2002):

$$E(GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_c}{100}\right)^{0.5} \cdot 10 \cdot \exp\left(\frac{GSI - 10}{40}\right)$$

oppure, secondo le più recenti indicazioni di Hoek & Diederichs (*Empirical estimation of rock mass modulus*, 2006), che tengono conto del modulo di deformazione della roccia intatta. Tale procedura era implementata nell'ultima revisione del citato software RocLab della Rocscience (Canada).

Sono disponibili inoltre i risultati di due prove pressiometriche eseguite nel substrato roccioso (campagna RCT 2004).

Nella Tabella 9-11 si riportano i parametri geomeccanici ricavati per l'unità del substrato litoide; l'elaborazione è stata condotta secondo le seguenti modalità:

- il peso di volume considerato è stato assunto sulla base dei risultati delle prove di laboratorio;
- il valore di GSI (funzione dell'intensità della fratturazione, del tipo e della geometria delle discontinuità e del grado di alterazione), è stato ricavato sulla base dei dati ottenuti dal rilievo geomeccanico in sito, facendo riferimento agli abachi proposti da Hoek in funzione della litologia analizzata;
- la costante m_i è stata calcolata combinando i valori da prove di compressione semplice, triassiale e di trazione indiretta su roccia, tenendo conto anche dei dati disponibili in letteratura (Hoek e Brown, 1997; Gonzales De Vallejo, 2005; Bruschi, 2004);

- la resistenza alla compressione monoassiale del materiale intatto è stata assunta principalmente in relazione alle prove di compressione monoassiale in laboratorio e, secondariamente, alle prove con martello di Schmidt in sito;
- sono stati considerati nella caratterizzazione solo i valori determinati su parti di carota, scartando i valori derivati da provini carotati nei blocchi, in quanto le resistenze sono sensibilmente dipendenti dal contenuto in acqua naturale, che può essere notevolmente differente in profondità rispetto alle condizioni subaeree di prelievo dei blocchi;
- il fattore di disturbo D, dipendente dal tipo di applicazione specifica e dai metodi di scavo-abbattimento prescelti, è stato cautelativamente assunto pari a 0.7, corrispondente all'impiego di mezzi meccanici per la realizzazione degli scavi per incassare le fondazioni superficiali e profonde.

7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

7.1. Premessa

Il presente capitolo riporta la caratterizzazione geotecnica delle unità litostratigrafiche individuate lungo il tratto stradale in esame.

L'interpretazione delle indagini ha consentito di raggruppare i materiali incontrati nelle unità litostratigrafiche illustrate al capitolo 4, ovvero:

- Unità RIP: Depositi antropici (riporto) prevalentemente incoerenti
- UNITÀ 1 DAG: Depositi alluvionali prevalentemente incoerenti a grana grossa
- UNITÀ 2 DAS: Depositi alluvionali prevalentemente incoerenti a grana fine
- UNITÀ 3 DAF: Depositi alluvionali prevalentemente coesivi
- UNITÀ SUB Alt: Marne e argilliti alterate
- UNITÀ SUB: Marne e argilliti

Si segnala che, in riferimento al terreno agrario del primo metro di profondità, ai fini delle analisi geotecniche è stato assimilato alle unità alluvionali sottostanti.

Per la definizione del livello di falda si rimanda a quanto precedentemente esposto al capitolo 5.

Nei grafici riportati in Appendice A vengono indicati, per le diverse unità litostratigrafiche presenti:

- le caratteristiche fisiche;
- lo stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate;
- i parametri di resistenza al taglio;
- i parametri di deformabilità;
- i coefficienti di permeabilità.

Nel seguito si riportano nel dettaglio i valori ovvero gli intervalli entro i quali verrà operata la scelta dei parametri geotecnici caratteristici.

Tabella 7-1: Peso di volume naturale [kN/m³]

	Unità RIP	Unità 1 DAG	Unità 2 DAS	Unità 3 DAF	Unità SUB Alt	Unità SUB
γ [kN/m ³]	19.0	20.0	20.0	19.0	22.0	22.0

Tabella 7-2: Resistenza non drenata [kPa]

	Unità 3 DAF	Unità SUB Alt
s_u [kPa]	50÷100	250÷400

Tabella 7-3: Parametri di resistenza al taglio efficace

	Unità RIP	Unità 1 DAG	Unità 2 DAS	Unità 3 DAF	Unità SUB Alt	Unità SUB
c' [kPa]	0÷2	0÷2	0÷4	4÷8	20÷25	50÷60
ϕ' [°]	30÷34	35÷40	32÷36	25÷30	24÷26	31÷35

Tabella 7-4: Moduli di deformazione [MPa]

	Unità RIP	Unità 1 DAG	Unità 2 DAS	Unità 3 DAF	Unità SUB Alt	Unità SUB
E' [MPa]	10÷20	25÷35	8÷10	4÷6	30÷35	100÷150

Tabella 7-5: Coefficiente di permeabilità medio [m/s]

	Unità RIP	Unità 1 DAG	Unità 2 DAS	Unità 3 DAF	Unità SUB Alt	Unità SUB
k [m/s]	1.0E-6 ÷ 1.0E-5	1.0E-5 ÷ 1.0E-3	1.0E-7 ÷ 1.0E-6	1.0E-8 ÷ 1.0E-7	1E-9÷1E-7	

I valori caratteristici delle resistenze saranno selezionati nell'ambito degli intervalli indicati secondo i seguenti criteri:

- valori prossimi al valore medio per verifiche che coinvolgano un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti;

- valori prossimi al valore minimo per verifiche che coinvolgano modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua ridotta rigidità.

8. VERIFICHE GEOTECNICHE

8.1. Verifiche di stabilità dei rilevati

Nel presente capitolo si riportano le seguenti analisi:

- **Analisi di stabilità delle scarpate dei rilevati:** tali analisi sono finalizzate a verificare la stabilità del corpo rilevato, indipendentemente dal terreno di fondazione; a parità di parametri di resistenza al taglio del materiale da rilevato la stabilità del corpo rilevato dipende quindi solo dalla geometria del corpo del rilevato stesso in termini di:
 - pendenza delle scarpate;
 - posizione altimetrica e dimensione planimetrica delle eventuali banche.
- **Analisi di stabilità globale dei rilevati:** tali verifiche di stabilità interessano sia il corpo rilevato sia il terreno di fondazione dello stesso e consentono di definire l'eventuale necessità di elementi di rinforzo alla base o all'interno del corpo rilevato.

Le verifiche di stabilità sono state sviluppate secondo la normativa vigente in particolare:

- **D.M. 14/01/2008** – “Nuove norme tecniche per le costruzioni”
- **Circolare n. 617 - 02/02/2009** – “Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”.

Le norme suddette indicano che le verifiche consistono nel soddisfacimento della seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

- E_d rappresenta il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
- R_d rappresenta il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche devono essere condotte secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: A2+M2+R2

in cui:

- A2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali γ_F da applicare alle azioni o all'effetto delle azioni (Tabella 8-1);
- M2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali γ_M da applicare ai parametri del terreno (Tabella 8-2);

- R2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali γ_r per le verifiche di sicurezza (Tabella 8-3).

Tabella 8-1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni - (tabella 6.2.I – DM 14/01/2008)

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale (γ_F)	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_Q	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3

Tabella 8-2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici delle azioni - (tabella 6.2.II – DM 14/01/2008)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	Coefficiente parziale (γ_M)	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi\delta}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0	1.00

Tabella 8-3 - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo - (tabella 6.8.1 – DM 14/01/2008)

Coefficiente (γ_R)	R2
γ_R	1.1

Le verifiche del raggiungimento della condizione di stato limite ultimo sono state sviluppate considerando le seguenti condizioni di analisi:

- Condizione statica:
 - parametri drenati del terreno;
 - sovraccarico stradale assunto di valore caratteristico pari a 20kPa;
- Condizione SISMA +:
 - Parametri drenati per il terreno di fondazione;
 - accelerazione sismica orizzontale, accelerazione sismica verticale diretta verso il basso;
 - sovraccarico stradale assunto di valore caratteristico pari a 20kPa e coefficiente di combinazione pari a 0.2;
- Condizione SISMA -:
 - parametri drenati per il terreno di fondazione;
 - accelerazione sismica orizzontale, accelerazione sismica verticale diretta verso l'alto;
 - sovraccarico stradale assunto di valore caratteristico pari a 20kPa e coefficiente di combinazione pari a 0.2.

Per la stabilità in condizioni sismiche è stato utilizzato il metodo pseudostatico che consente di rappresentare l'azione sismica mediante un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile.

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come:

- $F_h = k_h \cdot W$
- $F_v = k_v \cdot W$

con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

- $k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$
- $k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$

dove

- β_s rappresenta il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

- a_{\max} rappresenta l'accelerazione massima orizzontale attesa al sito;
- g rappresenta l'accelerazione di gravità.

I valori di β_s sono riportati in Tabella 8-4 in funzione del valore dell'accelerazione orizzontale massima attesa su suolo rigido a_g e della categoria di sottosuolo.

Tabella 8-4 – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito - (tabella 7.11.I- DM 14/01/2008)

	Categoria di sottosuolo	
	A	B,C,D,E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

In Tabella 8-5 sono riassunti i valori dei coefficienti sismici adottati nelle verifiche di stabilità con riferimento al valore massimo di a_g indicati.

Tabella 8-5 – Coefficienti sismici adottati per le verifiche di stabilità dei rilevati

a_g	β_s	S_S	S_T	a_{\max}	k_h	k_v
0.218g	0.28	1.196	1.0	0.260g	0.073	± 0.036

La valutazione dei fattori di sicurezza alla stabilità viene condotta mediante il modulo "Slope W" del programma GeoStudio 2007 versione 7.15 della GEO-SLOPE International.

Tale programma consente un'analisi di stabilità all'equilibrio limite tenendo conto di terreni variamente stratificati, dell'eventuale falda idrica, della presenza di pressioni neutre diverse dalle pressioni idrostatiche, di sollecitazioni sismiche mediante un'analisi di tipo pseudostatica, di tiranti di ancoraggio e di eventuali altri elementi di rinforzo (ad esempio geogriglie).

Il programma è in grado di fornire una soluzione generale al problema bidimensionale di stabilità ricavandone il coefficiente di sicurezza (FS) come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie di possibile scorrimento e quella effettivamente mobilitata dal volume di terreno coinvolto nel movimento; il criterio di rottura adottato è quello classico di Mohr - Coulomb.

La valutazione del coefficiente di sicurezza viene effettuata per tentativi, generando un elevato numero di superfici mediante un algoritmo pseudo - casuale.

Il programma è in grado di effettuare le verifiche di stabilità fornendo il coefficiente di sicurezza secondo differenti criteri; nel caso in esame l'analisi è stata sviluppata con superfici circolari adottando il metodo di Bishop.

Per le verifiche delle sezioni trasversali sono state scelte sei sezioni in corrispondenza delle progressive PR-1, PR-3, PR-6, PR-26 e PR-35, OP-31 in base alle possibili differenti condizioni stratigrafiche. Su ogni sezione sono state eseguite le verifiche di stabilità, sia a livello locale che globale.

Alla progressiva PR-26 è stata impiegata la tecnologia della terra armata per poter sfruttare una pendenza del rilevato maggiore in corrispondenza della scarpata lato strada.

8.1.1. Verifiche di stabilità del corpo rilevato

In Tabella 8-6 sono riportati i parametri geotecnici caratteristici di resistenza al taglio R_k adottati per i materiali costituenti il rilevato. Da tali valori caratteristici attraverso i coefficienti riduttivi M2 sono stati ottenuti i parametri geotecnici di progetto di resistenza al taglio R_d del terreno.

Ai fini della stabilità locale, si è ipotizzata la presenza di uno spessore di 20 cm di terreno vegetale in corrispondenza delle scarpate e si è assunto per lo stesso un comportamento di tipo drenato in condizioni statiche e non drenato in condizioni sismiche.

Tabella 8-6 – Parametri geotecnici caratteristici e di progetto adottati per le verifiche di stabilità del corpo rilevato

MATERIAL	Parametri caratteristici				Parametri di progetto (M2)			
	γ_k [kN/m ³]	ϕ'_k [°]	c'_k [kPa]	Cu [kPa]	γ_d [kN/m ³]	ϕ'_d [°]	c'_d [kPa]	Cu_d [kPa]
Sottofondo	19,5	35	5	-	19,5	29,3	4,0	-
Rilevato	19,5	35	0	-	19,5	29,3	0,0	-
Terreno vegetale	19,5	35	5	50	19,5	29,3	4,0	35,7

Le analisi di stabilità del corpo del rilevato hanno consentito di verificare la geometria delle scarpate adottate in progetto e di seguito descritte:

- rilevati di altezza $H_{ril} \leq 5.00$ m: pendenza delle scarpate pari a 7/4 (h/v);
- rilevati di altezza $5.00 \text{ m} < H_{ril} \leq 10.00$ m:
 - pendenza della scarpata superiore pari a 7/4 (h/v);
 - larghezza banca pari a 2.00 m, a 5.00 m dalla sommità del rilevato;
 - pendenza della scarpata inferiore pari a 7/4 (h/v).

Le verifiche sono state condotte per i gruppi tipologici indicati in Tabella 8-7, dove sono elencate le relative altezze e i coefficienti di sicurezza FS ottenuti nelle verifiche di stabilità del corpo rilevato. Nel caso della progressiva PR-39 verrà realizzato un rinforzo in terra armata e l'altezza del rilevato si riferisce all'altezza massima armata, mentre in tutti gli altri casi le altezze sono state individuate in corrispondenza dell'asse stradale.

Nei paragrafi seguenti si riportano nel dettaglio le verifiche condotte.

Tabella 8-7 – Risultati delle verifiche di stabilità del corpo rilevato

VERIFICHE			FS ($\gamma_R \geq 1.1$)		
PROGRESSIVA scelta	ALTEZZA RILEVATI		Cond. STATICA	Cond. SISMA +	Cond. SISMA -
PR-1	815.96	H = 6.07 m	1.157	1.255	1.253
PR-3	852.27	H = 3.91 m	1.173	1.246	1.240
PR-6	911.20	H = 8.30 m	1.170	1.225	1.219
PR-26	1320.00	H = 8.43 m	1.151	1.163	1.156
PR-35	1494.00	H = 7.48 m	1.169	1.195	1.189
OP-31	718.35	H = 5.72 m	1.175	1.134	1.120

8.1.1.1 Rilevato sezione **PR-1** di altezza $H_{ril} = 6.07m$

Nelle figure seguenti si riportano i risultati ottenuti per le verifiche di stabilità del corpo rilevato di altezza 6.07 m in corrispondenza della progressiva PR-1, per le diverse condizioni di calcolo.

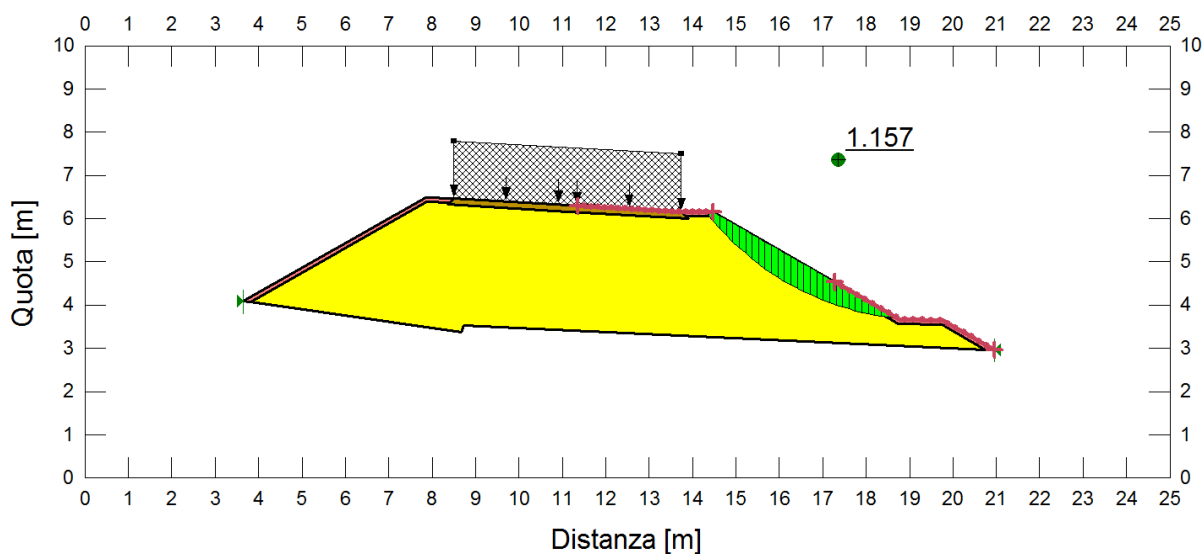


Figura 8-1 – PR-1 Verifica di stabilità del corpo rilevato – Condizione Statica.

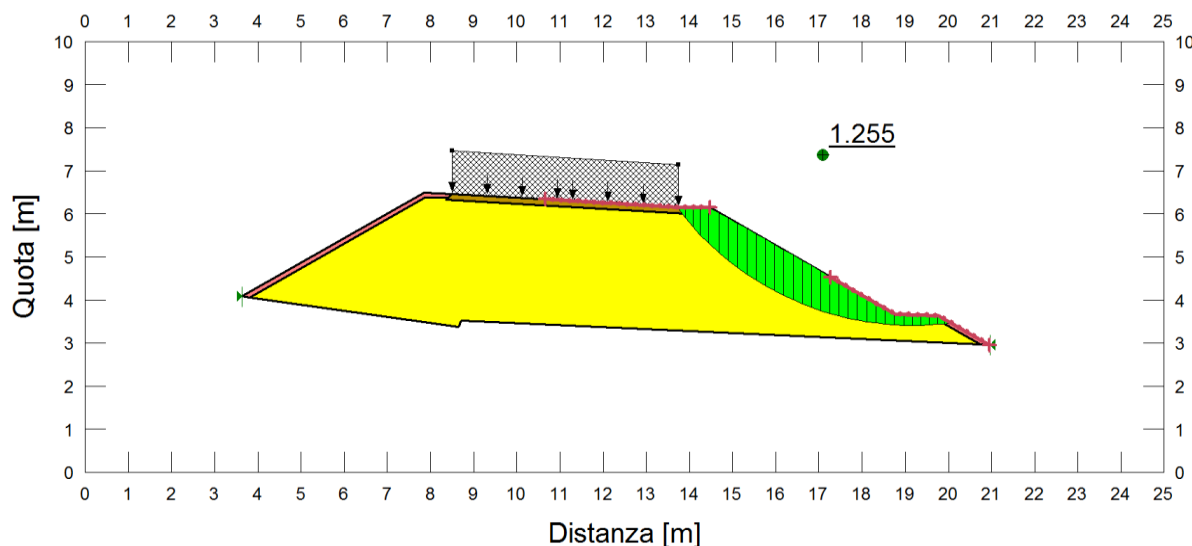


Figura 8-2 – PR-1 Verifica di stabilità del corpo rilevato – Condizione Sisma +.

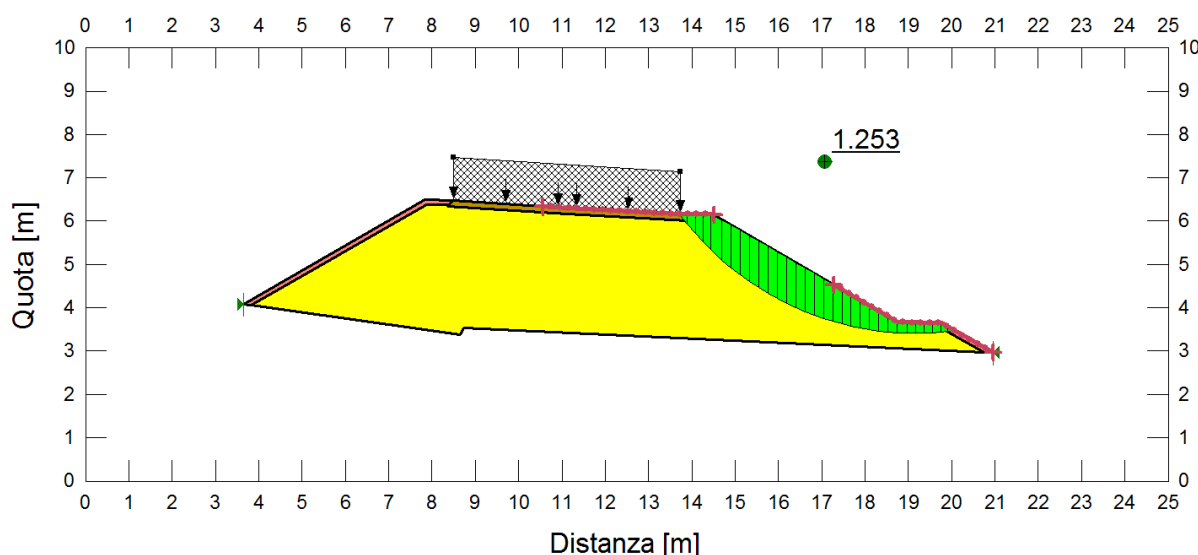


Figura 8-3 – PR-1 - Verifica di stabilità del corpo rilevato – Condizione Sisma -.

8.1.1.2 Rilevato sezione **PR-3** di altezza $H_{ril} = 3.91m$

Nelle figure seguenti si riportano i risultati per le verifiche di stabilità del corpo rilevato di altezza 3.91m in corrispondenza della progressiva PR-3 per le diverse condizioni di calcolo.

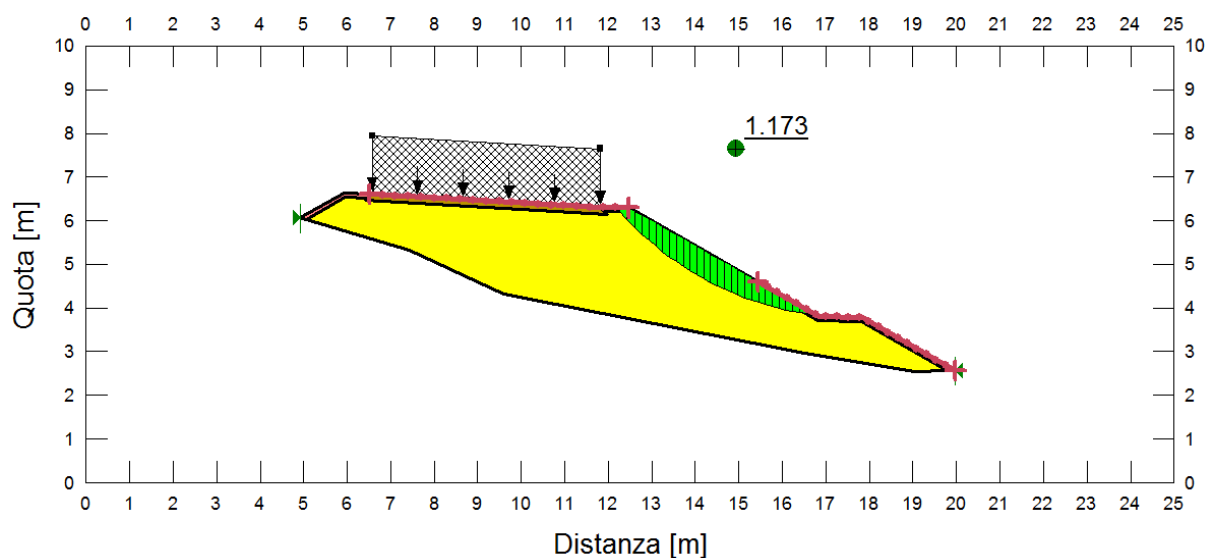


Figura 8-4 – PR-3- Verifica di stabilità del corpo rilevato – Condizione Statica.

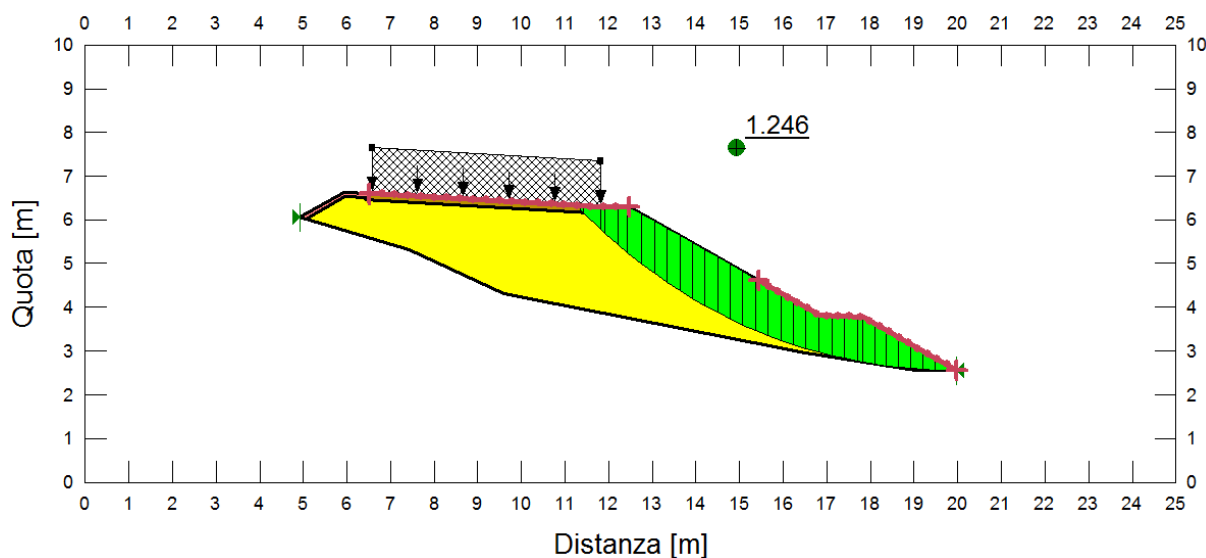


Figura 8-5 – PR-3 - Verifica di stabilità del corpo rilevato – Condizione Sisma +.

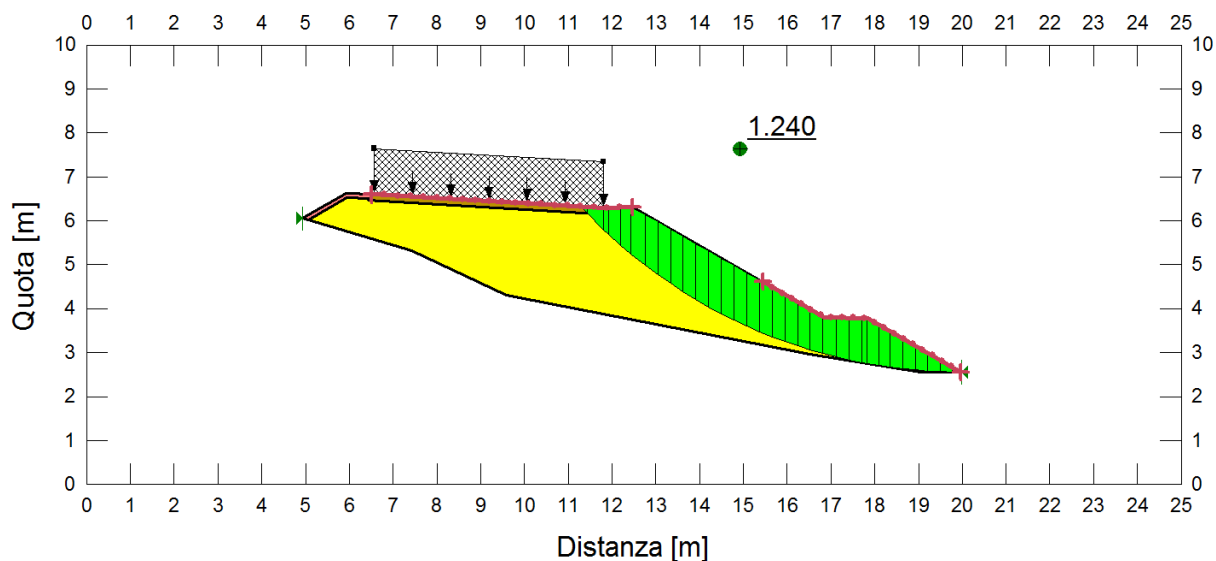


Figura 8-6 – PR-3- Verifica di stabilità del corpo rilevato – Condizione Sisma -.

8.1.1.3 Rilevato sezione **PR-6** di altezza $H_{ril} = 8.30m$

Nelle figure seguenti si riportano i risultati ottenuti per le verifiche di stabilità del corpo rilevato di altezza 8.30 m in corrispondenza della progressiva PR-6 per le diverse condizioni di calcolo.

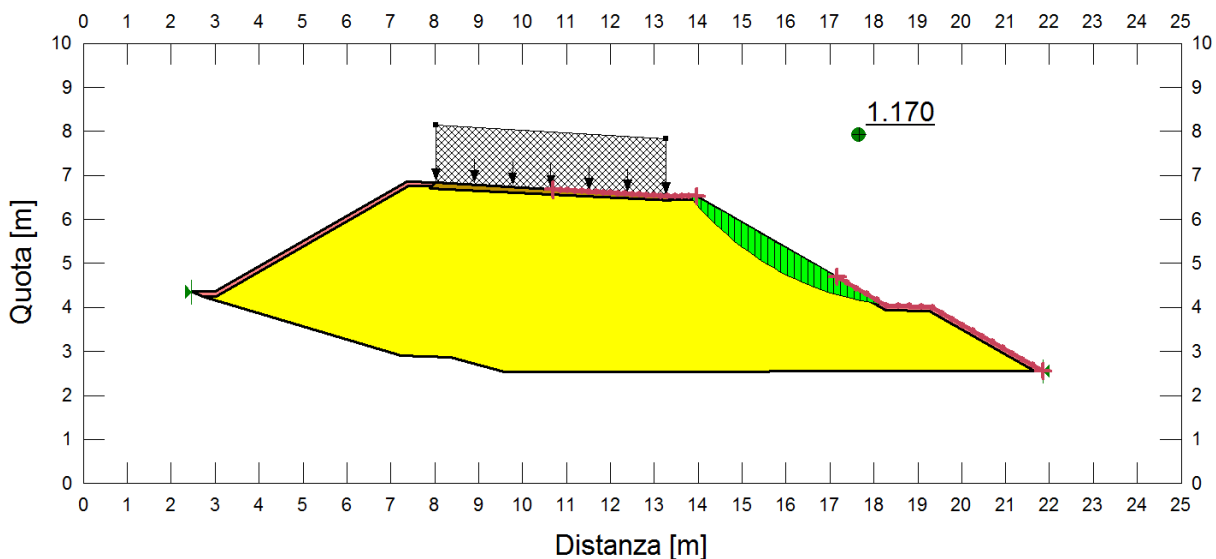


Figura 8-7 – PR-6 Verifica di stabilità del corpo rilevato – Condizione Statica.

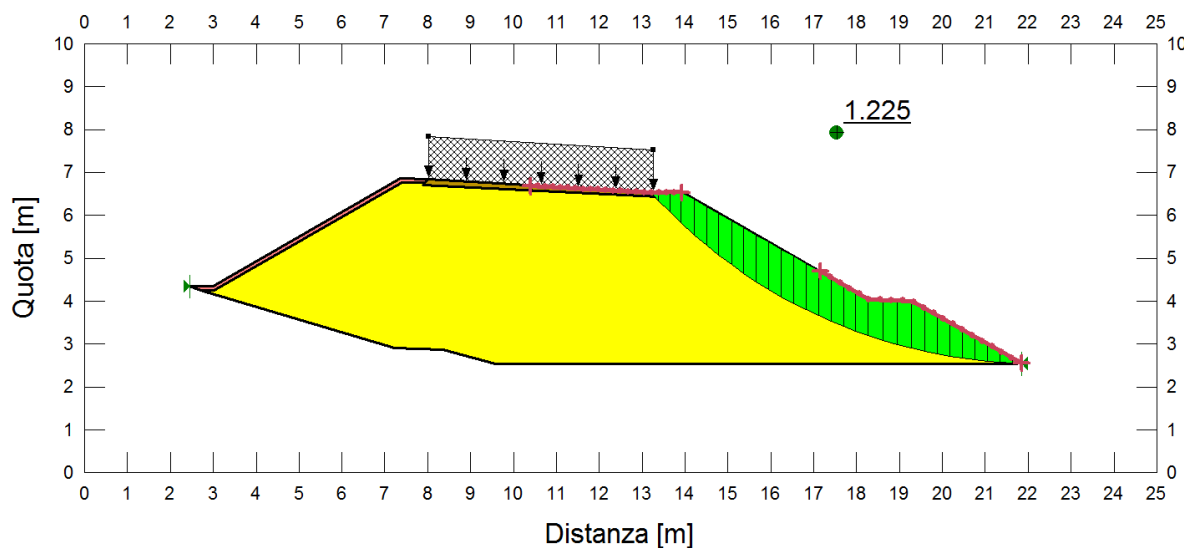


Figura 8-8 – PR-6 Verifica di stabilità del corpo rilevato – Condizione Sisma +.

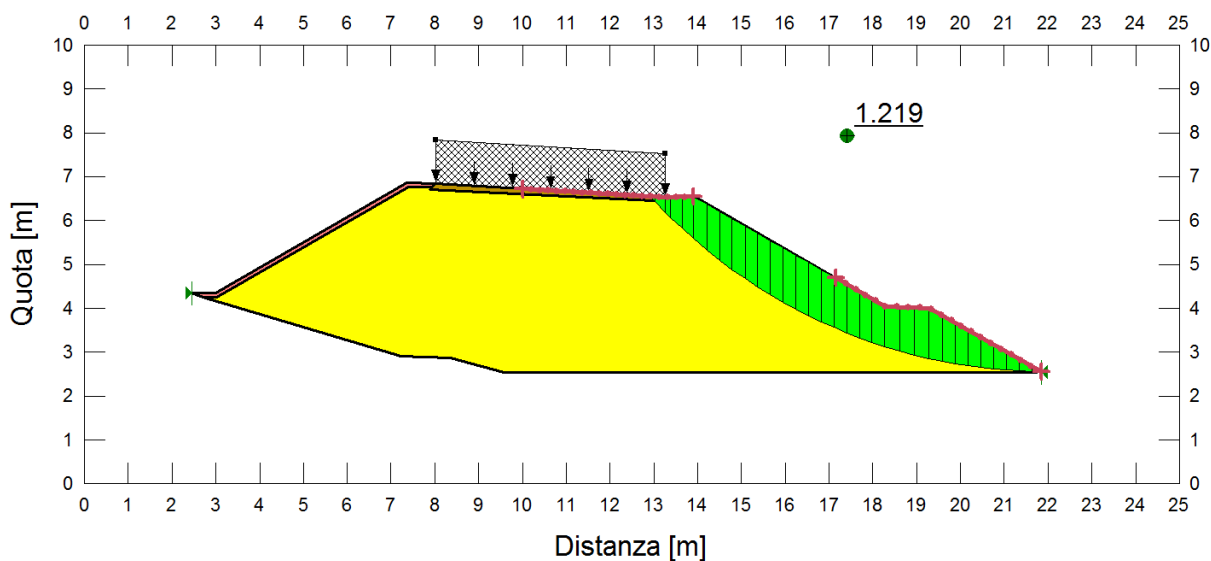


Figura 8-9 – PR-6 - Verifica di stabilità del corpo rilevato – Condizione Sisma -.

8.1.1.4 Rilevato sezione **PR-26** di altezza $H_{ril} = 8.43m$

Nelle figure seguenti si riportano i risultati ottenuti per le verifiche di stabilità del corpo rilevato di altezza 8.43 m in corrispondenza della progressiva PR-26, per le diverse condizioni di calcolo.

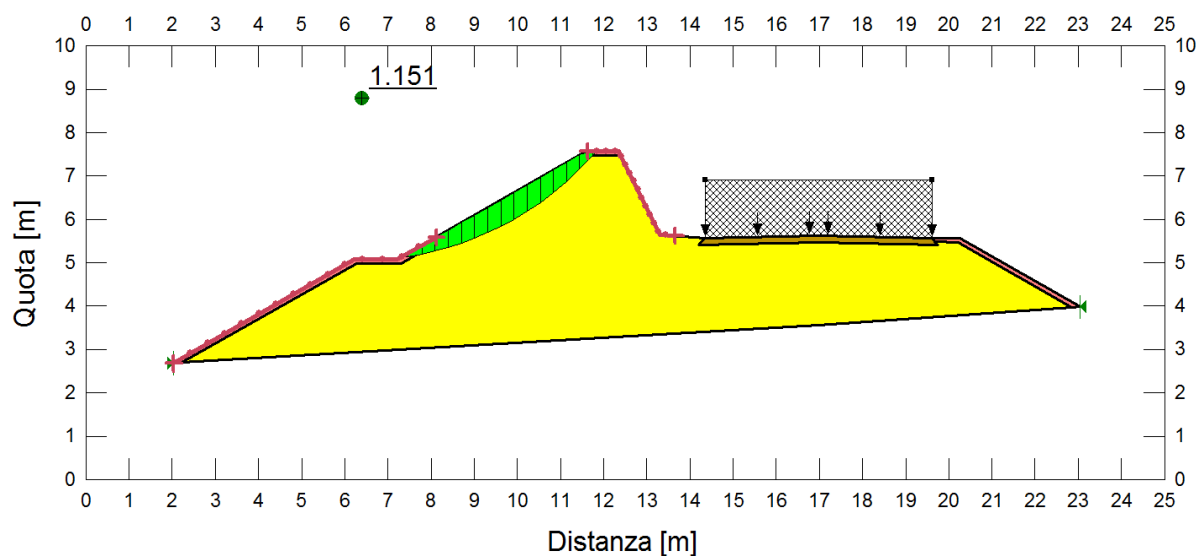


Figura 8-10 – PR-26 Verifica di stabilità del corpo rilevato – Condizione Statica.

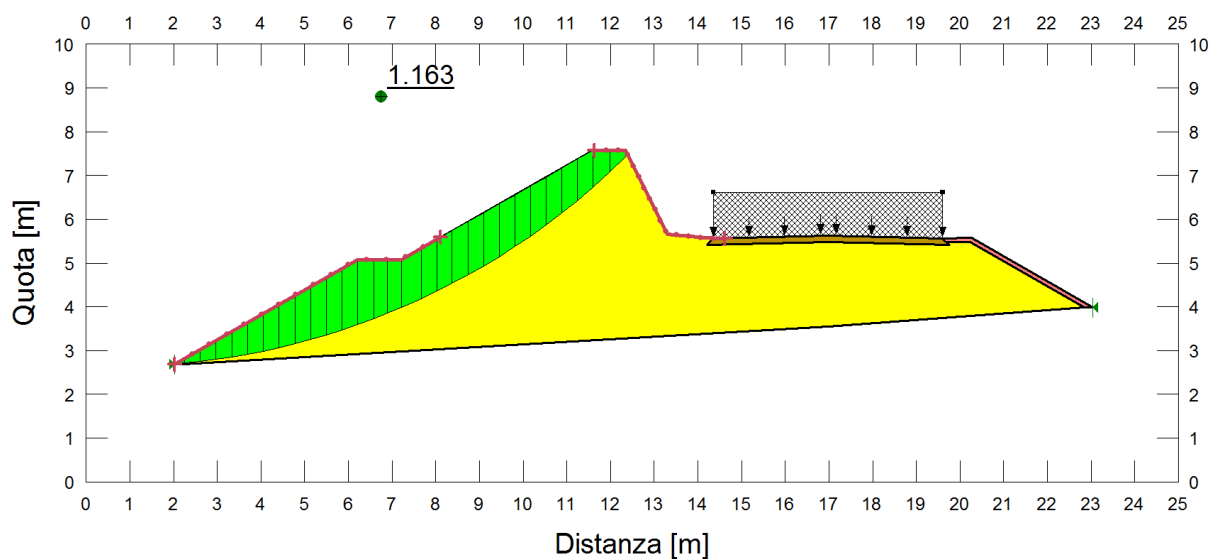


Figura 8-11 – PR-26 Verifica di stabilità del corpo rilevato – Condizione Sisma +.

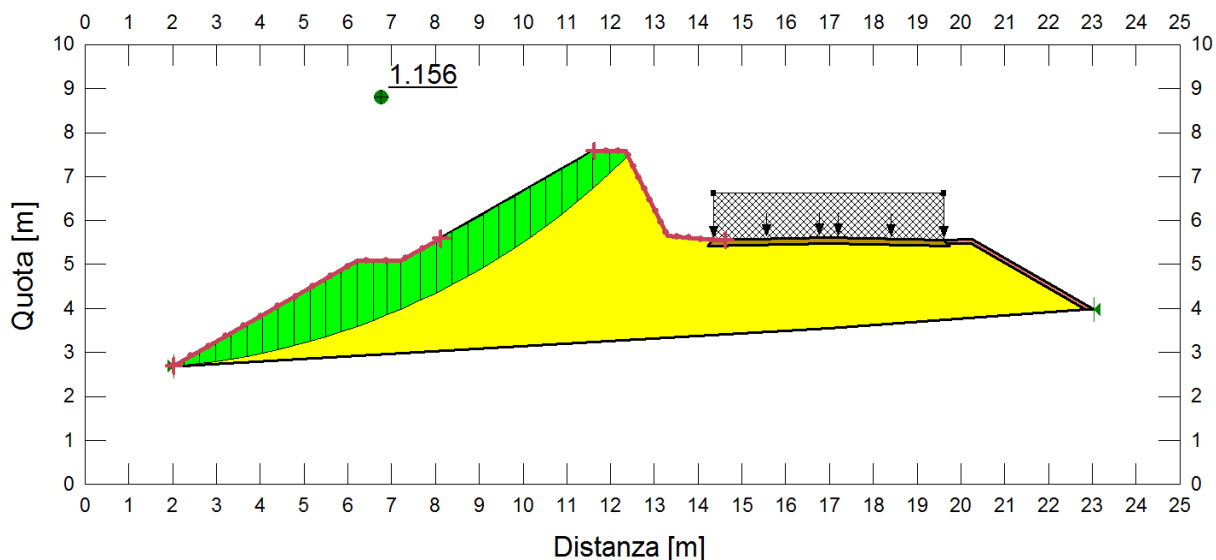


Figura 8-12 – PR-26 - Verifica di stabilità del corpo rilevato – Condizione Sisma -.

8.1.1.5 Rilevato sezione **PR-35** di altezza $H_{ril} = 7.48m$

Nelle figure seguenti si riportano i risultati ottenuti per le verifiche di stabilità del corpo rilevato di altezza 7.48 m in corrispondenza della progressiva PR-35, per le diverse condizioni di calcolo.

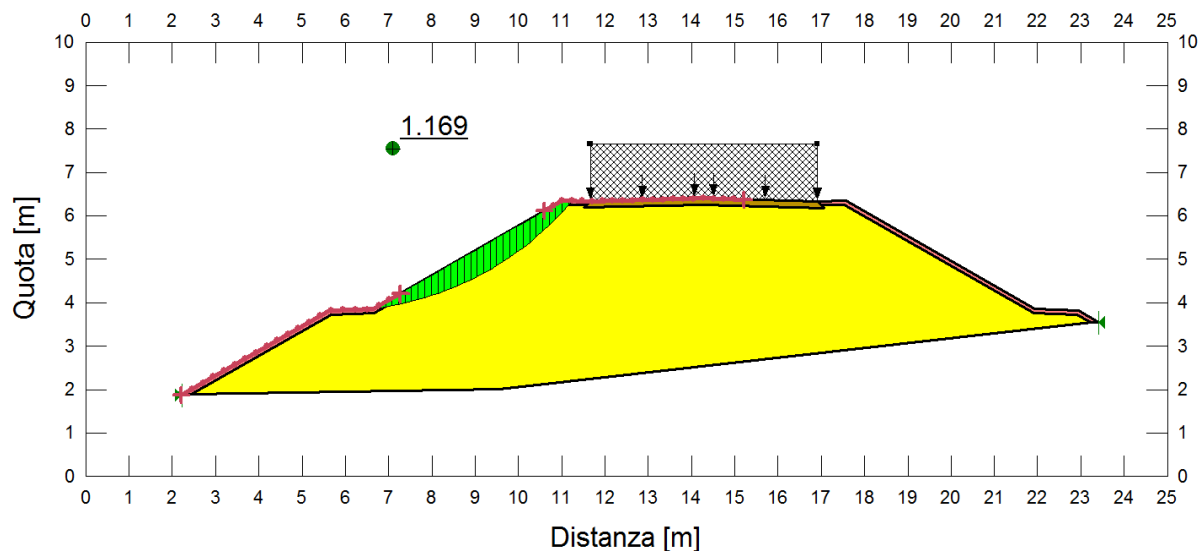


Figura 8-13 – PR-35 Verifica di stabilità del corpo rilevato – Condizione Statica.

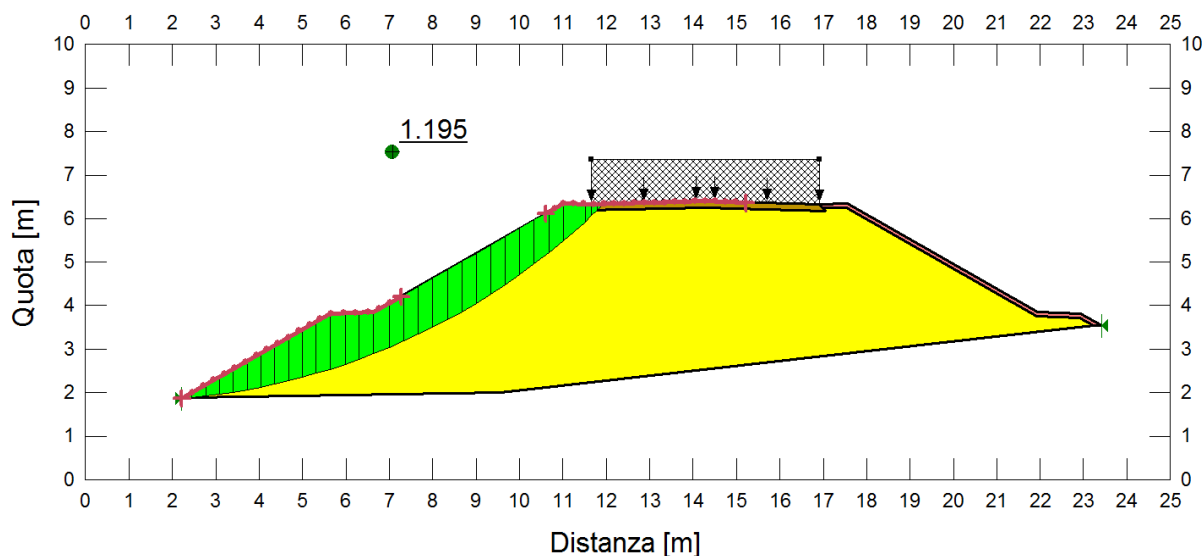


Figura 8-14 – PR-35 Verifica di stabilità del corpo rilevato – Condizione Sisma +.

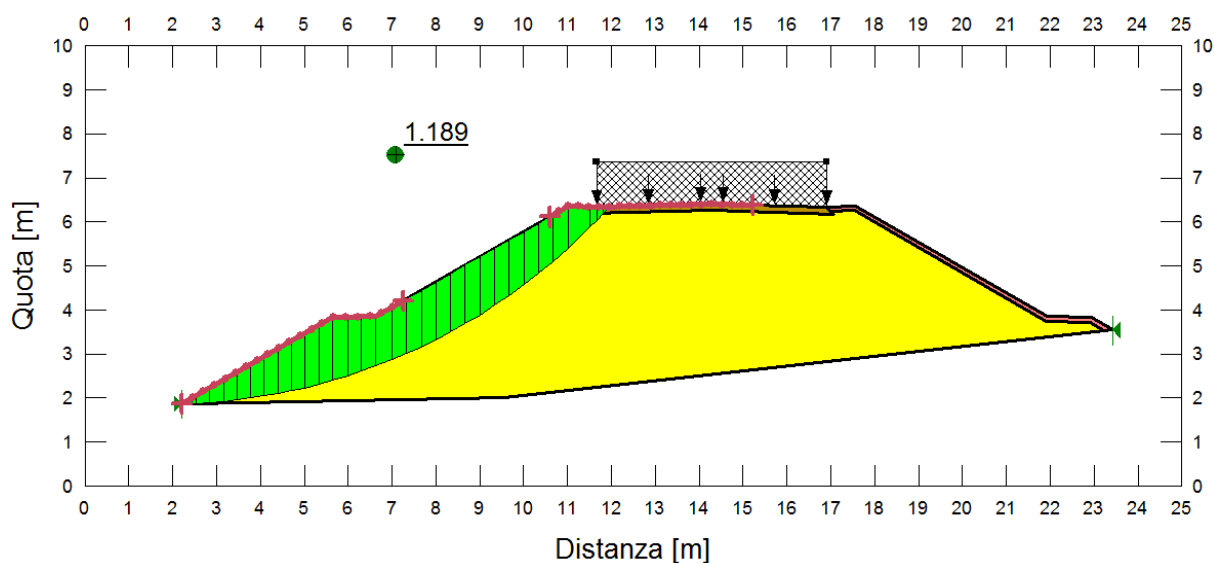


Figura 8-15 – PR-35 - Verifica di stabilità del corpo rilevato – Condizione Sisma -.

8.1.1.6 Rilevato sezione **OP-31** di altezza $H_{ril} = 5.72m$

Nelle figure seguenti si riportano i risultati ottenuti per le verifiche di stabilità del corpo rilevato di altezza 5.72 m in corrispondenza della progressiva OP-31, per le diverse condizioni di calcolo.

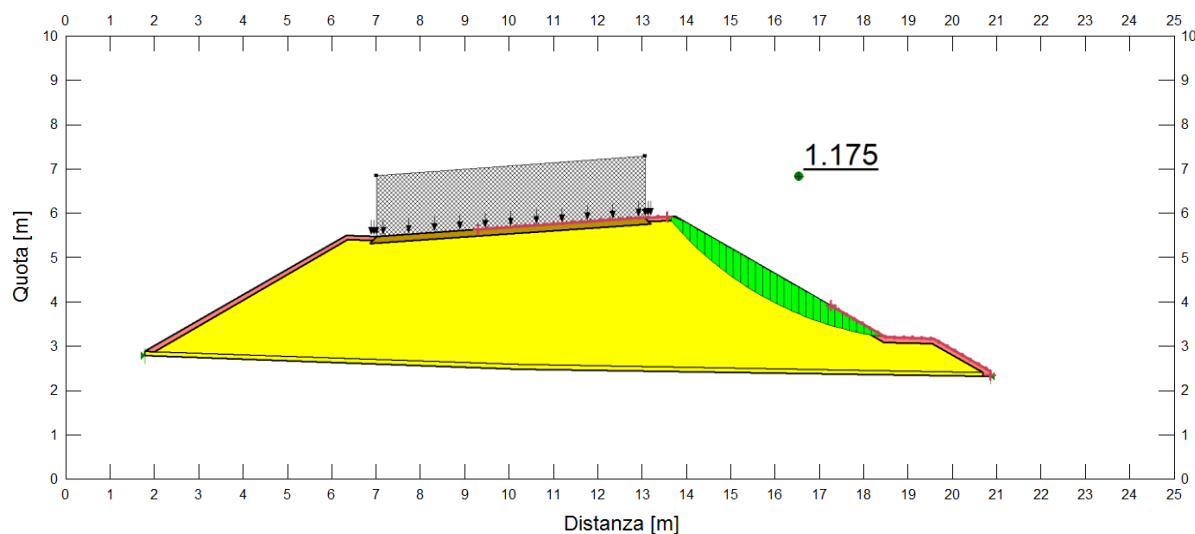


Figura 8-16 – OP-31 Verifica di stabilità del corpo rilevato – Condizione Statica

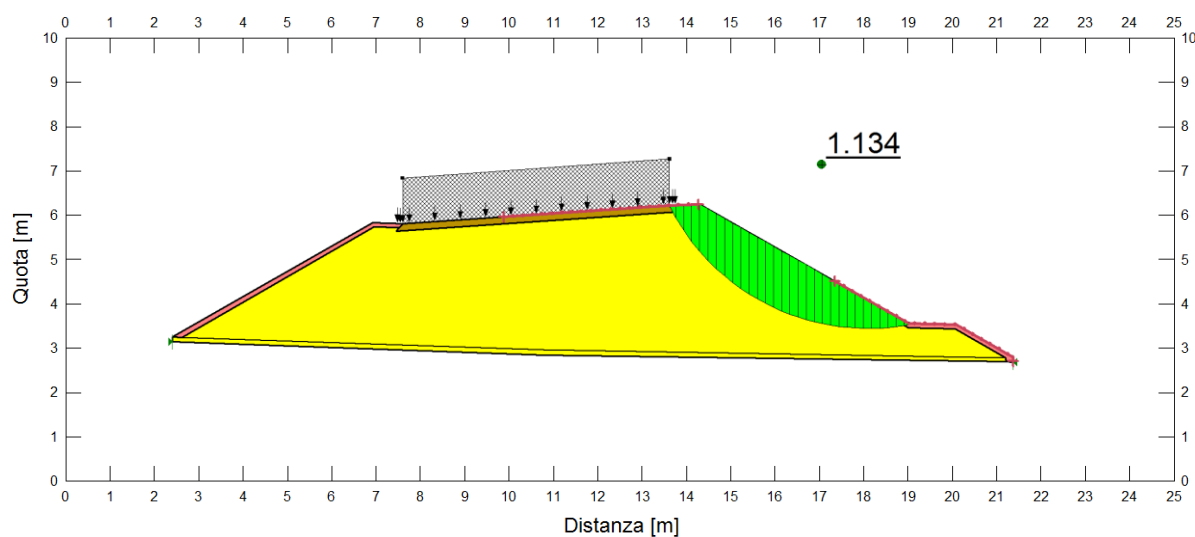


Figura 8-17 – OP-31 Verifica di stabilità del corpo rilevato – Condizione Sisma +

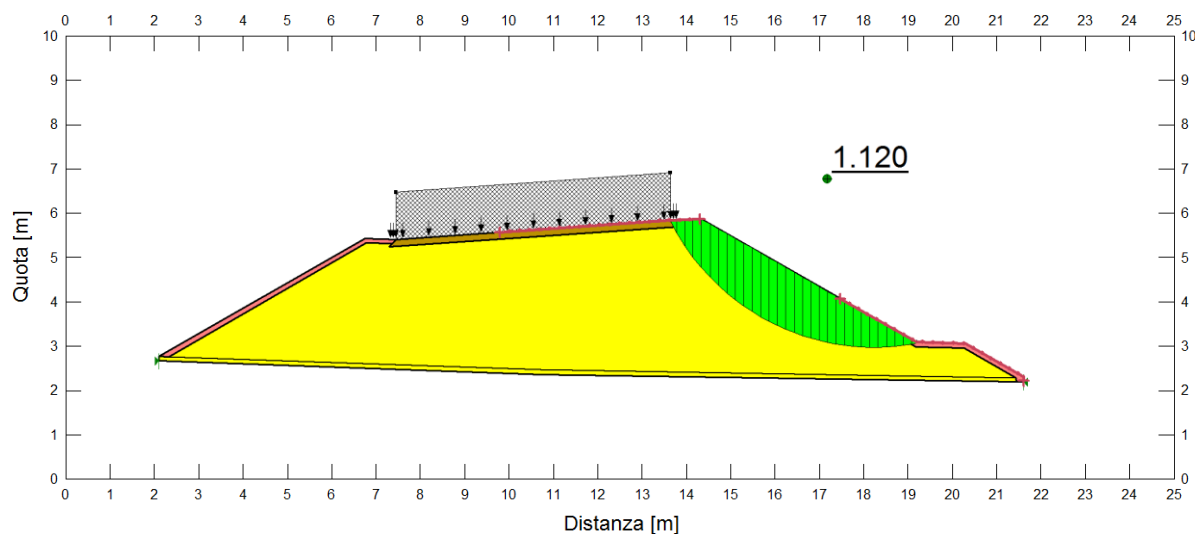


Figura 8-18 – OP-31 - Verifica di stabilità del corpo rilevato – Condizione Sisma -

8.1.2. Verifiche di stabilità globale dei rilevati

Nei seguenti paragrafi per ciascuna zona omogenea sono riportati:

- la stratigrafia di calcolo considerata;
- i parametri di resistenza al taglio caratteristici e di calcolo delle singole unità litostratigrafiche;
- la profondità di falda;
- i risultati delle verifiche.

8.1.2.1 Rilevato sezione **PR-1** di altezza $H_{ril} = 6.07m$

Tabella 8-8 – PR-1 – Verifiche di stabilità globale - Stratigrafia di calcolo

Z_{sup} [m da p.c.]	Z_{inf} [m da p.c.]	H_{strato} [m]	Unità
0.00	2.35	2.35	2 Das
2.35	4.36	2.00	Sub alt
4.36	-	-	Sub
Profondità falda – $z_w = 2.27$ m			

Tabella 8-9 - PR-1 – Verifiche di stabilità globale – Parametri geotecnici caratteristici e di progetto

MATERIAL	Parametri caratteristici			Parametri di progetto (M2)		
	γ_k [kN/m ³]	ϕ'_k [°]	c'_k [kPa]	γ_d [kN/m ³]	ϕ'_d [°]	c'_d [kPa]
2Das	20	32	0	20.0	26.56	0.0
Sub alt	22	24	20	22.0	19.61	16.0
Sub	22	31	50	22.0	25.67	40.0

Tabella 8-10 – PR-1 – Verifiche di stabilità globale $H_{rij} = 6.07$ m - Risultati

Condizione	FS ($\gamma_R \geq 1.1$)	
Statica	1.304	Figura 8-19
Sisma +	1.163	Figura 8-20
Sisma -	1.149	Figura 8-21

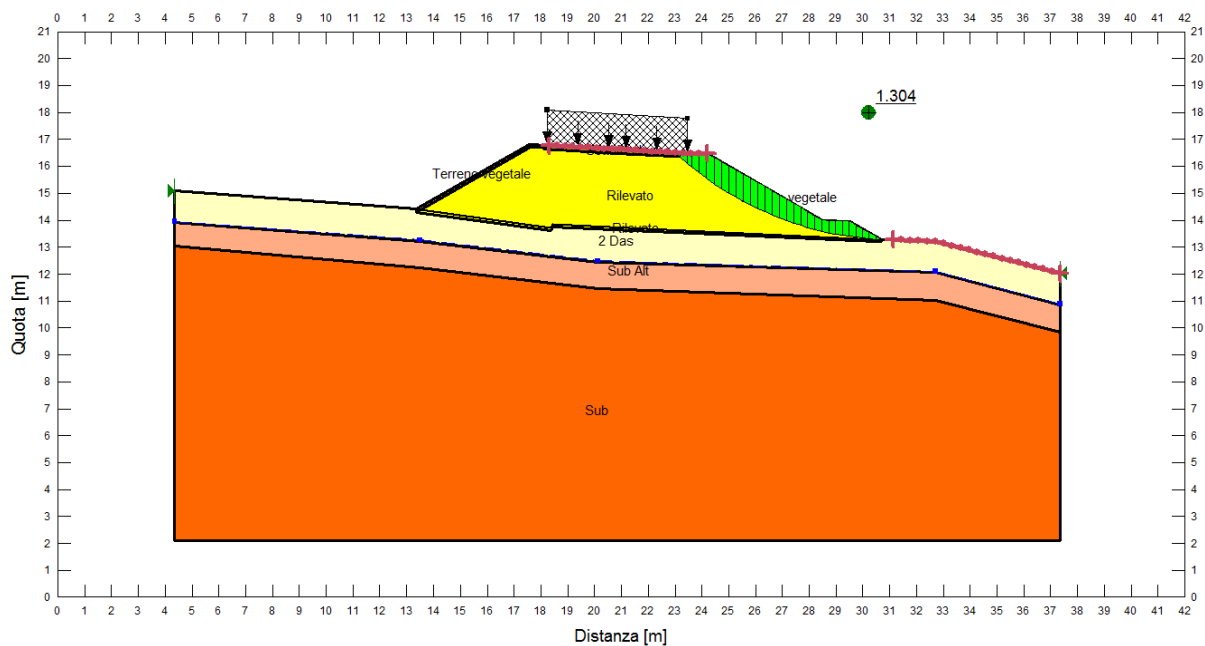


Figura 8-19 – PR-1 - $H_{rij} = 6.07$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Statica

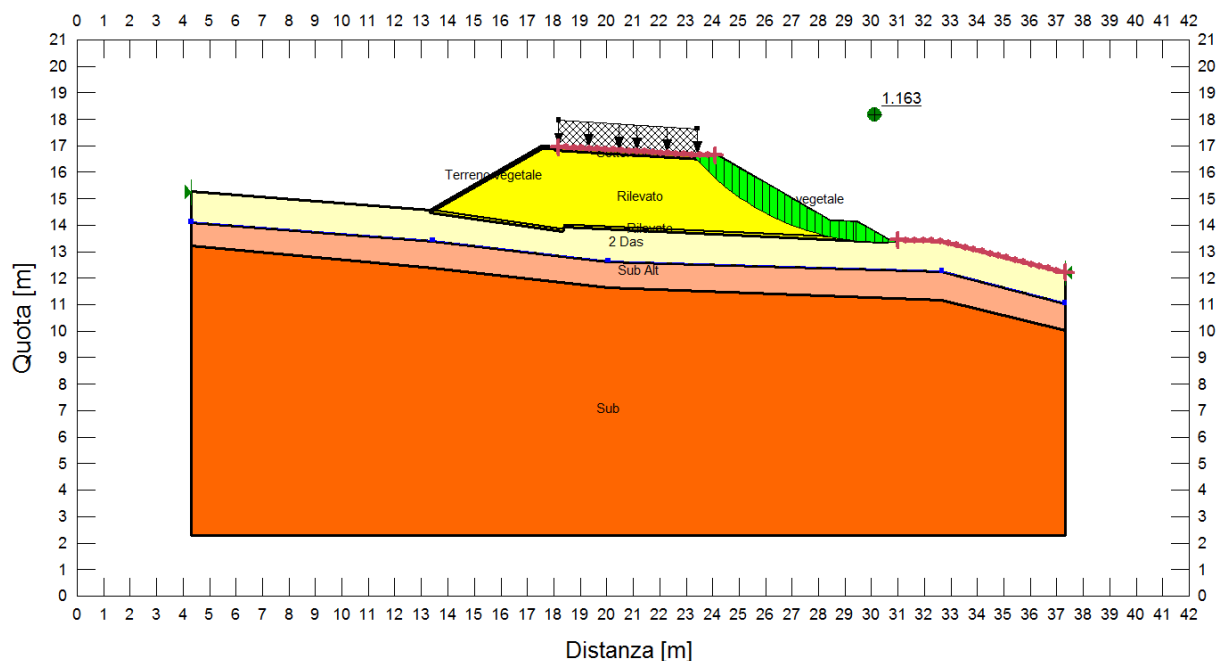


Figura 8-20 – PR-1 - $H_{ril} = 6.07 \text{ m}$ - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma +

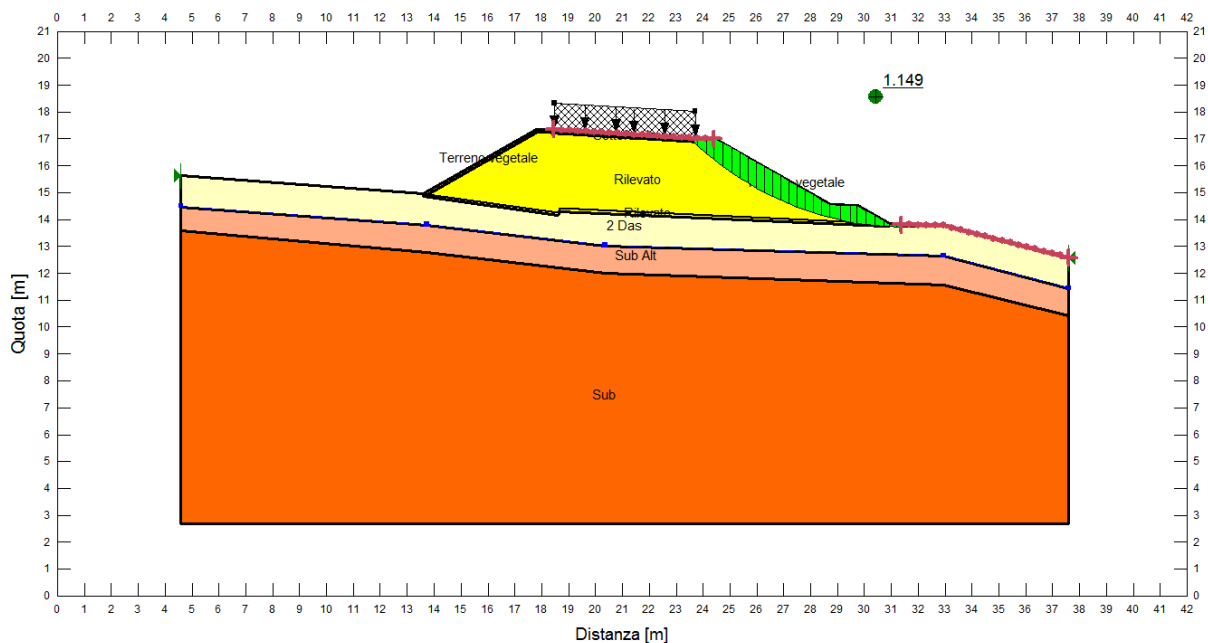


Figura 8-21 – PR-1 - $H_{ril} = 6.07 \text{ m}$ - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma –

8.1.2.2 Rilevato sezione **PR-3** di altezza $H_{ril} = 3.91m$

Tabella 8-11 – PR-3 – Verifiche di stabilità globale - Stratigrafia di calcolo

Z_{sup} [m da p.c.]	Z_{inf} [m da p.c.]	H_{strato} [m]	Unità
0.00	5.45	5.45	2 Das
5.45	5.90	0.45	1 Dag
5.90	9.71	3.81	Sub alt
9.71	-	-	Sub
Profondità falda – $z_W = 1.95$ m			

Tabella 8-12 - PR-3 – Verifiche di stabilità globale – Parametri geotecnici caratteristici e di progetto

MATERIAL	Parametri caratteristici			Parametri di progetto (M2)		
	γ_k [kN/m ³]	ϕ'_k [°]	c'_k [kPa]	γ_d [kN/m ³]	ϕ'_d [°]	c'_d [kPa]
2Das	20	32	0	20.0	26.56	0.0
1Dag	20	35	0	20.0	29.26	0.0
Sub alt	22	24	20	22.0	19.61	16.0
Sub	22	31	50	22.0	25.67	40.0

Tabella 8-13 - PR-3 – Verifiche di stabilità globale $H_{ril} = 3.91$ m - Risultati

Condizione	FS ($\gamma_R \geq 1.1$)	
Statica	1.299	Figura 8-22
Sisma +	1.115	Figura 8-23
Sisma -	1.103	Figura 8-24

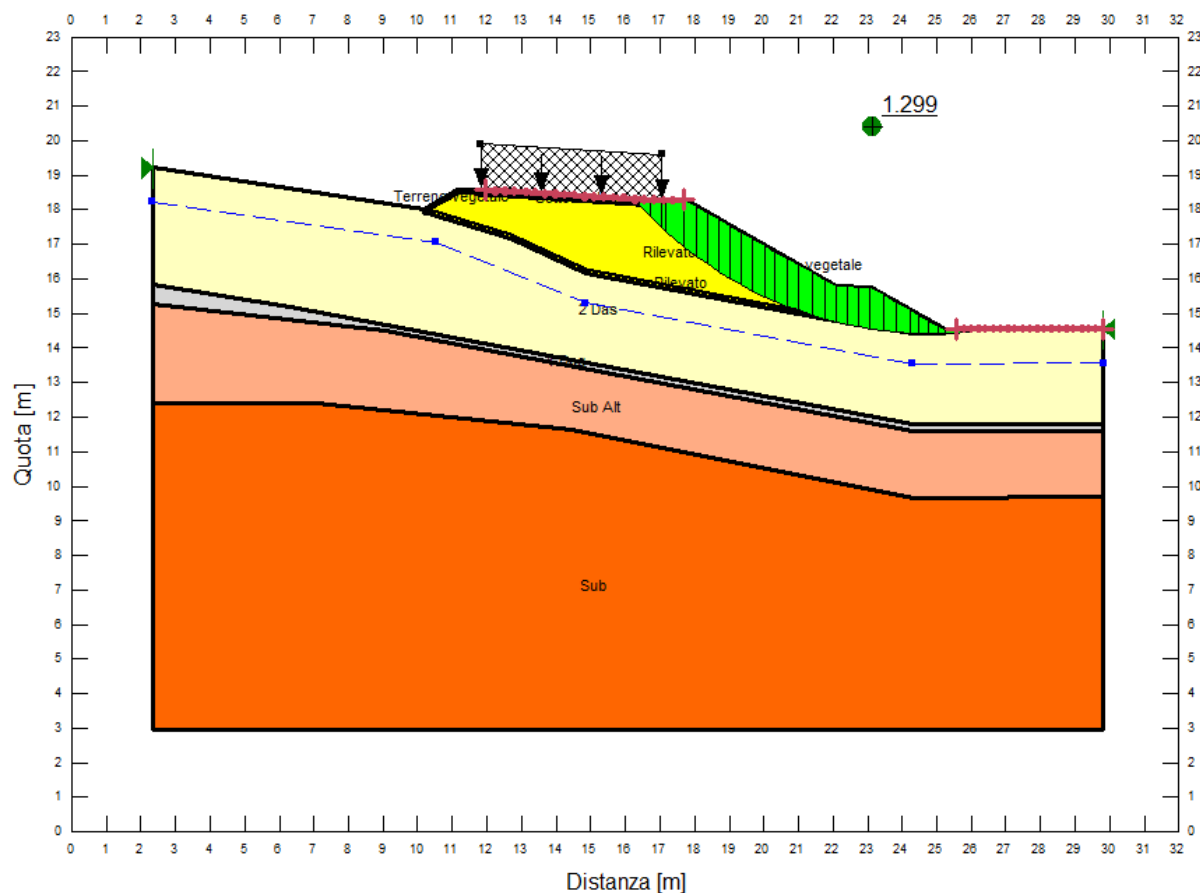


Figura 8-22 – PR-3 - $H_{rit} = 3.91 \text{ m}$ - Verifica di stabilità globale – Condizione Statica

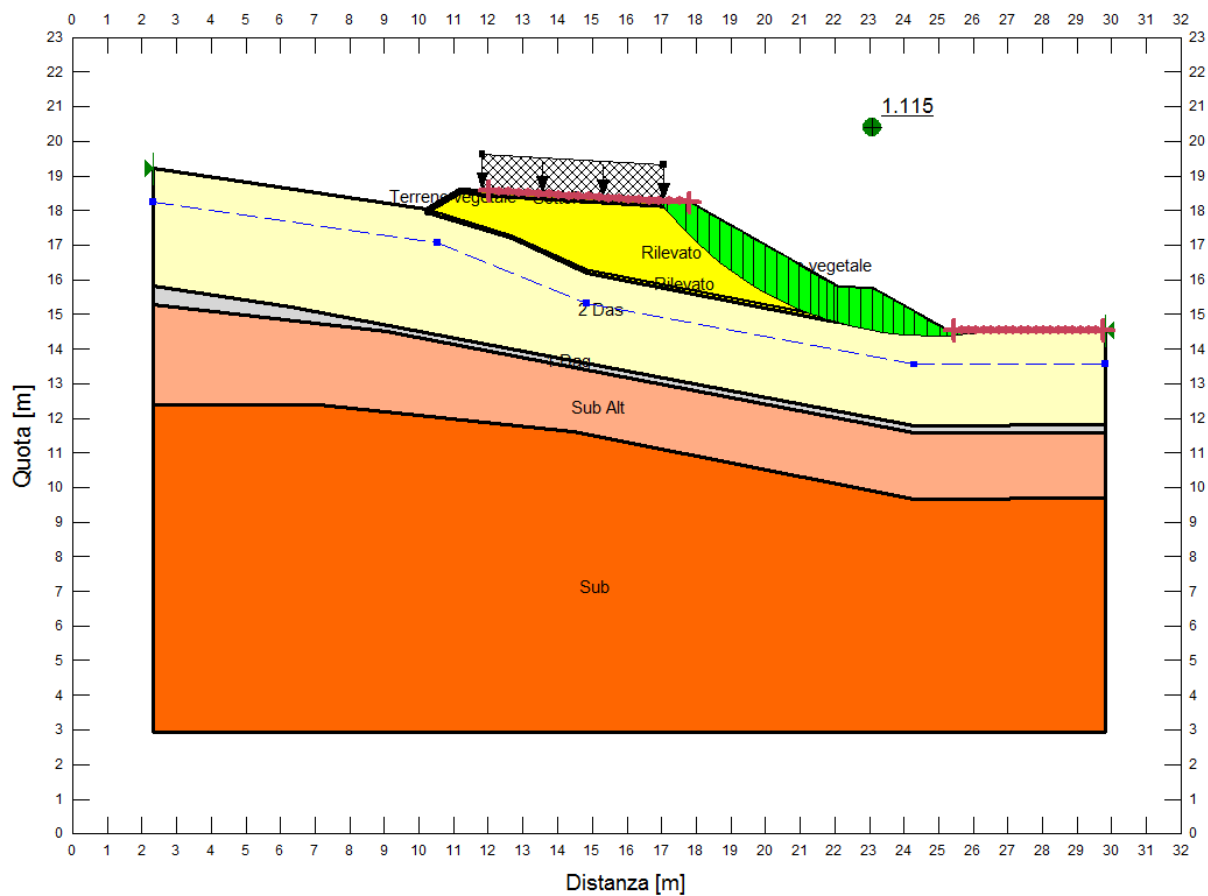


Figura 8-23 – PR-3 - $H_{ril} = 3.91 \text{ m}$ - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma +

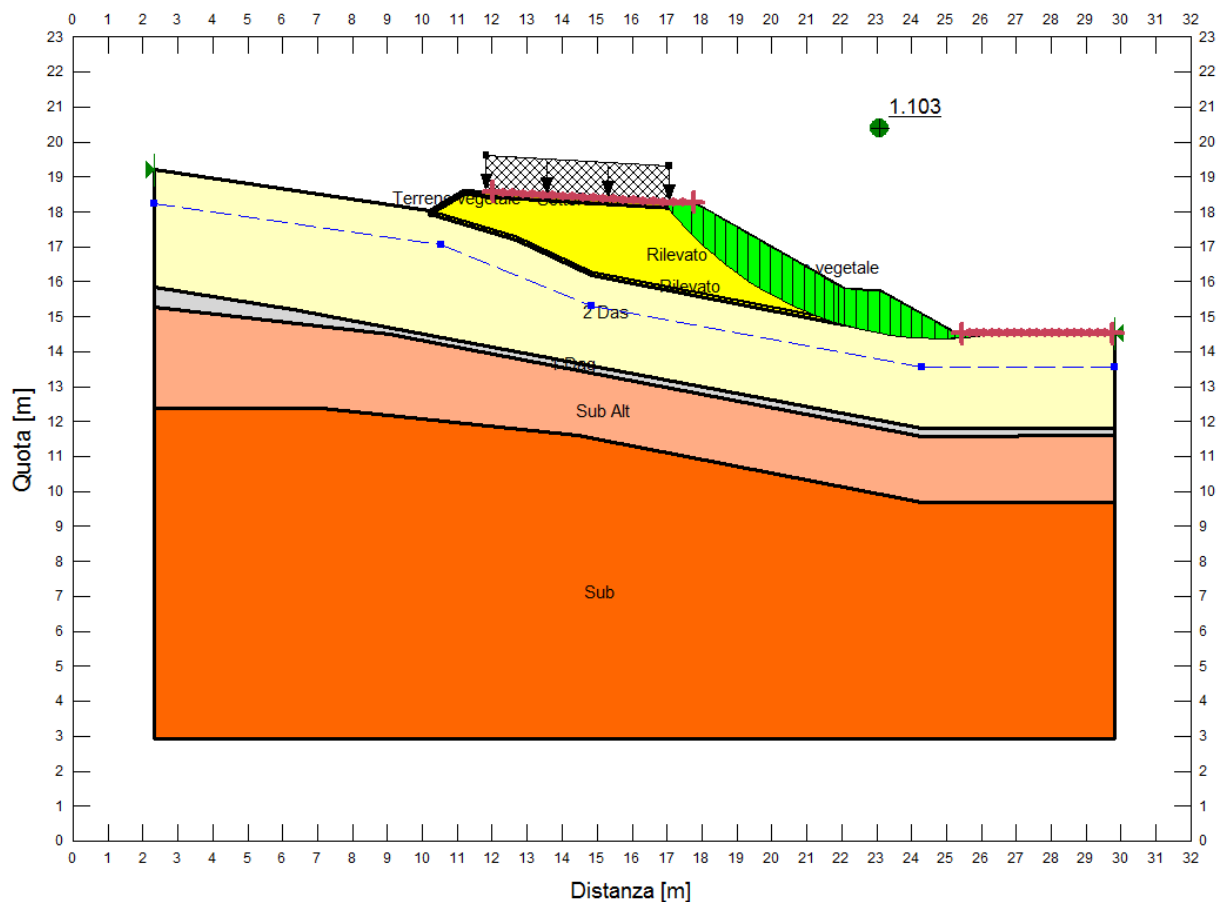


Figura 8-24 – PR-3 - $H_{ril} = 3.91 \text{ m}$ - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma –

8.1.2.3 Rilevato sezione **PR-6** di altezza $H_{ril} = 8.30 \text{ m}$

Tabella 8-14 – PR-6 – Verifiche di stabilità globale - Stratigrafia di calcolo

Z_{sup} [m da p.c.]	Z_{inf} [m da p.c.]	H_{strato} [m]	Unità
0.00	2.63	2.63	2 Das
2.63	4.58	1.95	3 Daf
4.58	6.40	1.82	1 Dag
6.40	8.41	2.00	Sub alt
8.41	-	-	Sub
Profondità falda – $z_W = 0.96 \text{ m}$			

Tabella 8-15 - PR-6 – Verifiche di stabilità globale – Parametri geotecnici caratteristici e di progetto

MATERIAL	Parametri caratteristici			Parametri di progetto (M2)		
	γ_k [kN/m ³]	ϕ'_k [°]	c'_k [kPa]	γ_d [kN/m ³]	ϕ'_d [°]	c'_d [kPa]
2Das	20	32	0	20.0	26.56	0.0
3Daf	19	25	4	19.0	20.46	3.2
1Dag	20	35	0	20.0	29.26	0.0
Sub alt	22	24	20	22.0	19.61	16.0
Sub	22	31	50	22.0	25.67	40.0

Tabella 8-16 - PR-6 – Verifiche di stabilità globale $H_{ril} = 8.30$ m - Risultati

Condizione	FS ($\gamma_R \geq 1.1$)	
Statica	1.336	Figura 8-25
Sisma +	1.182	Figura 8-26
Sisma -	1.169	Figura 8-27

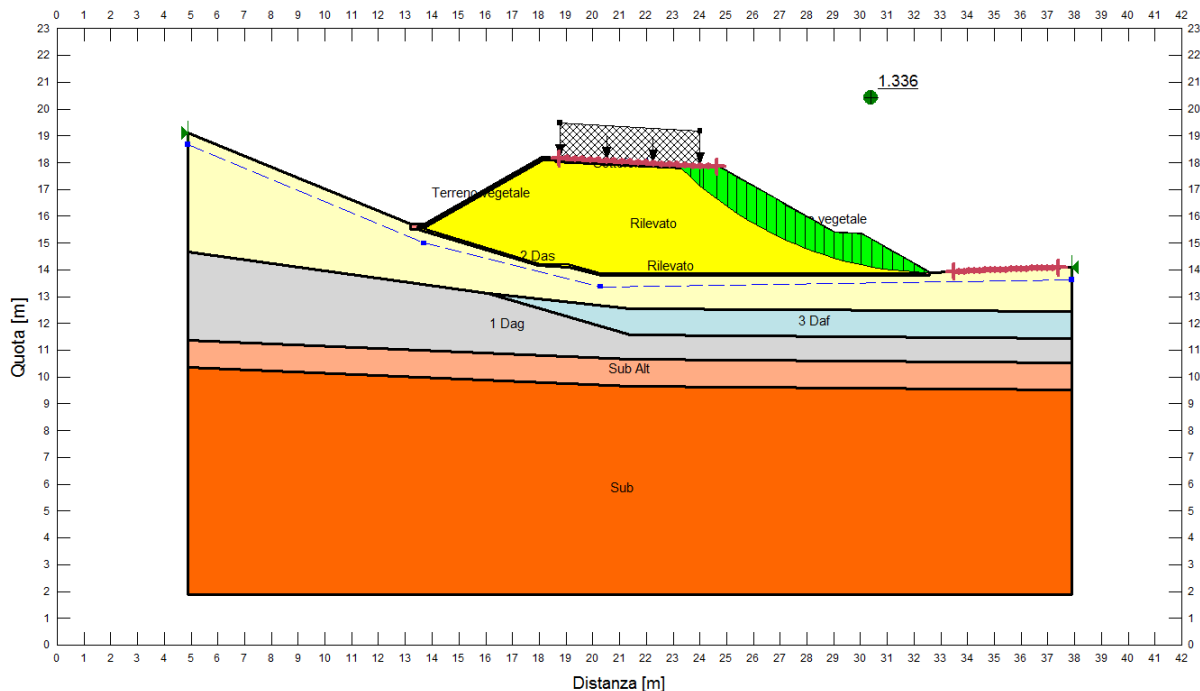


Figura 8-25 – PR-6 - $H_{ril} = 8.30$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Statica

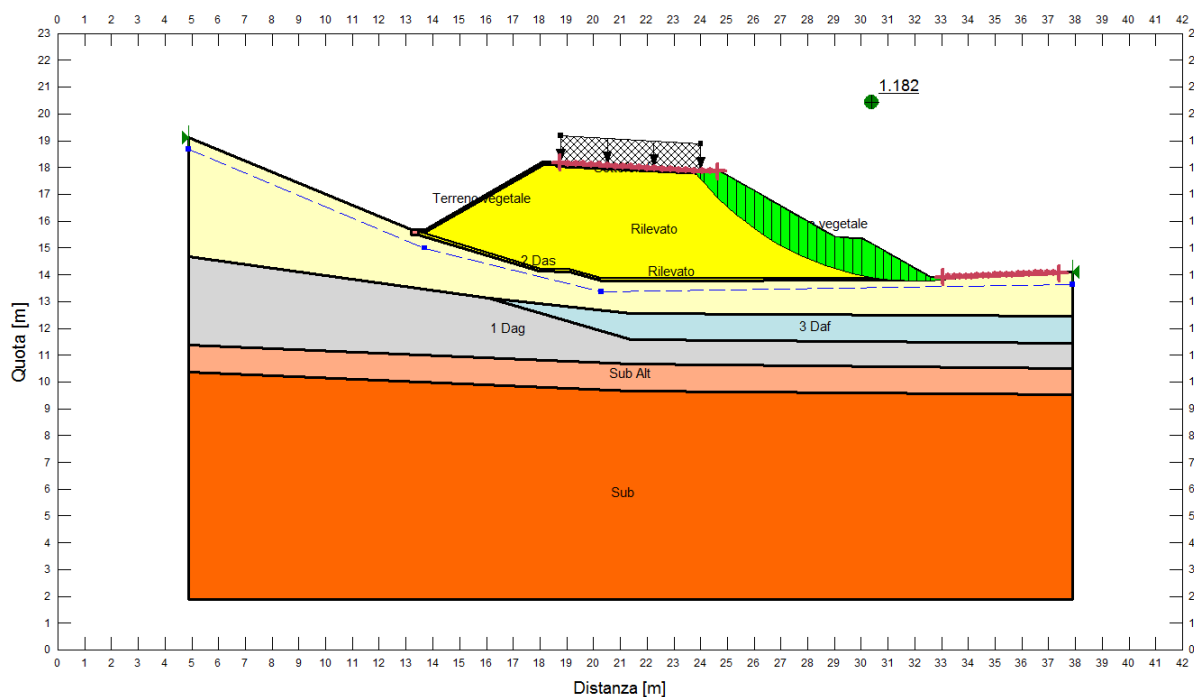


Figura 8-26 – PR-6 - $H_{ril} = 8.30$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma +

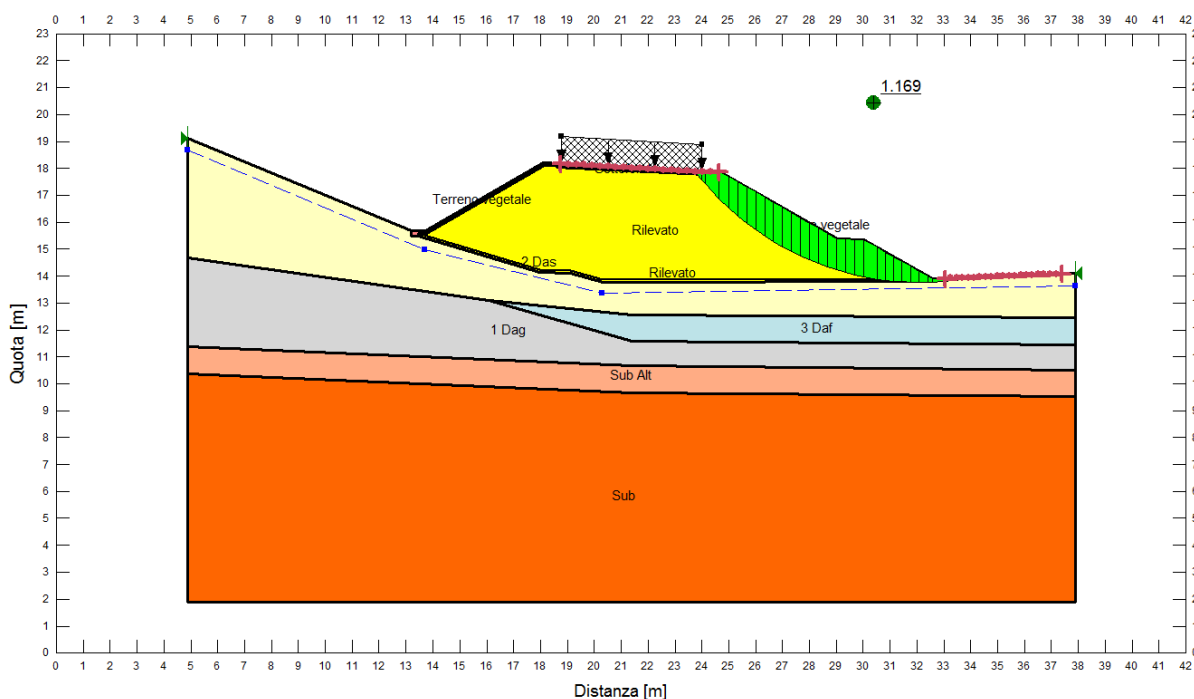


Figura 8-27 – PR-6 - $H_{ril} = 8.30$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma -

8.1.2.4 Rilevato sezione **PR-26** di altezza $H_{ril} = 8.43m$

Tabella 8-17 – PR-26 – Verifiche di stabilità globale - Stratigrafia di calcolo

Z_{sup} [m da p.c.]	Z_{inf} [m da p.c.]	H_{strato} [m]	Unità
0.00	3.79	3.79	1 Dag
3.79	5.82	2.03	Sub alt
5.82	-	-	Sub
Profondità falda – $z_W = 3.39$ m			

Tabella 8-18 - PR-26 – Verifiche di stabilità globale – Parametri geotecnici caratteristici e di progetto

MATERIAL	Parametri caratteristici			Parametri di progetto (M2)		
	γ_k [kN/m ³]	Φ'_k [°]	c'_k [kPa]	γ_d [kN/m ³]	Φ'_d [°]	c'_d [kPa]
1Dag	20	35	0	20,0	29,3	0,0
Sub alt	22	24	20	22,0	19,6	16,0
Sub	22	31	50	22,0	25,7	40,0

Tabella 8-39 - PR-26 – Verifiche di stabilità globale $H_{ril} = 8.43$ m - Risultati

Condizione	FS ($\gamma_R \geq 1.1$)	
Statica	1.295	Figura 8-28
Sisma +	1.115	Figura 8-29
Sisma -	1.102	Figura 8-30

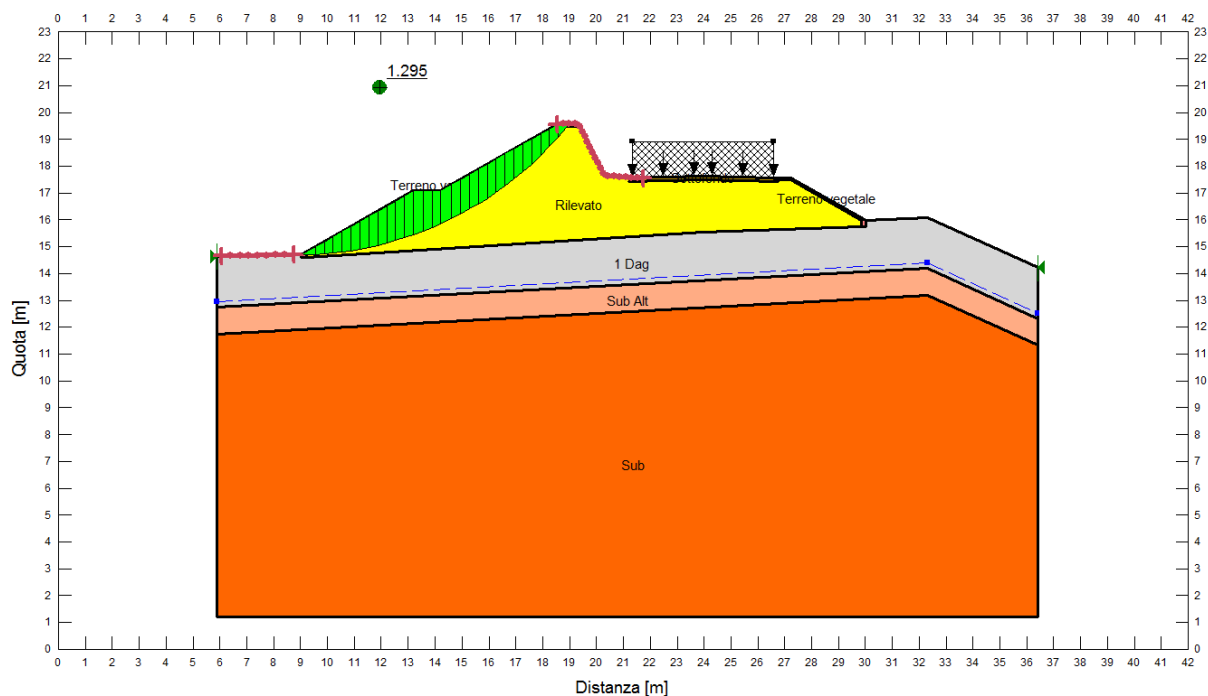


Figura 8-28 – PR-26 - $H_{ril} = 8.43$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Statica

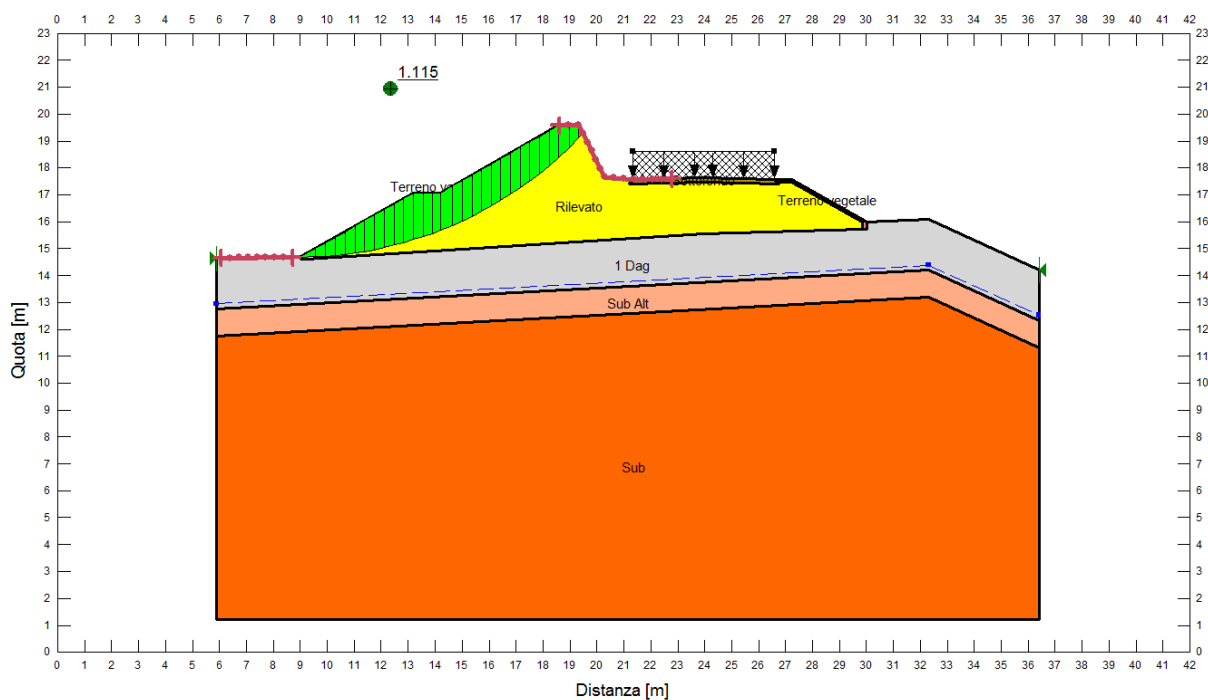


Figura 8-29 – PR-26 - $H_{ril} = 8.43$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma +

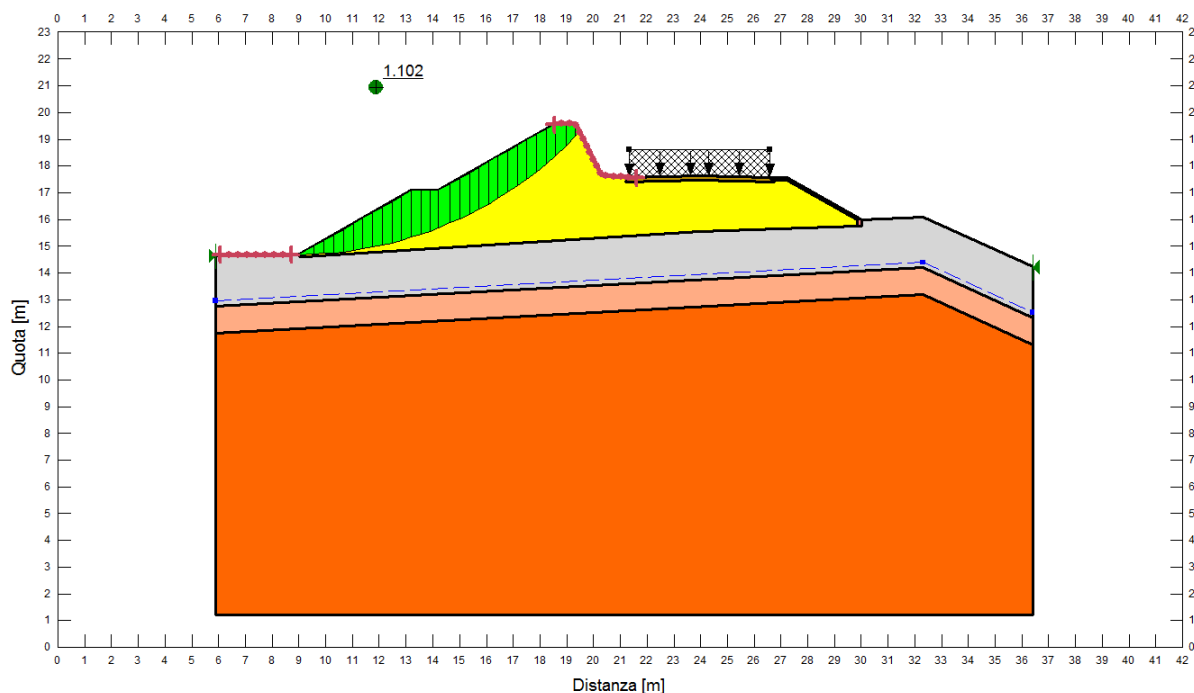


Figura 8-30 – PR-26 - $H_{ril} = 8.43 \text{ m}$ - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma –

8.1.2.5 Rilevato sezione **PR-35** di altezza $H_{ril} = 7.48 \text{ m}$

Tabella 8-19 – PR-35 – Verifiche di stabilità globale - Stratigrafia di calcolo

Z_{sup} [m da p.c.]	Z_{inf} [m da p.c.]	H_{strato} [m]	Unità
0.00	1.03	1.03	Rip
1.03	3.12	2.09	1 Dag
3.12	-	-	Sub
Profondità falda – $z_W = 0.24 \text{ m}$			

Tabella 8-20 - PR-35 – Verifiche di stabilità globale – Parametri geotecnici caratteristici e di progetto

MATERIAL	Parametri caratteristici			Parametri di progetto (M2)		
	γ_k [kN/m ³]	ϕ'_k [°]	c'_k [kPa]	γ_d [kN/m ³]	ϕ'_d [°]	c'_d [kPa]
Rip	22	30	0	22	24.79	0.0
Sub alt	22	24	20	22.0	19.61	16.0
Sub	22	31	50	22.0	25.67	40.0

Tabella 8-39 - PR-35– Verifiche di stabilità globale $H_{ril} = 7.48$ m - Risultati

Condizione	FS ($\gamma_R \geq 1.1$)	
Statica	1.321	Figura 8-13
Sisma +	1.152	Figura 8-14
Sisma -	1.140	Figura 8-15

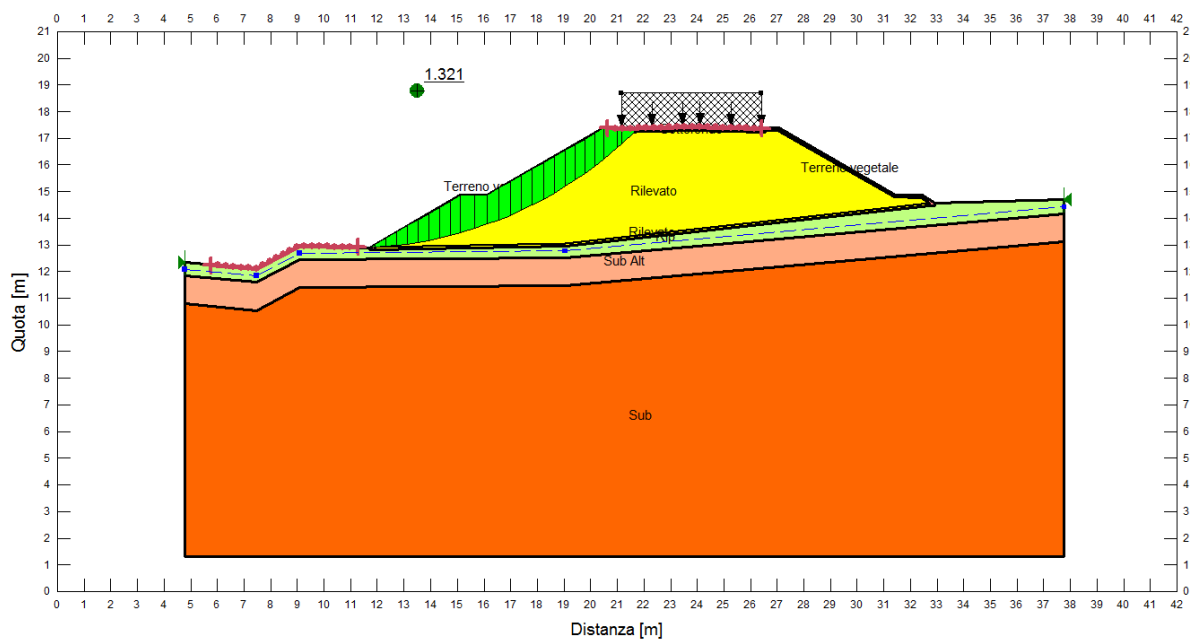


Figura 8-31 – PR-35 - $H_{ril} = 7.48$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Statica

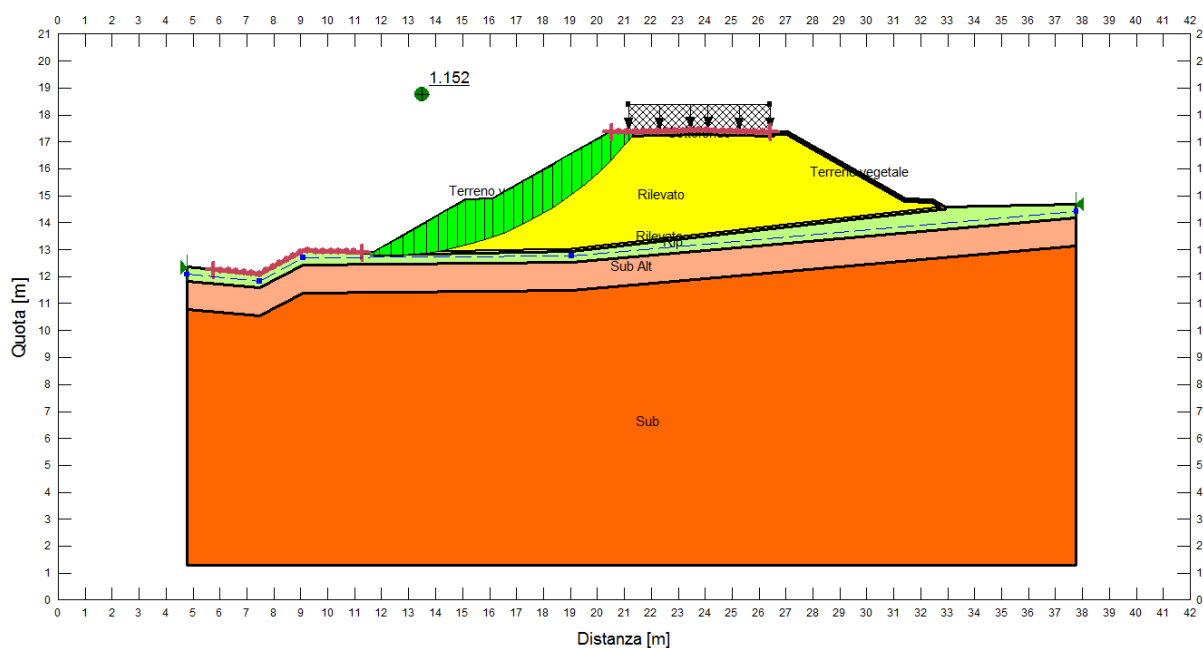


Figura 8-32 – PR-35 - $H_{ril} = 7.48$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma +

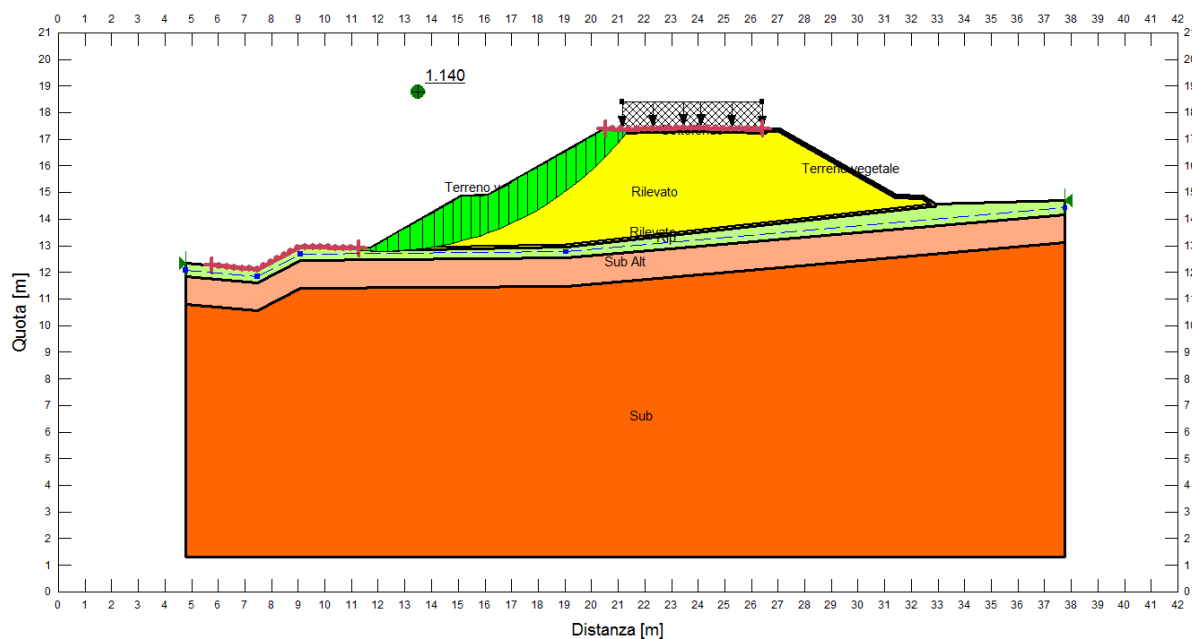


Figura 8-33 – PR-35 - $H_{ril} = 7.48$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma –

8.1.2.6 Rilevato sezione **OP-31** di altezza $H_{ril} = 5.72m$

Tabella 8-21 – OP-31 – Verifiche di stabilità globale - Stratigrafia di calcolo

Z_{sup} [m da p.c.]	Z_{inf} [m da p.c.]	H_{strato} [m]	Unità
0.00	2.49	2.49	2 Das
2.49	3.23	0.74	1 Dag
3.23	5.26	2.03	Sub alt
5.26	-	-	Sub
Profondità falda – $z_W = 1.94$ m			

Tabella 8-22 - OP-31 – Verifiche di stabilità globale – Parametri geotecnici caratteristici e di progetto

MATERIAL	Parametri caratteristici			Parametri di progetto (M2)		
	γ_k [kN/m ³]	ϕ'_k [°]	c'_k [kPa]	γ_d [kN/m ³]	ϕ'_d [°]	c'_d [kPa]
2Das	20	32	0	20.0	26.56	0.0
1Dag	20	35	0	20.0	29.26	0.0
Sub alt	22	24	20	22.0	19.61	16.0
Sub	22	31	50	22.0	25.67	40.0

Tabella 8-23 - OP-31 – Verifiche di stabilità globale $H_{ril} = 5.72$ m - Risultati

Condizione	FS ($\gamma_R \geq 1.1$)	
Statica	1.311	Figura 8-34
Sisma +	1.164	Figura 8-35
Sisma -	1.153	Figura 8-36

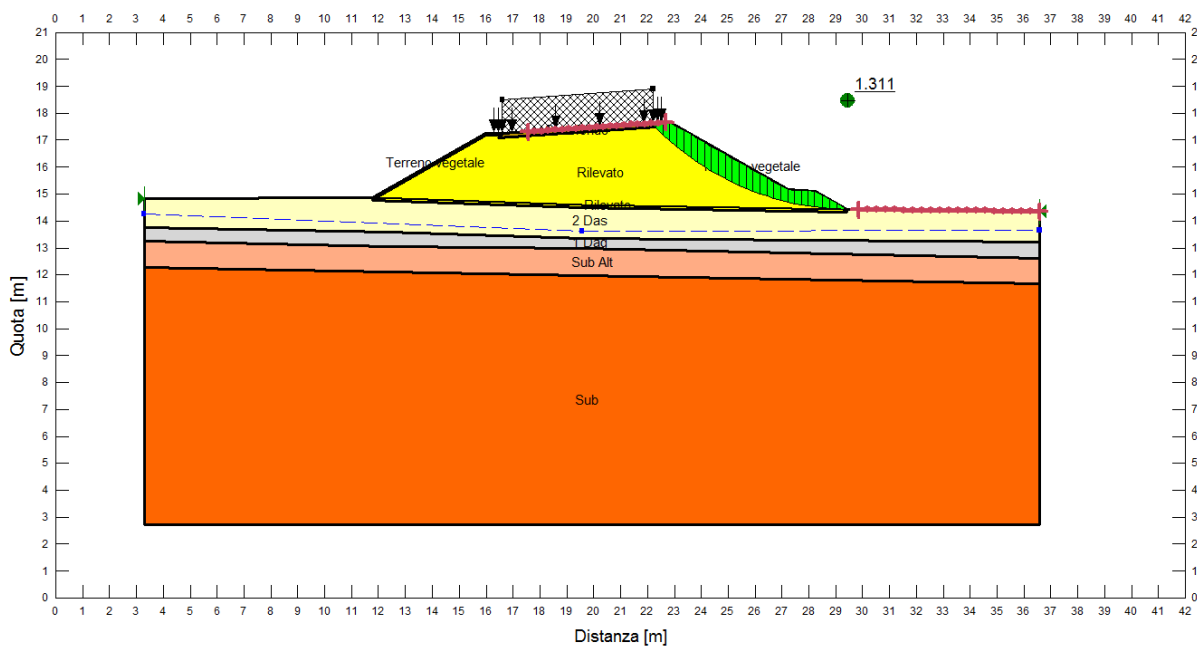


Figura 8-34 – OP-31 - $H_{ril} = 5.72 \text{ m}$ - Verifica di stabilità globale – Condizione Statica

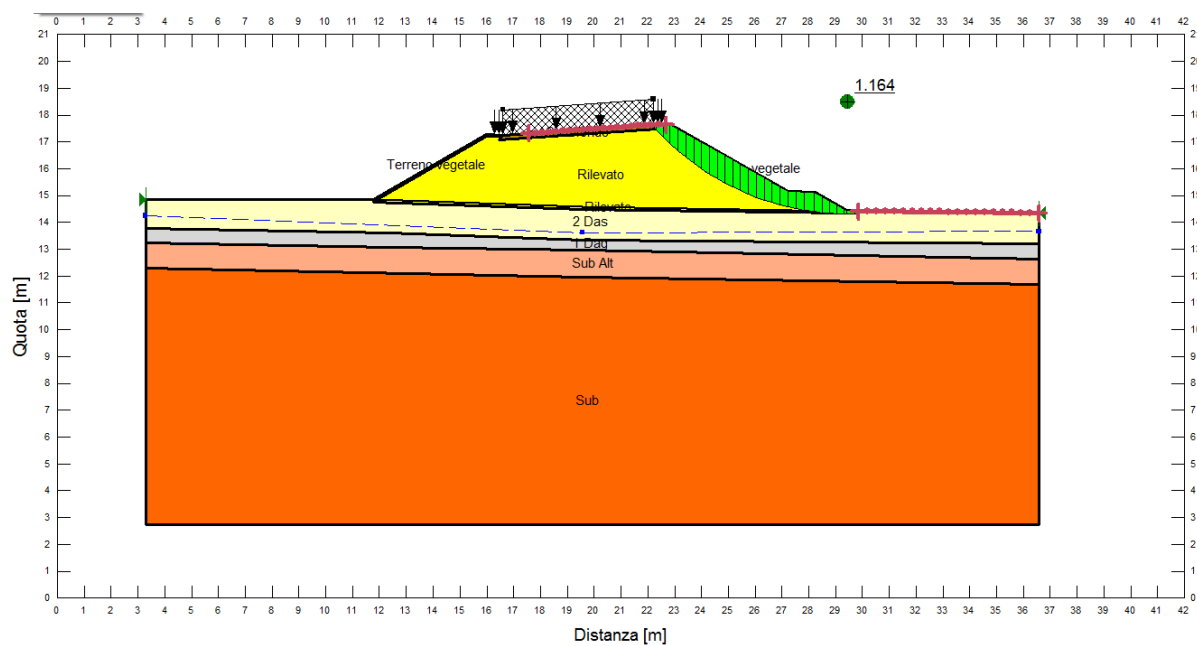


Figura 8-35 – OP-31 - $H_{ril} = 5.72 \text{ m}$ - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma +

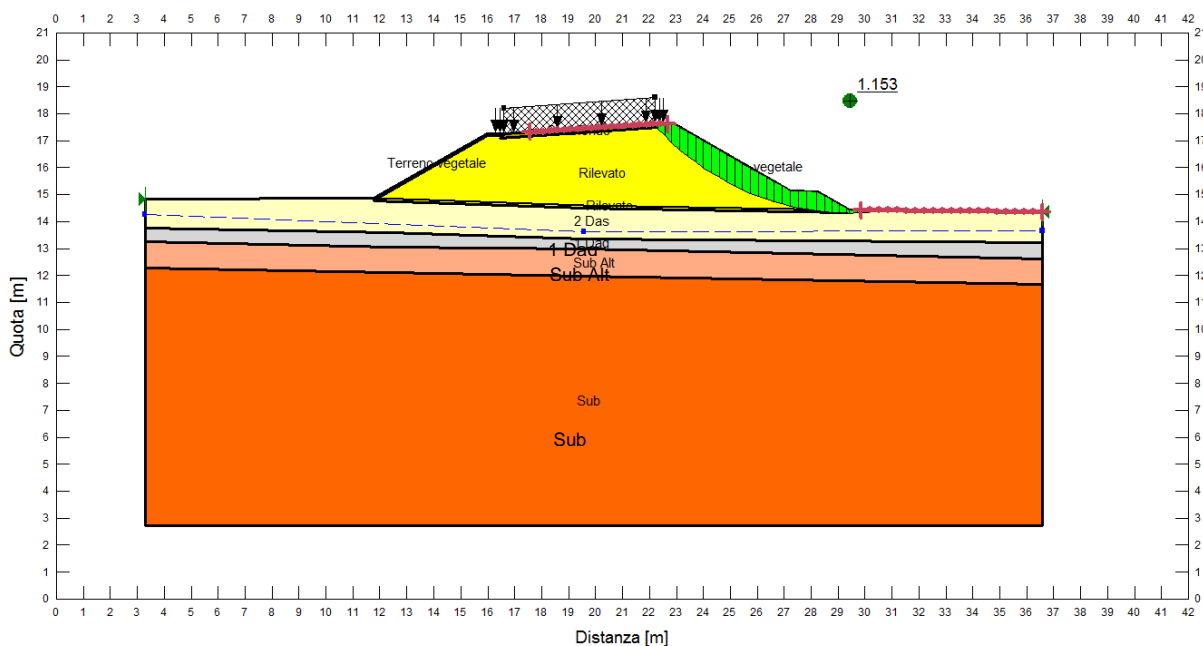


Figura 8-36 – OP-31 - $H_{ril} = 5.72 \text{ m}$ - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma

8.2. CEDIMENTI DEI RILEVATI

La valutazione dei cedimenti dei rilevati è una delle problematiche geotecniche fondamentali nella redazione di un progetto stradale.

Tale problematica è stata affrontata con riferimento alle fasi realizzative ipotizzate al fine di:

- valutare i cedimenti indotti sul piano di posa del rilevato durante la realizzazione dello stesso e con riferimento all'esercizio stradale;
- valutare il decorso dei cedimenti nel tempo sulla piattaforma definitiva.

Nei paragrafi successivi sono riportati nell'ordine:

1. una breve descrizione del programma di calcolo impiegato per la valutazione dei cedimenti;
2. la descrizione delle sezioni e delle stratigrafie di calcolo di riferimento;
3. una sintesi dei parametri geotecnici impiegati;
4. la descrizione delle fasi di calcolo considerate;
5. i risultati delle elaborazioni.

8.2.1. Programma di calcolo per la valutazione dei cedimenti

I calcoli sono stati effettuati con il programma agli elementi finiti Plaxis 2D Version 2010.

Il programma utilizzato (realizzato da un gruppo di ricercatori della Delft University of Technology guidati dal Prof. P.A. Vermeer, con il supporto scientifico delle Università di Grenoble, Oxford e Stuttgart) è un programma agli elementi finiti che permette di tenere conto del comportamento elastoplastico del terreno seguendo contemporaneamente, per passi successivi, la variazione di stato tensionale e deformativo nei vari punti dell'ammasso considerato e degli elementi strutturali collegati.

PLAXIS è un codice di calcolo agli elementi finiti utilizzabile per eseguire analisi di stabilità e di deformazione nell'ambito di molteplici applicazioni geotecniche. Esso fa uso di una interfaccia grafica che consente all'utente di costruire rapidamente un modello geometrico e di generare un reticolo di elementi finiti, a partire da una sezione trasversale verticale rappresentativa della situazione considerata.

Il terreno è schematizzato mediante un insieme di elementi finiti a forma triangolare a quindici nodi che forniscono una distribuzione cubica delle tensioni e delle deformazioni all'interno di ciascun elemento (essendo polinomi del 4° ordine le funzioni di forma interpolanti il campo degli spostamenti); di conseguenza il programma individua con accuratezza campi di tensione e di deformazione complessi anche con un limitato numero di elementi.

Per effettuare un'analisi agli elementi finiti attraverso PLAXIS, si deve creare un modello agli elementi finiti, specificare le proprietà dei materiali ed imporre le condizioni al contorno. Ciò viene fatto nel programma Input. La generazione di un'adeguata mesh di elementi finiti e la generazione di proprietà e condizioni al contorno al livello di elemento è eseguita automaticamente dal generatore di mesh di PLAXIS in base all'input del modello geometrico. È possibile comunque modificare la mesh in modo da ottimizzarne le prestazioni. La parte finale della procedura di input comporta la definizione delle condizioni iniziali attraverso la generazione delle pressioni neutre e delle tensioni efficaci iniziali.

I dati principali richiesti dal programma sono:

- geometria del problema (coordinate dei vertici di quadrilateri che vengono poi suddivisi in triangoli a 15 nodi, posizione di elementi plate, truss, geotessili, molle elastoplastiche, vincoli, falda);
- caratteristiche degli elementi di terreno:
 - γ_{dry} = peso totale dell'unità di volume emerso,
 - γ_{wet} = peso totale dell'unità di volume immerso,
 - ϕ' = angolo d'attrito interno,
 - ψ = angolo di dilatanza,
 - E' = modulo di Young
 - ν = coefficiente di Poisson,
 - c' = coesione,
- coefficienti di permeabilità in direzione orizzontale e verticale,
- tipo di comportamento (drenato o non drenato);
- caratteristiche degli elementi lineari:
 - EJ ed EA per gli elementi plate,
 - EA per gli elementi anchor,
 - rigidezza elastica per elementi geotessili in trazione,

rigidezza e forza ultima per le molle elastoplastiche;

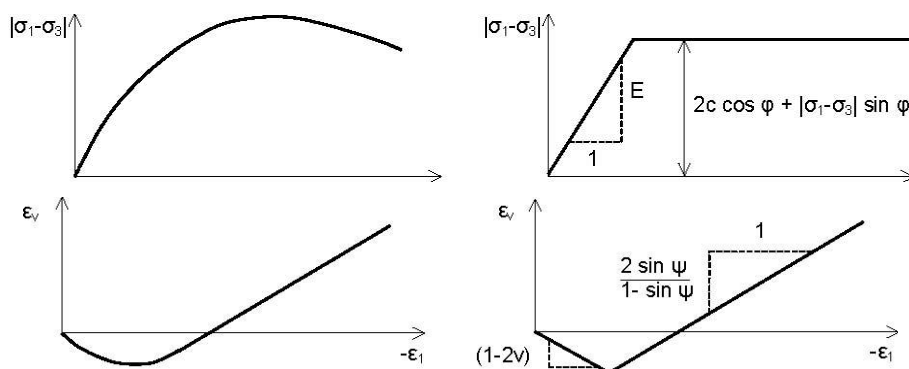
- definizione dei sistemi di carico.

Modellazione del comportamento del terreno

Terreni e rocce, sotto carico, hanno un comportamento fortemente non lineare; tale comportamento tensio-deformativo non lineare può essere modellato a diversi livelli di complessità; chiaramente, il numero di parametri del modello crescono con la complessità del modello stesso. Il ben noto modello Mohr-Coulomb può essere considerato come un'approssimazione di primo ordine del comportamento reale dei terreni. Questo modello elastico perfettamente plastico richiede cinque parametri fondamentali, e cioè il modulo di Young E , il coefficiente di Poisson ν , la coesione c , l'angolo di attrito φ , e l'angolo di dilatanza ψ .

Nella figura seguente sono rappresentate le modellazioni adottate dal programma per:

- legame costitutivo fra la tensione deviatorica (differenza fra la tensione assiale σ_1 e la tensione di confinamento radiale σ_3) e la deformazione assiale (ε_1);
- relazione fra ε_v (deformazione volumetrica $\Delta V/V_0$) e ε_1 (deformazione assiale);



PLAXIS contiene vari modelli costitutivi per simulare il comportamento del terreno. Nel seguito viene affrontata una breve descrizione del modello Linear Elastic adottato.

Questo modello implementa il comportamento elastico lineare secondo la legge di Hooke (elasticità isotropa lineare). Il modello richiede due parametri di rigidezza elastici, che sono il modulo di Young E , ed il coefficiente di Poisson ν .

Il modello elastico lineare è stato utilizzato per modellare tutti i terreni.

Calcolo

Il calcolo prevede in genere la suddivisione delle diverse fasi (corrispondenti all'applicazione di carichi, o a modifiche della configurazione geometrica per scavi o riporti, o a modifiche delle pressioni idrostatiche, o a dissipazione di pressioni neutre) in passi di calcolo, ed è possibile quindi seguire l'evoluzione delle condizioni del terreno parallelamente alle prevedibili fasi costruttive.

La tensione iniziale orizzontale del terreno è generata dai valori di K_0 dei singoli materiali costituenti il terreno, dove K_0 è assunto pari a $1 - \sin \varphi'$.

Il programma è concepito in modo tale da applicare per passi i carichi desiderati, aggiornando di volta in volta i valori delle deformazioni e delle tensioni.

All'interno di ogni passo di carico il programma perviene all'equilibrio attraverso una serie di iterazioni sfruttando la matrice di rigidezza iniziale (metodo di Newton-Raphson modificato). Il controllo della convergenza, al termine della i-esima iterazione viene effettuato attraverso la relazione:

$$\varepsilon_i = \frac{\|\bar{P}_i\|}{\|\Sigma F\|}$$

dove: ε_i = errore della i-esima iterazione;

$\|\bar{P}_i\|$ = norma del vettore costituito dalle forze nodali non bilanciate;

$\|\bar{P}_i\|$ può essere definito come $\|\Sigma F - P_i\|$, dove P_i è il vettore dei carichi nodali equivalenti al termine della i-esima iterazione (relativo allo stato tensionale ottenuto via legame costitutivo dallo stato deformativo);

$\|\Sigma F\|$ = norma del vettore dei carichi nodali equivalenti relativo al livello finale di carico del passo in esame.

Output

In output sono disponibili, per ogni passo:

- spostamenti in tutti i nodi del sistema,
- stato tensionale in tutti i punti di integrazione,
- sollecitazioni di momento flettente, sforzo normale e taglio negli elementi plate e sforzo normale negli elementi anchor, negli elementi geotessili e nelle molle elastoplastiche.

Varie routine grafiche permettono di visualizzare velocemente gli spostamenti e lo stato tensionale in ciascuna fase.

Il programma permette di risolvere i seguenti problemi:

- filtrazione, e sue conseguenze sul campo delle deformazioni e delle tensioni,
- carichi applicati, analisi delle deformazioni e delle tensioni, valutazione del carico limite,
- analisi della stabilità dei pendii,
- interazione terreno-struttura,
- effetto della presenza di geotessili,
- analisi della consolidazione.

Il programma è utilizzato ampiamente da Università, centri di ricerca, società d'ingegneria, studi professionali; numerosi casi sono stati affrontati e confrontati con risultati derivati da metodi analitici in forma chiusa ottenendo una buona rispondenza.

8.2.2. Sezioni e stratigrafia di calcolo di riferimento

Il calcolo dei cedimenti è stato condotto per le stesse sezioni ritenute significative nel calcolo della stabilità globale: PR-1, PR-3, PR-6, PR-26 e PR-35, OP-31. La stratigrafia di calcolo utilizzata nei cedimenti è la medesima adottata per la stabilità globale e viene riportata nelle tabelle seguenti:

Tabella 8-24 - Stratigrafia di calcolo dei cedimenti – PR-1 – $H_{rij} = 6.07 \text{ m}$

Z_{sup} [m da p.c.]	Z_{inf} [m da p.c.]	H_{strato} [m]	Unità
0.00	2.35	2.35	2 Das
2.35	4.36	2.00	Sub alt
4.36	-	-	Sub
Profondità falda – $z_W = 2.27 \text{ m}$			

Tabella 8-25 - Stratigrafia di calcolo dei cedimenti – PR-3 – $H_{rij} = 3.91 \text{ m}$

Z_{sup} [m da p.c.]	Z_{inf} [m da p.c.]	H_{strato} [m]	Unità
0.00	5.45	5.45	2 Das
5.45	5.90	0.45	1 Dag
5.90	9.71	3.81	Sub alt
9.71	-	-	Sub
Profondità falda – $z_W = 1.95 \text{ m}$			

Tabella 8-26 - Stratigrafia di calcolo dei cedimenti – PR-6 – $H_{rij} = 8.30 \text{ m}$

Z_{sup} [m da p.c.]	Z_{inf} [m da p.c.]	H_{strato} [m]	Unità
0.00	2.63	2.63	2 Das
2.63	4.58	1.95	3 Daf
4.58	6.40	1.82	1 Dag
6.40	8.41	2.00	Sub alt
8.41	-	-	Sub
Profondità falda – $z_W = 0.96 \text{ m}$			

Tabella 8-27 - Stratigrafia di calcolo dei cedimenti – PR-26 – $H_{ril} = 8.43$ m

Z_{sup} [m da p.c.]	Z_{inf} [m da p.c.]	H_{strato} [m]	Unità
0.00	3.79	3.79	1 Dag
3.79	5.82	2.03	Sub alt
5.82	-	-	Sub
Profondità falda – $z_W = 3.39$ m			

Tabella 8-28 - Stratigrafia di calcolo dei cedimenti – PR-35 – $H_{ril} = 7.48$ m

Z_{sup} [m da p.c.]	Z_{inf} [m da p.c.]	H_{strato} [m]	Unità
0.00	1.03	1.03	Rip
1.03	3.12	2.09	1 Dag
3.12	-	-	Sub
Profondità falda – $z_W = 0.24$ m			

Tabella 8-29 - Stratigrafia di calcolo dei cedimenti – OP-31 – $H_{ril} = 5.72$ m

Z_{sup} [m da p.c.]	Z_{inf} [m da p.c.]	H_{strato} [m]	Unità
0.00	2.49	2.49	2 Das
2.49	3.23	0.74	1 Dag
3.23	5.26	2.03	Sub alt
5.26	-	-	Sub
Profondità falda – $z_W = 1.94$ m			

8.2.3. Parametri geotecnici di input

Nelle seguenti tabelle sono riassunti per ciascuna elaborazione il modello costitutivo del terreno, il tipo di materiale ed i parametri geotecnici adottati. I parametri caratteristici coincidono con quelli di progetto.

Tabella 8-30 – Material model, material type e parametri geotecnici di calcolo

Unità	Material model	Material Type	γ	E'
Rip	Linear elastic	Drained	22,0	10 000

2Das	Linear elastic	Drained	20,0	8 000
3Daf	Linear elastic	Drained	19,0	4 000
1Dag	Linear elastic	Drained	20,0	25 000
Sub alt	Linear elastic	Drained	22,0	30 000
Sub	Linear elastic	Drained	22,0	100 000
Rilevato	Linear elastic	Drained	19,5	80 000

8.2.4. Descrizione delle fasi di calcolo – Modello Plaxis

Sono state considerate le seguenti fasi di calcolo:

- **Fase 0:** Fase geostatica iniziale;
- **Fase 1:** Realizzazione del rilevato;
- **Fase 2:** Applicazione sovraccarico stradale

Relativamente alla fase 2 sono stati ricavati (azzeramento dei cedimenti nel modello ad inizio fase 2) i cedimenti in sommità e alla base del rilevato.

8.2.5. Risultati

Nei seguenti paragrafi sono riportati sotto forma di grafici i risultati dei calcoli condotti con il programma Plaxis in corrispondenza delle cinque sezioni di calcolo ritenute significative.

8.2.5.1 Rilevato sezione **PR-1** di altezza $H_{ril} = 6.07m$

Nella figura di seguito riportata si mostra la geometria del rilevato implementata nel modello di calcolo.

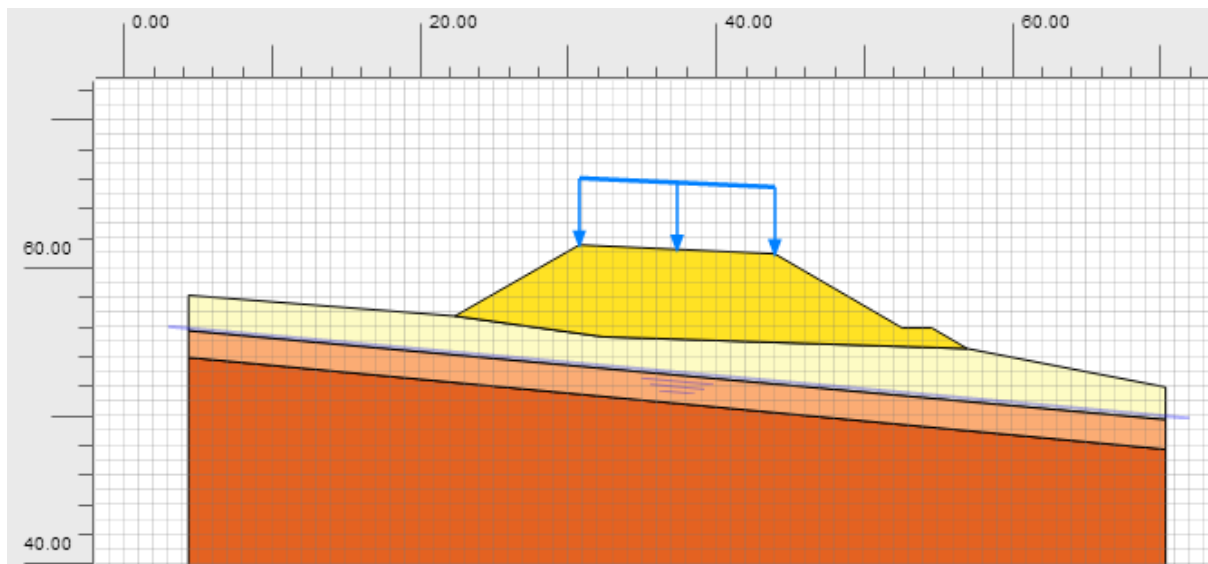


Figura 8-37: Sezione PR-1: Geometria rilevato.

Di seguito viene riportata la mesh deformata e la mappa degli spostamenti verticali relativamente alle fasi di calcolo di interesse.

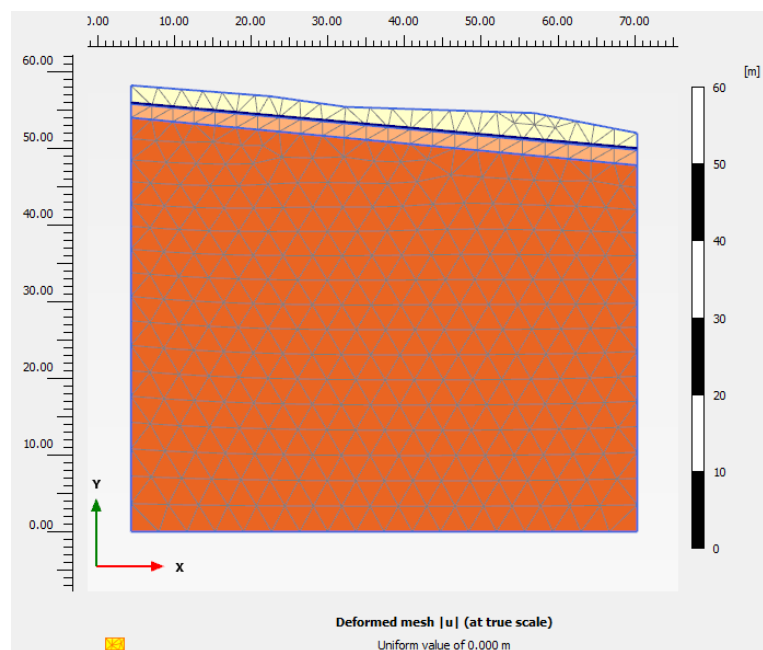


Figura 8-38: Sezione PR-1: mesh deformata- fase 0

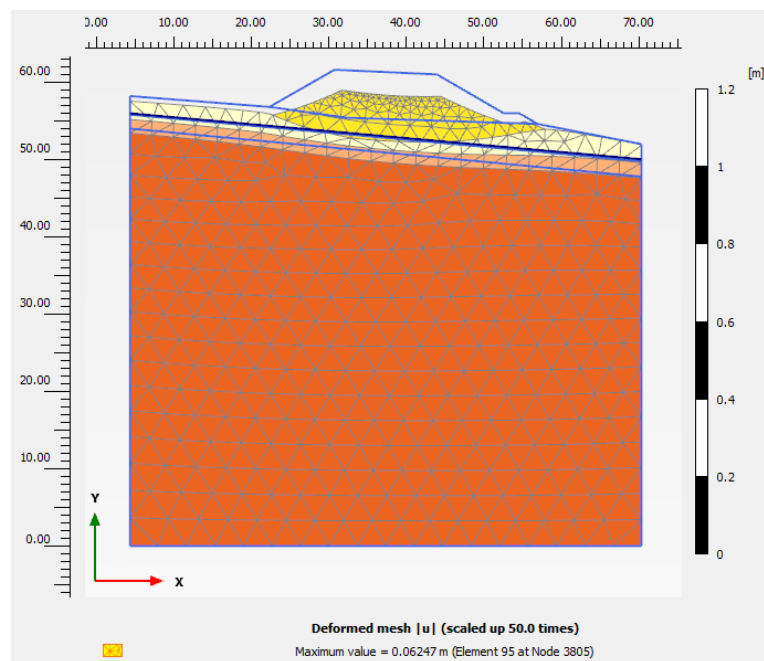


Figura 8-39: Sezione PR-1: mesh deformata- fase 1

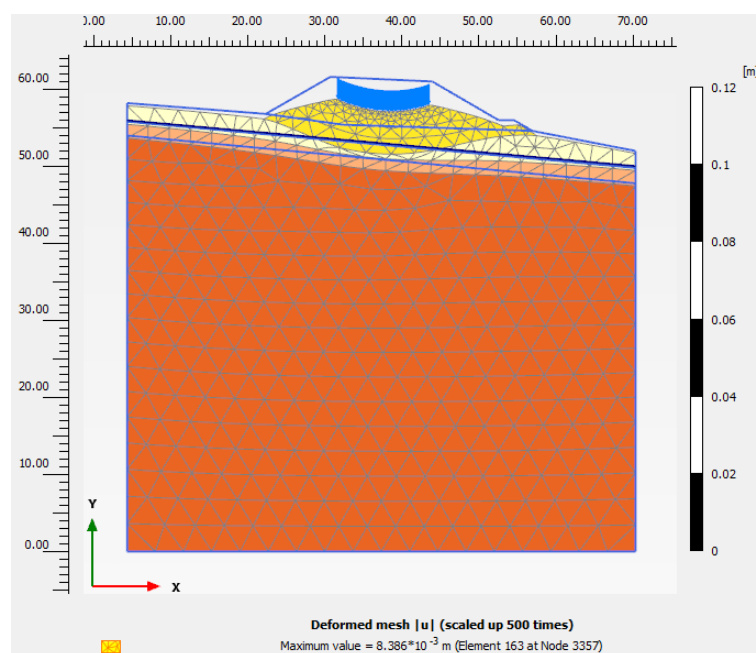


Figura 8-40: Sezione PR-1: mesh deformata- fase 2

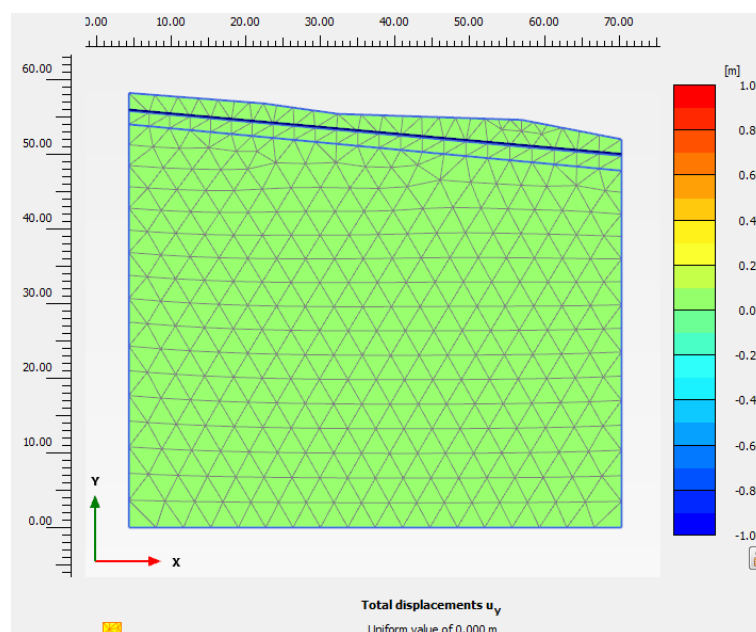


Figura 8-41: Sezione PR-1: mappa Cedimenti verticali- fase 0

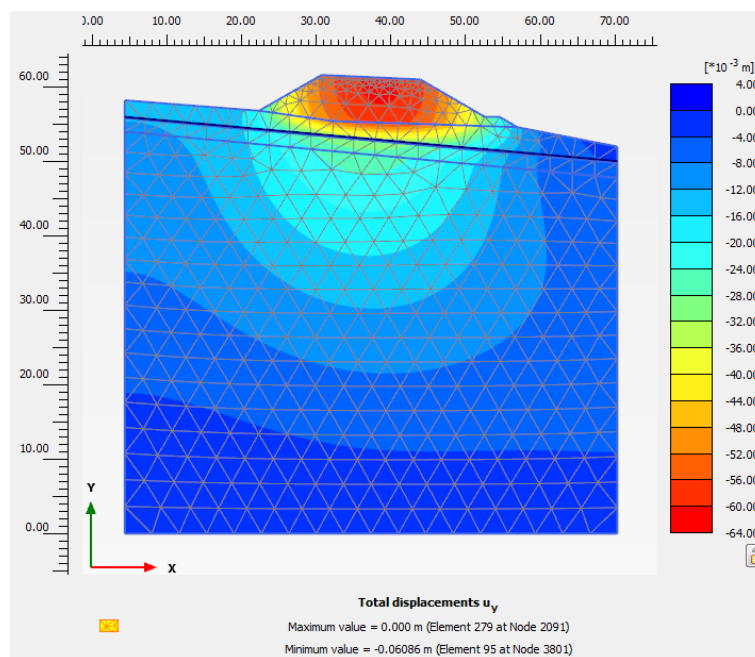


Figura 8-42: Sezione PR-1: mappa spostamenti verticali- fase 1

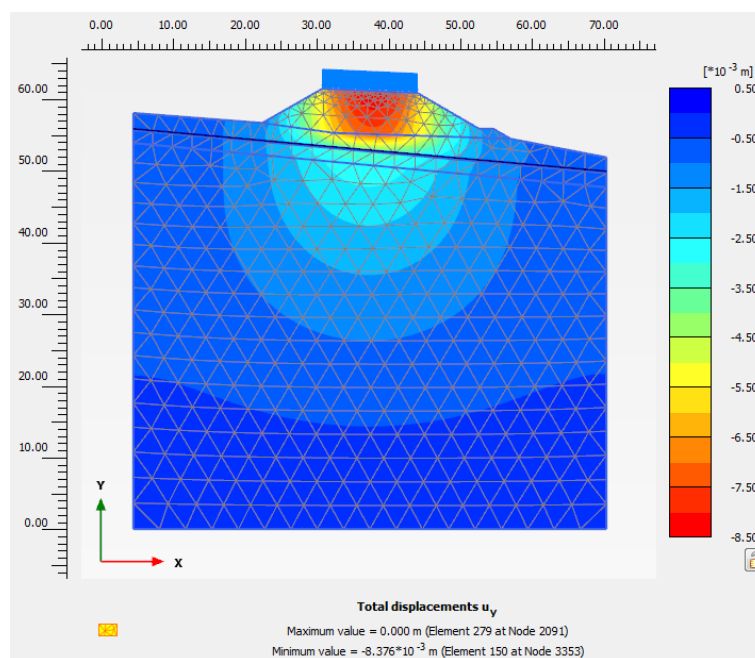


Figura 8-43: Sezione PR-1: mappa spostamenti verticali- fase 2

In Figura 8-44 sono rappresentati gli spostamenti verticali ottenuti in corrispondenza della base del rilevato al termine dell'esecuzione dei lavori per la realizzazione del rilevato di progetto ($u_{y\max} = -58.16\text{mm}$) e gli spostamenti verticali indotti alla base dal solo sovraccarico stradale ($u_{y\max} = -7.39\text{mm}$).

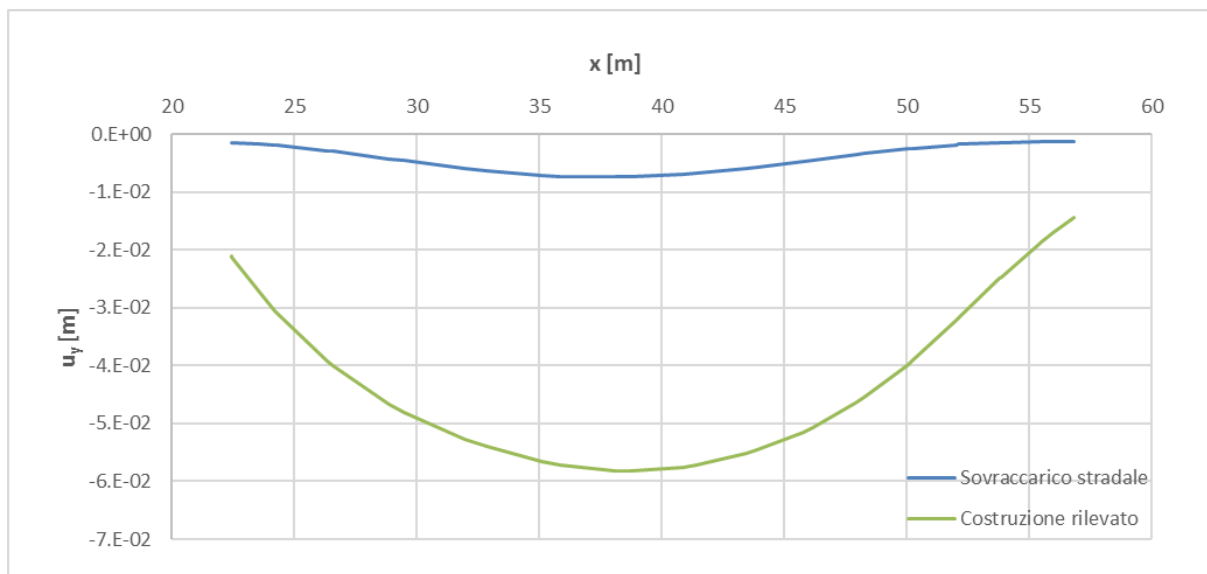


Figura 8-44 – Spostamento verticale alla base del rilevato dopo la costruzione del rilevato e per effetto del solo sovraccarico stradale.

In Figura 8-45 sono rappresentati gli spostamenti verticali ottenuti in corrispondenza della sommità del rilevato per effetto del solo sovraccarico stradale ($u_{y\max} = -8.37\text{mm}$).

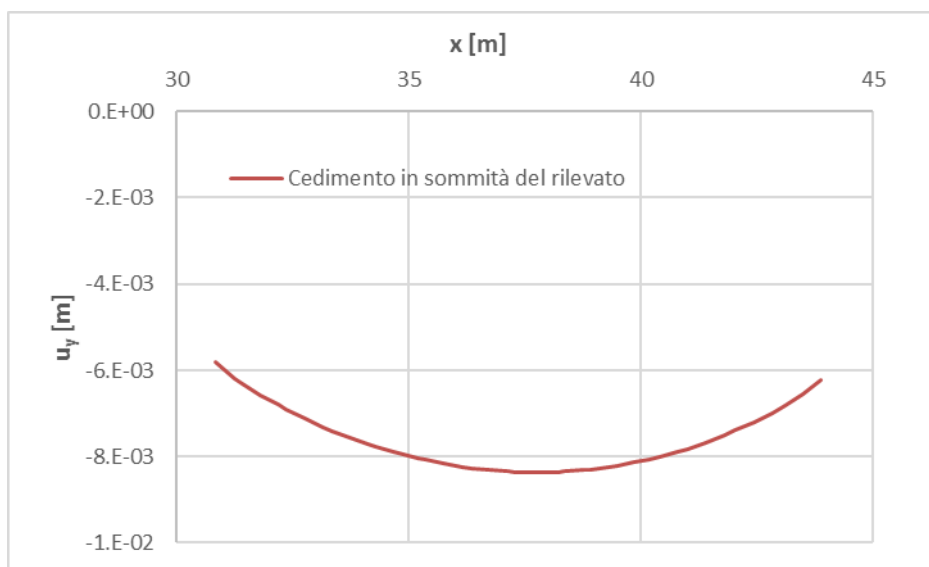


Figura 8-45 – Spostamento verticale alla sommità del rilevato per effetto del solo sovraccarico stradale.

Nella tabella seguente sono sintetizzati i valori di cedimento verticale u_y alla base del rilevato ottenuti dall'analisi 2D FEM.

Tabella 8-31: valori di cedimento verticale alla base del rilevato (FEM 2D-Model).

Fase	Cedimento alla base [mm]	
	Al centro	Ai lati
1. Costruzione del rilevato	58.16	14.37
2. Applicazione del carico stradale + rilevato	65.28	15.87

8.2.5.2 Rilevato sezione **PR-3** di altezza $H_{ril} = 3.91m$

Nella figura di seguito riportata si mostra la geometria del rilevato implementata nel modello di calcolo.

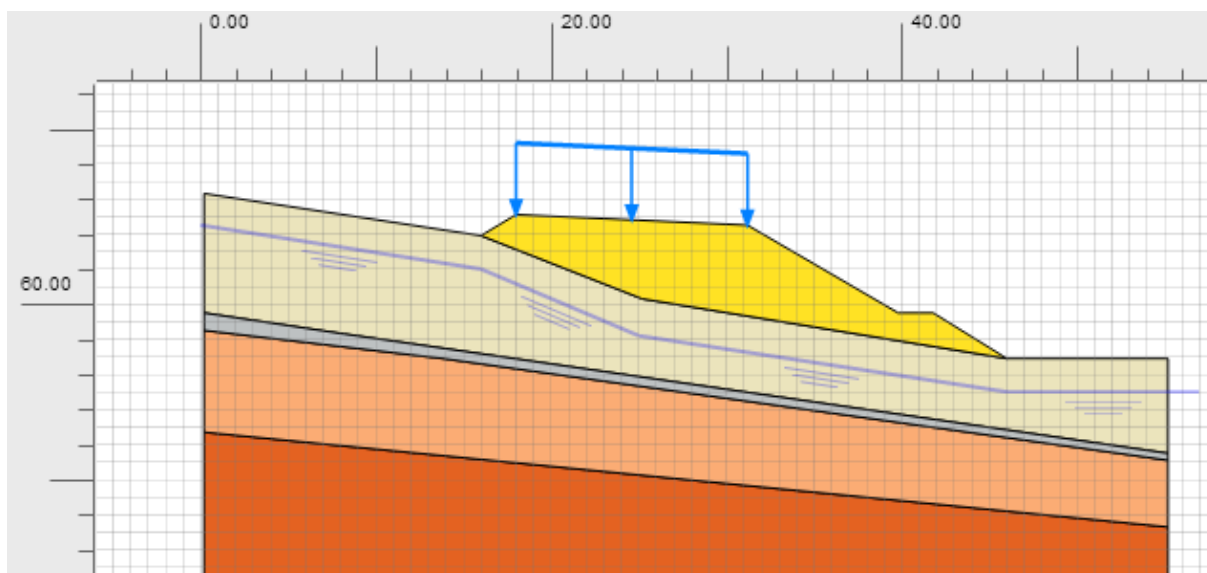


Figura 8-46: Sezione PR-3: Geometria rilevato.

Di seguito viene riportata la mesh deformata e la mappa degli spostamenti verticali relativamente alle fasi di calcolo di interesse.

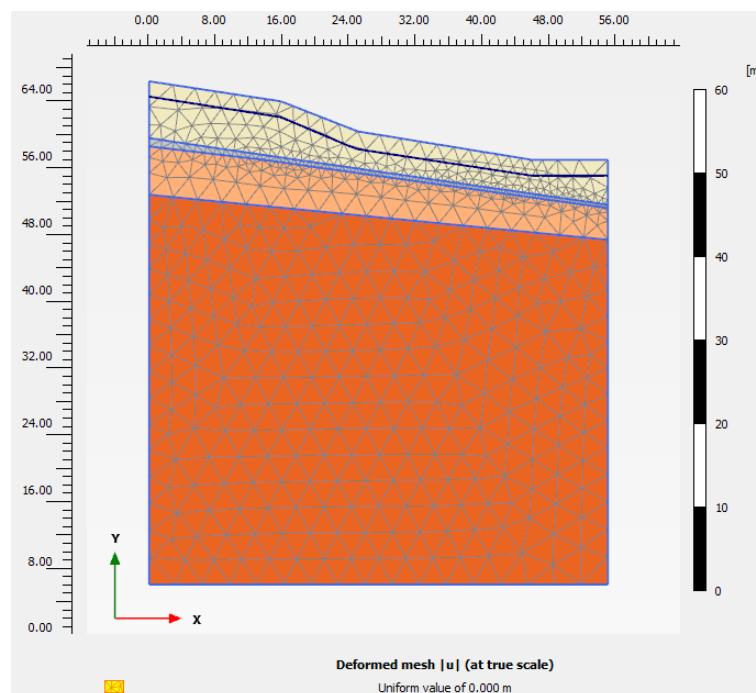


Figura 8-47: Sezione PR-3: mesh deformata- fase 0

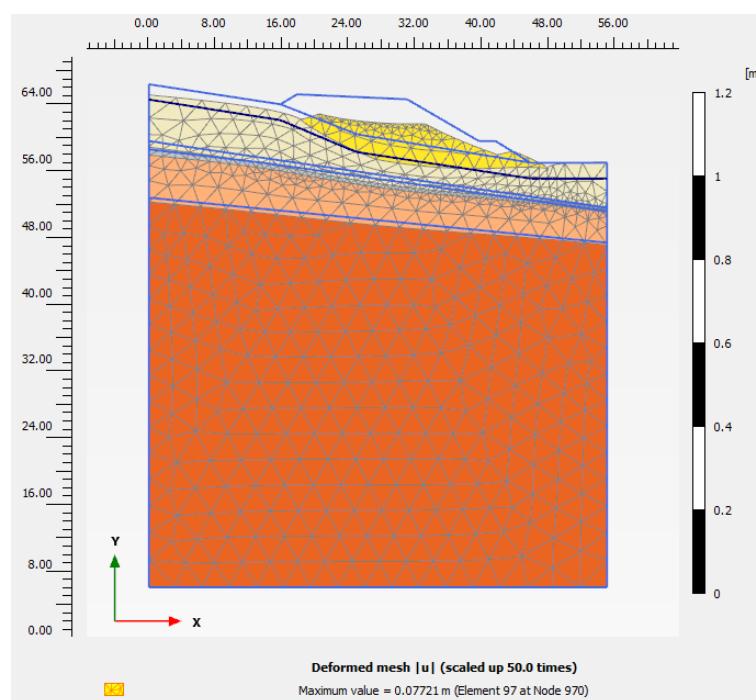


Figura 8-48: Sezione PR-3: mesh deformata- fase 1

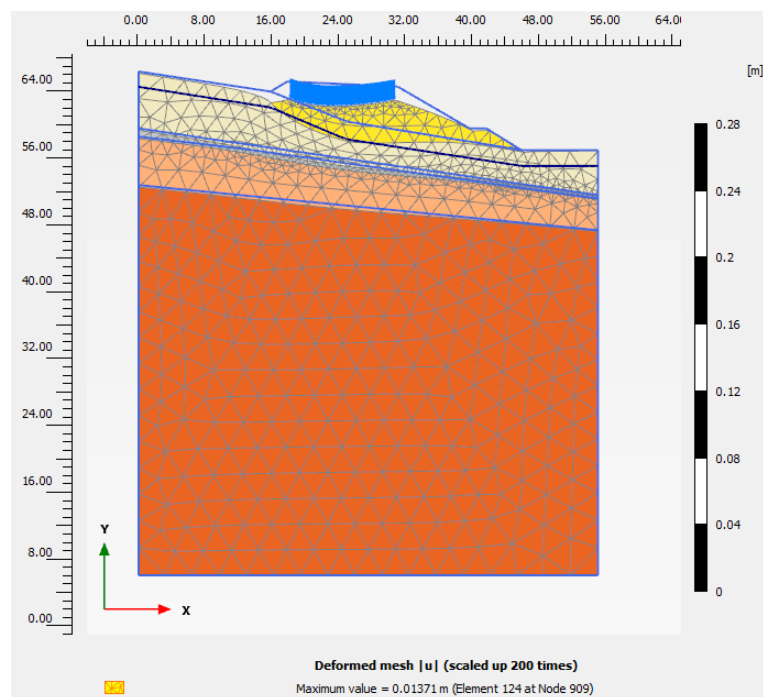


Figura 8-49: Sezione PR-3: mesh deformata- fase 2

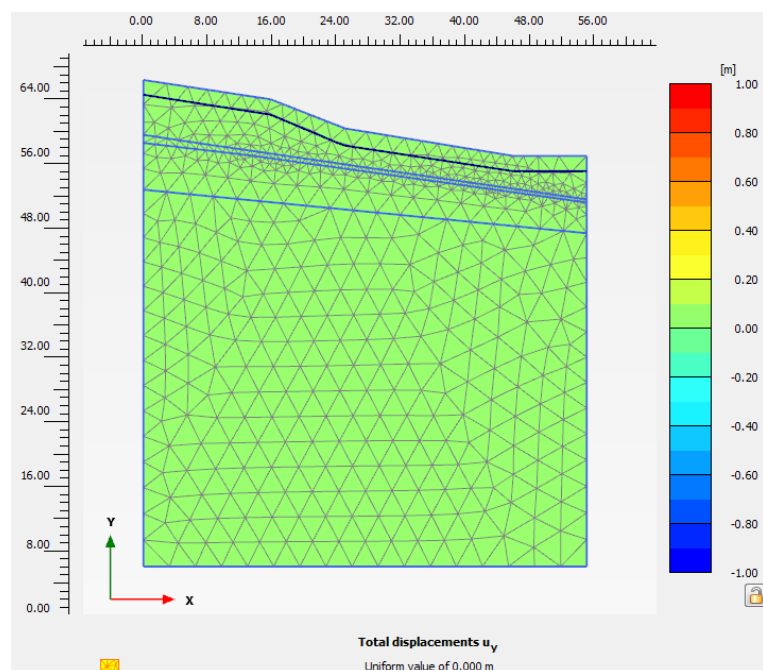


Figura 8-50: Sezione PR-3: mappa spostamenti verticali- fase 0

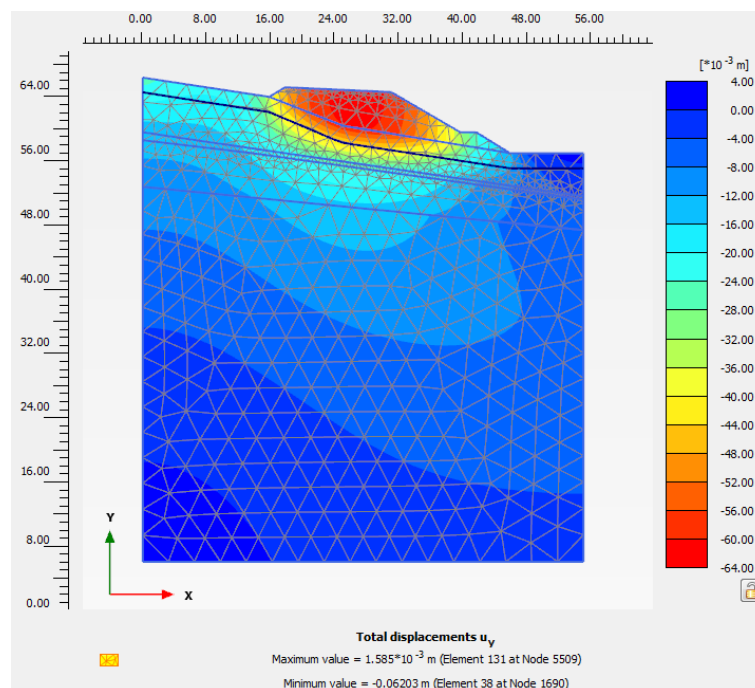


Figura 8-51: Sezione PR-3: mappa spostamenti verticali- fase 1

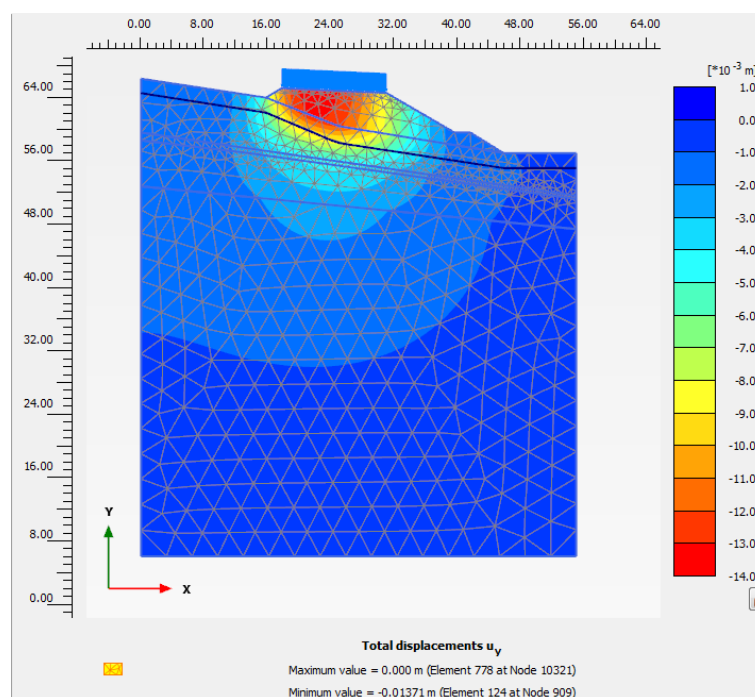


Figura 8-52: Sezione PR-3: mappa spostamenti verticali- fase 2

Nella seguente Figura sono rappresentati gli spostamenti ottenuti in corrispondenza della base del rilevato al termine dell'esecuzione dei lavori per la realizzazione del rilevato di progetto ($u_{y\max} = -61.33\text{mm}$) e gli spostamenti indotti alla base dal solo sovraccarico stradale ($u_{y\max} = -13.31\text{mm}$).

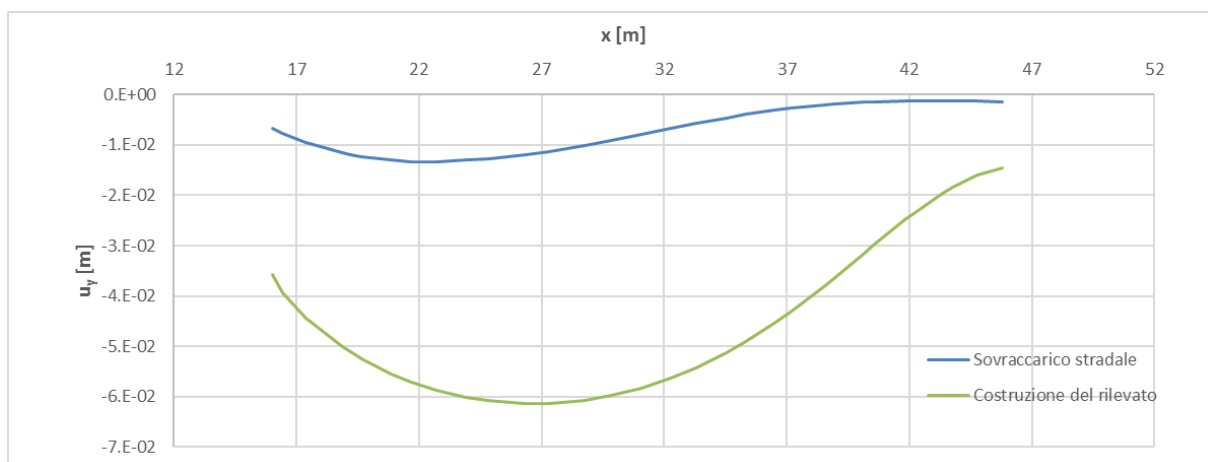


Figura 8-53 – Spostamento verticale alla base del rilevato dopo la costruzione del rilevato e per effetto del solo sovraccarico stradale.

Nella seguente Figura sono rappresentati gli spostamenti ottenuti in corrispondenza della sommità del rilevato per effetto del solo sovraccarico stradale ($u_{y\max} = -13.71\text{mm}$).

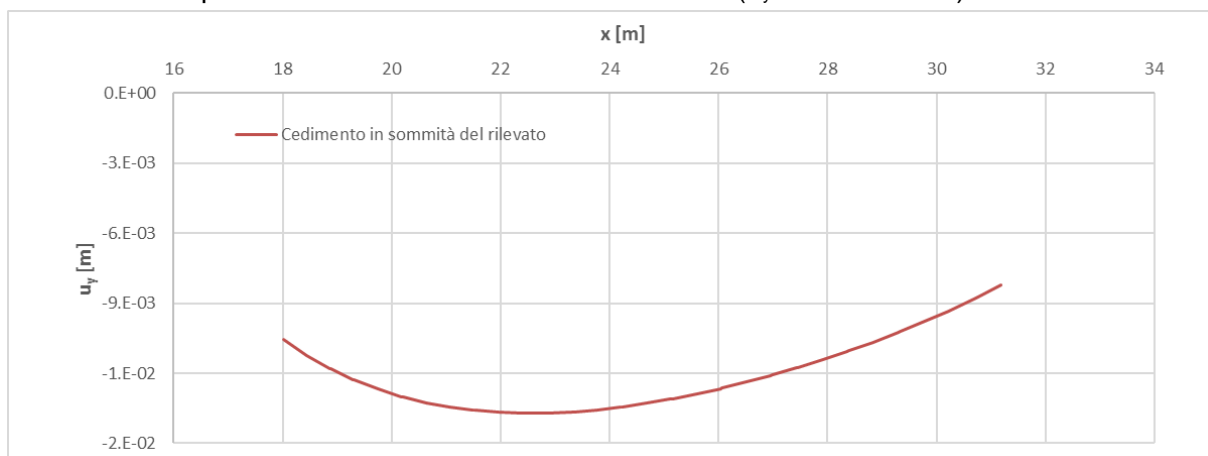


Figura 8-54 – Spostamento verticale alla sommità del rilevato per effetto del solo sovraccarico stradale

Nella tabella seguente sono sintetizzati i valori di cedimento verticale u_y alla base del rilevato ottenuti dall'analisi 2D FEM.

Tabella 8-32: valori di cedimento verticale alla base del rilevato (FEM 2D-Model).

	Cedimento alla base [mm]	
Fase	Al centro	Ai lati
1. Costruzione del rilevato	61.33	14.64
2. Applicazione del carico stradale + rilevato	73.57	16.06

8.2.5.3 Rilevato sezione **PR-6** di altezza $H_{ril} = 8.30m$

Nella figura di seguito riportata si mostra la geometria del rilevato implementata nel modello di calcolo.

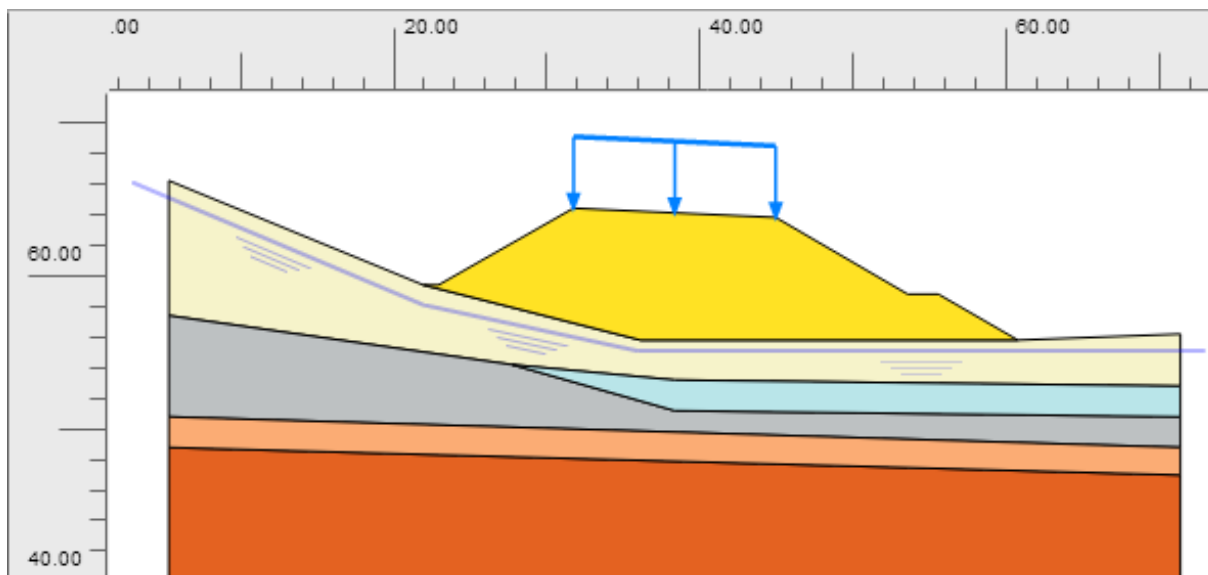


Figura 8-55: Sezione PR-6: Geometria rilevato.

Di seguito viene riportata la mesh deformata e la mappa degli spostamenti verticali relativamente alle fasi di calcolo di interesse.

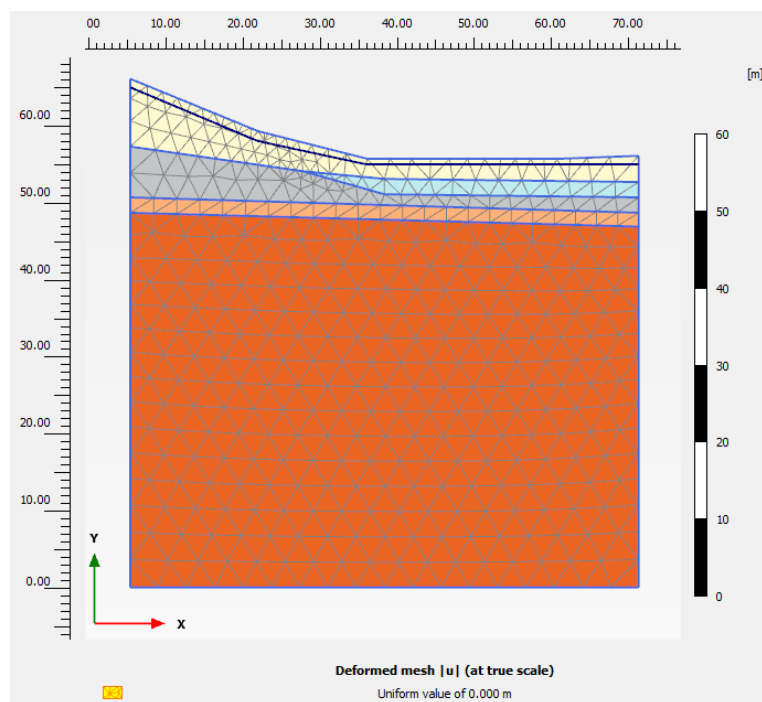


Figura 8-56: Sezione PR-6: mesh deformata- fase 0

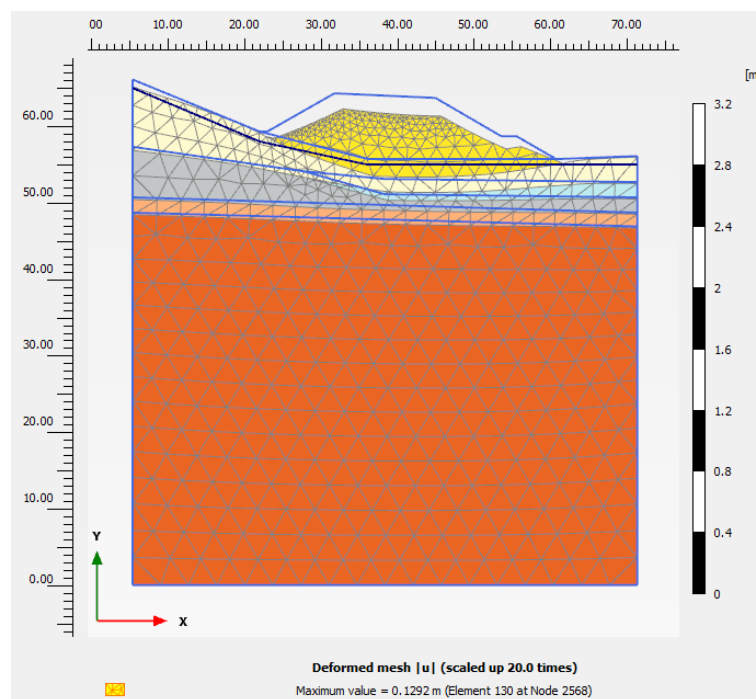


Figura 8-57: Sezione PR-6: mesh deformata- fase 1

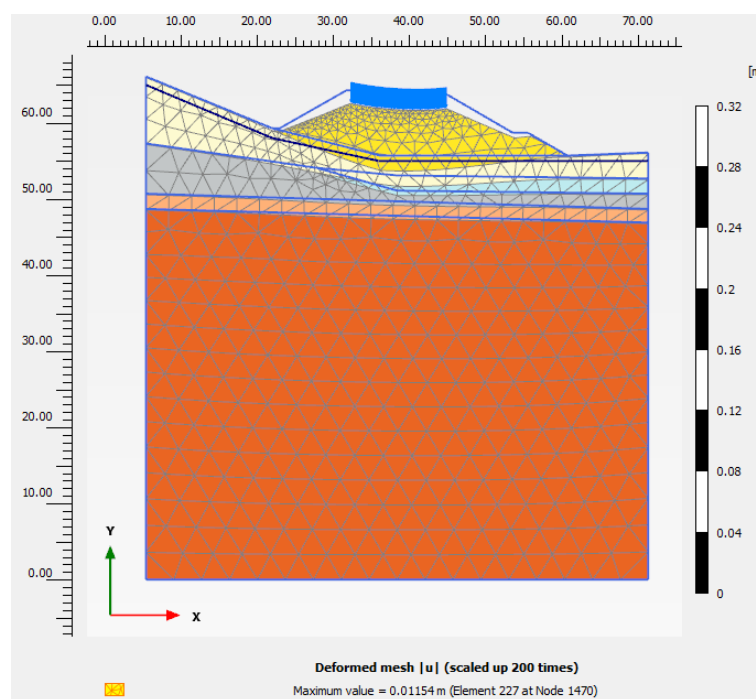


Figura 8-58: Sezione PR-6: mesh deformata- fase 2

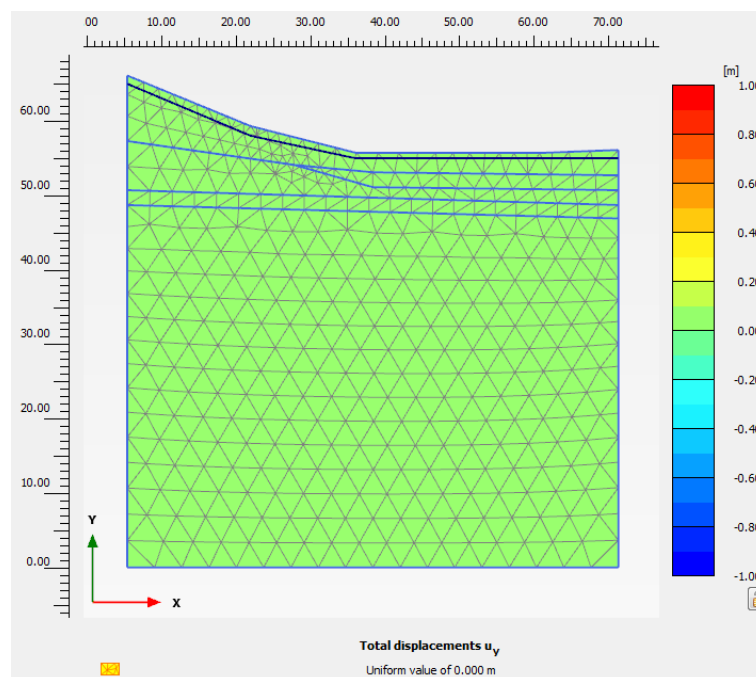


Figura 8-59: Sezione PR-6: mappa spostamenti verticali- fase 0

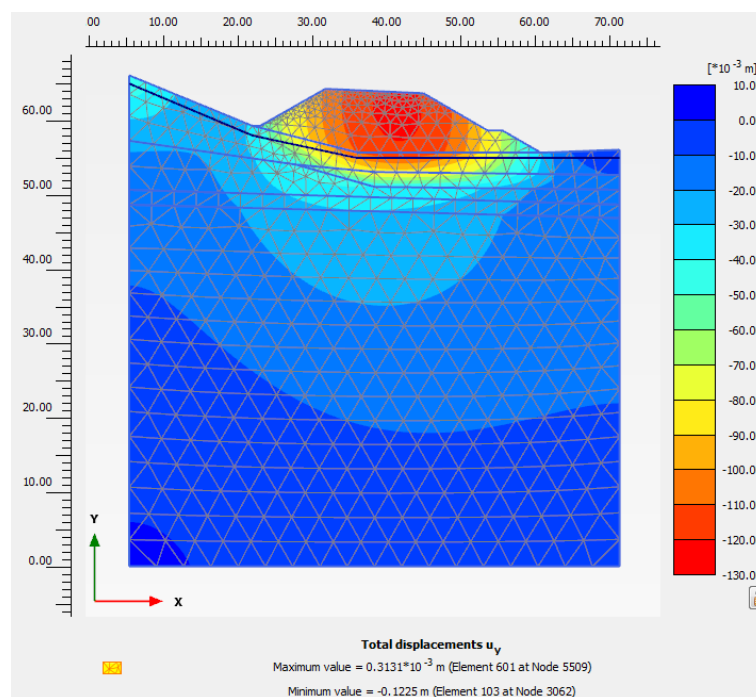


Figura 8-60: Sezione PR-6: mappa spostamenti verticali- fase 1

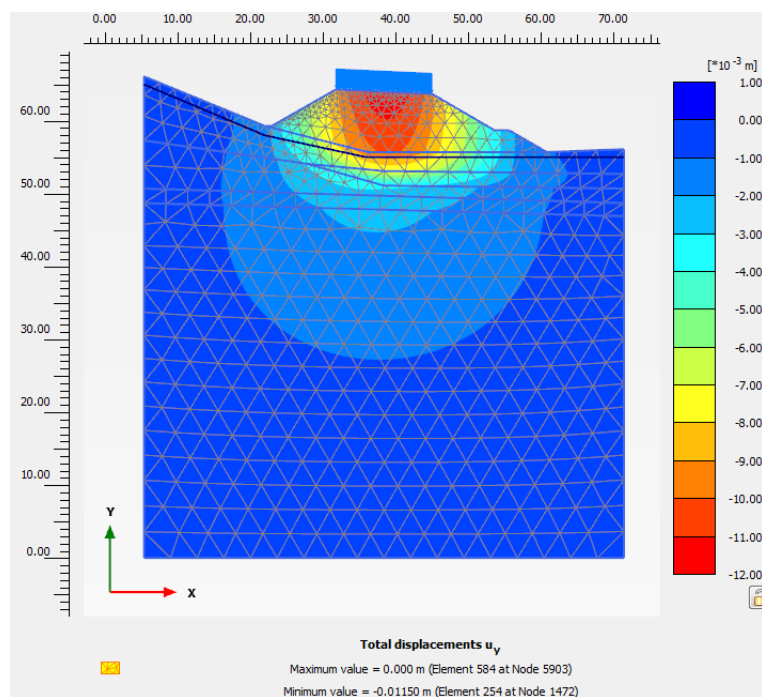


Figura 8-61: Sezione PR-6: mappa spostamenti verticali- fase 2

Nella seguente Figura sono rappresentati gli spostamenti verticali ottenuti in corrispondenza della base del rilevato al termine dell'esecuzione dei lavori per la realizzazione del rilevato di progetto ($u_{y\max} = -119.89\text{mm}$) e gli spostamenti verticali indotti alla base dal solo sovraccarico stradale ($u_{y\max} = -10.45\text{mm}$).

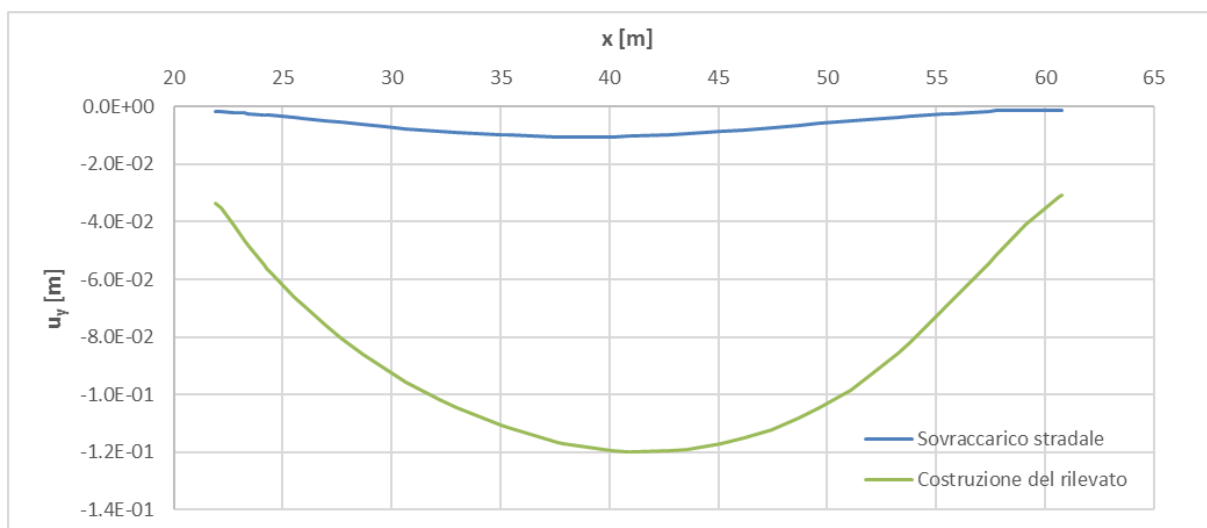


Figura 8-62 – Spostamento verticale alla base del rilevato dopo la costruzione del rilevato e per effetto del solo sovraccarico stradale.

Nella seguente Figura sono rappresentati gli spostamenti verticali ottenuti in corrispondenza della sommità del rilevato per effetto del solo sovraccarico stradale ($u_{y\max} = -11.50\text{mm}$).

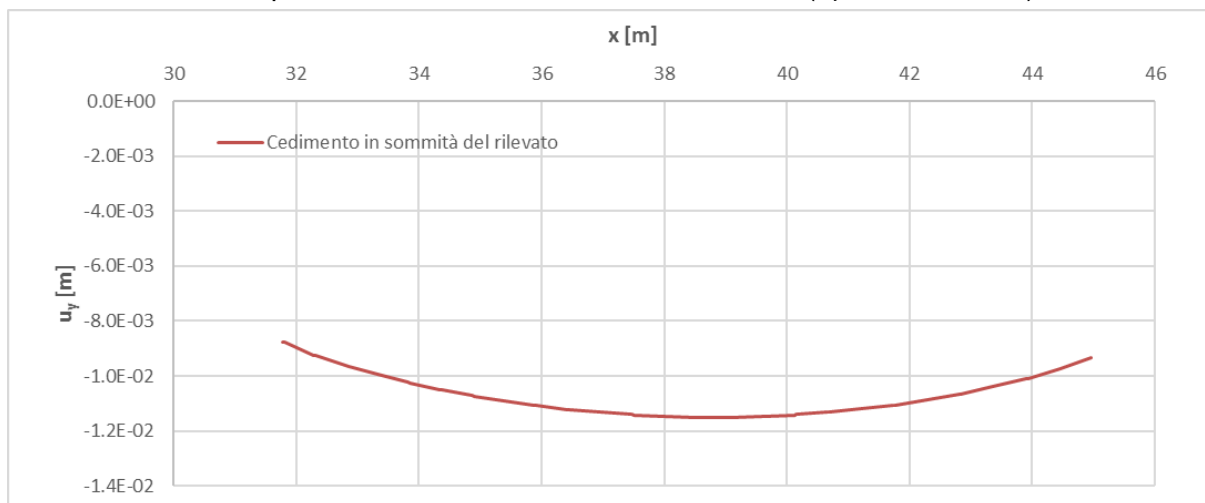


Figura 8-63 – Spostamento verticale alla sommità del rilevato per effetto del solo sovraccarico stradale.

Nella tabella seguente sono sintetizzati i valori di cedimento verticale u_y alla base del rilevato ottenuti dall'analisi 2D FEM.

Tabella 8-33: valori di cedimento verticale alla base del rilevato (FEM 2D-Model).

	Cedimento alla base [mm]	
Fase	Al centro	Ai lati
1. Costruzione del rilevato	119.89	30.67
2. Applicazione del carico	130.60	31.91

8.2.5.4 Rilevato sezione **PR-26** di altezza $H_{ril} = 8.43\text{m}$

Nella figura di seguito riportata si mostra la geometria del rilevato implementata nel modello di calcolo.

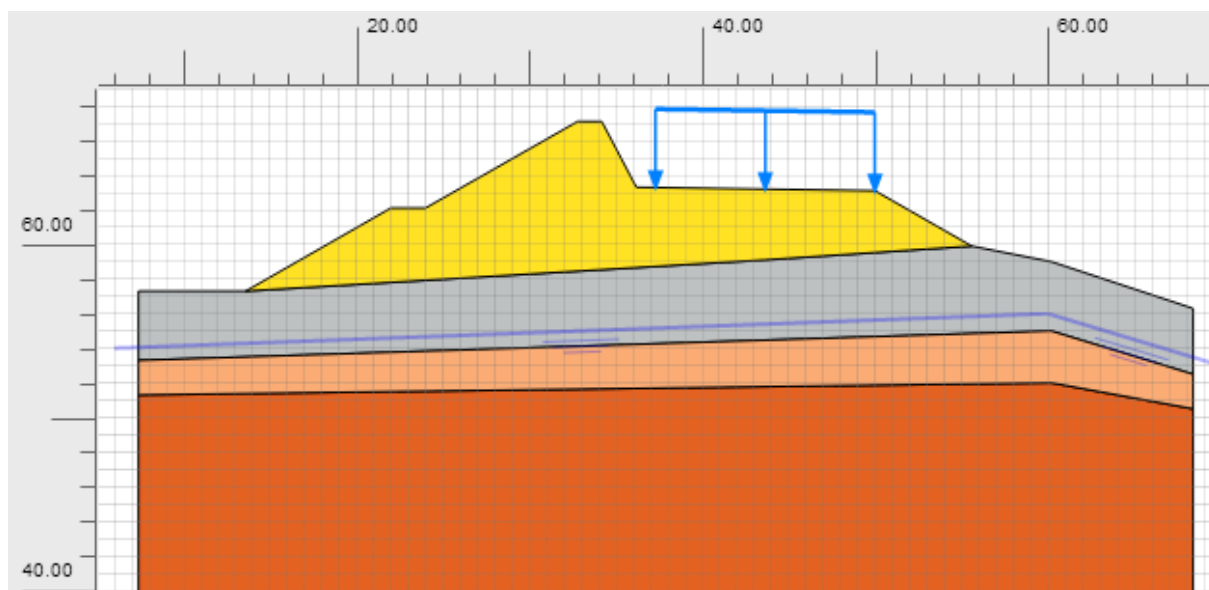


Figura 8-64: Sezione PR-26: Geometria rilevato.

Di seguito viene riportata la mesh deformata e la mappa degli spostamenti verticali relativamente alle fasi di calcolo di interesse.

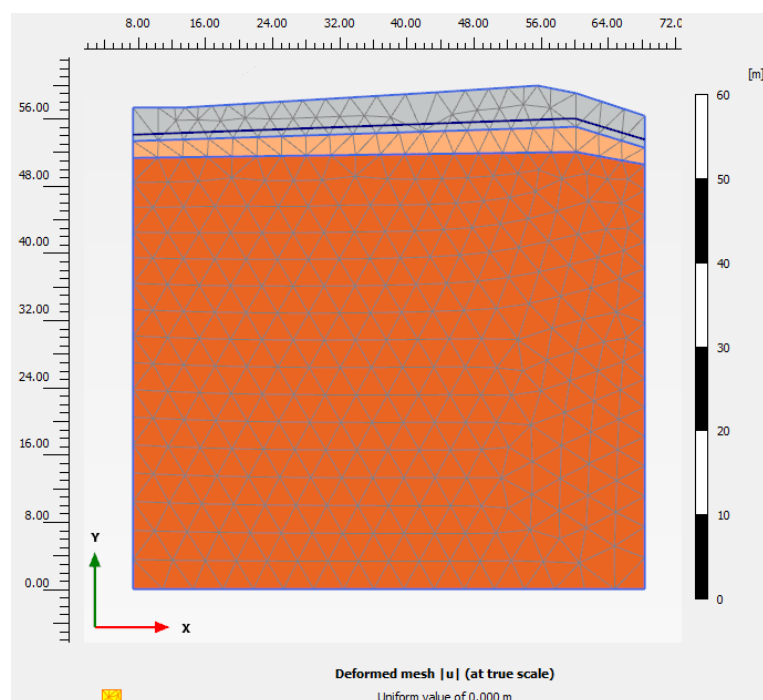


Figura 8-65: Sezione PR-26: mesh deformata- fase 0

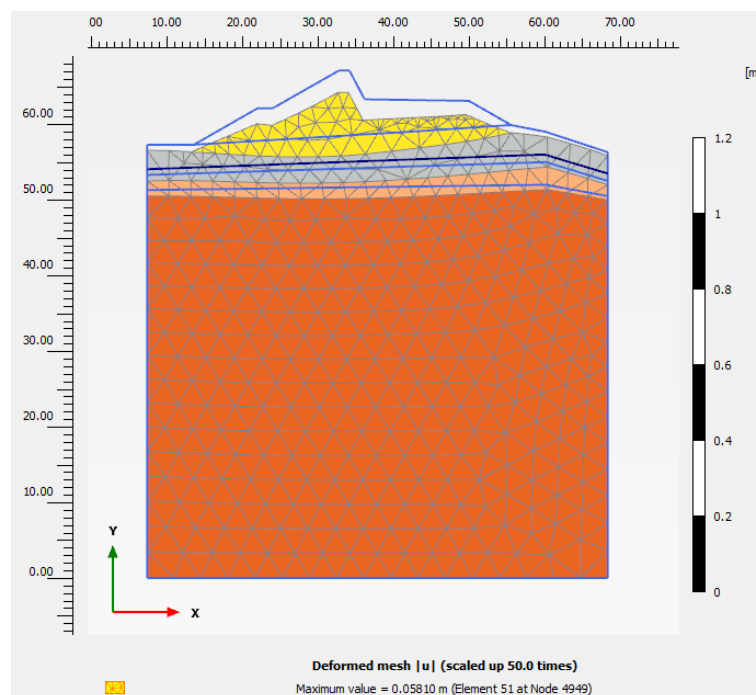


Figura 8-66: Sezione PR-26: mesh deformata- fase 1

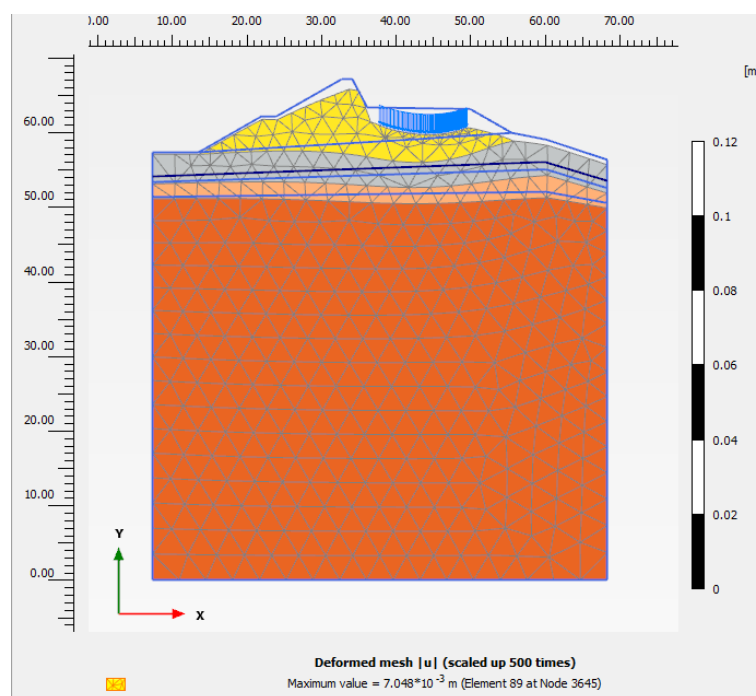


Figura 8-67: Sezione PR-26: mesh deformata- fase 2

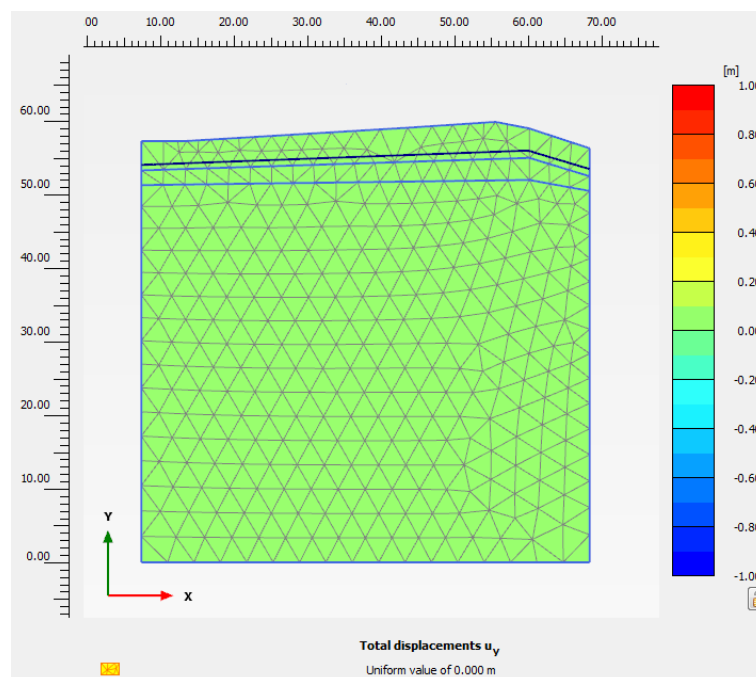


Figura 8-68: Sezione PR-26: mappa spostamenti verticali- fase 0

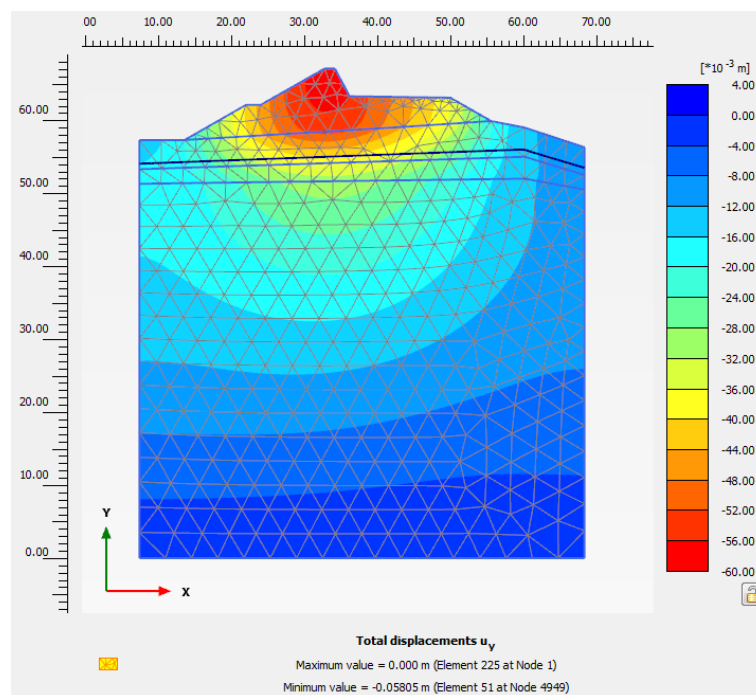


Figura 8-69: Sezione PR-26: mappa spostamenti verticali- fase 1

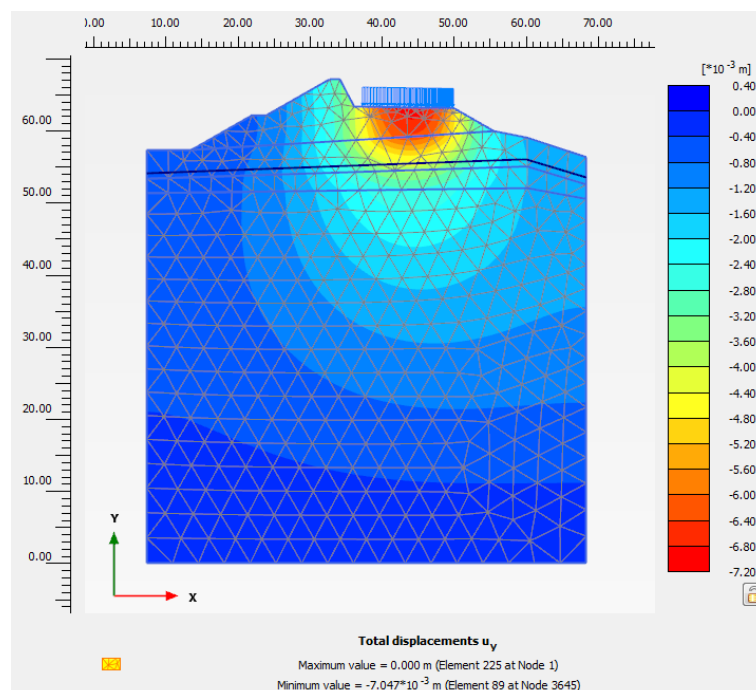


Figura 8-70: Sezione PR-26: mappa spostamenti verticali- fase 2

Nella seguente Figura sono rappresentati gli spostamenti verticali ottenuti in corrispondenza della base del rilevato al termine dell'esecuzione dei lavori per la realizzazione del rilevato di progetto ($u_{y\max} = -53.26\text{mm}$) ed gli spostamenti verticali indotti alla base dal solo sovraccarico stradale ($u_{y\max} = -6.31\text{mm}$).

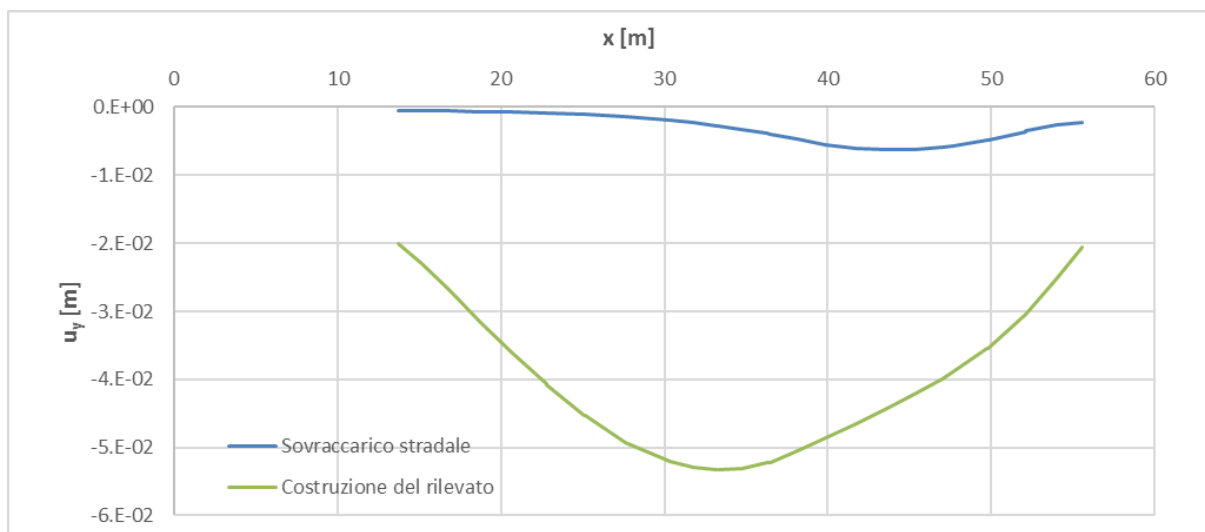


Figura 8-71 – Spostamento verticale alla base del rilevato dopo la costruzione del rilevato e per effetto del solo sovraccarico stradale.

Nella seguente Figura sono rappresentati gli spostamenti verticali ottenuti in corrispondenza della sommità del rilevato per effetto del solo sovraccarico stradale ($u_{y\max} = -7.04\text{mm}$).

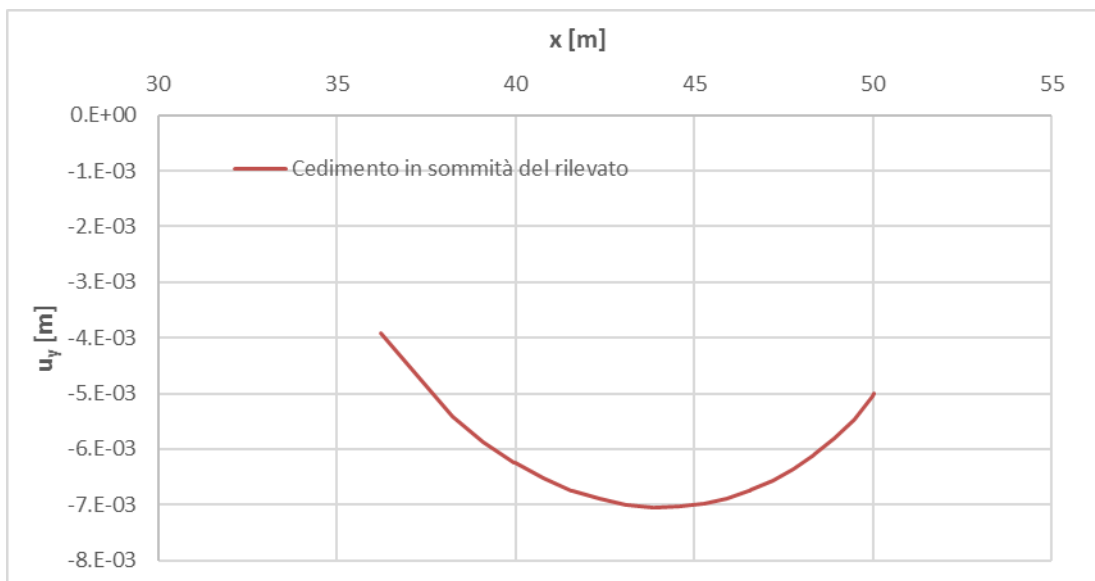


Figura 8-72 – Spostamento verticale alla sommità del rilevato per effetto del solo sovraccarico stradale.

Nella tabella seguente sono sintetizzati i valori di cedimento verticale u_y alla base del rilevato ottenuti dall'analisi 2D FEM.

Tabella 8-34: valori di cedimento verticale alla base del rilevato (FEM 2D-Model).

Fase	Cedimento alla base [mm]	
	Al centro	Ai lati
1. Costruzione del rilevato	53.26	20.13
2. Applicazione del carico	56.35	20.65

8.2.5.5 Rilevato sezione **PR-35** di altezza $H_{ril} = 7.48m$

Nella figura di seguito riportata si mostra la geometria del rilevato implementata nel modello di calcolo.

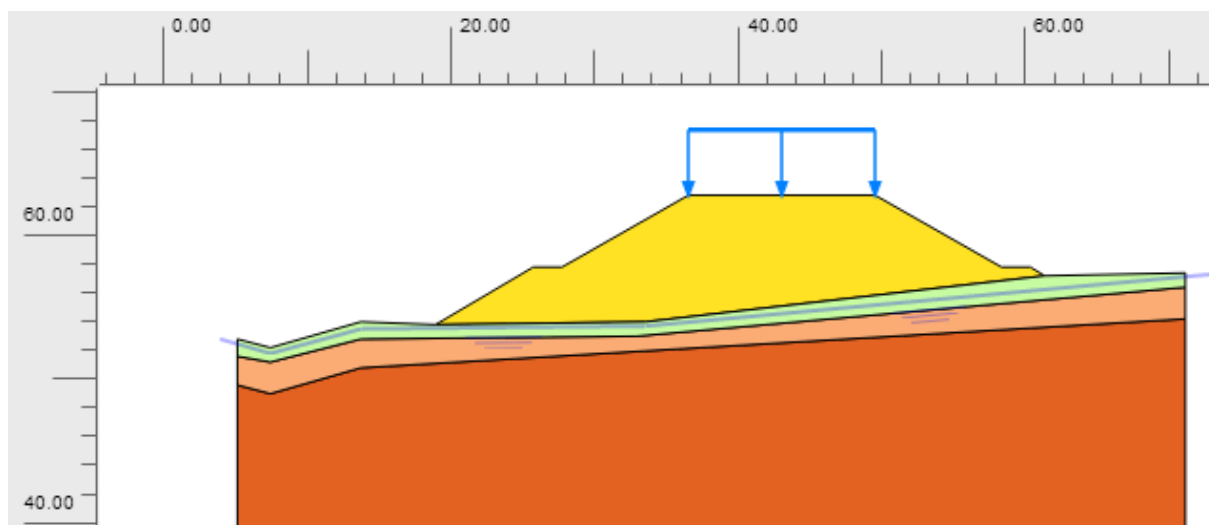


Figura 8-73: Sezione PR-35: Geometria rilevato.

Di seguito viene riportata la mesh deformata e la mappa degli spostamenti verticali relativamente alle fasi di calcolo di interesse.

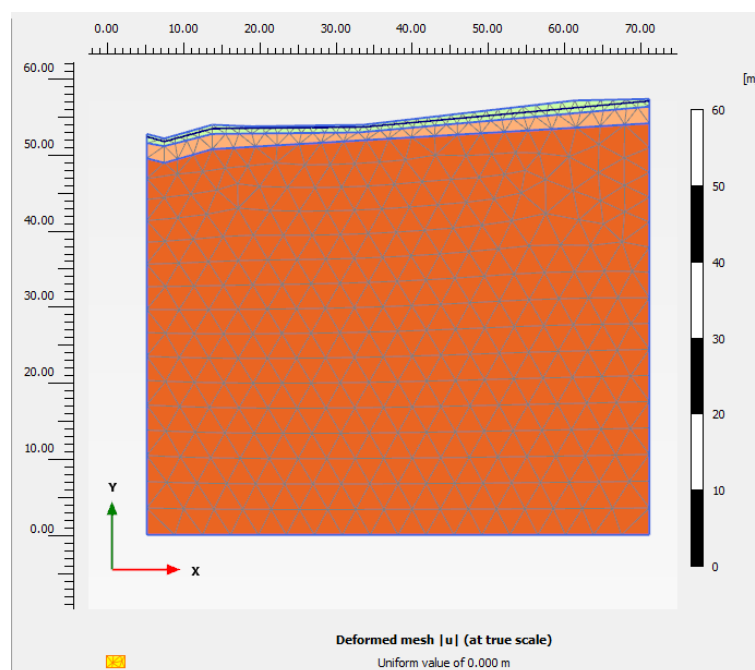


Figura 8-74: Sezione PR-35: mesh deformata- fase 0

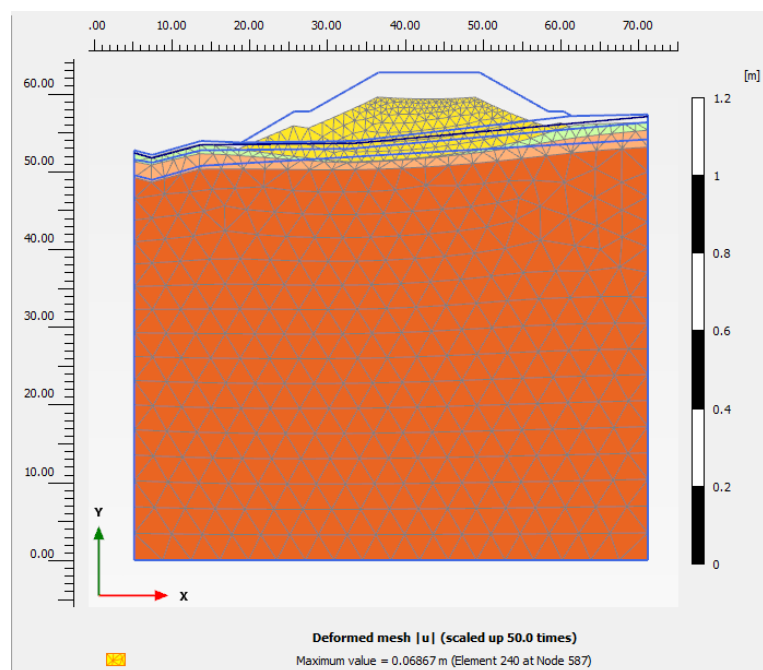


Figura 8-75: Sezione PR-35: mesh deformata- fase 1

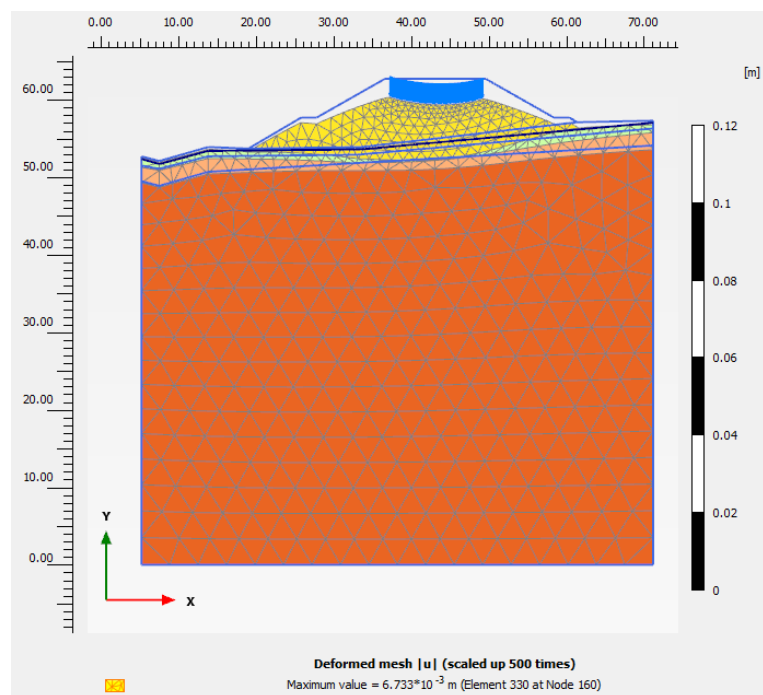


Figura 8-76: Sezione PR-35: mesh deformata- fase 2

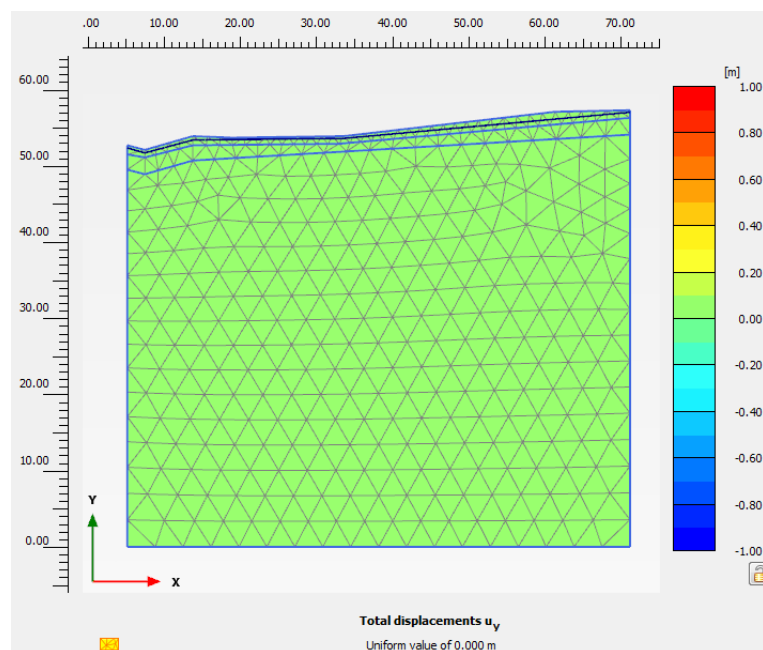


Figura 8-77: Sezione PR-35: mappa spostamenti verticali- fase 0

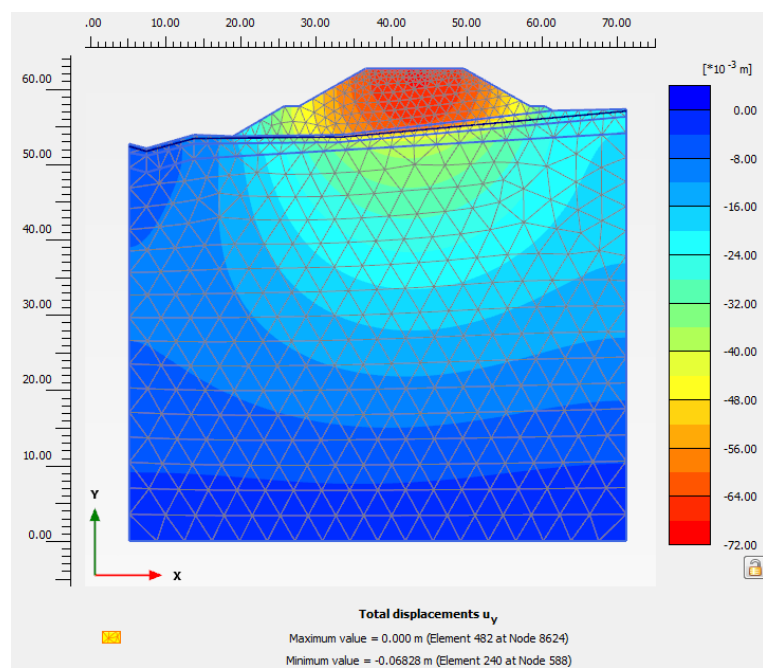


Figura 8-78: Sezione PR-35: mappa spostamenti verticali- fase 1

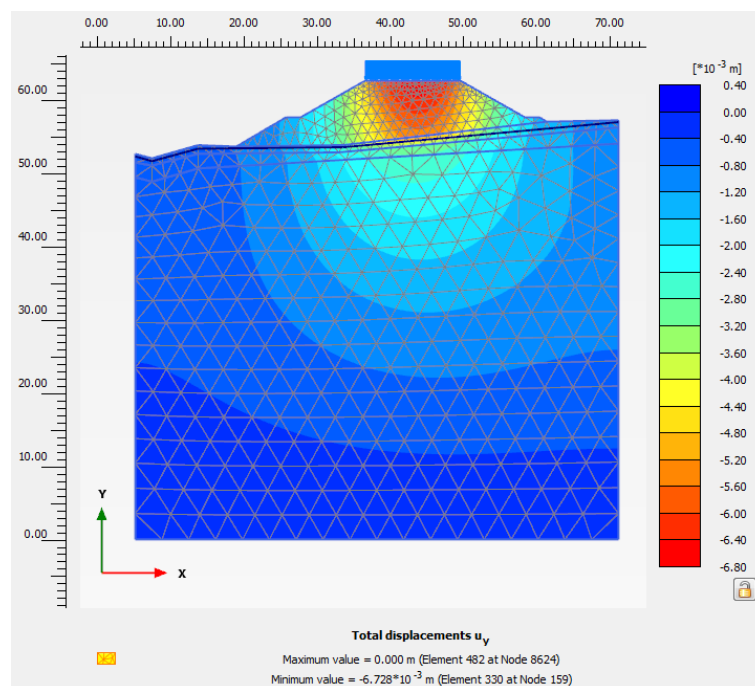


Figura 8-79: Sezione PR-35: mappa spostamenti verticali- fase 2

Nella seguente Figura sono rappresentati gli spostamenti verticali ottenuti in corrispondenza della base del rilevato al termine dell'esecuzione dei lavori per la realizzazione del rilevato di progetto ($u_{y\max} = -64.34\text{mm}$) ed gli spostamenti verticali indotti alla base dal solo sovraccarico stradale ($u_{y\max} = -5.53\text{mm}$).

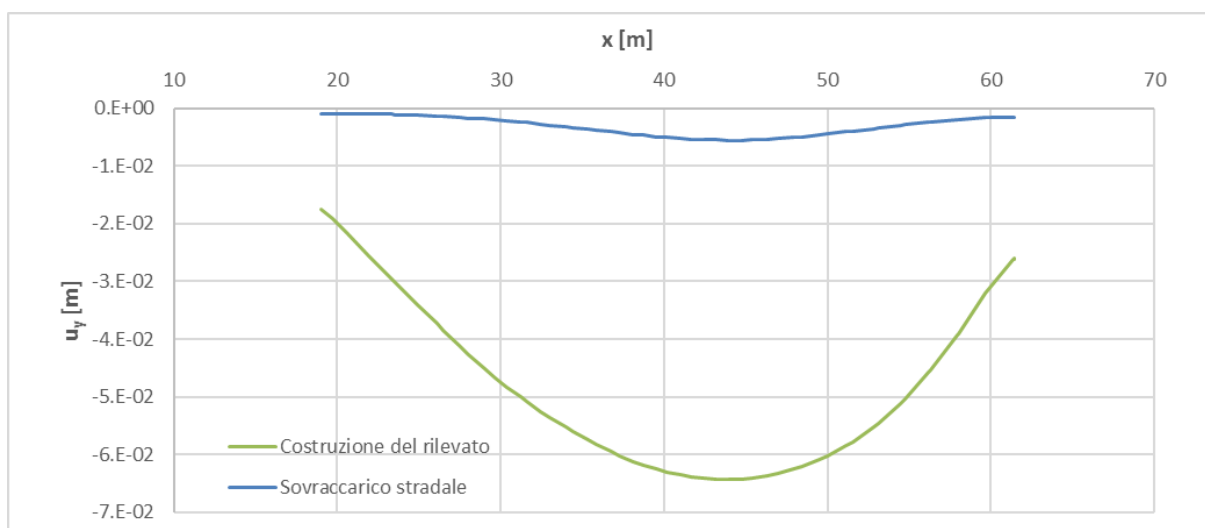


Figura 8-80 – Spostamento verticale alla base del rilevato dopo la costruzione del rilevato e per effetto del solo sovraccarico stradale.

Nella seguente Figura sono rappresentati gli spostamenti verticali ottenuti in corrispondenza della sommità del rilevato per effetto del solo sovraccarico stradale ($u_{y\max} = -6.72\text{mm}$).

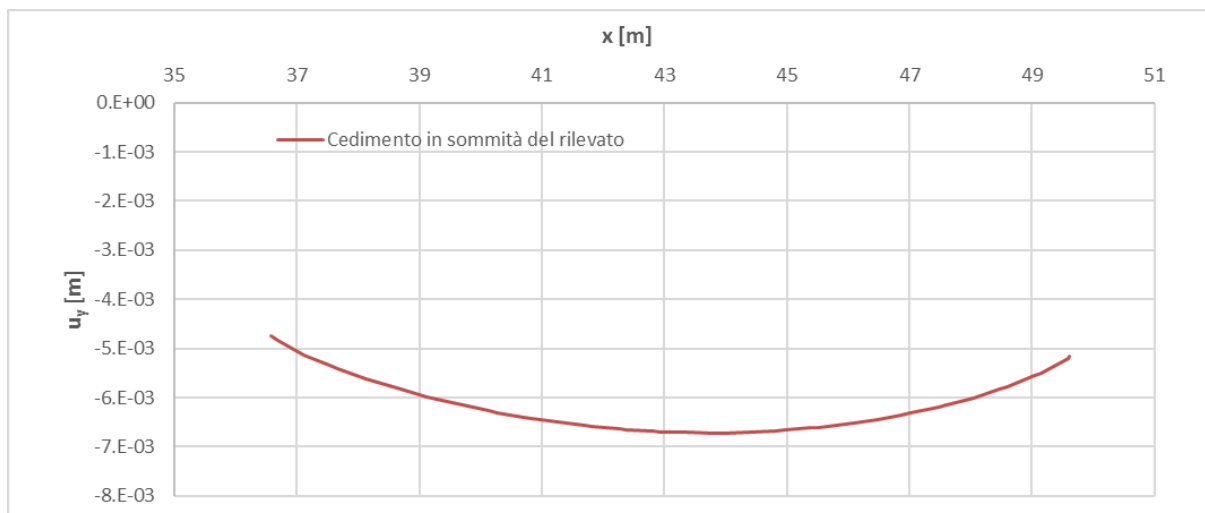


Figura 8-81 – Spostamento verticale alla sommità del rilevato per effetto del solo sovraccarico stradale.

Nella tabella seguente sono sintetizzati i valori di cedimento verticale u_y alla base del rilevato ottenuti dall'analisi 2D FEM.

Tabella 8-35: valori di cedimento verticale alla base del rilevato (FEM 2D-Model).

Fase	Cedimento alla base [mm]	
	Al centro	Ai lati
1. Costruzione del rilevato	64.34	17.54
2. Applicazione del carico	69.96	18.59

8.2.5.6 Rilevato sezione **OP-31** di altezza $H_{ril} = 5.72m$

Nella figura di seguito riportata si mostra la geometria del rilevato implementata nel modello di calcolo.

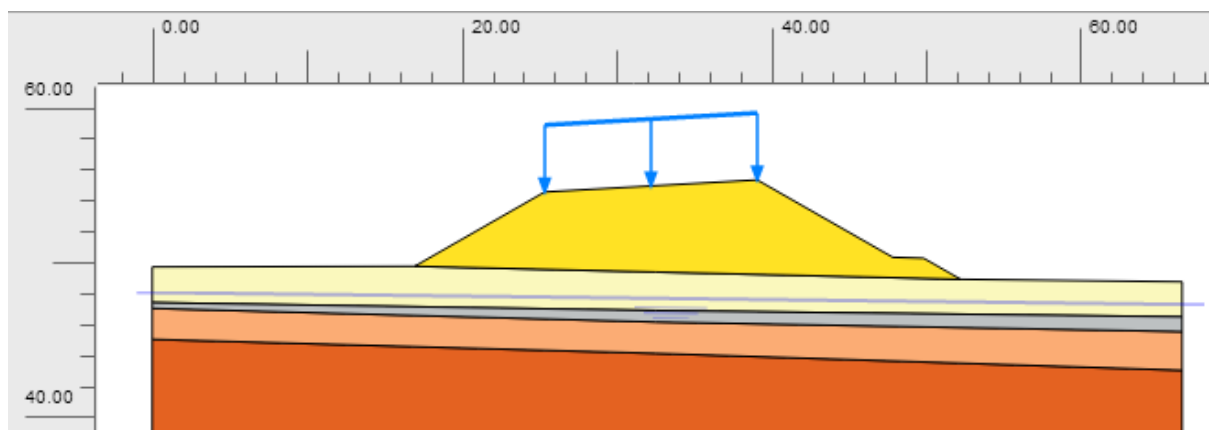


Figura 8-82 - Sezione OP-31: geometria rilevato

Di seguito viene riportata la mesh deformata e la mappa degli spostamenti verticali relativamente alle fasi di calcolo di interesse.

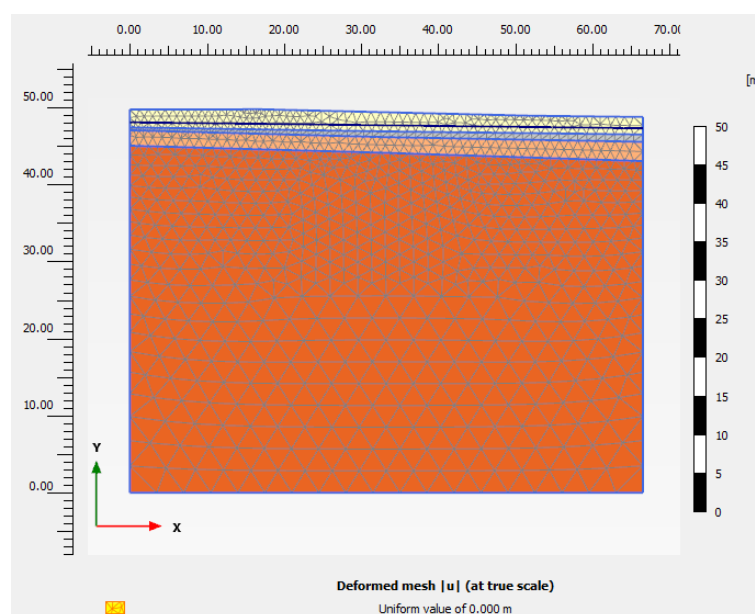


Figura 8-83 - Sezione OP-31: mesh deformata- fase 0

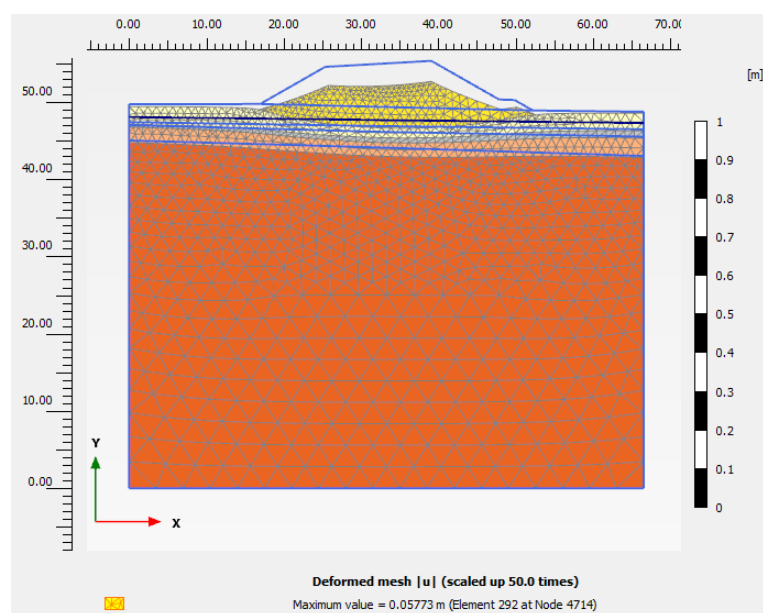


Figura 8-84 - Sezione OP-31: mesh deformata- fase 1

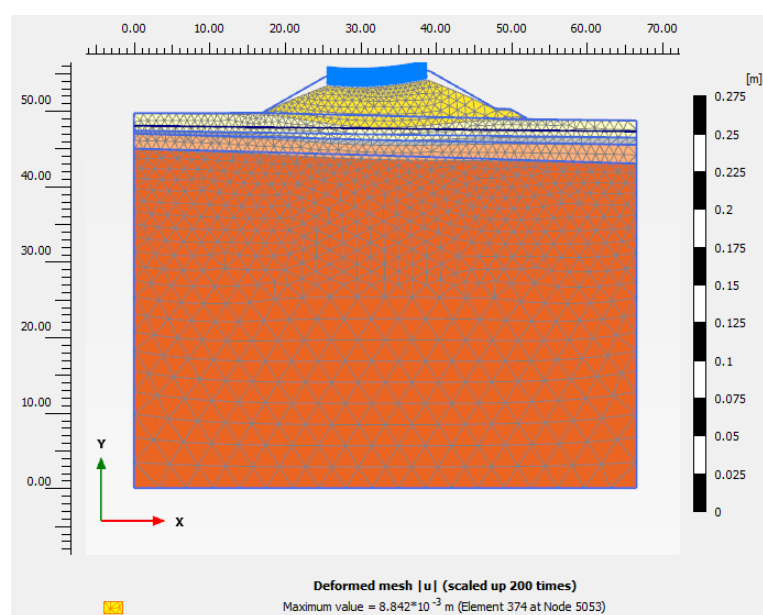


Figura 8-85 - Sezione OP-31: mesh deformata- fase 2

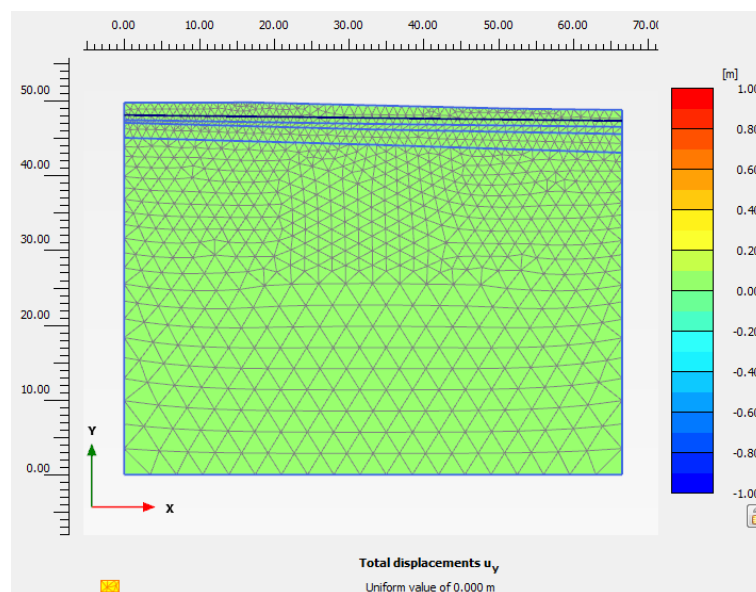


Figura 8-86 - Sezione OP-31: mappa spostamenti verticali- fase 0

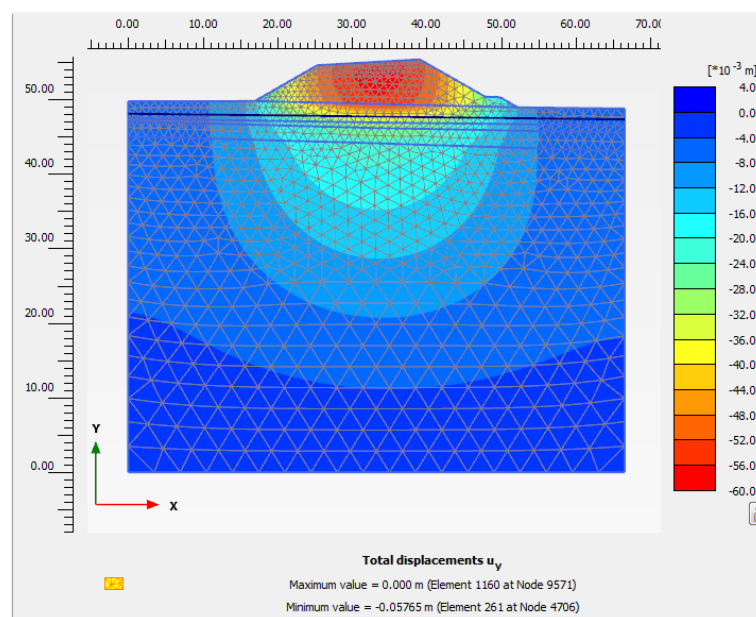


Figura 8-87 - Sezione OP-31: mappa spostamenti verticali- fase 1

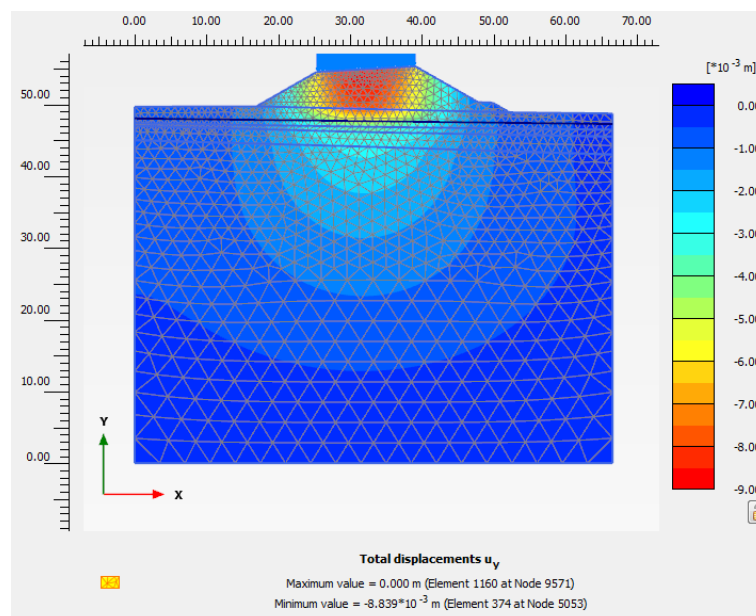


Figura 8-88 - Sezione OP-31: mappa spostamenti verticali- fase 2

Nella seguente Figura sono rappresentati gli spostamenti verticali ottenuti in corrispondenza della base del rilevato al termine dell'esecuzione dei lavori per la realizzazione del rilevato di progetto ($u_{y\max} = -54.60\text{mm}$) ed gli spostamenti verticali indotti alla base dal solo sovraccarico stradale ($u_{y\max} = -7.78\text{mm}$).

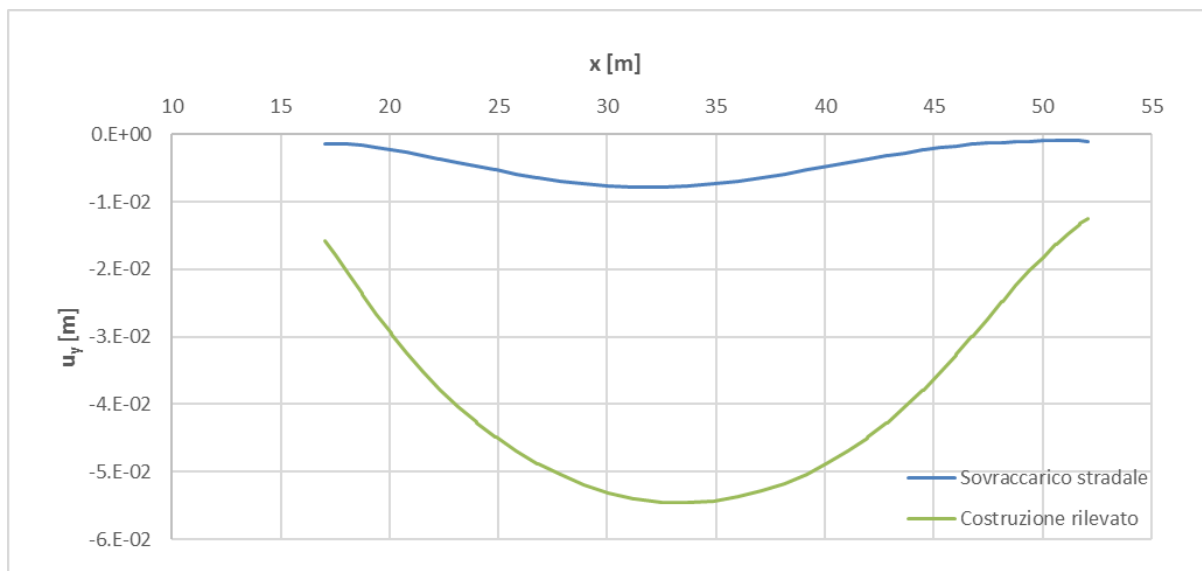


Figura 8-89 – Spostamento verticale alla base del rilevato dopo la costruzione del rilevato e per effetto del solo sovraccarico stradale

Nella seguente Figura sono rappresentati gli spostamenti verticali ottenuti in corrispondenza della sommità del rilevato per effetto del solo sovraccarico stradale ($u_{y\max} = -8.83\text{mm}$).

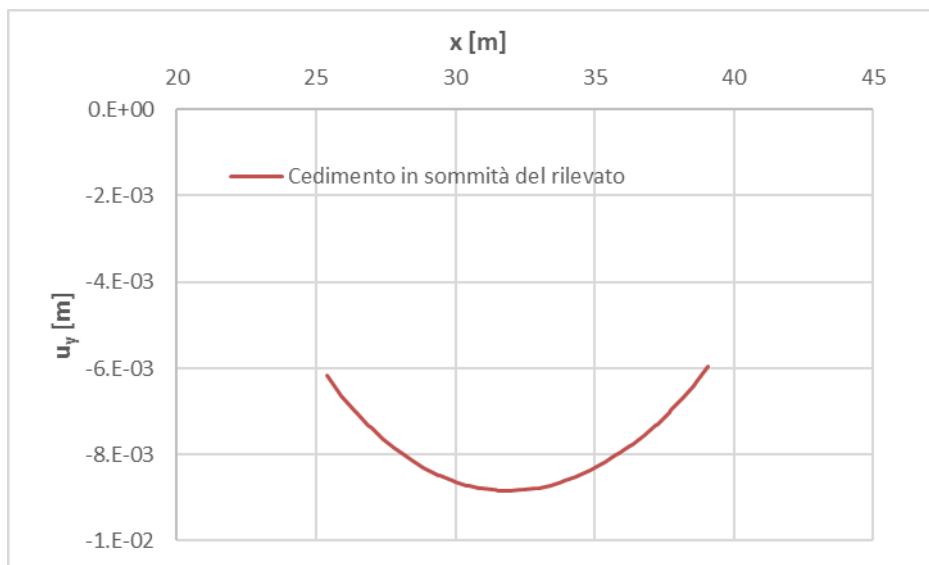


Figura 8-90 – Spostamento verticale alla sommità del rilevato per effetto del solo sovraccarico stradale

Nella tabella seguente sono sintetizzati i valori di cedimento verticale totale u_y alla base del rilevato ottenuti dall'analisi 2D FEM.

Tabella 8-36 - valori di cedimento verticale alla base del rilevato (FEM 2D-Model)

Fase	Cedimento alla base [mm]	
	Al centro	Ai lati
1. Costruzione del rilevato	54.60	12.54
2. Applicazione del carico stradale + rilevato	62.19	13.57

9. TRATTAMENTO DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI

9.1. Criteri per la definizione degli spessori di bonifica al di sotto dei rilevati

Con riferimento alle sezioni tipologiche inerenti rilevati e trincee, con il termine “piano di posa del rilevato” si intende il piano corrispondente a quello di scotico; tale piano è posto in genere alla profondità di 20 cm dal piano campagna locale.

Nei tratti caratterizzati da livelletta prossima al piano campagna o in trincea, il piano di posa dei rilevati viene a coincidere con il piano di posa della sovrastruttura stradale (intradosso fondazione stradale).

Il piano di posa del rilevato rappresenta l'estradosso dello strato di bonifica.

I livelli prestazionali ad estradosso bonifica, espressi in termini di modulo di deformazione M_d al primo ciclo di carico su piastra di diametro 30 cm, sono definiti in funzione della distanza “d” fra l'intradosso della fondazione della sovrastruttura stradale ed il piano di posa dei rilevati. Essi possono essere individuati in base alla Tabella 9-1 e, in particolare, essi dovranno risultare non inferiori a:

- **60 MPa:** nell'intervallo compreso fra $1.50 \div 2.50$ daN/cm² sul piano di posa della sovrastruttura in rilevato ed in trincea;
- **20 MPa:** nell'intervallo compreso fra $0.50 \div 1.50$ daN/cm² sul piano di posa del rilevato (piano di scotico) quando posto a 1.00 m da quello della sovrastruttura;
- **15 MPa:** nell'intervallo compreso fra $0.50 \div 1.50$ daN/cm² sul piano di posa del rilevato (piano di scotico) quando posto a 2.00 m da quello della sovrastruttura.

Nell'intervallo $d = 0.00 \div 1.00$ m la variazione di detti valori al variare della quota risulta lineare; per altezze di rilevato superiori a 2.00 m si è assunto un valore del modulo di deformazione M_d pari a 15 MPa.

Tabella 9-1 – Piano di posa dei rilevati – Livelli prestazionali in termini di Modulo su piastra

Distanza intradosso fondazione – piano di posa: “d” [m]	Modulo su piastra [MPa]	Intervallo di pressione [MPa]
d = 0.00	$M_d = 60$ MPa	$0.15 \div 0.25$
d = 0.20	$M_d = 52$ MPa	$0.15 \div 0.25$
d = 0.40	$M_d = 44$ MPa	$0.15 \div 0.25$
d = 0.60	$M_d = 36$ MPa	$0.15 \div 0.25$

$d = 0.80$	$M_d = 28 \text{ MPa}$	$0.15 \div 0.25$
$d = 1 \div 2$	$M_d = 20 \text{ MPa}$	$0.05 \div 0.15$
$d \geq 2$	$M_d = 15 \text{ MPa}$	$0.05 \div 0.15$

Il dimensionamento dello strato di bonifica viene eseguito utilizzando i tradizionali approcci impiegati nel campo delle costruzioni stradali, con riferimento alle caratteristiche geotecniche del terreno di posa del rilevato.

La definizione dello spessore "s" della bonifica è stata effettuata con riferimento al criterio dei due strati formulato da Burmister (1943), basato sullo studio dell'equilibrio di due solidi elastici di diversa natura sovrapposti, come schematizzato in Figura 9-1:

- l'uno di spessore finito "s", modulo di elasticità " E_1 ", detto strato superficiale;
- l'altro semi-infinito con modulo elastico " E_0 ", detto terreno di sottofondo (nel nostro caso è sempre relativo allo strato superficiale poiché la bonifica non va più in profondità).

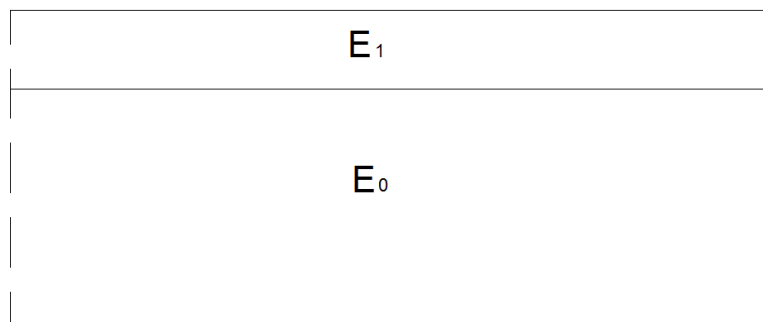


Figura 9-1: Schema stratigrafico secondo il metodo di Burmister

Il metodo di Burmister in sostanza correla i risultati in termini di modulo di deformazione di una prova di carico su piastra con le caratteristiche di deformazione dello strato di bonifica e del sottofondo.

Il carico uniforme "p" esercitato dalla piastra si considera superficiale e distribuito su un'area circolare di raggio "a"; il cedimento al centro della piastra considerata rigida, da utilizzarsi per la definizione del modulo di deformazione teorico, risulta dalla relazione:

$$f = 1.18 \cdot \frac{p \cdot a}{E_0} \cdot F_1$$

essendo F_1 una funzione dei due rapporti E_1/E_0 ed s/a , il cui valore può ottenersi dalla seguente formula ottenuta analiticamente da N. Odemark:

$$F_1 = \left[1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \left(0.9 \cdot \frac{s}{a} \right)^2}} \right] \cdot \frac{E_0}{E_1} + \frac{1}{\sqrt{1 + \left(0.9 \cdot \frac{s}{a} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_0}} \right)^2}}$$

Fissato lo spessore "s" e variando il modulo elastico "E₁" dello strato superficiale (strato di bonifica) per un determinato E₀ del terreno di sottofondo, si può stimare il cedimento f per un dato carico e quindi si può mettere in relazione il modulo su piastra M_d con lo spessore e le caratteristiche dello strato di bonifica e del sottofondo, passando attraverso il calcolo del cedimento per un carico pari a p = 100 kPa agente su una piastra di raggio a = 15 cm tramite la relazione:

$$M_d = \frac{\Delta p \cdot 2a}{\Delta w} = \frac{\Delta p \cdot 2a}{f}$$

9.2. Livello prestazionale piano di posa dei rilevati

In Tabella 9-2 sono mostrati i valori di M_{d-richiesto} derivati dalla Tabella 13-1. Tali moduli rappresentano un valore di soglia per il modulo edometrico effettivo del terreno, derivante da test in situ di prove di carico su piastra.

Tabella 9-2 - Livelli prestazionali minimi del piano di posa dei rilevati

Sezione	d _{min}	M _{d-richiesto}
	[m]	[MPa]
PR-1	5,34	15
PR-2	5,42	15
PR-3	3,45	15
PR-4	1,55	15
PR-5	2,25	15
PR-6	5,47	15
PR-7	7,64	15
PR-8 Spalla A	7,89	15
PR-24	2,16	15
PR-25	2,54	15
PR-26	2,55	15
PR-27	2,4	15
PR-28	2,99	15
PR-29	3,25	15
PR-30	3,31	15

PR-31	4,04	15
PR-32	4,04	15
PR-33	4,78	15
PR-34	5,04	15
PR-35	5,41	15
PR-36	5,48	15
PR-37	5,54	15
PR-38	5,81	15
PR-39	5,92	15
PR-42	6,21	15
PR-43	6,71	15
PR-44	7,75	15
PR-45	7,48	15
PR-46	4,81	15
PR-47	1,69	20

Si osserva che il parametro d è sempre superiore ai 2m, eccetto per la progressiva PR-47 dove $d < 2m$ e pertanto $M_{d\text{-richiesto}} = 20MPa$.

9.3. Caratterizzazione dei materiali

Per quanto riguarda le caratteristiche del materiale utilizzato per lo strato di bonifica si sono ipotizzati valori del modulo elastico variabili nell'intervallo $E = 60.0 \div 70.0 MPa$.

I valori di $M_{d\text{-richiesto}}$ sono stati confrontati con le caratteristiche di rigidità del terreno in esame per le sezioni trasversali relative a ciascuna progressiva. Le prove di carico su piastra pertinenti al tratto di strada in oggetto sono la TP3, situata in prossimità della Pk. PR-1, e la TP4, situata tra le Pk. PR-37 e PR-38. Esse sono state eseguite dunque su uno strato superficiale di terreno corrispondente all'acronimo 1Dag, per il quale si assume un valore di modulo edometrico misurato pari al minore dei due valori $M_d = 27 MPa$. L'Unità stratigrafica Rip è stata oggetto della prova di carico su piastra TP1, con la quale è stato registrato un valore molto elevato di modulo edometrico (52 MPa). Tuttavia, trattandosi di uno strato di riporto fortemente eterogeneo, come mostra la Figura 9-2, tale valore non si ritiene rappresentativo del comportamento globale dello strato, ma risulta probabilmente falsato da un effetto scala. Pertanto, il modulo edometrico richiesto verrà confrontato con il modulo di Young E' che caratterizza questo terreno. La stessa scelta è

stata fatta per lo strato superficiale di tipo 1Das, in assenza del modulo edometrico ad esso relativo.



Figura 9-2: Terreno scavato durante la prova di carico su piastra TP1 e corrispondente allo strato di riporto (Rip)

Per poter effettuare un confronto tra modulo edometrico richiesto e modulo di Young, è stato ricavato il modulo $E'_{\text{richiesto}} = E_{\text{PLT}}$ da $M_{d,\text{richiesto}}$. Qualora tale valore di soglia non venisse superato da E' fornito dal terreno superficiale in sito, sarà necessario intervenire con uno strato di bonifica.

Per la determinazione del modulo elastico E_{PLT} attribuito al terreno di sottofondo nelle elaborazioni numeriche atte a simulare la prova di carico su piastra all'estradosso dello strato di bonifica, si è fatto riferimento ai valori di rigidezza E' dei terreni in esame secondo la relazione:

$$E_{\text{PLT}} = \frac{\Delta p}{\Delta s} \cdot \frac{\pi \cdot b}{4} \cdot (1 - \nu^2) = M_{d,\text{richiesto}} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (1 - \nu^2)$$

dove:

- ν è il coefficiente di Poisson, assunto pari a 0.5;

Di seguito si riporta il confronto tra modulo edometrico di soglia calcolato E_{PLT} e modulo edometrico effettivo E' relativo allo strato di terreno che verrà potenzialmente interessato dalla bonifica (primo strato di terreno).

Le celle evidenziate in azzurro evidenziano le progressive nelle quali si rende necessario intervenire con uno strato di bonifica. In particolare la rigidezza richiesta è superiore a quella del terreno in due casi: quando lo strato superficiale è di tipo 2Das; quando lo strato superficiale è di tipo Rip e l'altezza del rilevato d è inferiore ai 2m, pertanto il modulo richiesto risulta maggiore.

Tabella 9-3 - Confronto tra moduli edometrici

Progressiva	Strato	E_{PLT}	E'
-------------	--------	------------------	------

			[MPa]	[MPa]
PR-1	27.021	1Dag	9	27
PR-2	38.669	1 Dag	9	27
PR-3	54.000	2Das	9	8
PR-4	70.230	2 Das	9	8
PR-5	86.000	2 Das	9	8
PR-6	101.791	2 Das	9	8
PR-7	116.000	2 Das	9	8
PR-8 Spalla A	132.483	2 Das	9	8
PR-24	436.000	1 Dag	9	27
PR-25	454.316	1 Dag	9	27
PR-26	469.000	1 Dag	9	27
PR-27	483.463	1 Dag	9	27
PR-28	498.000	1 Dag	9	27
PR-29	512.611	1 Dag	9	27
PR-30	532.000	1 Dag	9	27
PR-31	550.462	1 Dag	9	27
PR-32	550.464	1 Dag	9	27
PR-33	569.000	1 Dag	9	27
PR-34	588.000	1 Dag	9	27
PR-35	607.000	1 Dag	9	27
PR-36	625.236	1 Dag	9	27
PR-37	637.000	1 Dag	9	27
PR-38	649.150	1 Dag	9	27
PR-39	661.000	1 Dag	9	27
PR-42	706.298	Rip	9	10
PR-43	707.937	Rip	9	10

PR-44	718.000	1Dag	9	27
PR-45	729.040	1Dag	9	27
PR-46	742.000	Rip	9	10
PR-47	755.576	Rip	12	10

9.4. Effetti della variazione dello spessore di bonifica e del relativo modulo elastico

In base al criterio di Burmister illustrato nel paragrafo 9.1, al variare dello spessore di bonifica "s" e del relativo modulo elastico E_1 sono state ricavate le curve corrispondenti al valore del modulo su piastra equivalente M_d misurato all'estradosso della bonifica, ovvero al piano di posa del rilevato.

Di seguito sono mostrati i grafici relativi ai tratti in cui si rende necessario l'intervento di bonifica: il tratto da Pk. PR-3 a Pk. PR-8, che presenta uno strato superficiale di tipo 2 Das di rigidezza $E_0 = 8$ MPa, e il tratto relativo alla Pk. PR-47, che presenta uno strato superficiale di tipo Rip di rigidezza $E_0 = 10$ MPa.

Nel grafico che interessa il tratto da Pk. PR-3 a Pk. PR-8 la linea in nero indica il modulo $M_{d, richiesto} = 15$ MPa. Le curve colorate sono state ricavate dalle formule di Burmister e mostrano che, per uno strato di bonifica di modulo $E_1 = 60 - 70$ MPa, è possibile assumere uno spessore di bonifica di $s = 0.3$ m.

Il grafico relativo alla Pk. PR-47 mostra in nero il valore di soglia del modulo edometrico $M_{d, richiesto} = 20$ MPa. Anche in questo caso, per uno strato di bonifica di rigidezza $E_1 = 60 - 70$ MPa, è sufficiente uno spessore di bonifica di $s = 0.3$ m perché si superi il requisito minimo.

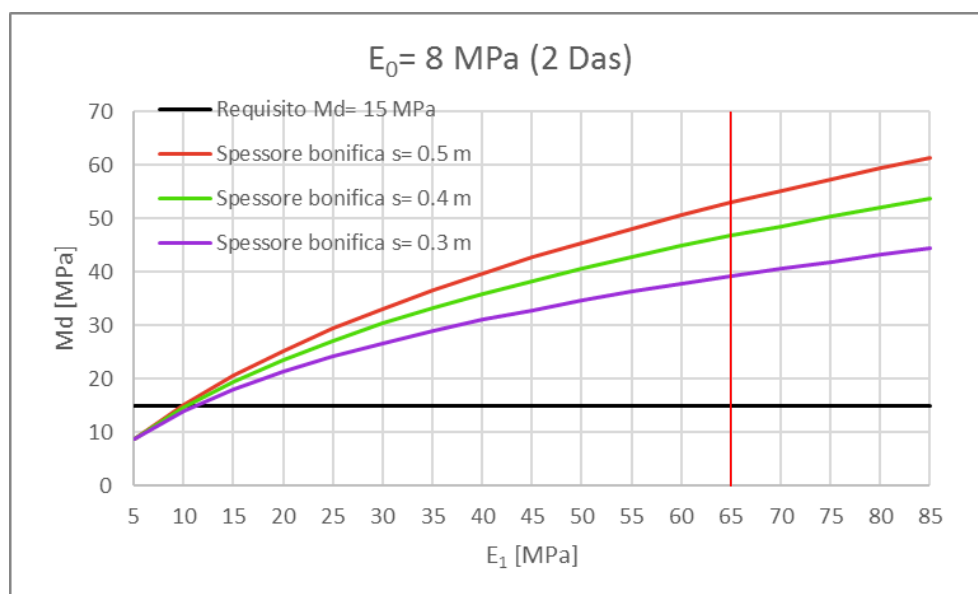


Figura 9-3 - Tratto da Pk. PR-3 a Pk. PR-8 - Determinazione spessore di bonifica

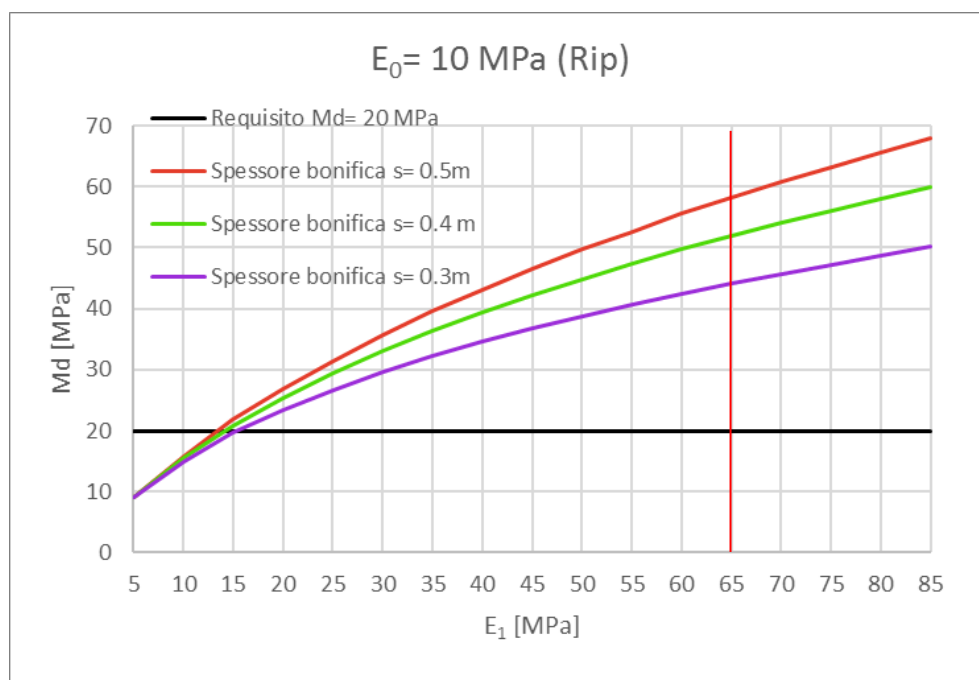


Figura 9-5 - Pk. PR-47 - Determinazione spessore di bonifica

Di seguito, in tabella, si riassumono i tratti per cui è necessaria la bonifica.

Tabella 9-4 – Tratti che necessitano di uno spessore di bonifica

Tratto	Progressive		Spessore [m]	E'_{bonifica} [MPa]
1	DA Pk. PR-3 A Pk. PR-8	54.00 – 132.48	0.3	60 ÷ 70
2	Pk. PR-47	755.58	0.3	60 ÷ 70

9.5. Valutazioni preliminari sulla stabilizzazione a calce - campagna d'indagine 2016

9.5.1. Pozzetti esplorativi

L'indagine inerente al 2016 si è articolata nella realizzazione di n° 4 pozzetti esplorativi, scavati utilizzando una benna con braccio idraulico, montata su ruspa cingolata, spinti a profondità di 1.00m dal piano campagna. Il numero e la posizione dei pozzetti ha permesso di coprire l'intera estensione di intervento.

Per ogni pozzetto sono state condotte le operazioni di seguito elencate:

1. Stratigrafia;
2. Fotografie;
3. Prelievo di un campione medio fra 0.5m e 1.0m di profondità;
4. Rilievo delle coordinate geografiche (WGS84).

9.5.2. Prove di laboratorio

L'elenco dei punti di campionamento e delle prove eseguite su ogni campione, comprensivo dei risultati ottenuti, è riportato in Tabella 3-4, di cui si riporta un estratto nel seguito inerente ai soli risultati della campagna 2016.

Tabella 9-5 - Elenco Prove di Laboratorio sui campioni prelevati dai pozzetti - 2016

ANNO	CAMP.		PROF.		GRANULOMETRIA				LIMITI DI ATTERBERG			Sostanza Organica	Solfati	Nitrati	MBI	CIC
									LL	PL	PI	% peso	peso SO ₃ %	mg/kg	ml/g (*100)	%
	No.	TIPO	da m	a m	G %	S %	L+A %	A %	%	%	%					
2016	TP01	-	0.50	1.00	0.08	29.02	70.09	n/d	30	20	10	-	-	-	-	-
2016	TP02	-	0.50	1.00	2.66	33.03	64.31	20.5	42	23	19	1.6	0.21	18.8	350	3.00
2016	TP03	-	0.50	1.00	0.42	18.47	81.11	26.5	43	21	22	0.3	0.25	17.6	400	3.00
2016	TP04	-	0.50	1.00	0.43	15.09	84.48	31.5	45	22	23	0.7	0.24	17.7	399	4.00

LEGENDA:


G = % in peso di ghiaia
 S = % in peso di sabbia
 L+A = % in peso di fini
 A = % in peso di argilla

LL = Limite liquido
 PL = Limite plastico
 IP = Indice plastico
 MBI = Indice del Blu di Metilene
 CIC = Consumo iniziale di Calce

In vengono riepilogati i valori medi di plasticità dei campioni prelevati.

Tabella 9-6 - riepilogo dei valori di plasticità dei campioni prelevati

Gruppo CNR UNI 10006	Campione	LL medio (%)	IP medio (%)
A4	TP01	30	10
A7-6	TP02	42	19

 gruppo Atlantia	VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro Progetto Definitivo RELAZIONE GEOTECNICA
--	---

A7-6	TP03	43	22
A7-6	TP04	45	23

9.5.3. Giudizio in merito alla riutilizzabilità dei materiali di scavo

Il quadro complessivo che emerge dall'analisi dei pozzetti esplorativi e delle prove di laboratorio evidenzia la possibilità di riutilizzare, dal punto di vista geotecnico, i terreni provenienti dagli scavi. In particolare i risultati ottenuti dalle prove di laboratorio eseguite (vedi GEO 0005_1) mostrano che i terreni plastici (prevalentemente A7-6 e A6) sono stabilizzabili con ossido di calcio (CaO – Calce viva), presentando curve granulometriche, quantità di sostanza organica e caratteristiche chimiche compatibili con i criteri di accettabilità normalmente in uso per il trattamento a calce dei terreni (indicati nel seguito).

- Granulometria contenuta nel fuso (CNR B.U. n.36)
- Indice di plasticità: > 10%
- Contenuto di sostanze organiche < 2%
- Contenuto di solfati e solfuri $\leq 0,25$ %

Il campione con indice plastico = 10% – classificabile come terreno tipo A4 – è stato prelevato in corrispondenza di un deposito di materiali di riporto; pur presentando caratteristiche qualitativamente migliori rispetto agli altri campioni, alla luce del rinvenimento di inclusi di natura antropica, dovrà essere comunque considerato come un materiale non stabilizzabile a calce

Appendice A – Sintesi delle elaborazioni geotecniche

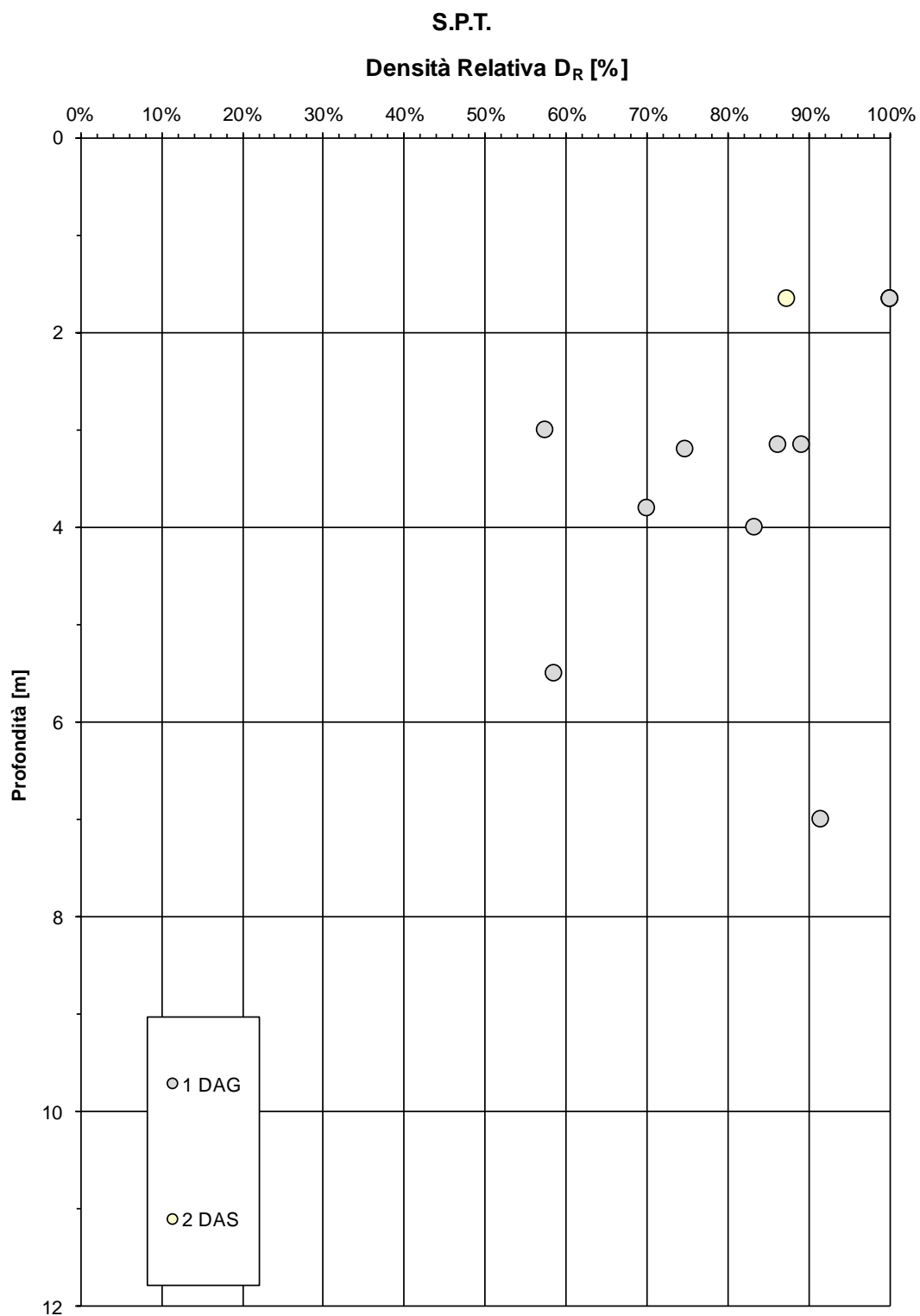


Figura 9-6: Densità relativa delle unità incoerenti da prove spt.

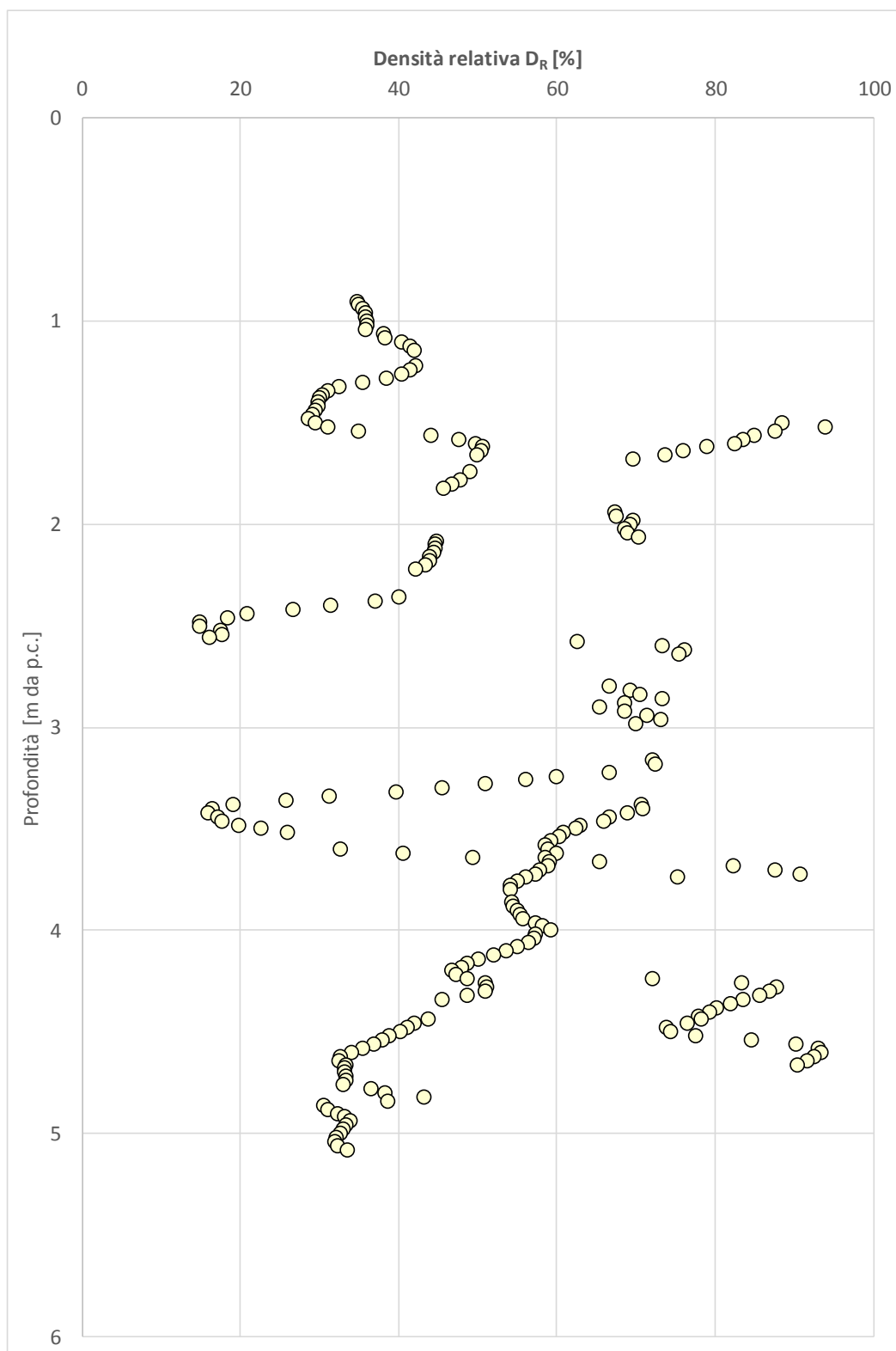


Figura 9-7: Densità relativa delle unità 2 DAS da prove CPTU.

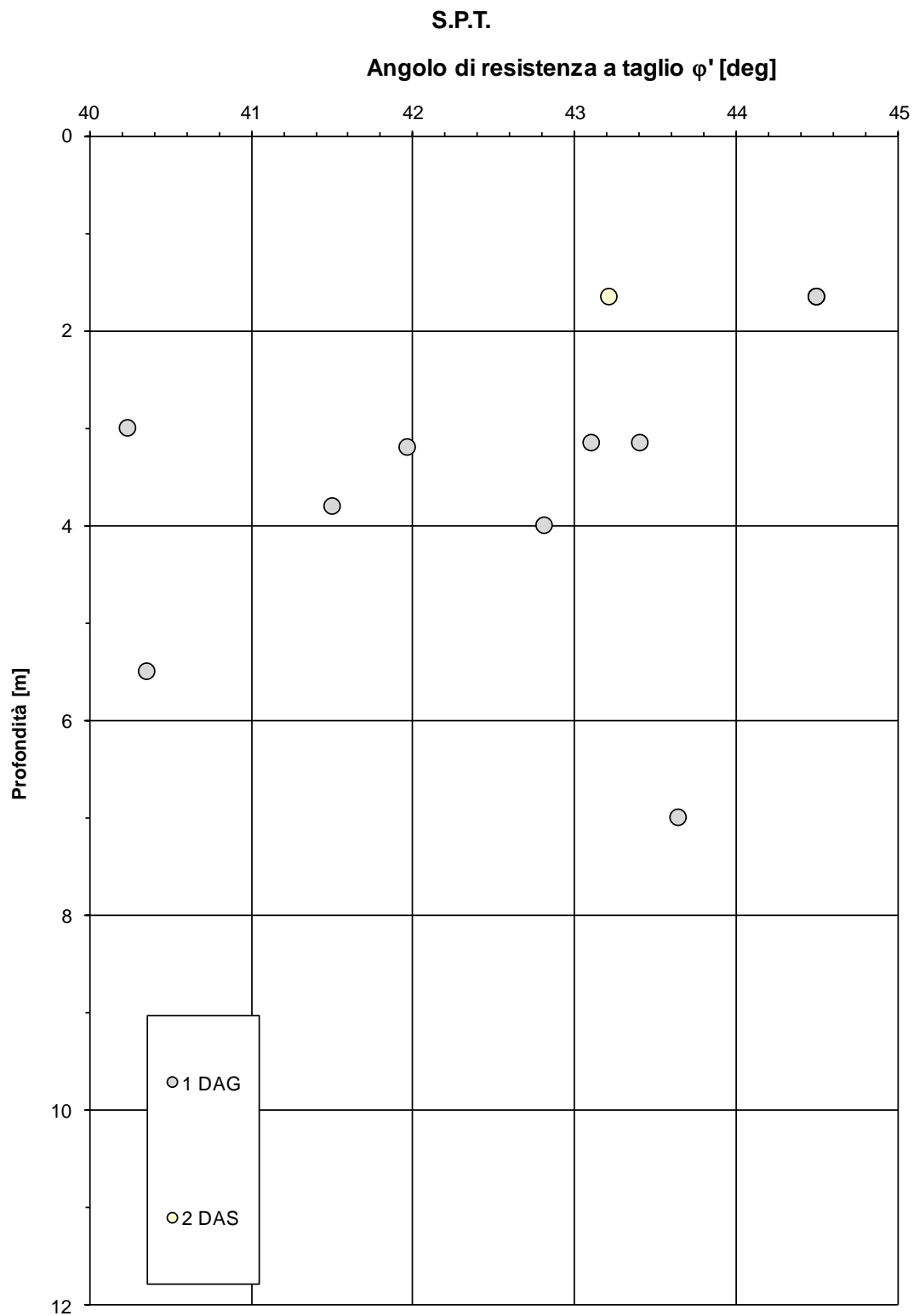


Figura 9-8: Angolo di resistenza a taglio delle unità incoerenti da prove SPT.

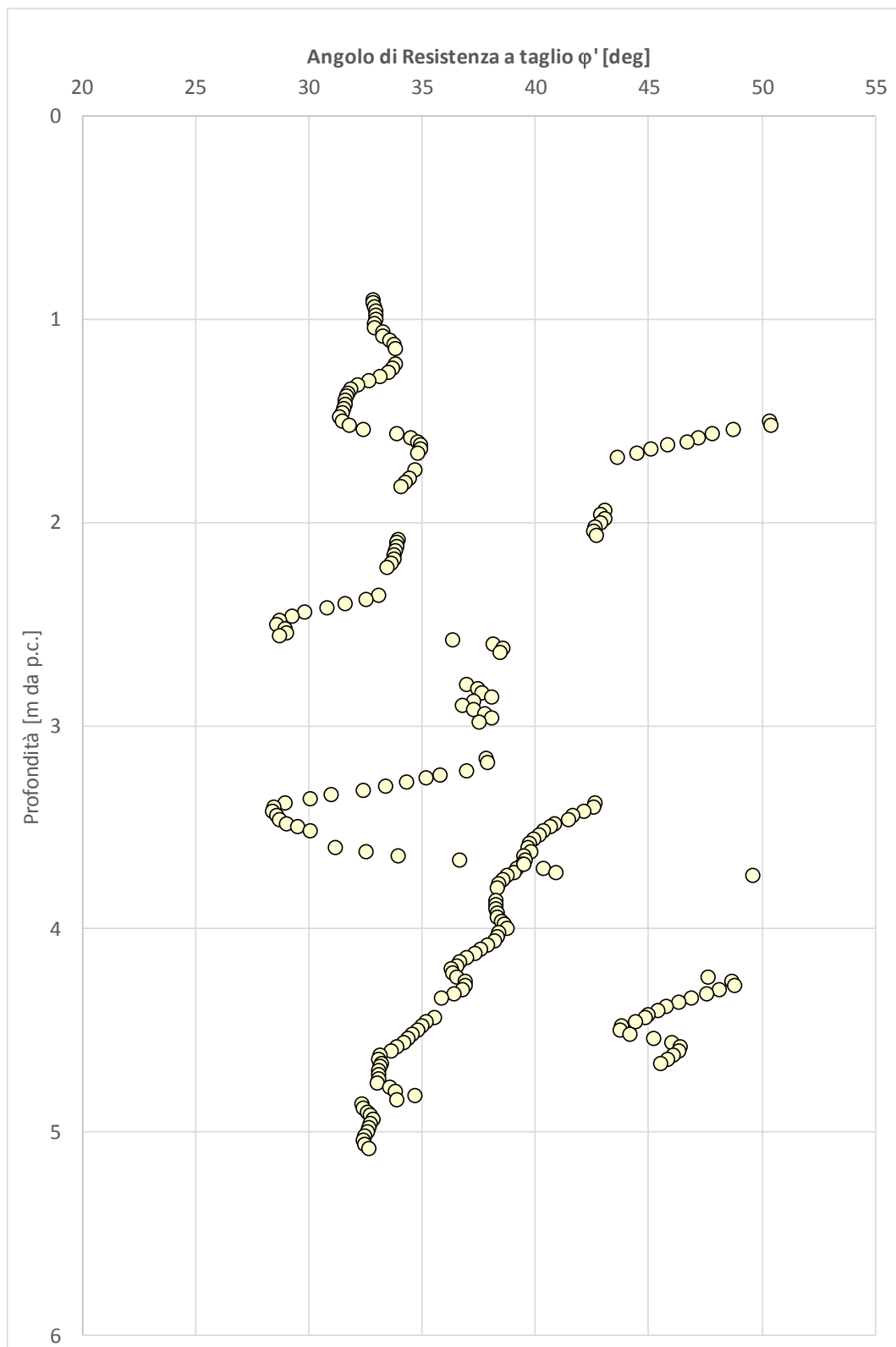


Figura 9-9: Angolo di resistenza a taglio dell'unità 2 DAS da prove CPTU.

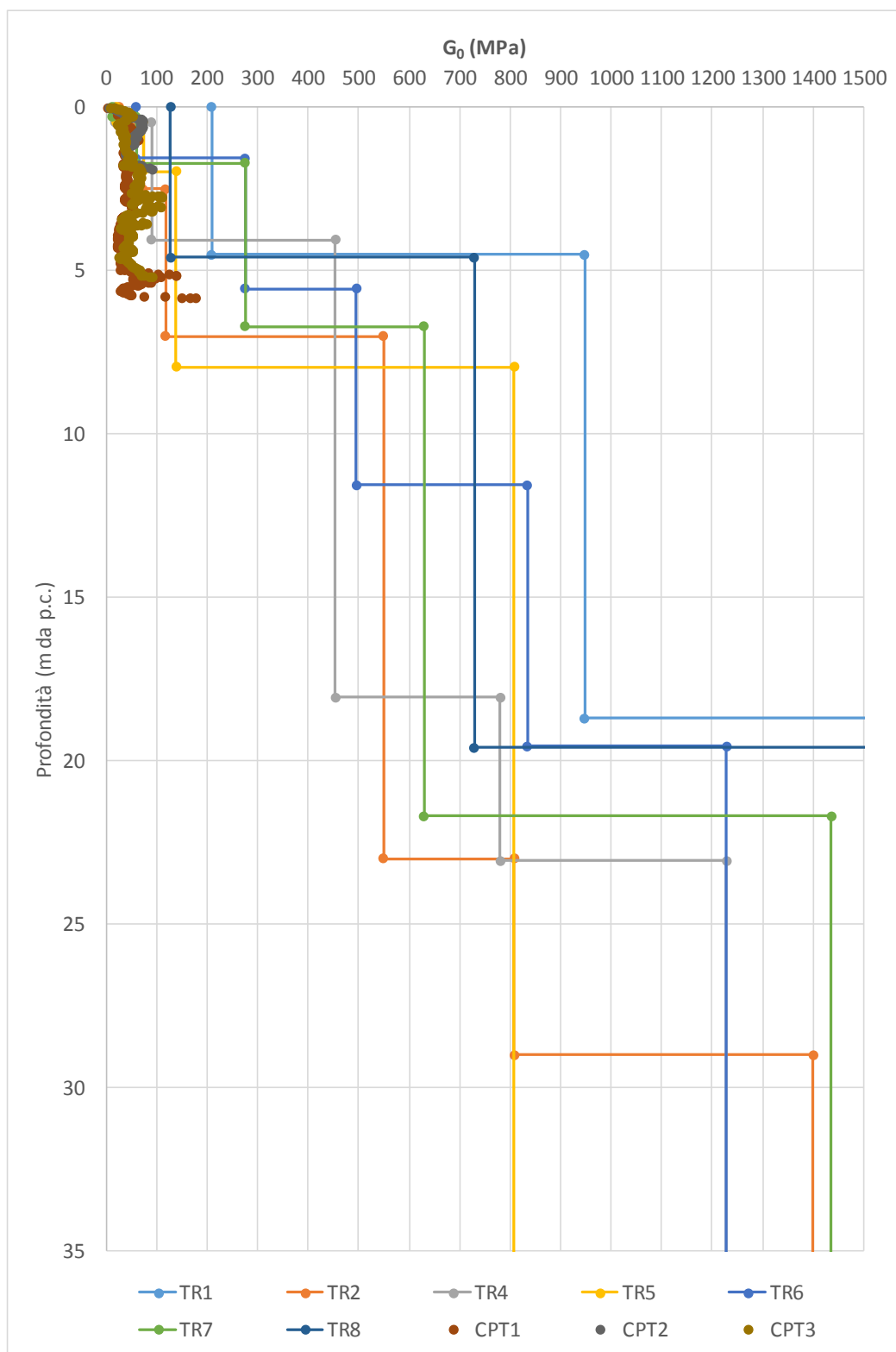


Figura 9-10: Modulo di deformazione a taglio per piccole deformazioni, elaborato dai modelli Vs (HVSr) e da correlazioni applicate a prove *cptu*.

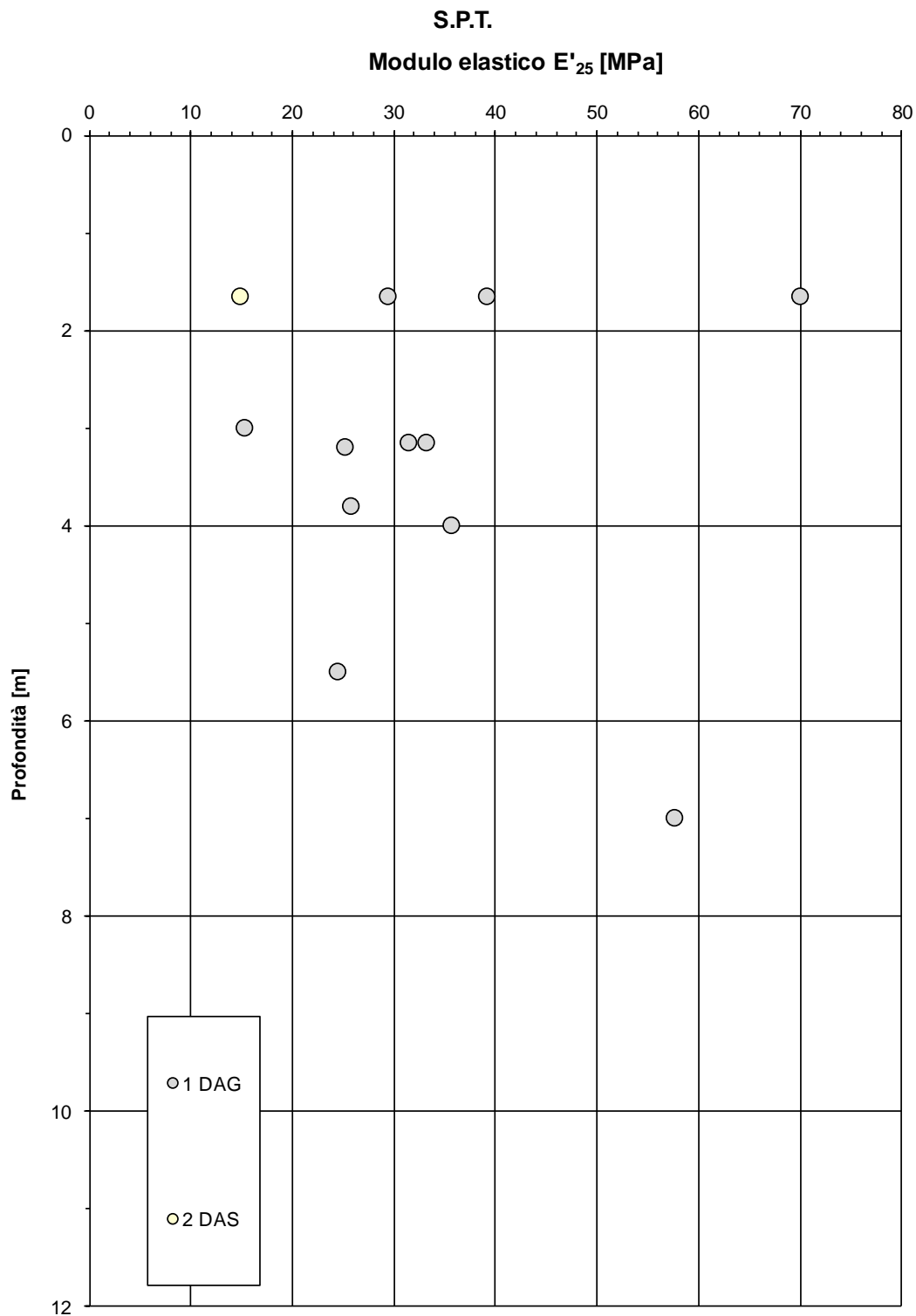


Figura 9-11: Modulo elastico delle unità incoerenti da prove SPT.

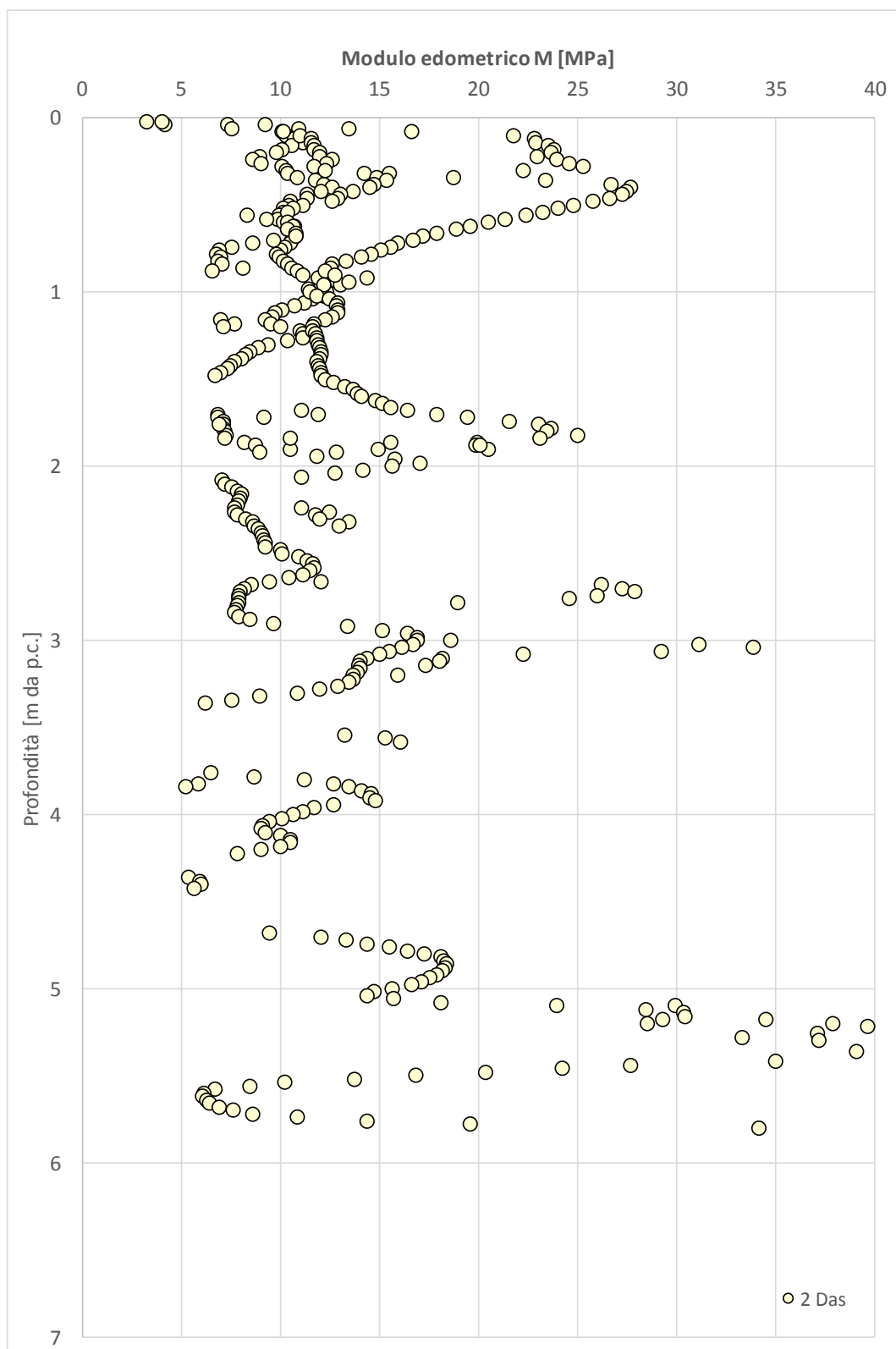


Figura 9-12: Modulo edometrico dell'unità 2 DAS da prove CPTU.

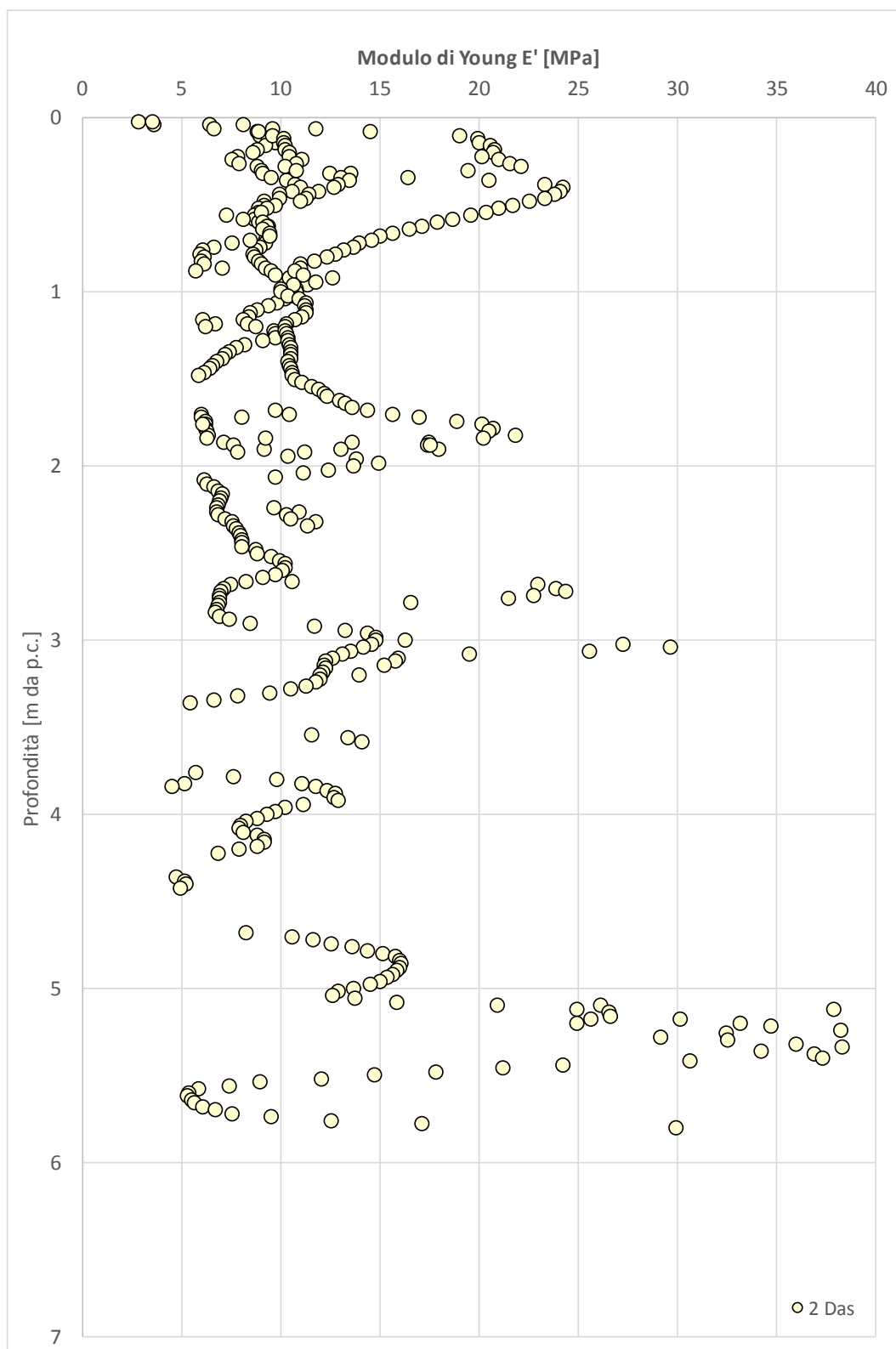


Figura 9-13: Modulo elastico dell'unità 2 DAS da prove CPTU.

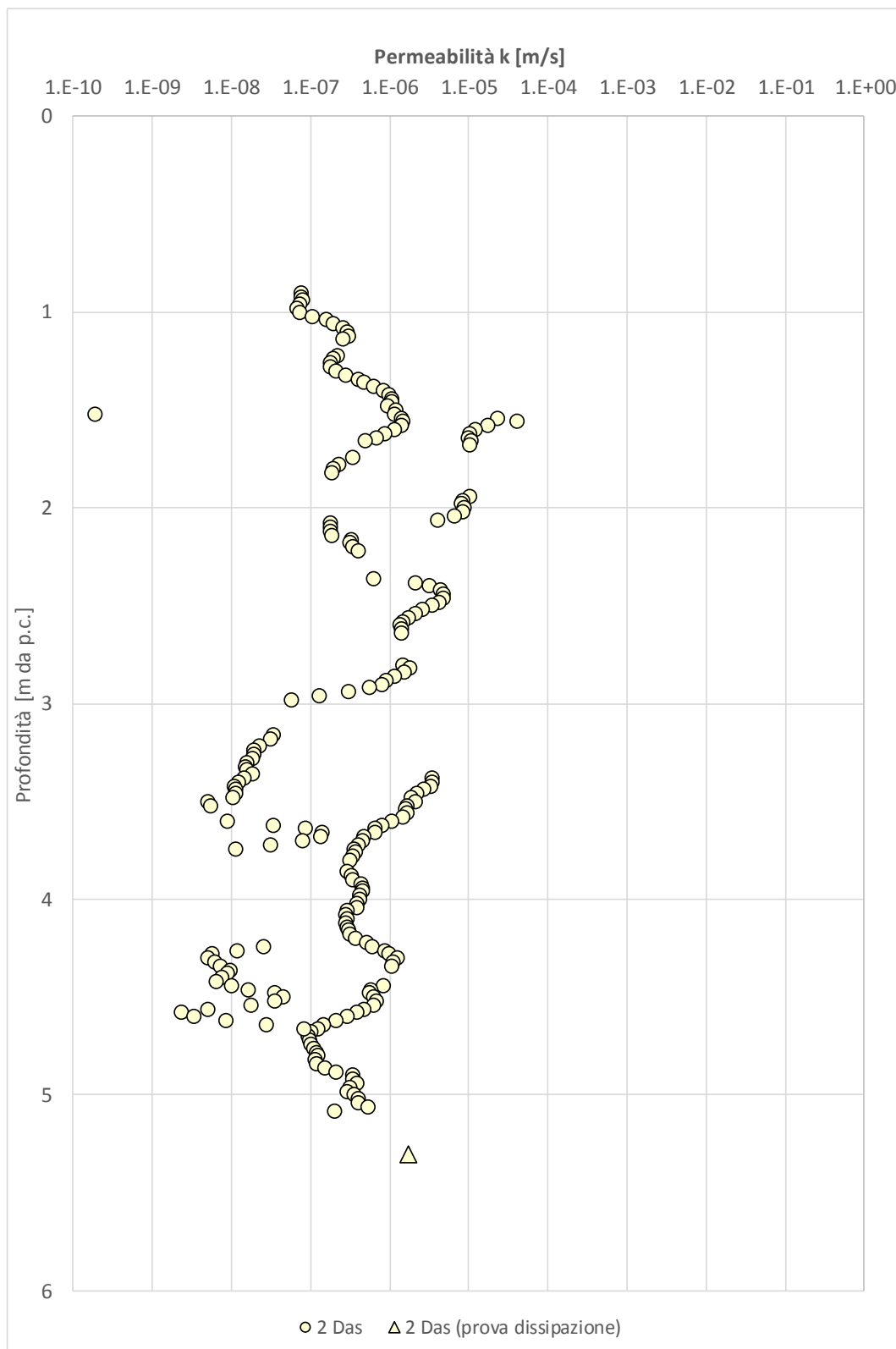


Figura 9-14: Permeabilità dell'unità 2 DAS da prove CPTU.

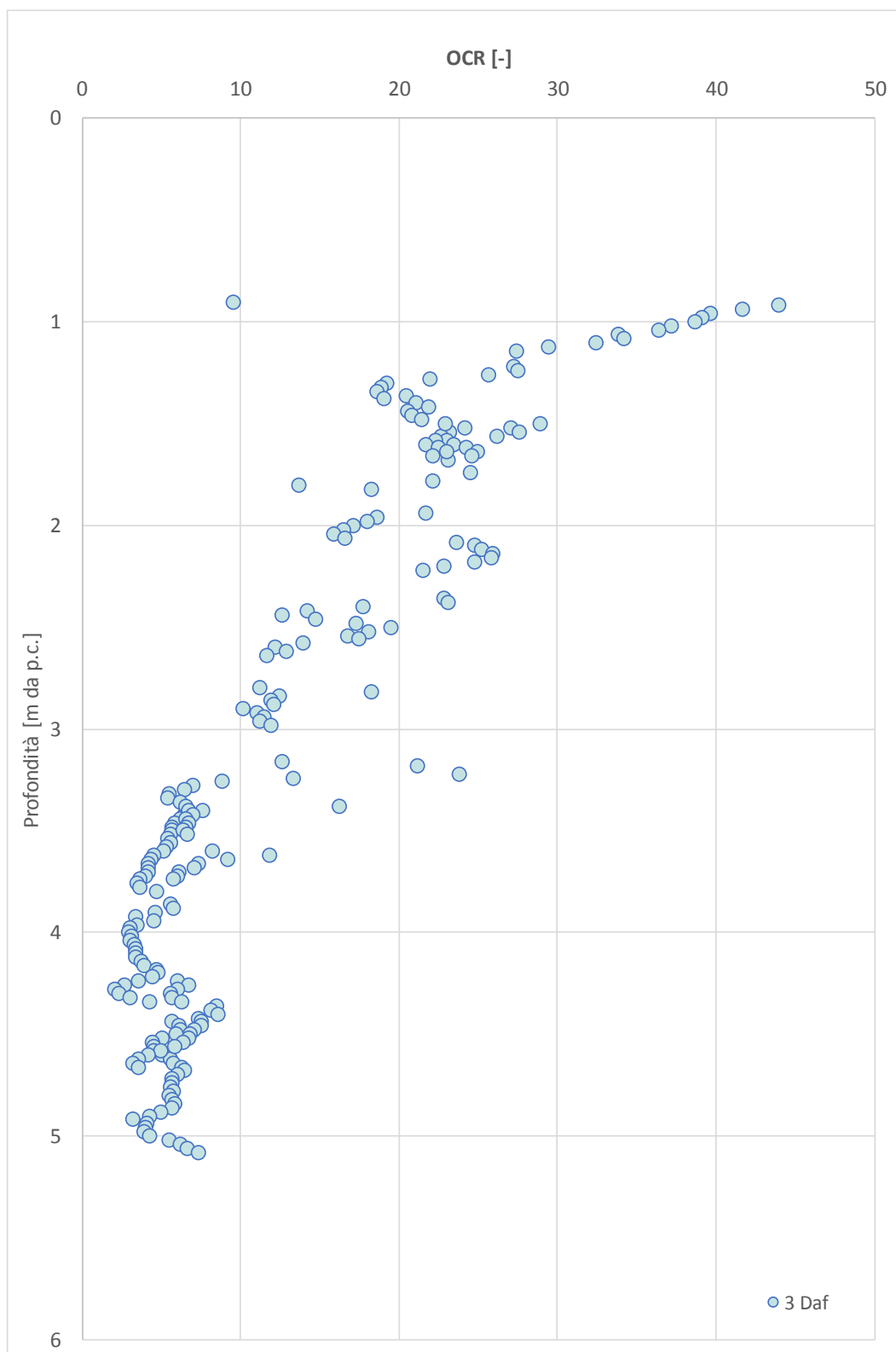


Figura 9-15: OCR dell'unità 3 DAF da prove CPTU.

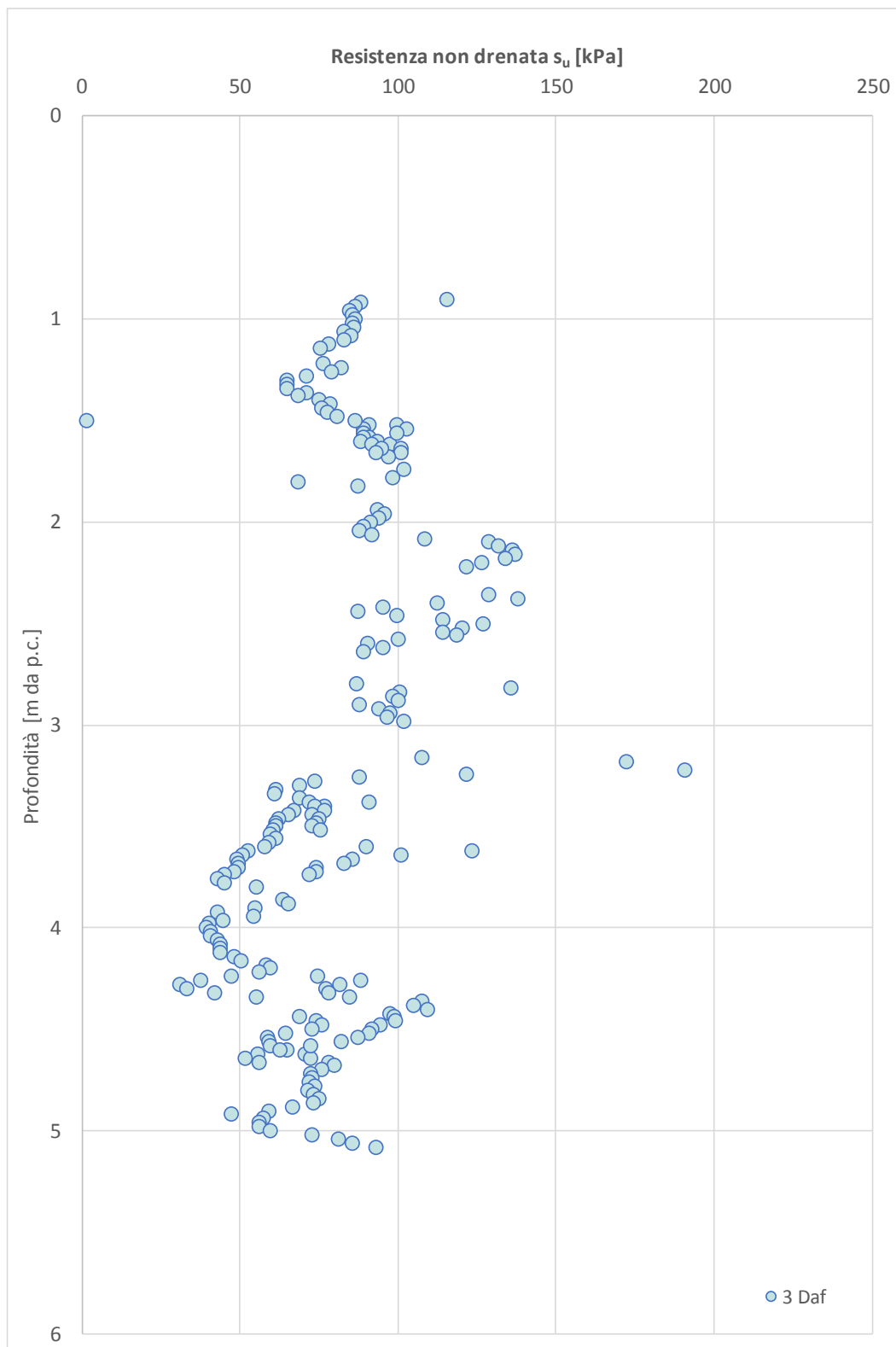


Figura 9-16: s_u dell'unità 3 DAF da prove CPTU.

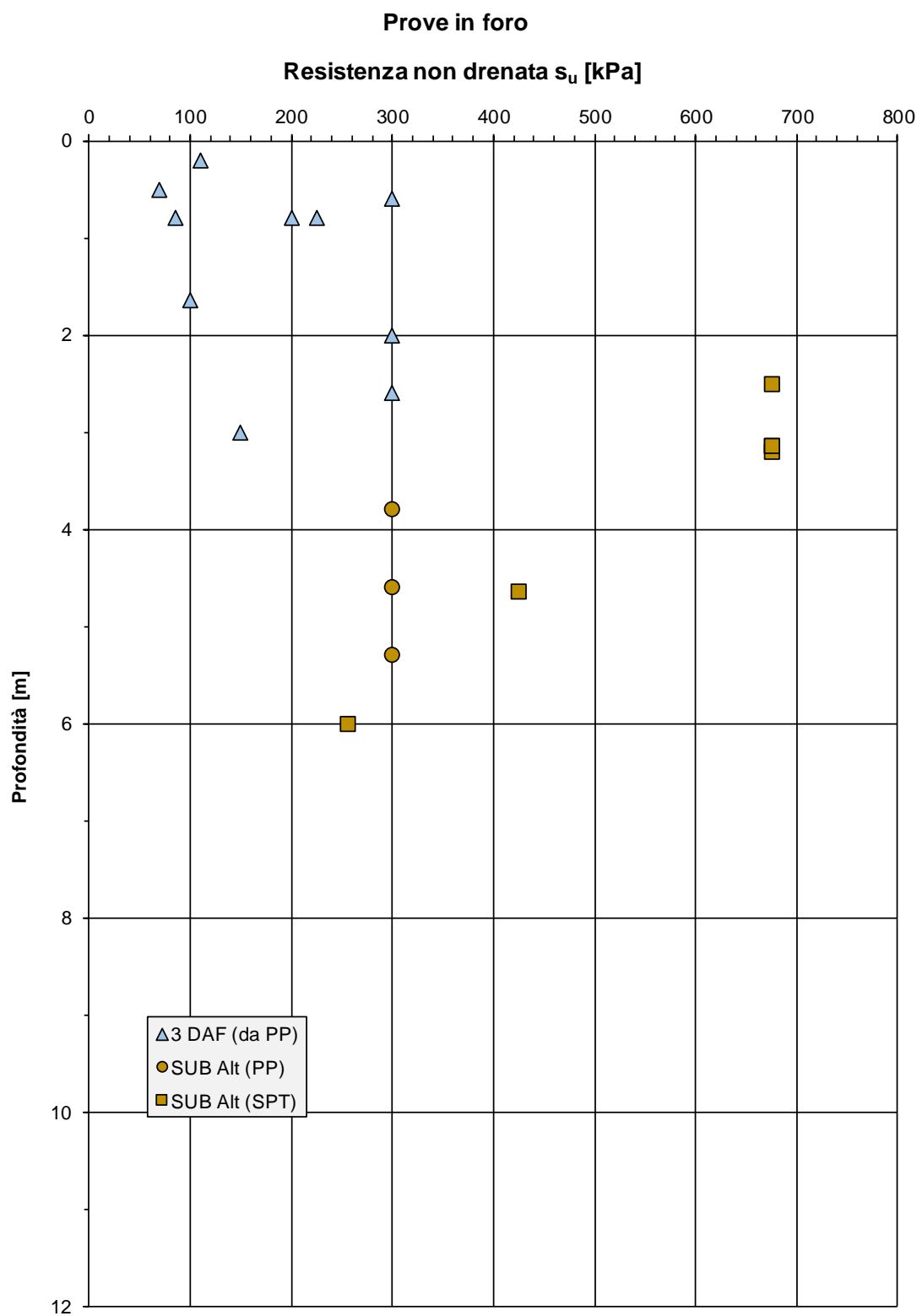


Figura 9-17: s_u delle unità coesive da prove PP.



Figura 9-18: coesione efficace dell'unità 3 DAF da prove CPTU.



Figura 9-19: Modulo confinato dell'unità 3 DAF da prove CPTU.

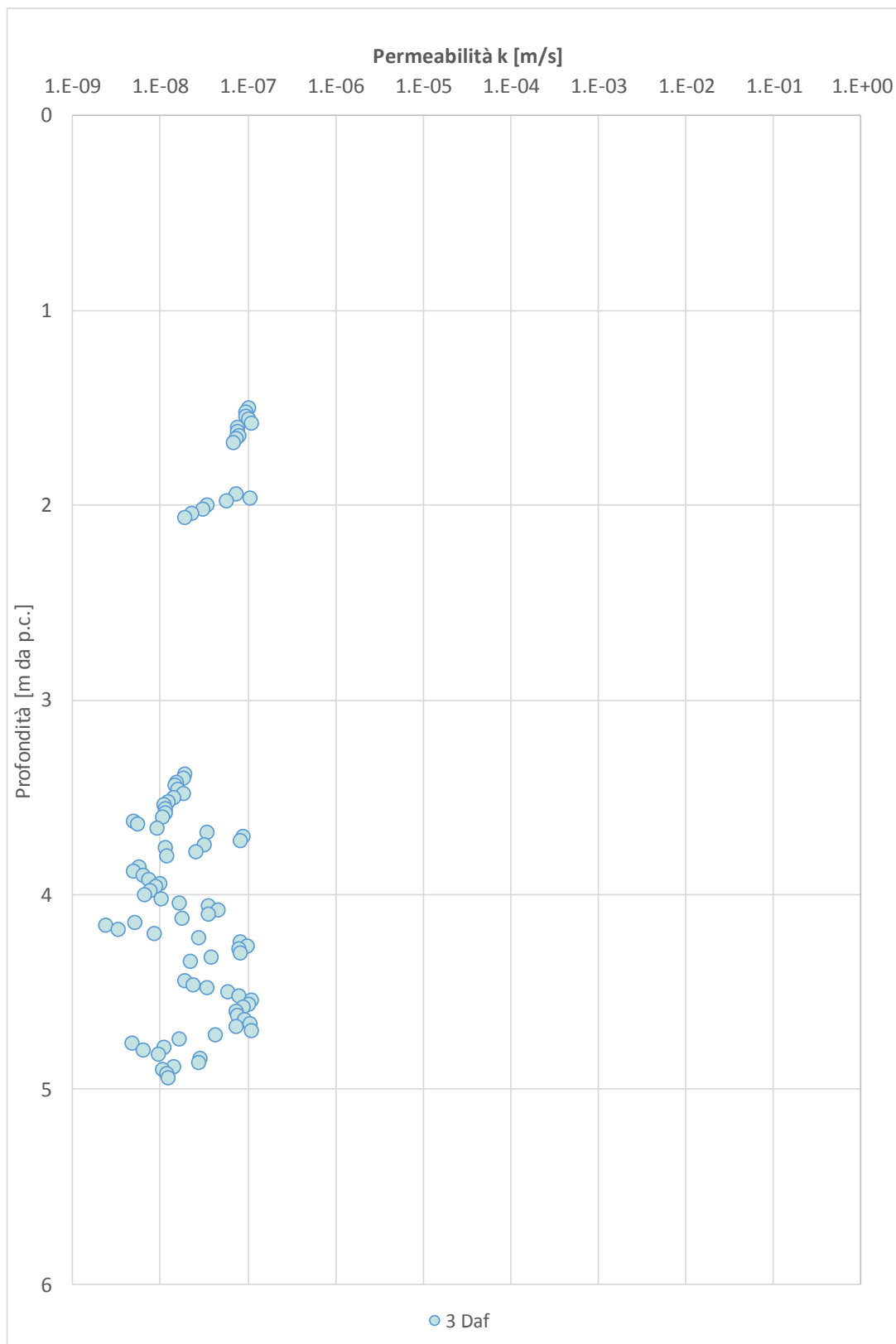


Figura 9-20: Permeabilità media dell'unità 3 DAF da prove CPTU.

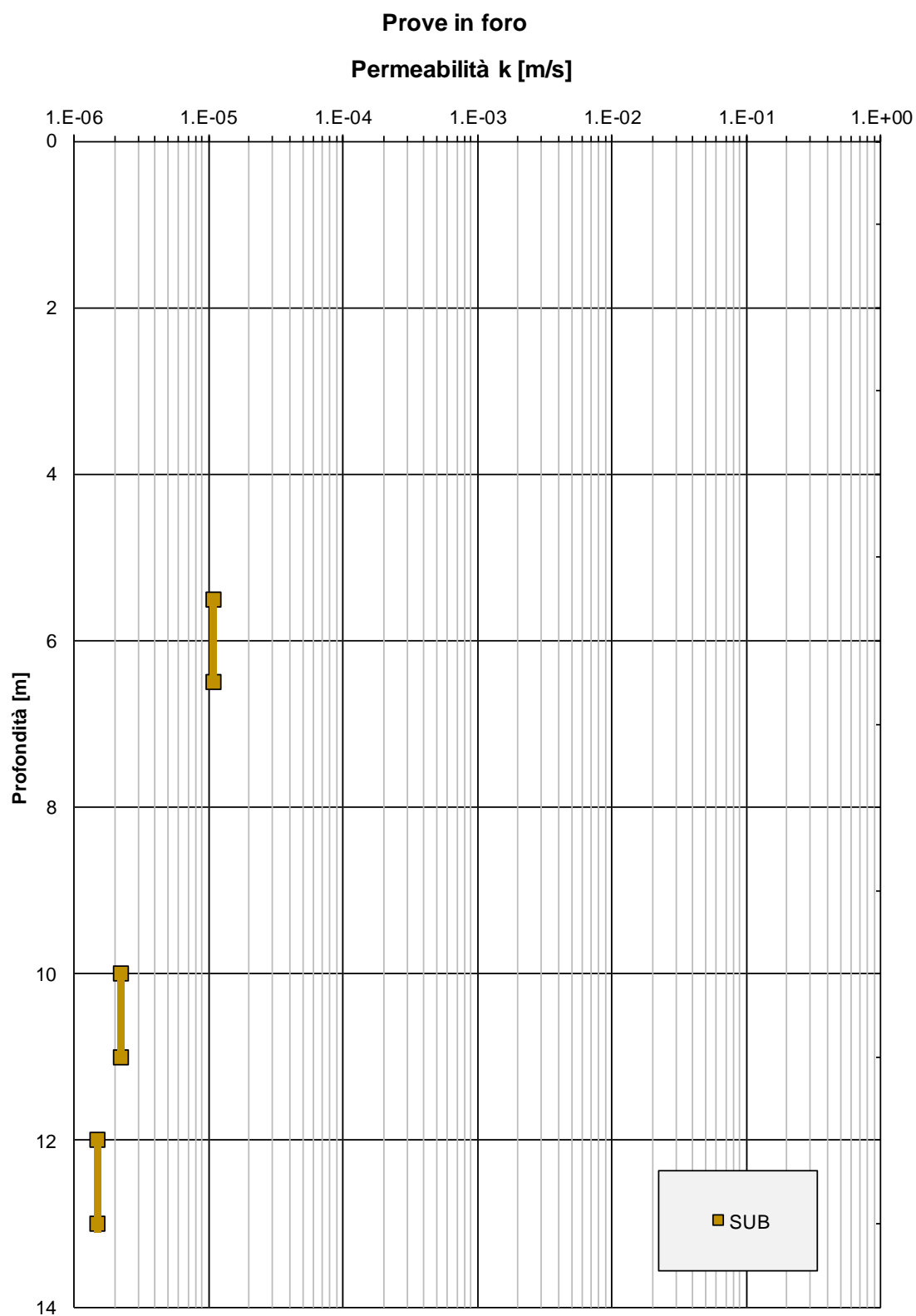


Figura 9-21: Permeabilità dell'unità SUB da prove Lugeon.

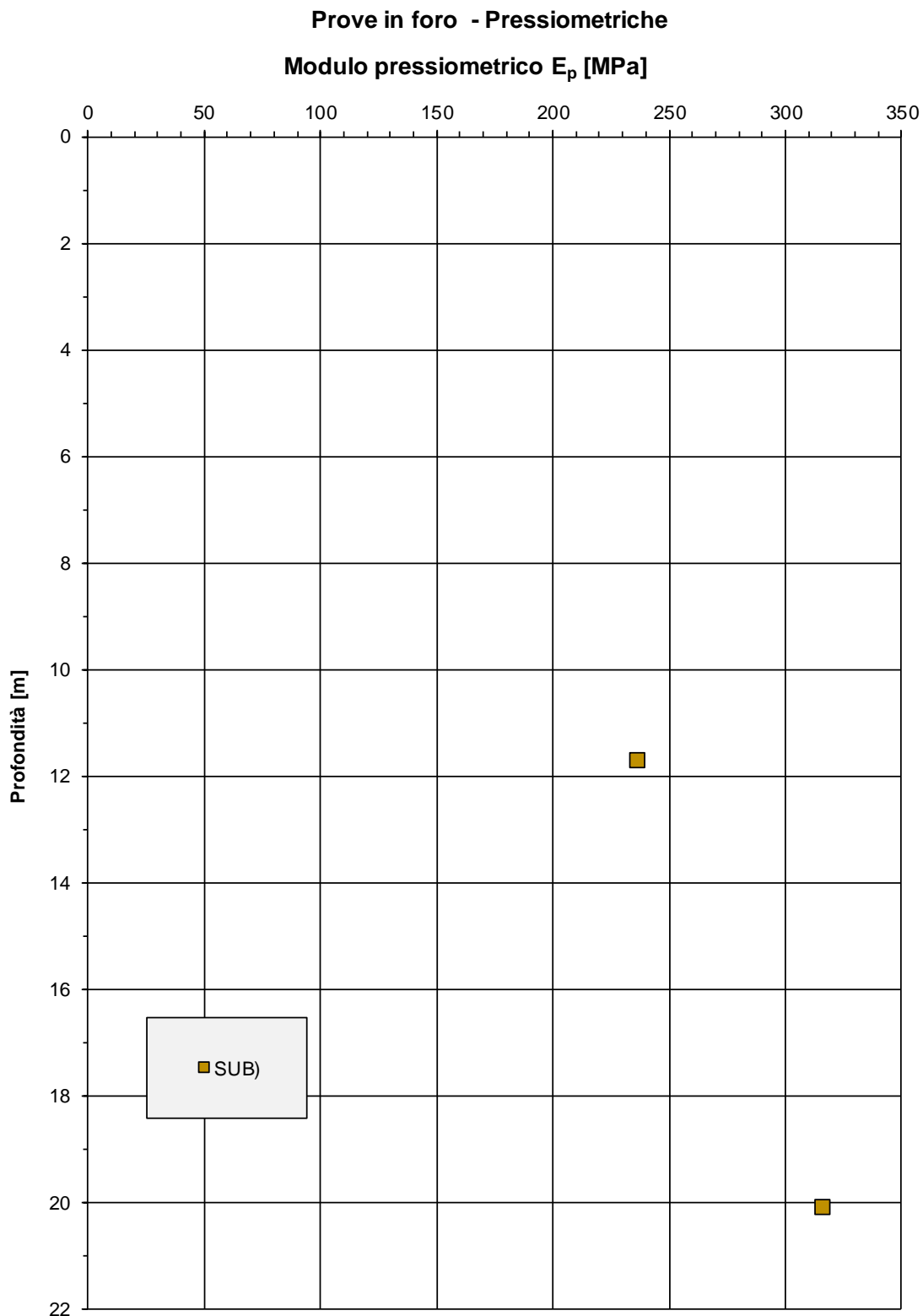


Figura 9-22: Modulo Pressiometrico dell'unità SUB.

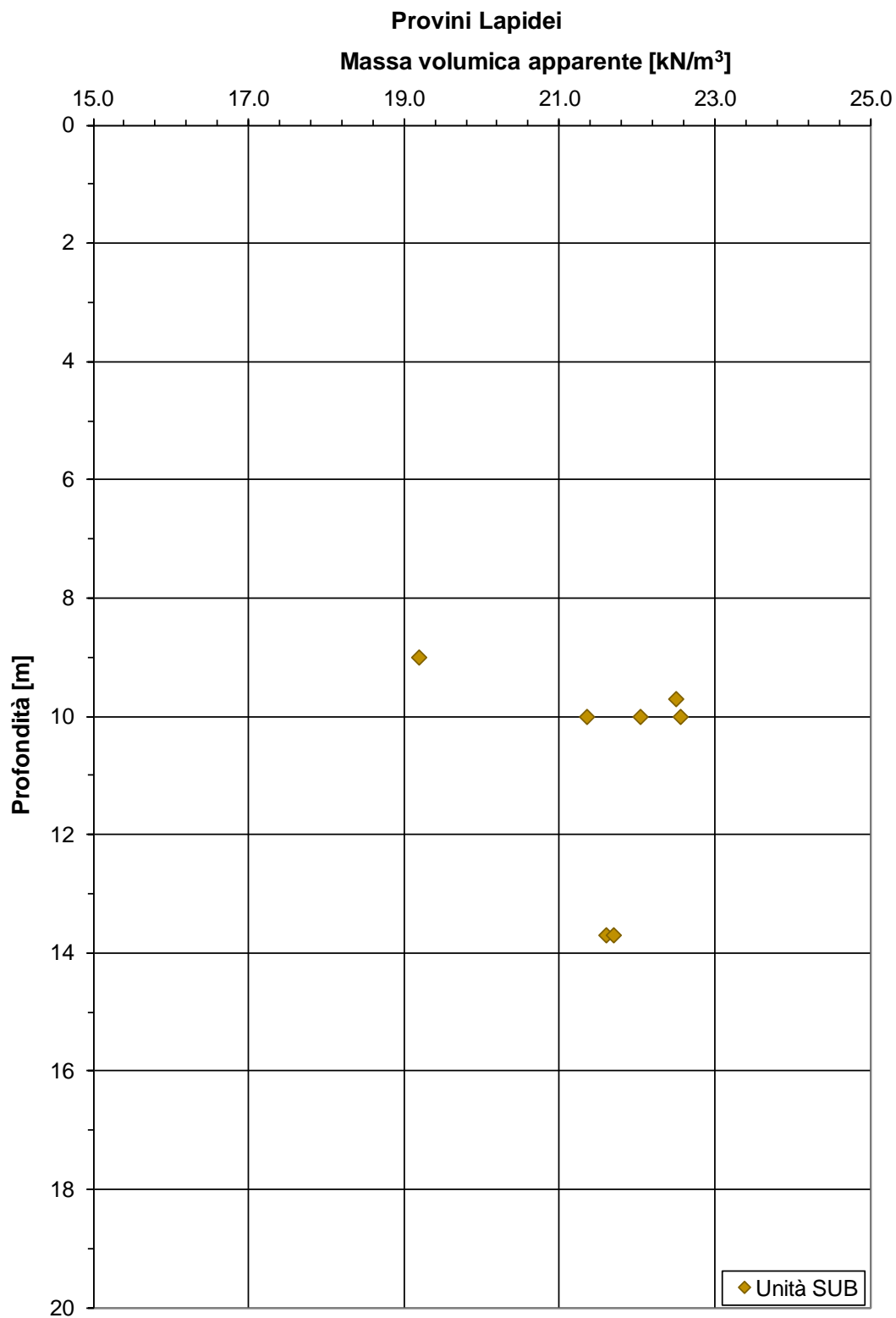


Figura 9-23: . Massa volumica apparente dei provini lapidei.

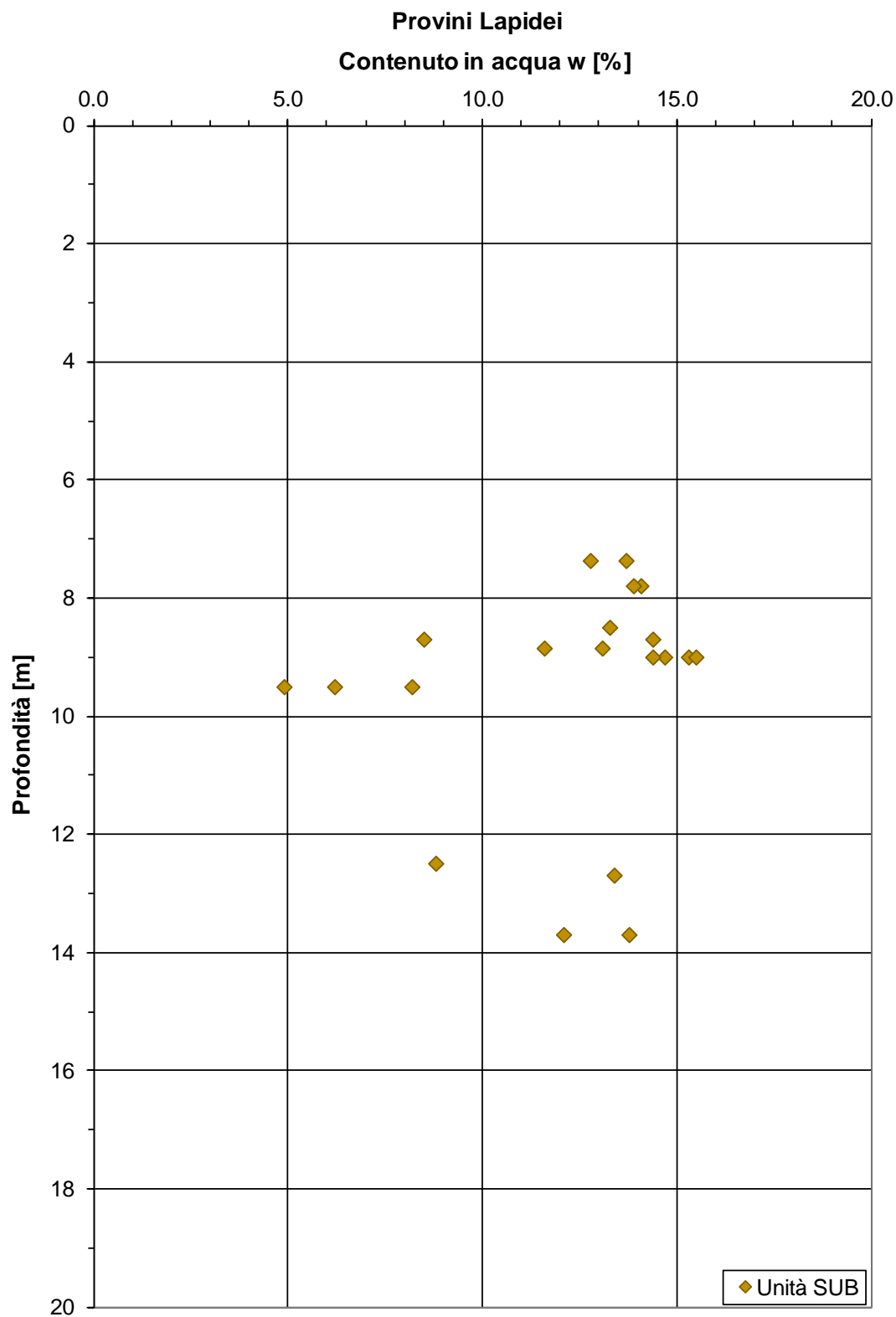


Figura 9-24: Contenuto in acqua dei provini lapidei (unità SUB).

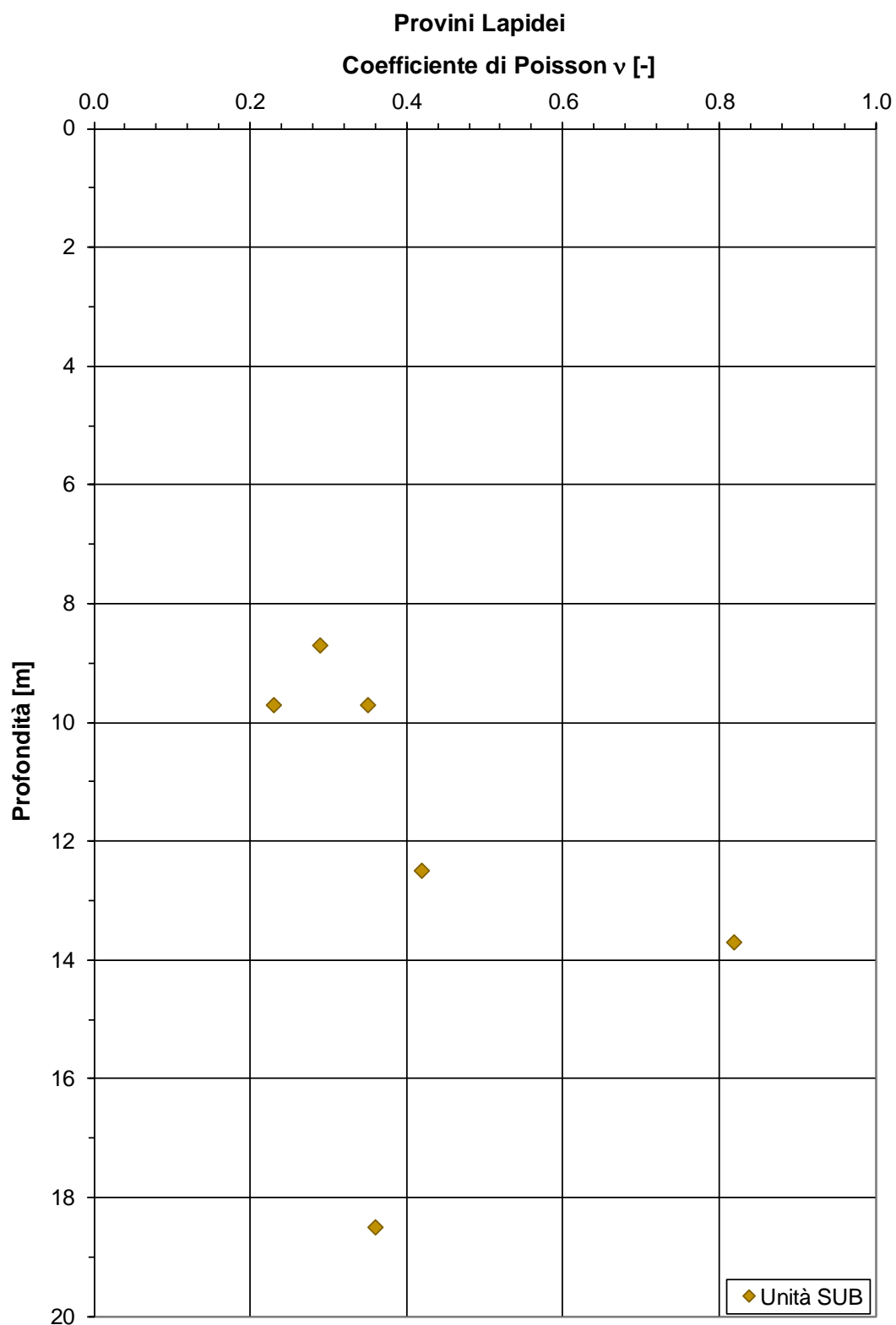


Figura 9-25: Coefficiente di Poisson dei provini lapidei (da prove UCS).

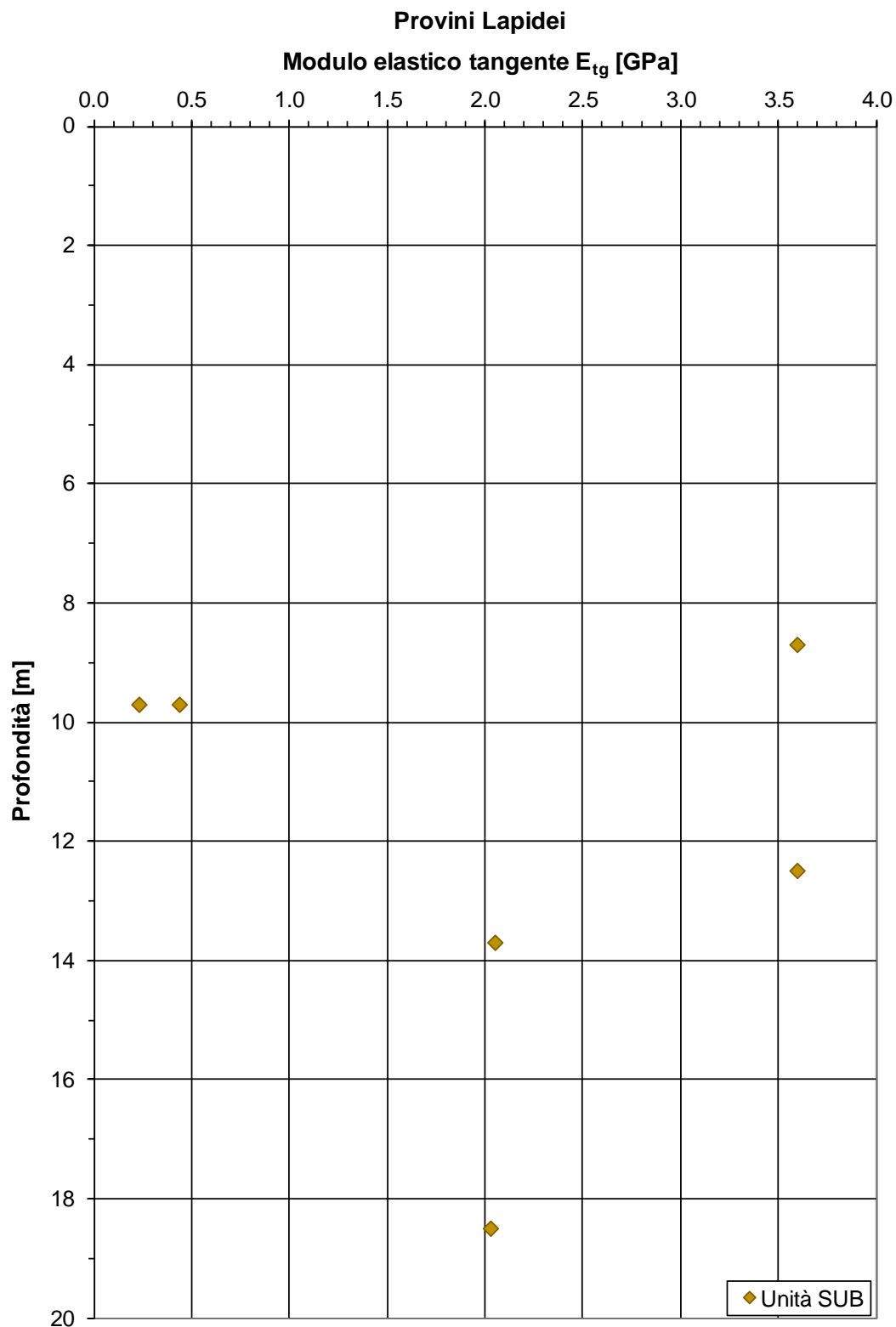


Figura 9-26: Modulo elastico tangente dei provini lapidei (da prove UCS).

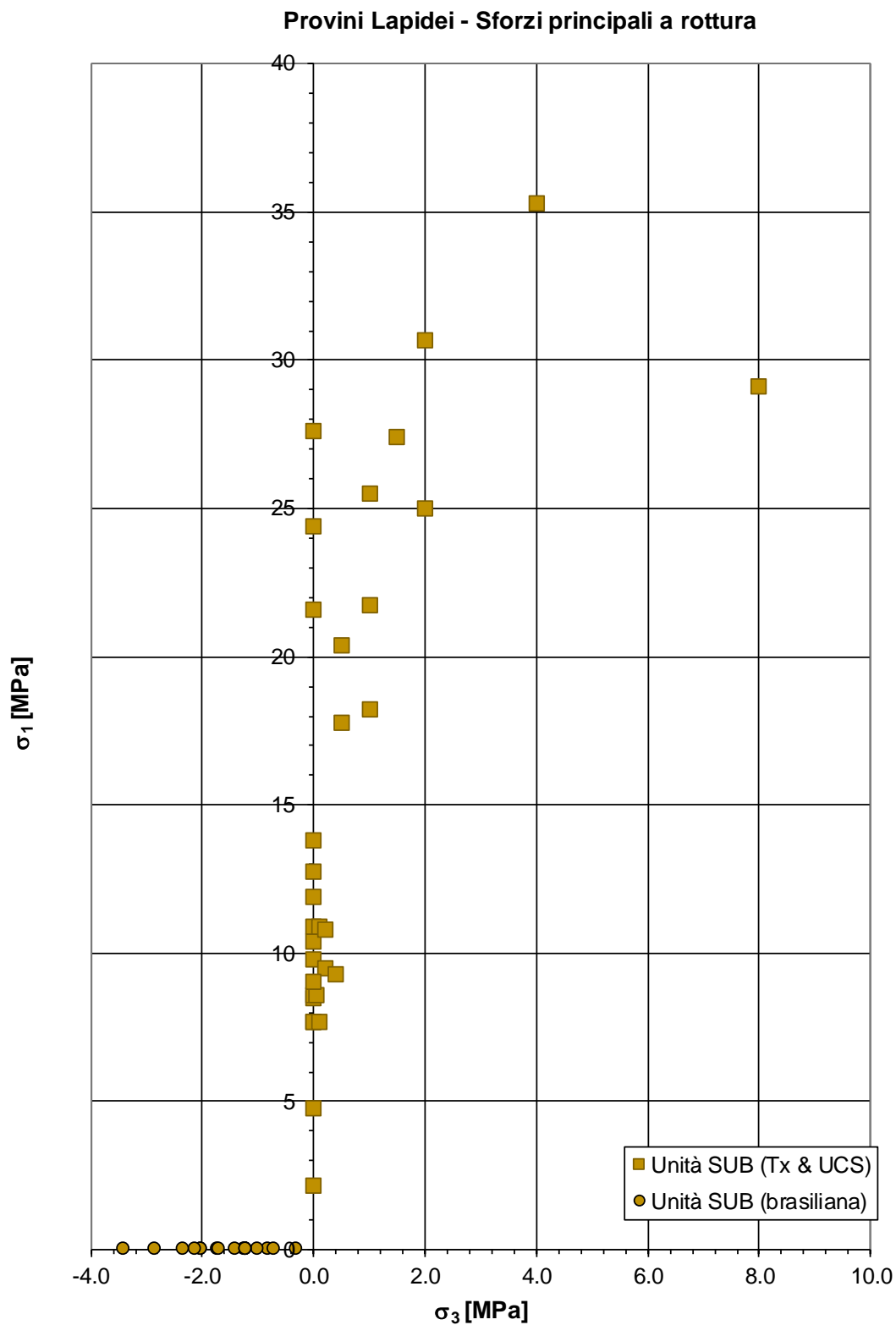


Figura 9-27: Sforzi principali a rottura dei provini lapidei (da prove Tx).

SCHEDA DESCRITTIVA AFFIORAMENTO		STOP N°1	
COMMITTENTE:	C.A.V.E.T.	DATA:	14/02/2007
RILEVATORE:	Benedetti - Mastrangelo		
INQUADRAMENTO GEOGRAFICO			
AFFIORAMENTO N°:	1		
UBICAZIONE:	Cantiere Cavet - Lotto "Guidi", Galleria di interconnessione - Sottopasso a piazzale tecnologico		
DATI GENERALI			
DIMENSIONI AFFIORAMENTO:	lung. ~20÷25 m, h ~10-12 m		
GIACITURA PARETE AFFIORAMENTO:	N235		
FORMAZIONE:	Marne del Termina		
MORFOLOGIA:	Scavo artificiale di inclinazione ≈ 70°		
NOTE:	Vistose striature lungo i piani di frattura, in cui si riscontra la presenza di clay-chips. Stillicidi diffusi, dovuti alla presenza delle alluvioni sovrastanti		
DATI LITOLOGICI			
LITOLOGIA:	siltiti ed areniti a grana fine con una componente marnosa secondaria		
COLORE:	generalmente grigio-piombo, arancio chiaro se alterate		
STRATIFICAZIONE:	Definita		
GRADO DI ALTERAZIONE:	da media ad elevata		
TENACITÀ:	R0 - Roccia estremamente debole o R1 - Roccia molto debole		
TIPO DI ROTTURA:	a blocchetti poliedrici ed eterometrici a spigoli vivi e facce lisce e striate		
NOTE:	Formazione generalmente ricca in macrofossili		
DATI STRUTTURALI			
GIACITURA PIANI DI STRATO:	≈ 248/49		
ONDULAZIONE:	Presente		
N° FAMIGLIE DI GIUNTI:	4		
DISCONTINUITÀ	A spaziatura media (30÷80 cm)		
TIPO DI RIEMPIMENTO DELLE FRATTURE:	Coesivo-granulare - milonitico - calcitico		
DISTURBI TETTONICI:	Nessuna evidenza diretta di faglie. Vistosi scorrimenti lungo le principali famiglie di discontinuità		
INDICE GSI:	40÷50		
NOTE:			

Tabella 9-7. Scheda descrittiva dell'affioramento (SG1÷SG2÷SG3)

SCHEMA DI RILIEVO GEOMECCANICO SG1

COMMITTENTE: CAVET LUNG. SCANLINE 15 m
RILIEVO GEOMECCANICO N° SG1 DATA: 14/02/2007
UBICAZIONE: Sottopassaggio per piattaforma tecnologica RILEVATORE: Benedetti - Mastrangelo
FORMAZIONE: Marne del Termina LITOLOGIA: Siltiti e Areniti fini marnosi

ID	D (m)	IMM (°)	INCL(°)	T	L (m)	A (cm)	R	JRC	P (%)	SP (m)	TIPO DI GIUNTO
4	3.90	25	76	AO	0.50	1.0	Cc+Ca	10÷12	40		K1
11	9.90	40	68	AO	0.00	0.0	-	10÷12	20		K1
18	13.80	45	85	AO	0.0	4.0	Cc	18÷20	50		K1
6	7.80	46	68	AO	0.00	0.0	-	6÷8	20		K1
5	4.80	125	74	AO	0.60	0.0	Cc	6÷8	80		K2
8	9.20	130	85	AA	0.00	1.0	Cc	-	50		K2
10	9.70	138	85	AA	0.00	0.0	-	8÷10	25		K2
15	11.30	142	74	AA	0.0	0.0	-	-	10		K2
13	10.10	145	69	AA	0.4	10.0	Cc	8÷10	100		K2
19	14.00	145	75	AO	0.8	5.0	Cc	14÷16	20		K2
17	12.7	310	89	AA	0	2	Cc+M	16÷18	10		K2
16	12.20	240	46	OO	0.0	5.0	Cc	14÷16	100		Strato
9	9.40	244	56	AO	0.00	1.0	Cc	4÷6	90		Strato
12	10.00	252	40	AO	0.70	2.0	Cc+Ca	10÷12	30		Strato
20	14.50	280	65	AO	0.0	2.0	Cc	-	50		K4
1	0.80	290	60	AO	0.0	0-0.5	M+Ca	4÷6	100		K4
3	2.40	305	65	AA	0.00	0.0	M+Cc	12÷14	60		K4
7	8.40	305	64	AO	0.60	0.0	Ca+Cc	4÷6	50		K4
14	10.50	305	60	AO	0.1	1.0	Cc	8÷10	50		K4
2	1.65	335	56	AO	0.00	0.0	M+Ca	12÷14	40		Random

ID: identificativo

D: distanza della frattura intercettata dallo zero del nastro

T: tipo di terminazione A: contro un'altra discontinuità, I: nella matrice rocciosa, O: non visibile o estesa oltre l'estremità dell'affioramento

L: distanza della terminazione dal nastro

A: apertura della discontinuità

R: materiale di riempimento: C: cataclastico M: breccia cementata ("milonite") Ca: calcite Cc: coesivo Gr: granulare

S: scabrezza

P: persistenza

Sp: spaziatura

Tabella 9-8: SG1 – Dati raccolti

SCHEMA DI RILIEVO GEOMECCANICO SG2

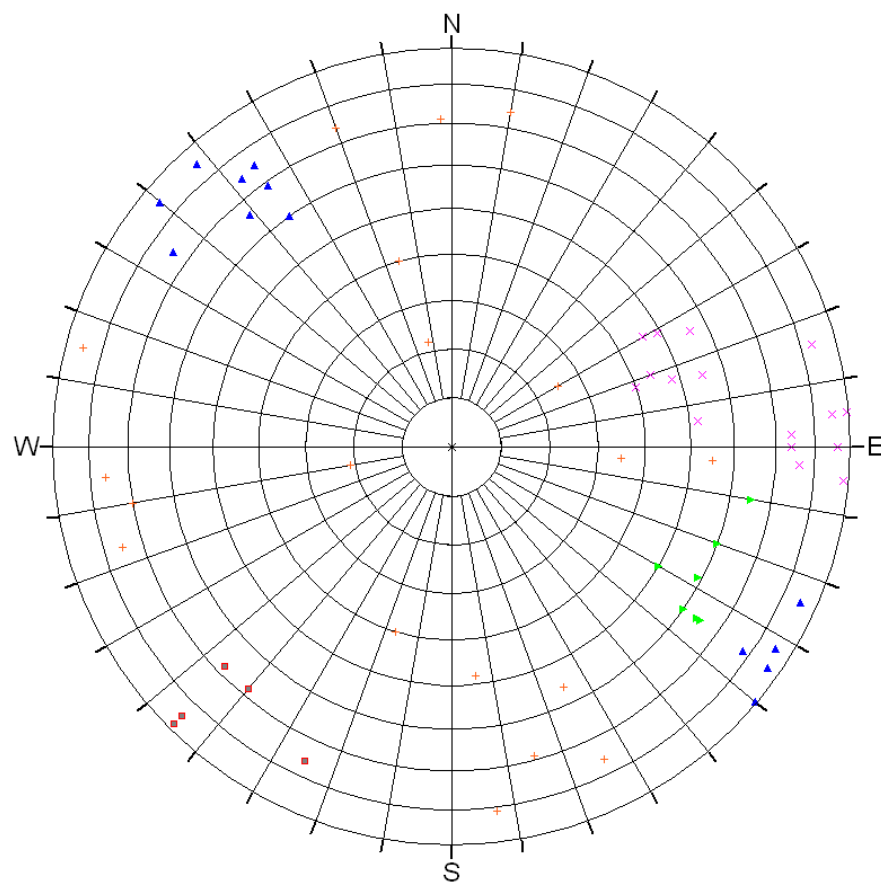
COMMITTENTE: CAVET LUNG. SCANLINE 3.9
RILIEVO GEOMECCANICO N° SG2 DATA: 16/02/2007
UBICAZIONE: Sottopassaggio per piattaforma tecnologica RILEVATORE: Mastrangelo
FORMAZIONE: Marne del Termina LITOLOGIA: Siltiti e Areniti fini marnosi

ID	D (m)	IMM (°)	INCL(°)	T	L (m)	A (cm)	R	S	P (%)	SP (m)	TIPO DI GIUNTO
6	1.35	73	75	AO	/	/	/	30	100		Random
3	0.90	80	70	AO	/	/	/	25	100		Random
2	1	240	25	AA	/	2	Cc	25	15		Random
9	3.10	273	55	AO	/	3.0	Cc+Ca	50	90		K4
10	3.43	274	35	AO	/	4.0	Cc	/	100		K4
8	2.78	298	59	AO	/	2.0	Cc+Ca	80	80		K4
4	1.09	300	50	AA	/	3.0	Cc+Ca	/	100		K4
7	1.60	334	76	AO	/	/	/	5	100		Random
1	0.40	345	69	OO	/	4.0	Cc+Ca	20	100		Random
5	1.10	345	69	AO	/	/	/	40	100		Random

Tabella 9-9: SG2 – Dati raccolti

SCHEDA DI RILIEVO GEOMECCANICO SG3											
COMMITTENTE:		CAVET		LUNG. SCANLINE		3.9					
RILIEVO GEOMECCANICO N°		SG3		DATA:		16/02/2007					
UBICAZIONE:		Sottopassaggio per piattaforma tecnologica		RILEVATORE:		Mastrangelo - Rivola					
FORMAZIONE:		Marne del Termina		LITOLOGIA:		Siltiti e Areniti fini marno					
ID	D (m)	IMM (°)	INCL(°)	T	L (m)	A (cm)	R	S	P (%)	SP (m)	TIPO DI GIUNTO
3	0.65	80	21	AA	/	4.0	Ca+Cc	20	10		Random
2	0.60	105	85	OO	/	10.0	Ca+Cc	>100	100		K2
12	5.58	139	66	AO	/	/	/	0	100		K2
9	3.95	145	60	AO	/	/	/	0	100		K2
4	0.89	294	85	AI	/	0÷3	Ca+Cc	40	30		K2
5	1.2	302	85	AI	/	0	/	0	40		K2
7	2.74	160	74	AO	/	/	/	0	100		Random
11	4.82	178	71	AO	/	/	/	0	100		Random
13	6.32	241	49	OO	/	0÷20	Ca	40	100		Strato
6	2.34	250	44	OO	/	0÷20	Ca	40	100		Strato
8	3.50	253	48	OO	/	0÷20	Ca	40	100		Strato
10	4.80	254	55	OO	/	0÷20	Ca	40	100		Strato
1	0.00	264	52	AA	/	0.0	/	>100	20		Strato

Tabella 9-10: SG3 – Dati raccolti



TIPO

- K1 [4]
- ▲ K2 [9]
- ▶ K4 [10]
- ⊕ Random [10]
- × Strato [10]

Equal Area
Lower Hemisphere
61 Poles
61 Entries

Figura 9-28: Rappresentazione stereografica dei poli associati ai piani di discontinuità (SG1, SG2, SG3).

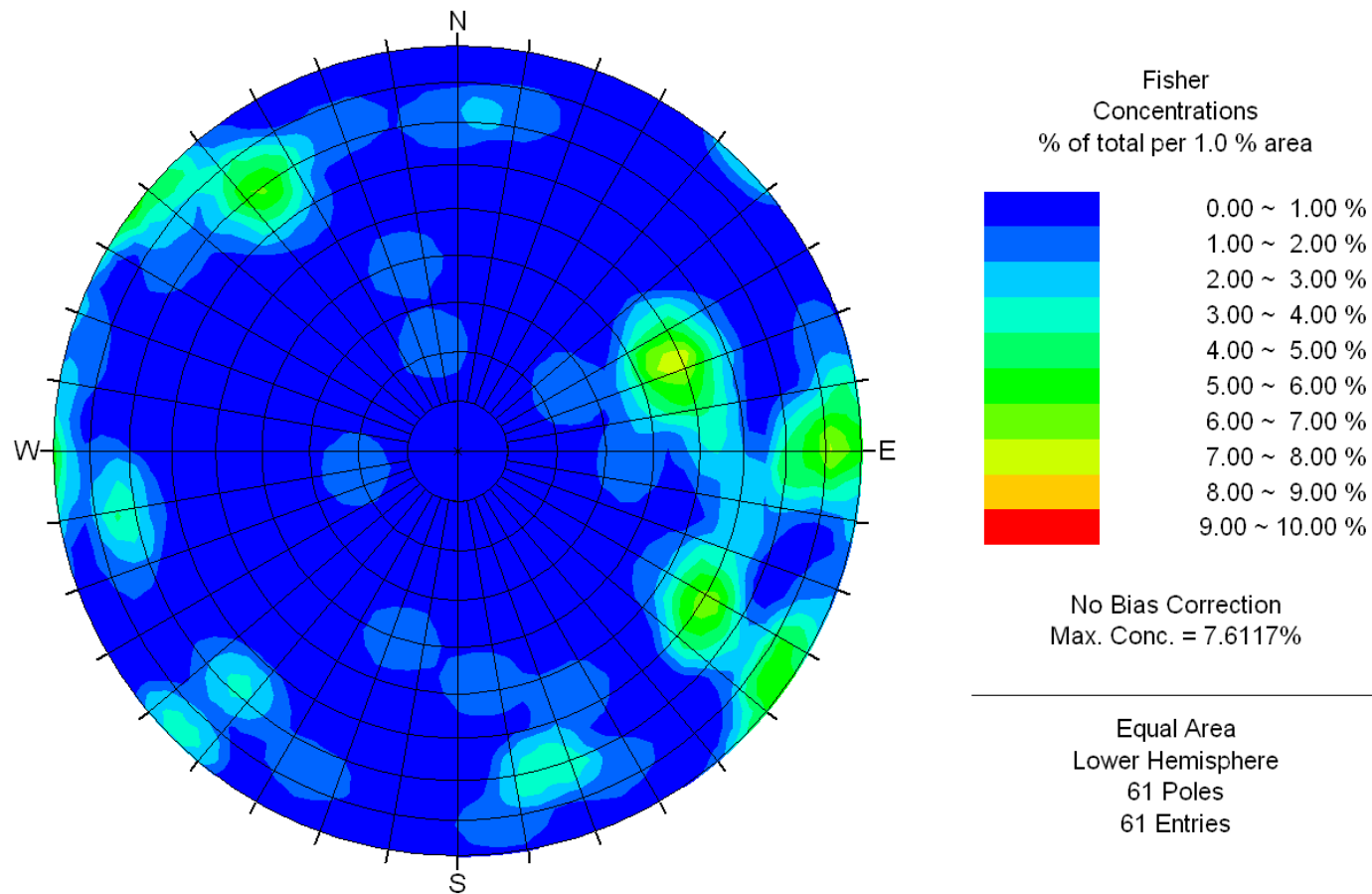


Figura 9-29: Concentrazioni dei poli relativi alle famiglie di discontinuità (SG1, SG2, SG3).

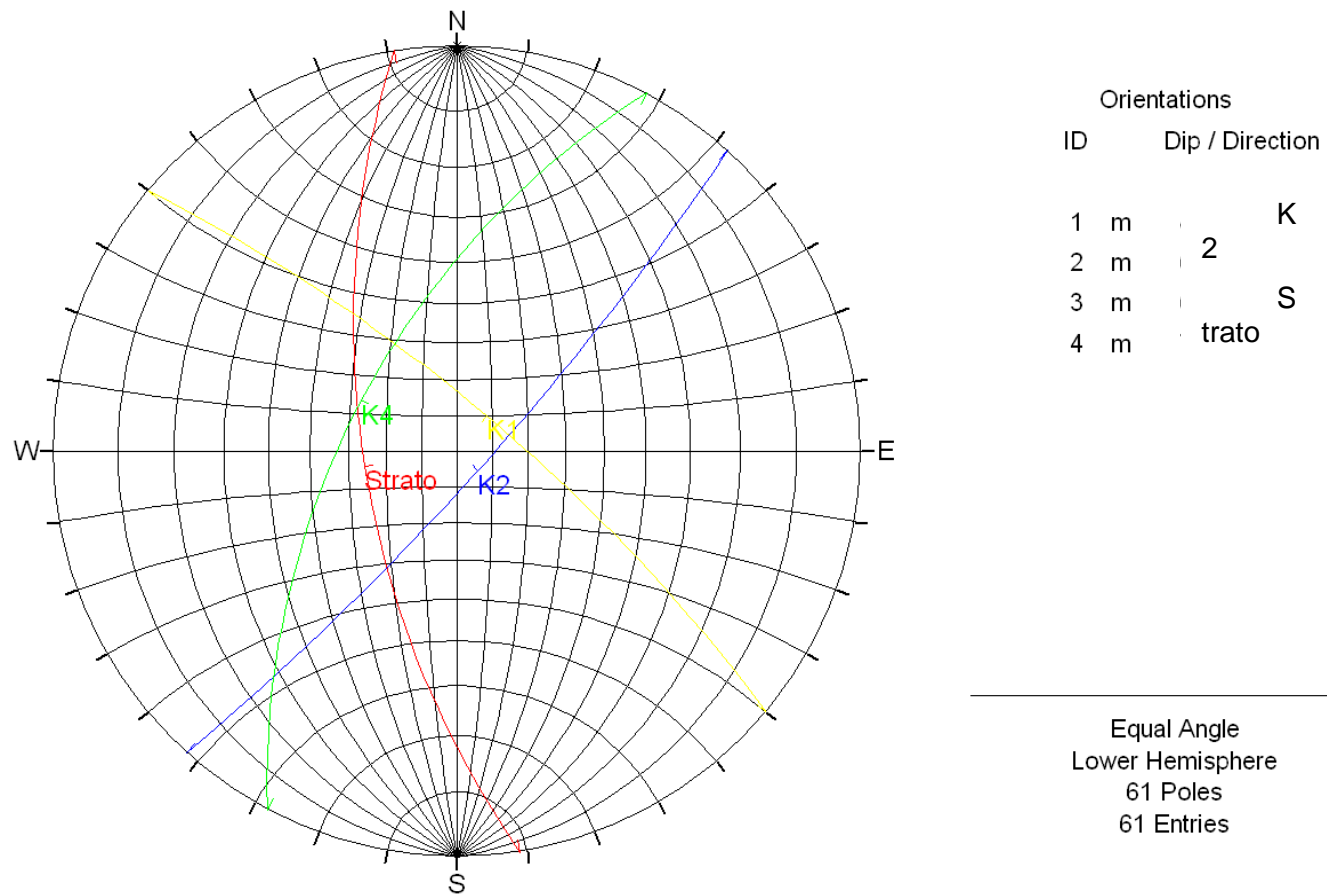


Figura 9-30: Giaciture medie delle famiglie di discontinuità principali (SG1, SG2, SG3).

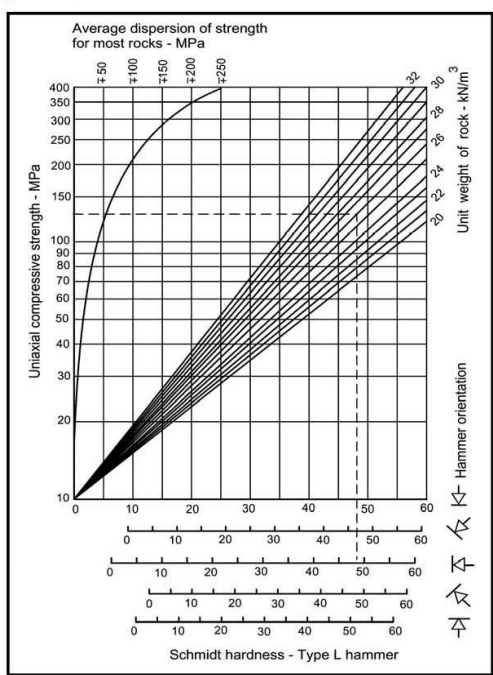
Correlazione $R \rightarrow \sigma_c$

TITOLO: RASTIGNANO SCANLINE 1

DATI DI INPUT					DATI DI OUTPUT
NUMERO DELLA DISCONTINUITÀ (O STRATO)	DENSITÀ DELLA ROCCIA γ (kN/m ³)	ANGOLO SCHMIDT HAMMER VS. ORIZZONTALE α (°)	INDICE DI RIMBALZO R	INDICE DI RIMBALZO NORMALIZZATO R_{norm}	UNIAXIAL COMPRESSIVE STRENGTH σ_c (Mpa)
1	22	20	22	19	24
1	22	20	20	17	21
1	22	20	22	19	24
1	22	20	20	17	21
1	22	20	22	19	24
2	22	30	20	17	21
2	22	30	19	16	21
2	22	30	18	15	20
2	22	30	18	15	20
2	22	30	18	15	20
3	22	30	22	19	24
3	22	30	18	15	20
3	22	30	19	16	21
3	22	30	16	13	18
3	22	30	21	18	23
4	22	0	24	21	26
4	22	0	26	23	28
4	22	0	28	25	31
4	22	0	26	23	28
4	22	0	22	19	24
7	22	20	28	25	31
7	22	20	27	24	30
7	22	20	18	15	20
7	22	20	28	25	31
7	22	20	26	23	28
9	22	10	24	21	26
9	22	10	24	21	26
9	22	10	22	19	24
9	22	10	22	19	24
9	22	10	22	19	24
10	22	10	25	22	27
10	22	10	22	19	24
10	22	10	24	21	26
10	22	10	25	22	27
10	22	10	26	23	28
11	22	20	22	19	24
11	22	20	24	21	26
11	22	20	19	16	21
11	22	20	22	19	24
11	22	20	20	17	21
12	22	20	23	20	25
12	22	20	20	17	21
12	22	20	26	23	28
12	22	20	16	13	18
12	22	20	21	18	23
13	22	0	16	13	18
13	22	0	22	19	24
13	22	0	15	12	17
13	22	0	14	11	16
13	22	0	17	14	19
14	22	0	18	15	20
14	22	0	16	13	18
14	22	0	18	15	20
14	22	0	14	11	16
14	22	0	19	16	21
16	22	0	21	18	23
16	22	0	19	16	21
16	22	0	22	19	24
16	22	0	19	16	21
16	22	0	24	21	26
17	22	0	22	19	24
17	22	0	24	21	26
17	22	0	19	16	21
17	22	0	25	22	27
17	22	0	18	15	20
18	22	-10	17	14	19
18	22	-10	23	20	25
18	22	-10	24	21	26
18	22	-10	23	20	25
18	22	-10	23	20	25
19	22	20	20	17	21
19	22	20	20	17	21
19	22	20	22	19	24
19	22	20	22	19	24
19	22	20	20	17	21

Correlazione di Deere & Miller (1965)
 $\log(\sigma_c) = 0.00088 \gamma R_c + 1.01$

NORMALIZZAZIONE DELL'INDICE DI RIMBALZO					
RIMBALZO R	VERSO IL BASSO		VERSO L'ALTO		ORIZZONTALE
	$\alpha = 90^\circ$	$\alpha = 45^\circ$	$\alpha = 90^\circ$	$\alpha = 45^\circ$	
10	0.0	-0.8	0.0	0.0	-3.2
20	0.0	-0.9	-8.8	-6.9	-3.4
30	0.0	-0.8	-7.8	-6.2	-3.1
40	0.0	-0.7	-6.6	-5.3	-2.7
50	0.0	-0.6	-5.3	-4.3	-2.2
60	0.0	-0.4	-4.0	-3.3	-1.7



σ_c MEDIA | 23 Mpa

Figura 9-31: Stazione SG1 – Elaborazione dati martello di Schmidt

Tabella 9-11: caratterizzazione geomeccanica dell'unità SUB

RISULTATI DELL'ELABORAZIONE UNITÀ SUB	min ÷ MAX
Parametri di base	
Peso di volume γ (kN/m ³)	22.0
Classificazione di Hoek-Brown	
σ_c (MPa), (compressione monoassiale del materiale intatto)	10.9
GSI (Geological Strength Index)	40÷50
m_i (costante del materiale)	5.4
Fattore di disturbo D	0.7
Modulo di Young – Roccia intatta E_i (MPa)	2000
Parametri di calibrazione - Criterio di Hoek-Brown	
m_b	0.200 ÷ 0.347
s	0.0002 ÷ 0.0007
a	0.511 ÷ 0.506
Parametri di ammasso	-
Resistenza a trazione (MPa)	-0.009 ÷ -0.023
Resistenza alla compressione monoassiale (MPa)	0.128 ÷ 0.280
Resistenza globale (MPa)	0.617 ÷ 0.857
Modulo di deformazione (MPa)	116 ÷ 215
Parametri equivalenti di Mohr-Coulomb	-
Coesione (kPa)	50÷75
Angolo di attrito (°)	33 ÷ 38