

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD

1° LOTTO

Piovene Rocchette - Valle dell'Astico

PROGETTO DEFINITIVO

CUP	G21B1 30006 60005
WBS	B25.A31N.L1
COMMESSA	J16L1

COMMITTENTE



S.p.A. AUTOSTRADA BRESCIA VERONA VICENZA PADOVA
Area Costruzioni Autostradali

CAPO COMMESSA
PER LA PROGETTAZIONE
Dott. Ing. Gabriella Costantini

PRESTATORE DI SERVIZI:
CONSORZIO RAETIA



RAPPRESENTANTE: Dott. Ing. Alberto Scotti

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE
TRA LE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:
Technital S.p.A. - Dott. Ing. Andrea Renso



PROGETTAZIONE:



ELABORATO: GEOTECNICA E GEOMECCANICA
RELAZIONE GEOTECNICA

Progressivo Rev.
03 08 01 001 02

Rev.	Data	Descrizione	Redazione	Controllo	Approvazione	SCALA: SCALA
00	MARZO 2017	PRIMA EMISSIONE	TECHNITAL - A.RIZZO	L.BELLONI	A.RENSO	NOME FILE: J16L1_03_08_01_001_0101_0PD_02doc
01	GIUGNO 2017	REVISIONE PER VERIFICA	TECHNITAL - A.RIZZO	L.BELLONI	A.RENSO	CM. PROGR. FG. LIV. REV. J16L1_03_08_01_001_0101_0PD_02
02	LUGLIO 2017	RECEPIMENTO OSSERVAZIONI	TECHNITAL - A.RIZZO	L.BELLONI	A.RENSO	

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO
PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Committente:



Progettazione:

CONSORZIO RAETIA



PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE GEOTECNICA

I N D I C E

Elenco simboli ed unità di misura	4
Riferimenti bibliografici	6
1 INTRODUZIONE	8
2 OGGETTO E SCOPO	9
3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	10
4 METODO DI LAVORO ADOTTATO	11
4.1 TRATTI OMOGENEI	11
4.2 TERRENI ATTRAVERSATI	11
4.3 STATO DI SFORZO INIZIALE : K0 e OCR	12
5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TRATTI OMOGENEI	14
5.1 Tratto 1 – da km 0+000 a km 2+050	14
5.2 Tratto 2 – Viadotto Piovene – da km 0+825 a km 1+100	20
5.3 Tratto 3 – Galleria Artificiale S. Agata 1 – da km 2+050 a km 2+150	24
5.4 Tratto 4 – Trincea e Galleria S. Agata 2 – da km 2+150 a km 2+749 / 2+872	27
5.5 Tratto 5 – Galleria S .Agata 2 – da km 2+796 a km 3+518, da km 2+872 a km 3+457	30
5.6 Tratto 6 – Trincea e Galleria Artificiale S.Agata 2 – da km 3+518 a km 3+850, da km 3+457 a km 3+850	35
5.7 Tratto 7 – Svincolo Cogollo del Cengio - dal km 3+850 al km 4+670	38
5.8 Tratto 8 – Viadotto Assa	40
5.9 Tratto 9 – Viadotto Settecà	43
5.10 Tratto 10 – Viadotto Molino	48
6 STABILITA' DELLE SCARPATE: SCAVI E RILEVATI	54
6.1 Verifiche di stabilità	54
6.2 Back analysis scarpata naturale prossima al viadotto Piovene, circa pk 0+950	57
6.3 Scarpate provvisionali in scavo	58
6.4 Trincee in asse stradale	61
6.5 Rilevati in asse stradale	63
7 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE	65
8 POZZETTI E PROVE DI CARICO SU PIASTRA	69

9	CONCLUSIONI	73
	APPEDICE A INTERPRETAZIONE DELLA PROVA SPT	75
A.	Metodi di interpretazione per la prova SPT	76
a.	Introduzione	76
i.	<i>Generalità della prova</i>	76
b.	Normalizzazione del valore di NSPT	76
i.	<i>Effetto dell’energia applicata</i>	76
ii.	<i>Effetto della lunghezza delle aste e del diametro di perforazione</i>	78
iii.	<i>Effetto della punta chiusa o del campionatore standard</i>	79
iv.	<i>Effetto della profondità di effettuazione della prova</i>	80
v.	<i>Normalizzazione finale di N_{SPT}</i>	82
B.	Parametri deducibili dalla prova SPT	83
a.	Terreni granulari	83
i.	<i>Classificazione</i>	83
ii.	<i>Densità relativa</i>	83
iii.	<i>Angolo di resistenza al taglio</i>	85
iv.	<i>Modulo elastico drenato E</i>	92
v.	<i>Modulo di taglio a piccole deformazioni G_0</i>	94
b.	Terreni coesivi	96
i.	<i>Classificazione</i>	96
ii.	<i>Resistenza al taglio non drenata, C_u</i>	96
iii.	<i>Modulo elastico drenato E</i>	98
iv.	<i>Modulo di taglio a piccole deformazioni, G_0</i>	99
v.	<i>Considerazioni generali sulla prova SPT in terreni fini</i>	99
c.	Riassunto delle correlazioni implementate	100

Elenco simboli ed unità di misura

γ (kN/m ³)	=	peso di volume totale
IP (%)	=	indice di plasticità
LL (%)	=	limite liquido
w _n (%)	=	contenuto d’acqua naturale
LP (%)	=	limite plastico
G _s (-)	=	peso specifico dei grani
DR (%) (Rd)	=	densità relativa = $(e_{\max}-e_o)/(e_{\max}-e_{\min})$
e _o (-)	=	indice dei vuoti in sito
n (%)	=	porosità
σ_{vo} (MPa)	=	pressione verticale totale in sito
σ'_{vo} (MPa)	=	pressione verticale efficace in sito
c _u (kPa)	=	resistenza al taglio non drenata non consolidata
c' (kPa)	=	coesione, in sforzi efficaci
ϕ' (°)	=	angolo di attrito , in sforzi efficaci
E _{max} (MPa)	=	modulo di deformazione iniziale
E (MPa)	=	modulo di elasticità
G (MPa)	=	modulo di taglio
G _{max} (MPa)	=	modulo di elasticità tangenziale iniziale
ν (-)	=	coefficiente di Poisson
p _a (MPa)	=	pressione atmosferica
g (m/s ²)	=	accelerazione di gravità
V _s (m/s)	=	velocità delle onde di taglio
K _o (-)	=	coefficiente di spinta a riposo
OCR (-)	=	grado di sovraconsolidazione
N _{SPT} (colpi/0,3 m)	=	numero di colpi per la penetrazione di 0,3 m (= 1 piede)
N ₁ (colpi/0,3 m)	=	numero di colpi normalizzato con la profondità
N ₆₀ (colpi/0,3 m)	=	numero di colpi corrispondente al 60% dell’energia di battitura nominale

$(N_1)_{60}$ (colpi/0,3 m)	=	numero di colpi normalizzato (N_1) corrispondente al 60% dell'energia nominale
k (m/s)	=	coefficiente di permeabilità
n.c.	=	normal consolidato
o.c.	=	sopraconsolidato

Riferimenti bibliografici

- Bolton, M.C. (1986). “The strength and dilatancy of sands”, *Géotechnique* n°1
- Burland, J.B. and Burbridge, M.C. (1985) – “Settlement of Foundations on Sand and Gravel” – Proc. ICE, Part 1, 78, 1325 – 71.
- Chen, B.S. and Mayne, P.W. (1996). “Statistical Relationship between Piezocone Measurements and Stress History of Clays”, 49th Canadian Geotechnical Conference, St. John’s, NF.
- Clayton, C.R.I. (1995) – “The Standard Penetration Test (SPT): Methods and Use” – CIRIA Report 143.
- Crespellani, T. and Vannucchi, G. (1991) – “Dynamic Properties of Soil” – Seismic Hazard and Site Effects in the in the Florence area ed. G. Vannucchi, 71-80 – Ass. Geot. Italiana, Rome.
- Eslaamizaad, S. and Robertson, P.K. (1996a). “A Framework for in situ Determination of Sand Compressibility”, 49th Canadian Geotechnical Conference, St. John’s. NF.
- Eslaamizaad, S. and Robertson, P.K. (1996b). “Seismic Cone Penetration Test to Identify Cemented Sands”, 49th Canadian Geotechnical Conference, St. John’s. NF.
- Garizio, G.M. (1997). “Determinazione dei parametri geotecnici ed in particolare di K_0 da prove penetrometriche”. Tesi di Laurea, Politecnico di Torino.
- *Geotechnical Journal* n° 1. Jubilee Volume 75th Anniversary of K. Terzaghi’s. *Erdbaumechanik* Wien, Edit. H. Brandl.
- Housley, G.T. and Teh, C.I. (1988). “Analysis of Piezocone in Clay”. Proc. of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando.
- Jamiolkowski, M., Lancellotta, R. and Tordella, M.L. (1980). “Geotechnical Properties of Porto Tolle NC Silty Clay”. Proc. 6th Danube-European conference on S.M. and F.E. Varna.
- Jamiolkowski, M., Lo Presti, D.C.F. and Gorizio, G.M. (2001). “Correlation between Relative Density and cone Resistance for Silica Sands”. Jubilee Volume 75th Anniversary of K. Terzaghi’s. *Erdbaumechanik* Wien, Edit. H. Brandl.
- Jefferies, M.J. and Davies, M.P. (1991). “Soil classification by cone Penetration test”. Canadian
- Levadoux, J.N. and Baligh, M.M. (1986). “Consolidation after Undrained Piezocone Penetration. I: Prediction”. *JGE ASCE*, n° 7.

- Liao, S. And Whitman, R.V. (19869 – “Overburden Connection Factors for SPT in Sand” – Proc. ASCE, Jn. Geot. Engg., Div. 122, 3, 373-7.
- Lunee, T., Christoffersen, H.P., Tjelta, T. (1985). “Engineering use of piezocone results in Nrth Sea clays” XI ICSMFE, San Francisco, California.
- Lunne, T., Robertson, P.K., Powell, J.J.M. (1997). “Cone Penetration Testing in engineering Practice” Blackie Academic and Professional, London.
- Mayne P. W., Kulhawy F.H. (1982) ” K_0 –OCR relationship in soil “Journal of the geotechnical division ASCE vol 108 n°GT6, june 1982
- Mesri G.,Hayat T.M. (1993) “ The coefficient of earth pressure at rest “ Canadian geotechnical journal, volume 30, 1993
- Mitchell, J.K., Guskowsky, F. and Villet, W.C.B. (1978) – “The Measurement of Soil Properties in Situ, Present Methods – Their Applicability and Potential” – U.S. Dep. of Energy Report, Dep. of Civil Engineering, University of California; Berkeley.
- Rix, G.J. and Stokoe, K.H. (1992). “Correlation of Initial Tangent Modulus and Cone Resistance”. Proc. of the International Symposium on Calibration Chamber Testing, Potsdam, N.Y. Edit. Elsevier.
- Robertson. P.K. (1990). “Soil Classification using the cone Penetration Test”. Canadian Geotechnical Journal, n° 1.
- Skempton, A.W. (1986) – “Standard Penetration Test Procedures and Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Over Consolidation” – Geotechnique, 36, 425-47.
- Stroud, M.A. (1989) – “The Standard Penetration Test - its Application and Interpretation” – Proc. ICE Conf. On Penetration Testing in the UK, Birmingham – Thomas Telford, London.
- Stroud. M.A. (1988). “The Standard Penetration Test-Its application and interpretation”. Penetration Testing in the UK, Proc. of the Geof. Conf. ICE, Birmingham.
- Maurizio Tanzini (2002), “L’indagine geotecnica”, Dario Flaccovio Editore, Roma.
- Youd, T.D. (1972). “Factors controlling maximum and minimum densities of sands”. Proc. Symposium on Eval. Of Dens., ASTM STP 523.

1 INTRODUZIONE

Nella presente relazione si presentano le caratteristiche geotecniche delle opere all’aperto del primo lotto dell’autostrada VALDASTICO A 31 NORD che si estende da Piovene Rocchetta a Valle dell’Astico.

Per questo studio sono stati utilizzati i risultati della campagna di indagine geognostica eseguita nel 2016 e le precedenti, eseguite per il progetto preliminare tracciato A1-1995 e per il raccordo tra il casello di Piovene Rocchette e la SP 350 loc. Schiri 2005.

L’assetto geologico e geomorfologico del tracciato, presentato e discusso nella relazione geologica e geomorfologica allegata al progetto, a cui si rimanda per maggiori dettagli, è stato attentamente studiato per definire la natura e consistenza dei terreni interessati in relazione alla loro storia geologica. In questo modo sono state ottenute le indicazioni essenziali circa le granulometrie dei terreni interessati, il loro grado di sopraconsolidazione e di erosione superficiale cui sono stati esposti, fattori determinanti per la definizione delle caratteristiche geotecniche.

Per le condizioni in cui si sono svolte le indagini geognostiche e l’influenza che hanno avuto sui risultati ottenuti si è fatto riferimento alla relazione sulle indagini geognostiche allegata al progetto, a cui si rimanda per maggiori dettagli.

La granulometria dei terreni interessati è tale che non consente di ottenere campioni rappresentativi per le prove di laboratorio di resistenza e compressibilità. Infatti la sua composizione granulometrica è estremamente variabile alla piccola scala del campione per il laboratorio e pertanto non rappresentativo dell’ammasso presente in sito. La conoscenza geotecnica di questi terreni si ottiene soltanto da un’accurata e meticolosa interpretazione delle prove Standard Penetration Test NSPT. È stato a questo fine predisposto un programma di calcolo per l’interpretazione di queste prove, che è presentato e commentato nell’appendice A, allegata a questa relazione.

2 OGGETTO E SCOPO

Oggetto del presente rapporto sono i terreni di fondazione delle opere all’aperto, della galleria S. Agata 2, del tratto del primo lotto funzionale della A31, dalla progressiva 0.00 alla progressiva 4+670, dei seguenti viadotti Assa e Settecà, delle scarpate delle trincee ,permanenti e provvisionali, delle scarpate dei rilevati.

Lo scopo è di fornire la caratterizzazione geotecnica da utilizzare per valutare la stabilità geotecnica delle trincee, galleria naturale e fondazioni dei viadotti, di discutere inoltre i fattori di sicurezza delle scarpate provvisionali delle opere d’arte minori, delle scarpate definitive nei tratti in trincea, delle scarpate dei rilevati.

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Technital SpA (2017) Progetto definitivo autostrada A3 - 1° lotto funzionale - Relazione Geologica e Geomorfologica

Technital SpA (2017) Progetto definitivo autostrada A3 - 1° lotto funzionale - Relazione sulle indagini geognostiche

4 METODO DI LAVORO ADOTTATO

4.1 TRATTI OMOGENEI

Il tracciato autostradale è stato suddiviso in tratti omogenei con riferimento alle formazioni geologiche presenti e alle opere.

Per ciascun tratto sono state considerate ed interpretate le indagini eseguite, definendo la caratterizzazione geotecnica per ciascuna delle formazioni geologiche presenti, come da profilo geologico allegato al progetto.

La parametrizzazione geotecnica tiene conto della tipologia delle opere previste, se provvisorie o permanenti, se all’aperto o in sotterraneo.

In totale sono stati considerati i seguenti tratti:

- Tratto 1 da progressiva 0+00 a 2+050;
- Tratto 2 viadotto Piovene, da progressiva 0+825 a 1+100;
- Tratto 3 artificiale S. Agata 1, da progressiva 2+050 a 2+150;
- Tratto 4 trincea e galleria artificiale S. Agata 2, da progressiva 2+150 a 2+796;2+872;
- Tratto 5 galleria naturale S. Agata 2 da progressiva 2+796 a 3+518; da 2+872 a 3+457;
- Tratto 6 trincea e galleria artificiale S. Agata 2, da progressiva 3+518 a 3+850, 3+457 a 3+850;
- Tratto 7 svincolo di Cogollo, da progressiva 3+850 a 4+670;
- Tratto 8 viadotto Assa ;
- Tratto 9 viadotto Settecà;
- Tratto 10 viadotto Molino;

I parametri geotecnici forniti nella presente relazione sono i parametri caratteristici dei terreni e rocce interessati.

4.2 TERRENI ATTRAVERSATI

Le formazioni geologiche che sono state interessate da questo studio sono le seguenti.

- Alluvioni attuale e recenti (3), costituite da ghiaie e ciottoli con scarsi livelli o lenti sabbiose, in genere ben addensate, con presenza anche di grossi ciottoli e trovanti;
- Depositi fluvioglaciali e alluvionali terrazzati (4), costituiti da ghiaie sabbiose e sabbie anche con piccoli massi, generalmente stratificati, localmente cementati, ben addensati e sopraconsolidati;

- Depositi glaciali (5), costituiti da ghiaie eterometriche fino a massi da 1m³ circa in abbondante matrice limoso sabbioso argillosa, ben addensati e sopraconsolidati;
- Dolomia Principale, dolomia e calcari dolomitici nocciola (13), grigi e rosati, talora saccaroidi, generalmente ben stratificati, ma localmente massivi.

4.3 STATO DI SFORZO INIZIALE : K_0 e OCR

I terreni che interesseranno le opere autostradali sono stati preconsolidati durante la storia geologica della valle dell'Astico dall'erosione e dalla presenza dei ghiacciai.

E' rilevante per la progettazione geotecnica stabilire il rapporto tra K_0 e OCR che caratterizza i terreni dal piano campagna fino alla massima profondità interessata dalle opere, che è circa 50m.

Mayne et al (1982) ha riassunto le relazioni di interesse di seguito riportate:

le prove analizzate per sabbie hanno confermato la equazione di Jaky e quindi il coefficiente di spinta a riposo K_0 di un terreno granulare normalconsolidato n.c. è dato dalla nota relazione:

$$K_{0nc} = 1 - \sin\phi$$

Durante la fase di scarico il coefficiente di spinta a riposo diventa K_{0u} , che è maggiore di K_{0nc} ed è correlato ad OCR nel modo seguente:

$$K_{0u} = K_{0nc} \text{OCR}^a$$

L'analisi dei dati sperimentali a disposizione hanno dimostrato che una buona approssimazione per l'esponente a è la seguente:

$$a = \sin\phi$$

pertanto la formula precedente diventa:

$$K_{0u} = (1 - \sin\phi) \text{OCR}^{\sin\phi}$$

OCR ha un valore limite che si raggiunge quando $K_{0u} = K_p$, ovvero quando uguaglia il coefficiente di spinta passiva, dato dalla seguente espressione:

$$\text{OCR}_{\text{limite}} = \left(\frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi^2} \right)^{1/\sin\phi}$$

Mesri et al (1993) suggeriscono di utilizzare nelle precedenti formule per l'angolo di attrito il valore a volume costante ϕ_{cv}

Per i terreni presenti in Valdastico si può assumere $\phi_{cv} = 38^\circ$ e quindi l'espressione precedente diventa:

$$K_{0u} = 0,38 \text{OCR}^{0,61}$$

La storia geologica dell'ultima glaciazione porta a valutare la preconsolidazione sull'attuale piano campagna pari a 4000KPa, composti da 50m di erosione e 300m di ghiacciaio

($50 \cdot 20$ (peso di volume del terreno) + $300 \cdot 10$ (peso di volume dell'acqua).

A 50m dal p.c. il valore di OCR= 5.

Sostituendo nella presedente formula risulta $K_{ou} = 1$

A 20m dal p.c. OCR = 11 e $K_{ou} = 1,64$

il valore limite di OCR viene raggiunto negli strati corticali a profondità minore di 5m dal p.c.

la valle dell'Astico è stata poi erosa nella parte centrale e quindi i depositi di terreno sulle sponde sono stati sottoposti ad un detensionamento, caratterizzato dall'incremento degli spostamenti orizzontali e quindi il coefficiente K_{ou} è diminuito.

Per valutare questo effetto si è fatto ricorso al metodo proposto da Mesri et al (1993) per i terreni normalconsolidati che vengono sottoposti ad un detensionamento che va verso la spinta attiva. Il metodo è stato riadattato ad un terreno preconsolidato, quindi a K_{ou} .

$$K_{oa} = K_{ou} - (K_{ou} - K_A) / 2,5 * (1/3K_{AL})$$

In cui K_A è il coefficiente di spinta attiva per $\phi = 30^\circ$, valore di riferimento, mentre K_{AL} è il coefficiente di spinta attiva per l'angolo di attrito che ha il terreno, a 50m dal pc è 40° e a 10m è 45° .

Applicando la riduzione di cui sopra si ottiene:

$$K_{ou}(=K_{oa}) = 0,61 \text{ a } 20\text{m dal pc}$$

$$K_{ou}(=K_{oa}) = 0,59 \text{ a } 50\text{m dal p.c.}$$

Considerando che dal pc a 20m di profondità gli spostamenti orizzontali possono essere considerati prossimi a quelli dello stato di sforzo attivo, mentre a 50m sono compresi tra K_0 e K_A si conclude che i valori rappresentativi sono i seguenti:

$$\text{dal pc a } 20\text{m di profondità } K_{ou} = 0,65$$

$$\text{a } 50\text{m di profondità dal pc } K_{ou} = 0,8$$

Tra 20 e 50m dal pc K_{ou} varia linearmente. Per profondità maggiore di 50m, ma non oltre 60m, si può considerare K_{ou} costante ed uguale a 0,8.

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TRATTI OMOGENEI

Per ciascun tratto omogeneo nel quale è stato suddiviso il tracciato sono di seguito forniti:

- indagini considerate rappresentative della tratta;
- formazione geologica interessata;
- profondità investigata dal piano campagna;
- interpretazione delle prove NSPT;
- posizione della falda freatica.

5.1 Tratto 1 – da km 0+000 a km 2+050

INDAGINE 2016: S0D, S1D, S2D; Vs 30-2

INDAGINI PRECEDENTI: SD4P

Profondità investigata da piano campagna compresa tra 10 e 50 m

L'interpretazione delle prove SPT è riportata nelle figure da 5.1 a 5.4.

Formazione interessata: Depositi fluvioglaciali ed alluvionali terrazzati - "4"

Falda freatica: sono stati installati piezometri in tutti i sondaggi. Non è stata rilevata presenza di falda, che quindi risulterà sicuramente al di sotto dei 50 m di profondità da piano campagna, al livello del Torrente Astico, che verrà attraversato con il Viadotto Piovene.

Terreno interessato: è un terreno granulare composto da ghiaia con sabbia ed una frazione fine mediamente 20%, non superiore al 30%. La frazione fine non è plastica. Il deposito è omogeneo.

Andamento del profilo stradale: nel tratto in esame la strada si sviluppa a raso, per poi proseguire in trincea con altezze di scavo che raggiungono 7-10 m.

Opere: tutte le opere interessano la formazione granulare "4".

Caratteristiche geotecniche: il deposito si presenta molto compatto nel suo insieme. Si distingue tra la parte in cui la strada viaggia a raso e in cui viaggia in trincea.

Il tratto con strada a raso va dal km 0+000 al km 0+450. Il piano stradale poggia su un terreno di fondazione così caratterizzato:

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA										
Formazione 4 - Depositi fluvioglaciali ed alluvionali terrazzati - km 0,000 – km 0+450										
Livello opera	γ (kN/m ³)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	C' kPa	ϕ' (°)	E (MPa)	G _{max} (MPa)	ν (-)	k ₀ (-)
“4”	19	>10	80	1E-6	0	45	40	100	0.3	0.65

Dal km 0+450 al km 2+050 il tracciato si svolge in trincea, il cui fondo si pone tra 5 e 10 m da piano campagna.

Si riporta di seguito la parametrizzazione geotecnica dei terreni interessati.

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA										
Formazione 4 - Depositi fluvioglaciali ed alluvionali terrazzati - km 0+450 – km 2+050										
Livello opera	γ (kN/m ³)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	C' kPa	ϕ' (°)	E (MPa)	G _{max} (MPa)	ν (-)	k ₀ (-)
“4”	20	>10	80	5E-6	0	42	150	300	0.3	0.65
scarpate	20	>10	80	5E-6	5	42	100	300	0.3	0.65

Per la stabilità delle scarpate delle trincee si adotterà il medesimo angolo d’attrito associato ad una coesione c' , per tener conto che lungo il profilo di scavo l’angolo di attrito sarà maggiore di 42°, in quanto gli sforzi di confinamento agenti sono molto bassi, v. anche la interpretazione delle prove SPT, appendice A.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

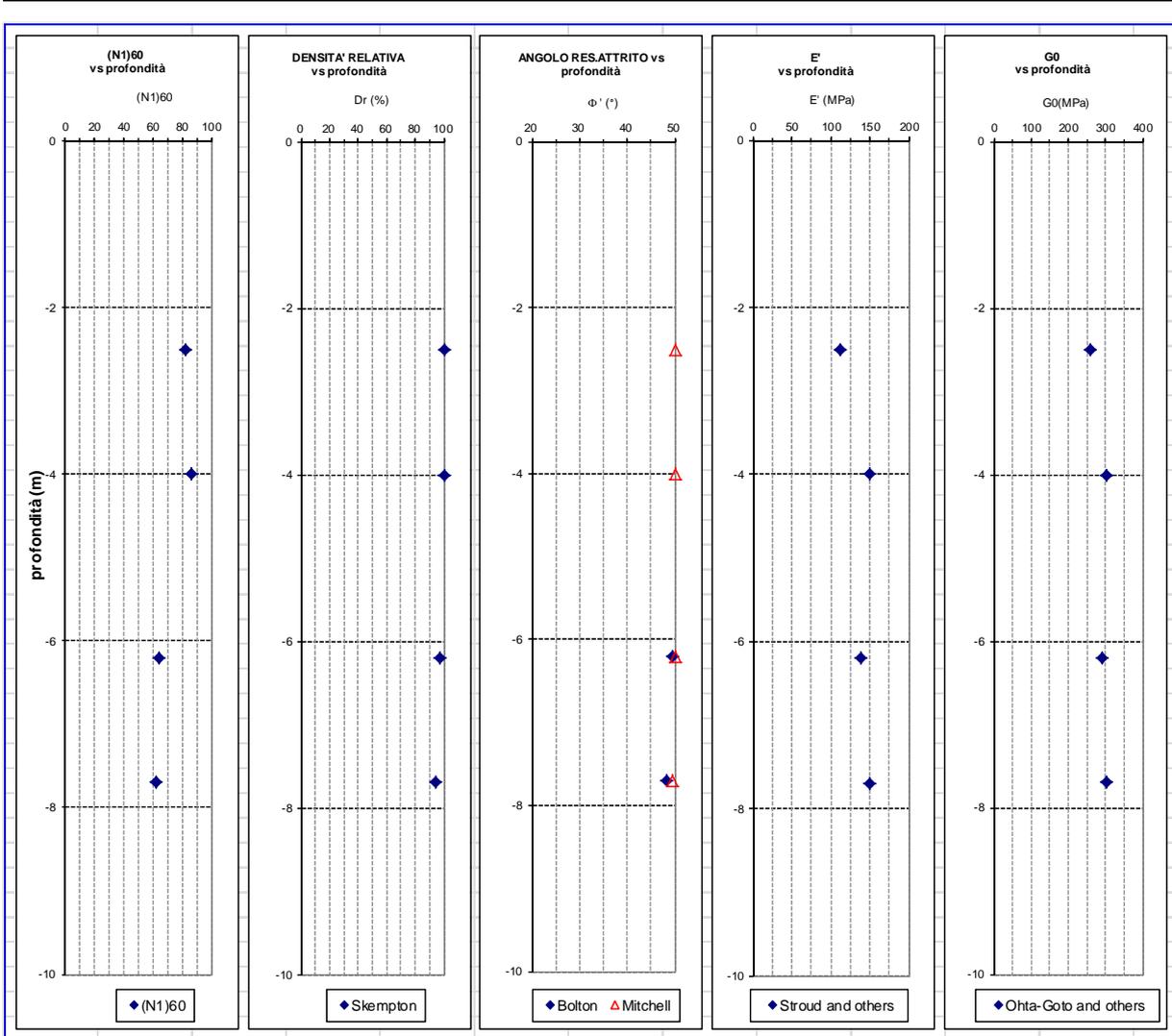


Fig. 5.1 Sondaggio S0D – Interpretazione prove SPT

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

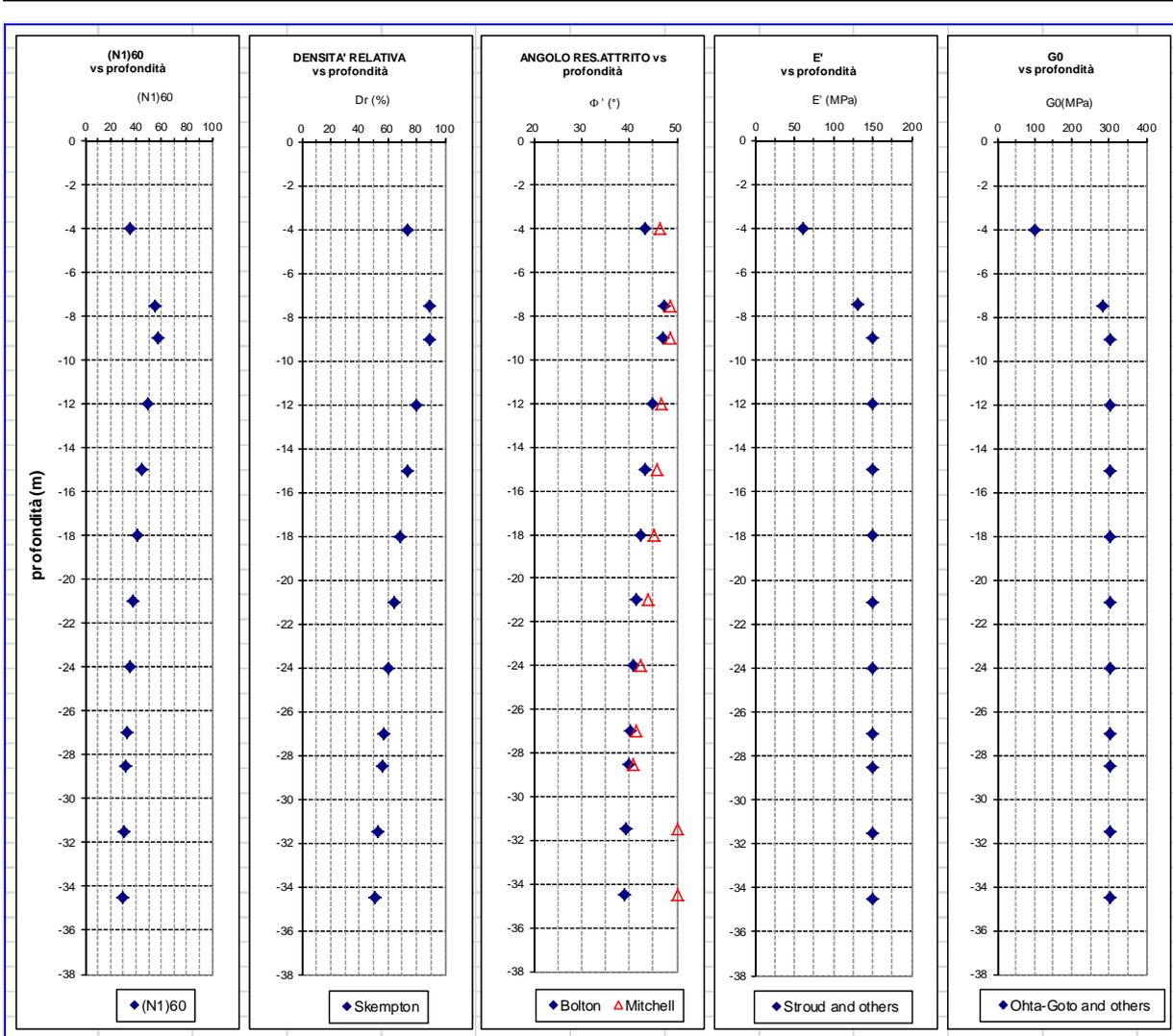


Fig. 5.2 Sondaggio S1D – Interpretazione prove SPT

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

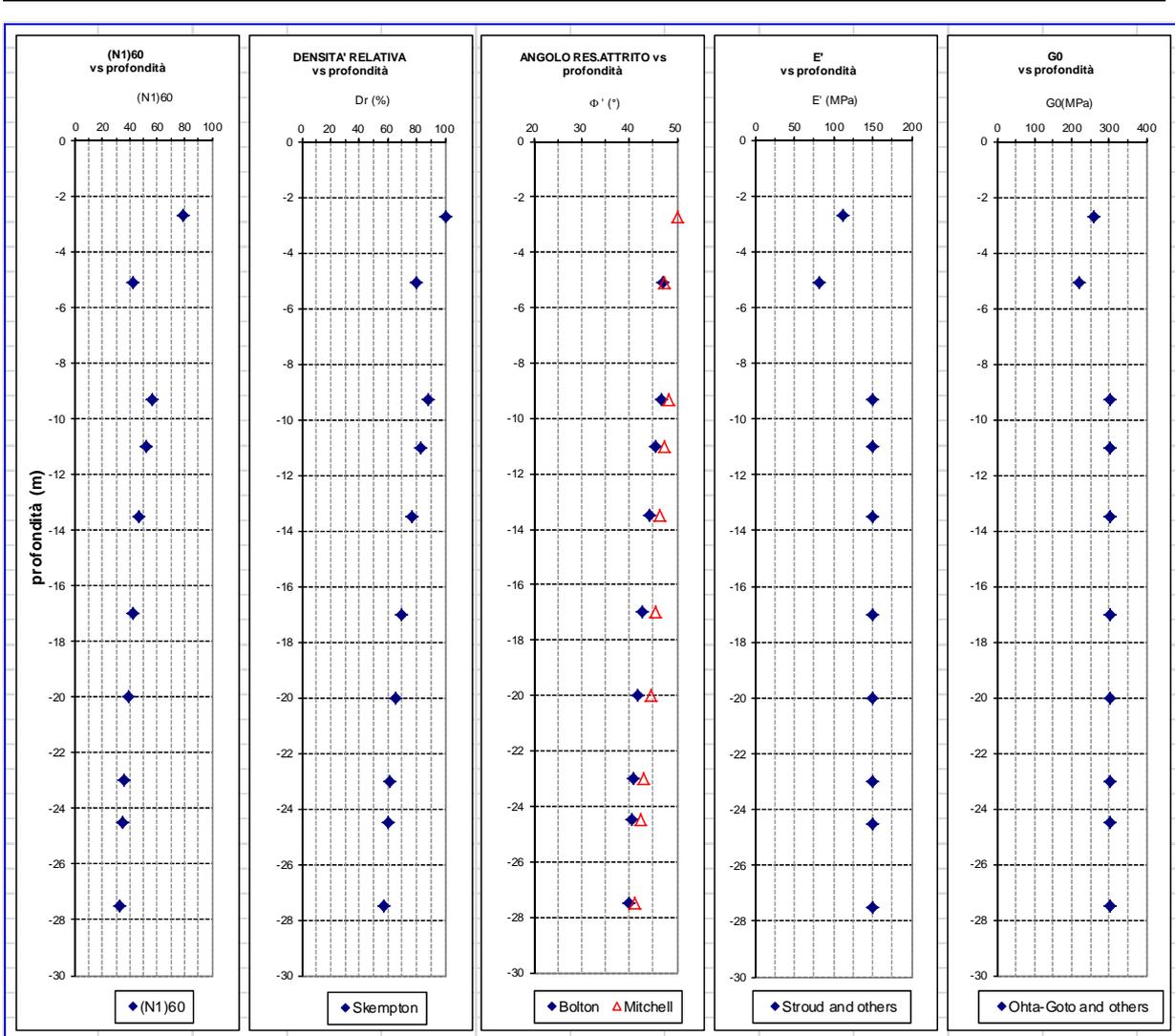


Fig. 5.3 Sondaggio S2D – Interpretazione prove SPT

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

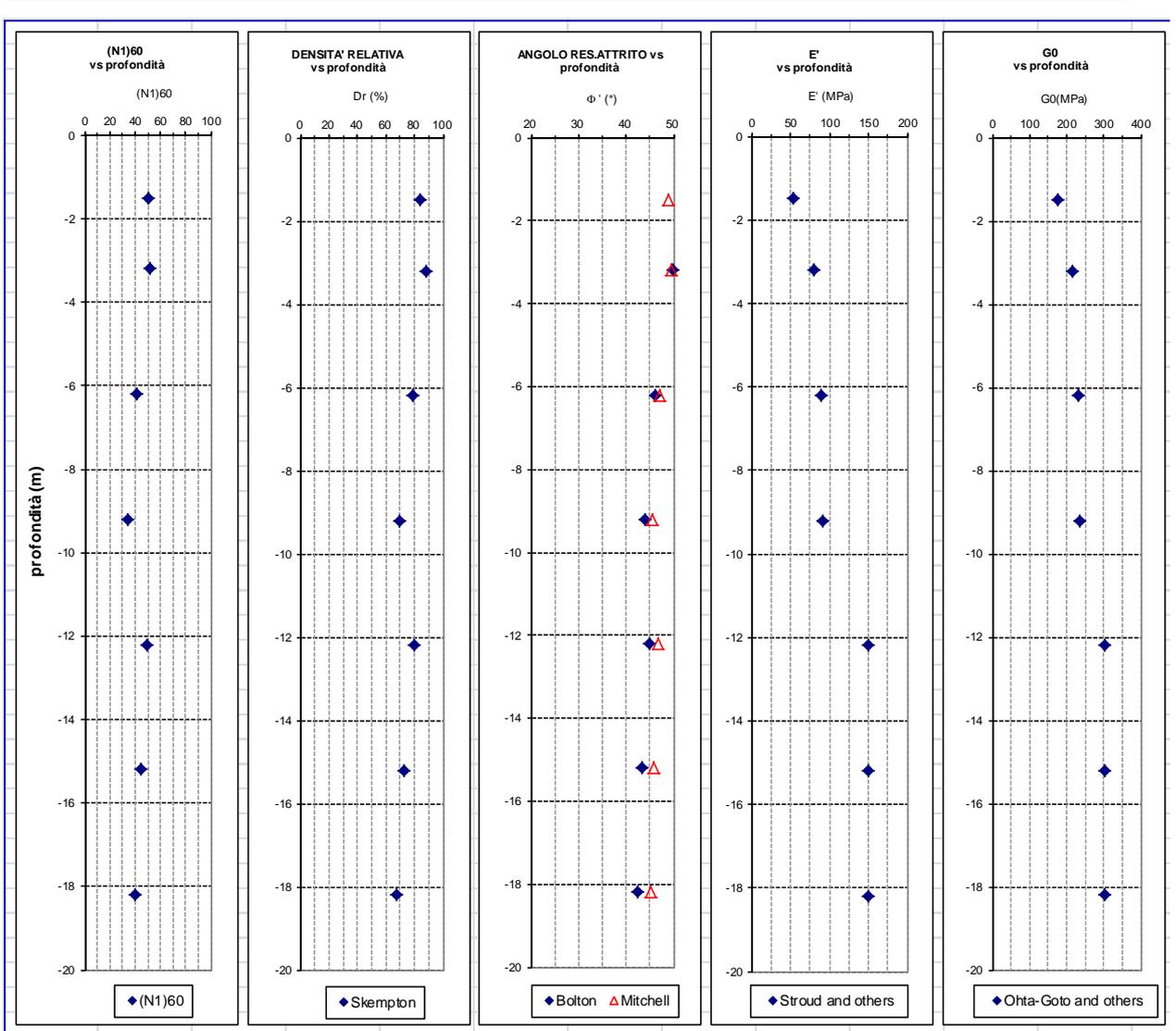


Fig. 5.4 Sondaggio SD4P – Interpretazione prove SPT

5.2 Tratto 2 – Viadotto Piovene – da km 0+825 a km 1+100

INDAGINE 2016: S1D; Vs 30-1

INDAGINI PRECEDENTI: SD5, EXCPT2

Profondità investigata da piano campagna: tra 40 e 50 m.

L’interpretazione delle prove SPT è riportata nelle figure da 5.5 a 5.7.

Il terreno interessato è costituito dalla formazione delle alluvioni attuali recenti(3), seguita dalla formazione fluvio glaciale, addensata, composta da ghiaia e sabbia(4).

Il livello della falda freatica si può ritenere alla quota del fondo alveo.

Sono riportate le caratteristiche geotecniche della formazione 3 e della formazione 4 per profondità maggiori di 5 m dal piano campagna.

Il viadotto scavalca il torrente Astico in prossimità di Piovene Rocchette.

Per la stabilità dei versanti di scavo interessati si richiama la parametrizzazione geotecnica fornita con riferimento al tratto da km 0+450 al km 2+200.

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA										
Formazione 4 - Depositi fluvio-glaciali ed alluvionali terrazzati - km 0+825 – km 1+100										
Livello opera	γ (kN/m ³)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	C' kPa	ϕ' (°)	E (MPa)	G _{max} (MPa)	ν (-)	k ₀ (-)
“4”	20	>10	80	5E-6	0	42	150	300	0.3	0.65
scarpate	20	>10	80	5E-6	5	42	100	300	0.3	0.65
“3”	19.	1.5	60	5E-6	0	40	40	100	0.3	0.5

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

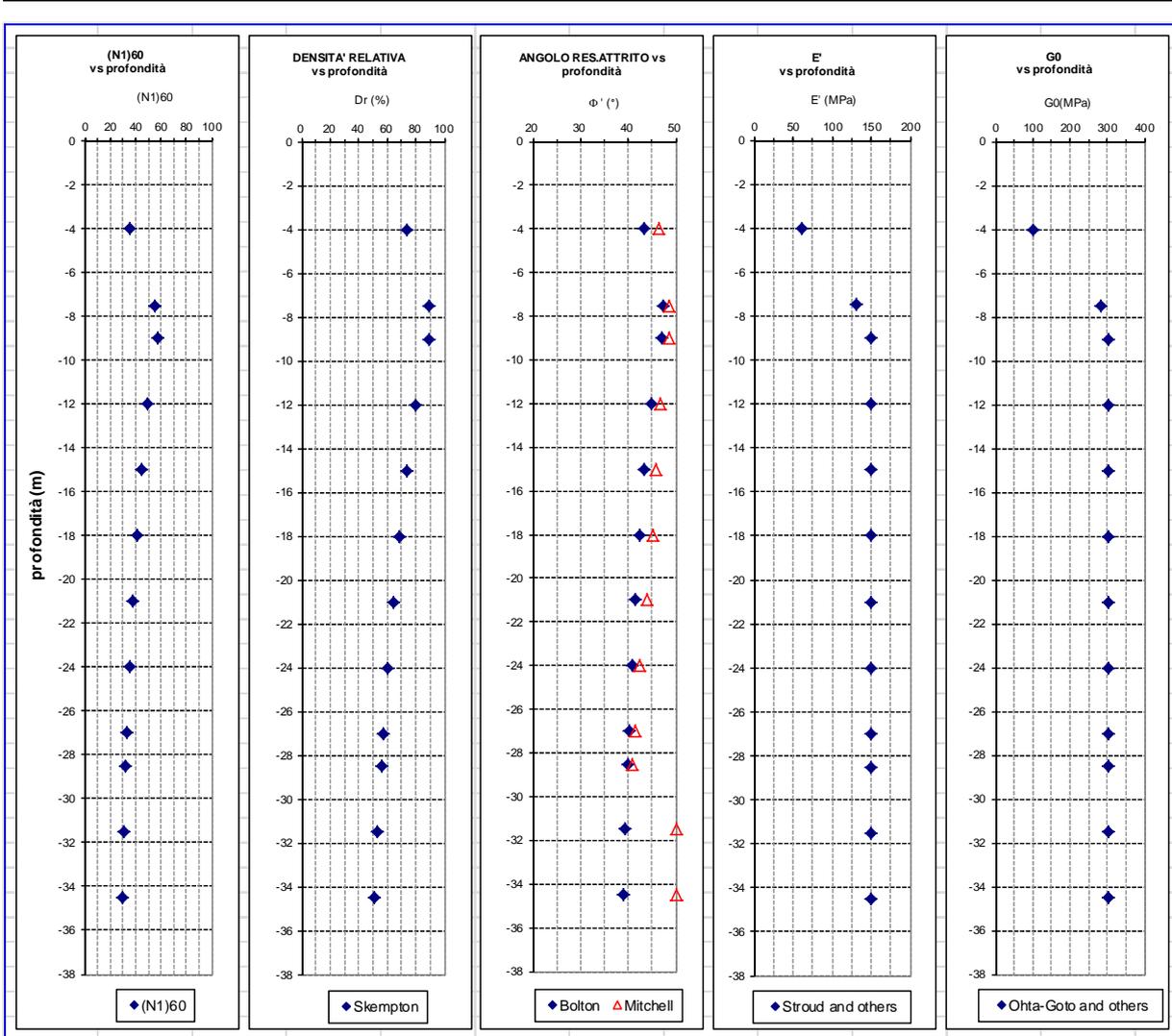


Fig. 5.5 Sondaggio S1D – Interpretazione prove SPT

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

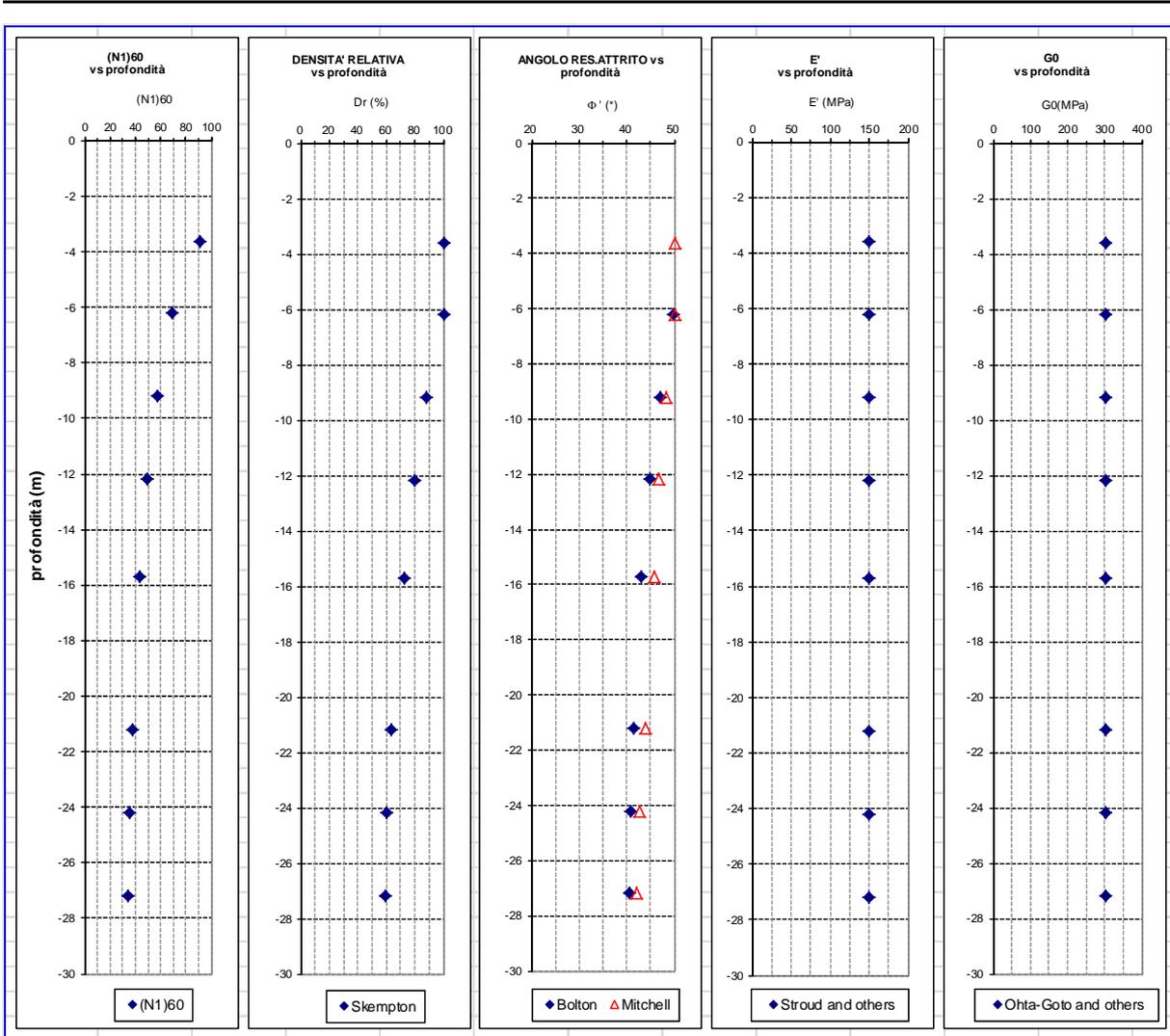


Fig. 5.6 Sondaggio SD5 – Interpretazione prove SPT

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

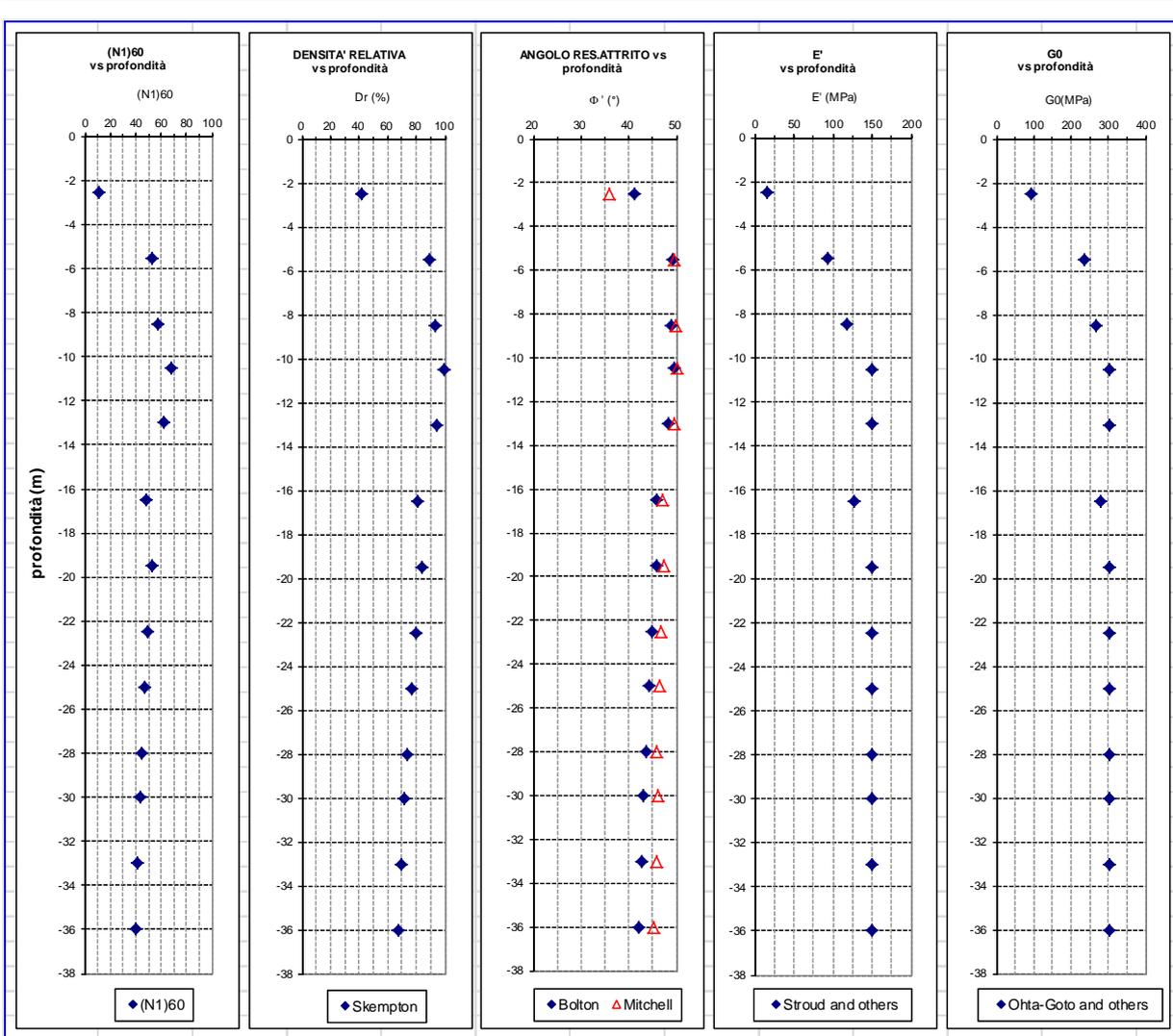


Fig. 5.7 Sondaggio EX_CPT2 – Interpretazione prove SPT

5.3 Tratto 3 – Galleria Artificiale S. Agata 1 – da km 2+050 a km 2+150

INDAGINE 2016: S2Dbis; Vs 30-3

INDAGINI PRECEDENTI: EXCPT3

Profondità investigata da piano campagna: 15 m.

Formazione interessata – Depositi fluvioglaciali ed alluvionali terrazzati - “4”

Falda freatica: è assente alla profondità delle opere.

La profondità interessata dall’opera è circa 15m.

Le pareti di scavo saranno sostenute da una berlinese.

Nelle seguenti figure, 5.8 e 5.9, sono riportate le interpretazioni delle prove SPT.

Sulla base dei risultati ottenuti si propongono le seguenti caratteristiche geotecniche:

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA										
Formazione 4 - Depositi fluvioglaciali ed alluvionali terrazzati - km 2+050 – km 2+150										
Livello opera	γ (kN/m ³)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	C' kPa	ϕ' (°)	E (MPa)	G _{max} (MPa)	ν (-)	k ₀ (-)
“4”	20	>10	80	5E-6	0	42	100	300	0.3	0.65
berlinese	20	>10	80	5E-6	0	42	100	300	0.3	0.65

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

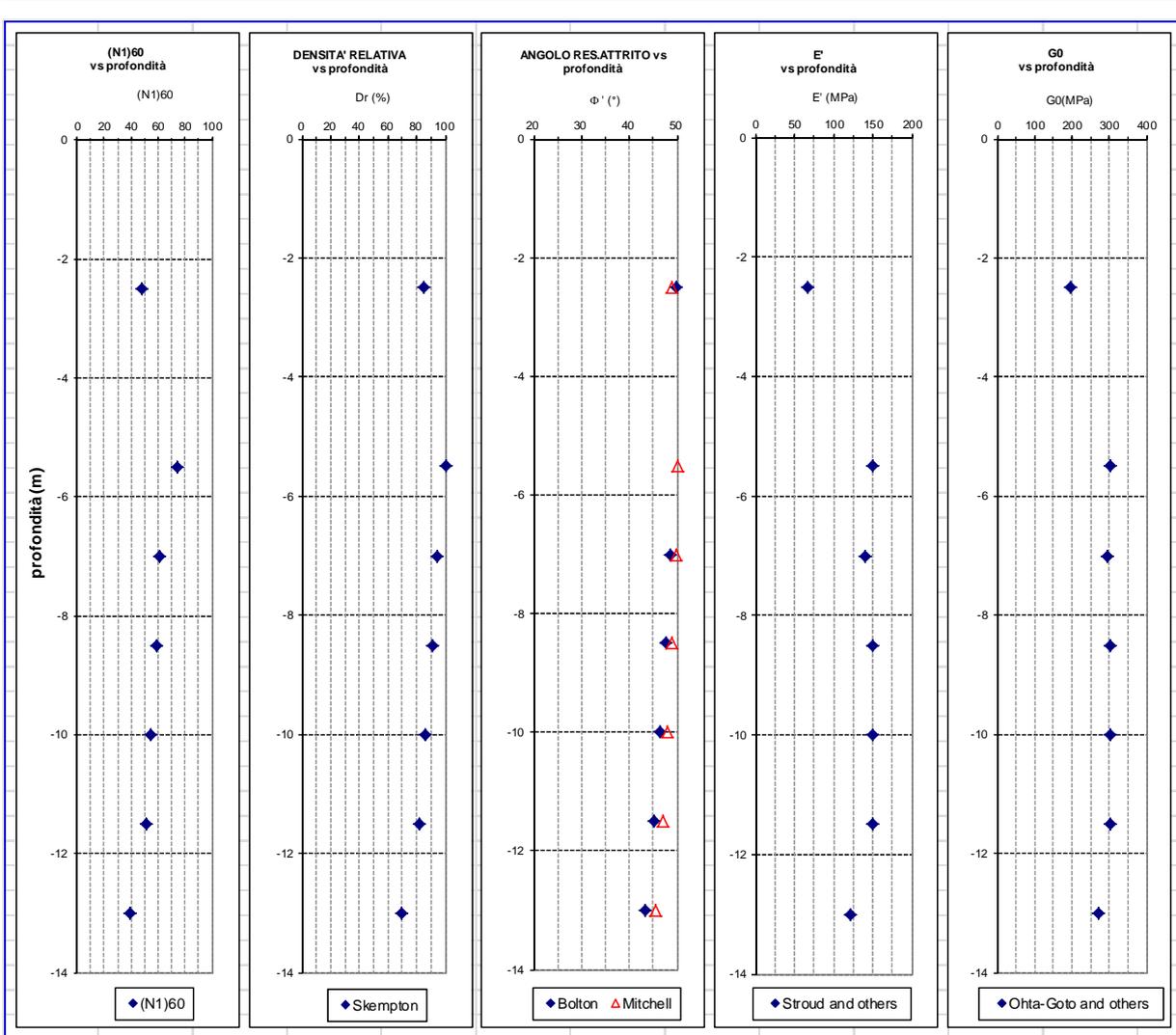


Fig. 5.8 Sondaggio S2Dbis – Interpretazione prove SPT

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

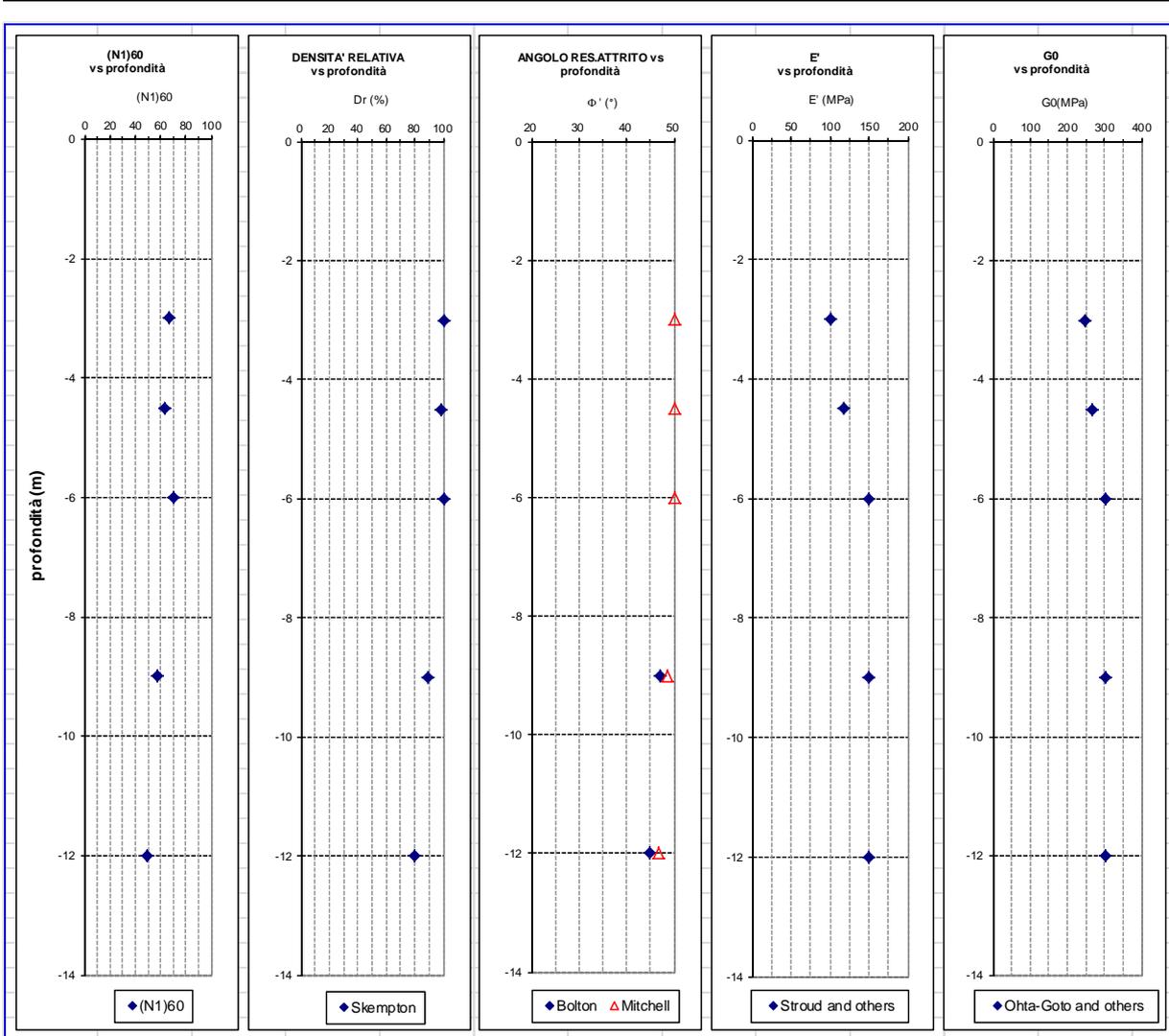


Fig. 5.9 Sondaggio EX_CPT3 – Interpretazione prove SPT

5.4 Tratto 4 – Trincea e Galleria S. Agata 2 – da km 2+150 a km 2+749 / 2+872

INDAGINE 2016: S3D
INDAGINI PRECEDENTI: SD3P

Profondità investigata: 15 - 25 m da piano campagna.

La livelletta di progetto è circa 15 m sotto il piano campagna.

L’esame delle prove SPT è riportato nelle figg. 5.10 e 5.11.

Formazione interessata – Depositi fluvioglaciali ed alluvionali terrazzati - “4”

Falda freatica: sono stati installati piezometri in tutti i sondaggi. Non è stata rilevata presenza di falda, che quindi risulterà sicuramente al di sotto dei 25 m di profondità da piano campagna.

Terreno interessato: nell’ambito dell’area d’influenza delle opere è la formazione 4, ovvero un terreno granulare composto da ghiaia con sabbia ed una frazione fine mediamente 20%, non superiore al 30%. La frazione fine non è plastica.

Andamento del profilo stradale: l’opera si svolge in scavo a 15 m di profondità da piano campagna.

Opere: si scaverà una trincea ed all’interno verrà realizzata la galleria artificiale. Verso la galleria naturale si realizzeranno opere di sostegno tipo berlinese.

Caratteristiche geotecniche: il deposito si presenta sostanzialmente omogeneo. La parametrizzazione viene distinta tra la parte da considerare per il dimensionamento delle berlinesi, per la stabilità delle scarpate e per la fondazione della galleria artificiale.

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA										
Formazione 4 - Depositi fluvioglaciali ed alluvionali terrazzati										
Livello opera	γ (kN/m ³)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	C' kPa	ϕ' (°)	E (MPa)	G _{max} (MPa)	ν (-)	k ₀ (-)
Berlinesi	20	>10	80	1E-6	0	42	100	200	0.3	0.65
scarpate	20	>10	80	5E-6	5	42	150	300	0.3	0.65
Galleria	20	>10	80	5E-6	5	40	150	300	0.3	0.7

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

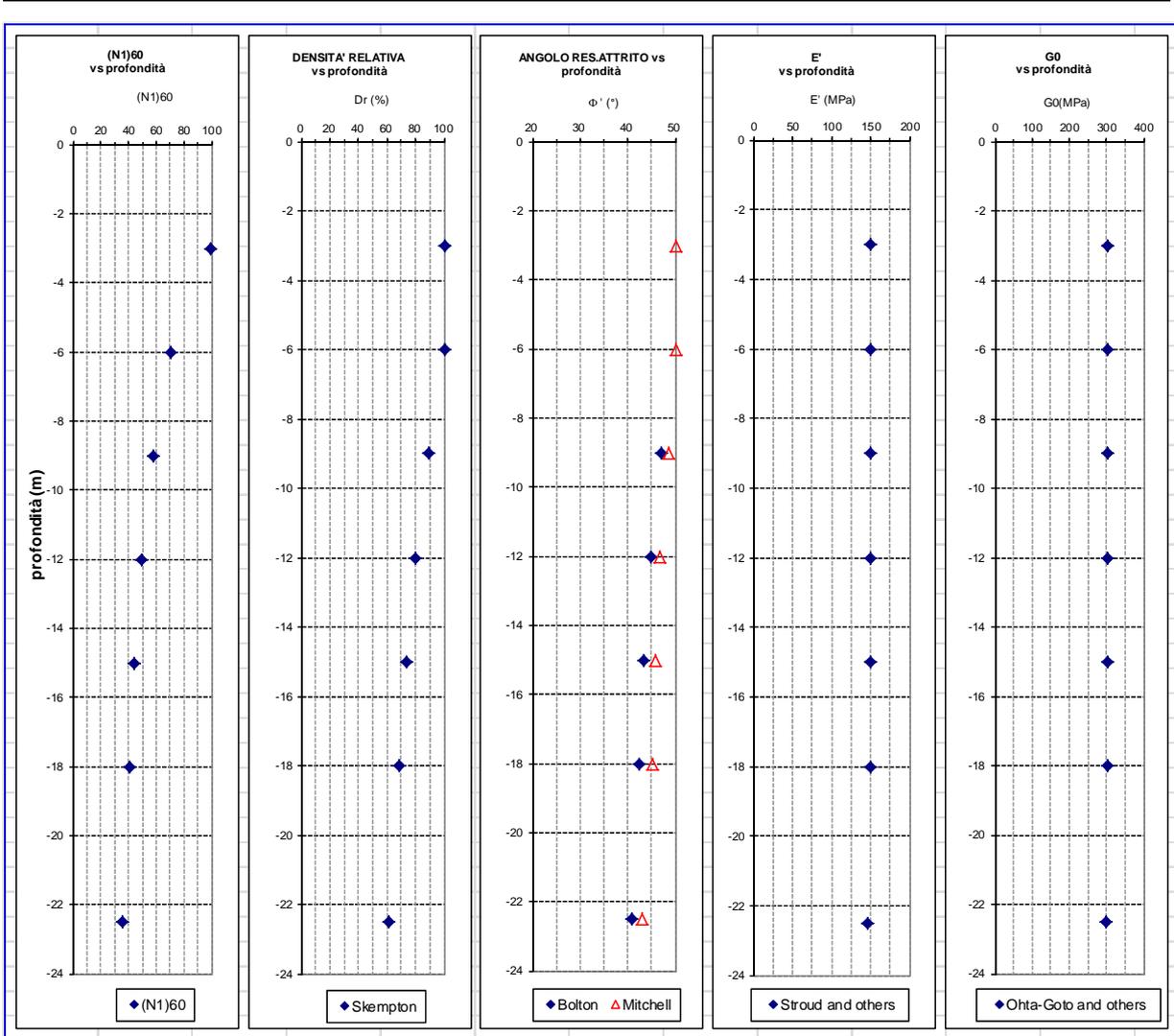


Fig. 5.10 Sondaggio S3D – Interpretazione prove SPT

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

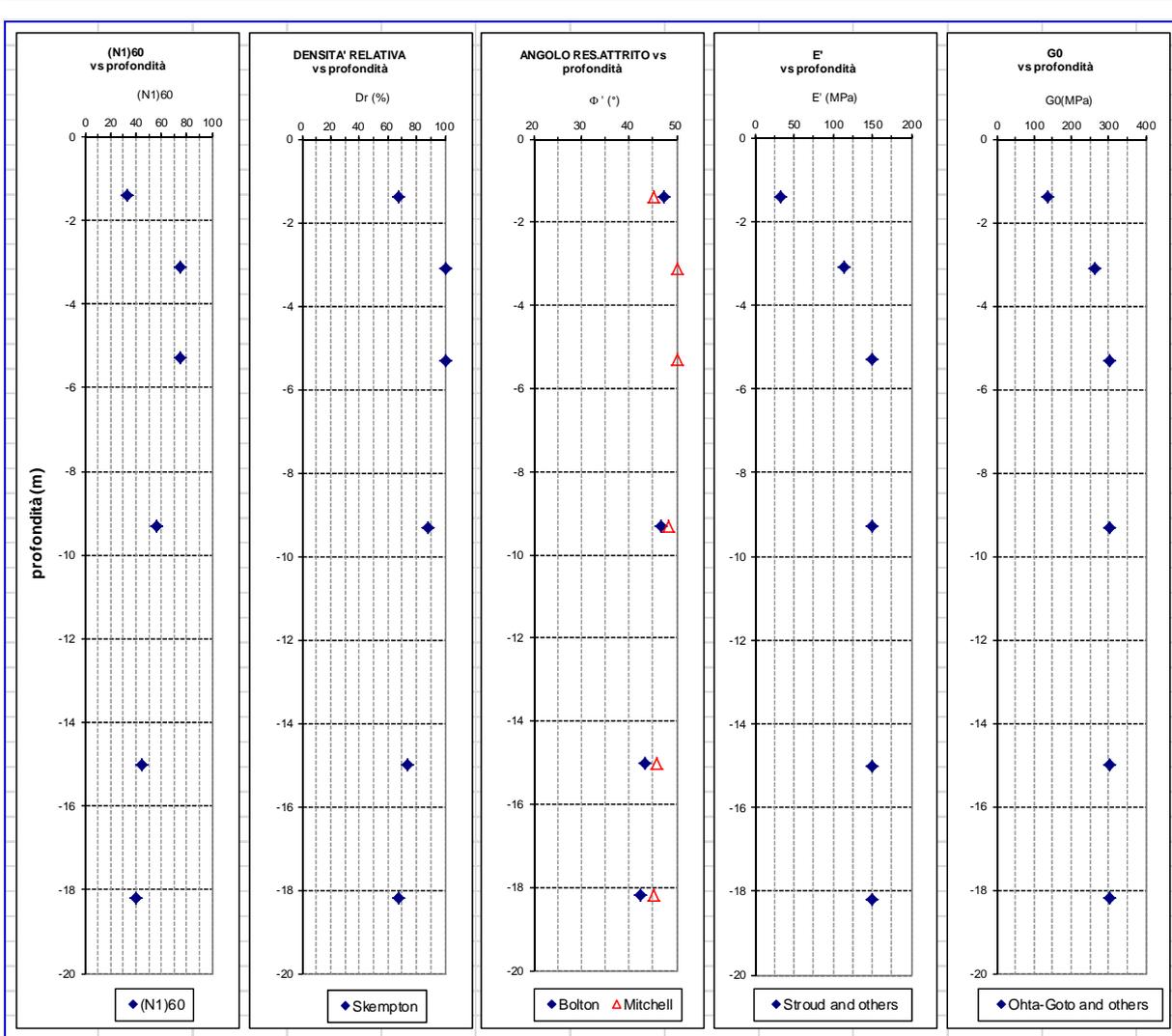


Fig. 5.11 Sondaggio SD3P – Interpretazione prove SPT

5.5 Tratto 5 – Galleria S .Agata 2 – da km 2+796 a km 3+518, da km 2+872 a km 3+457

INDAGINE 2016: ===
INDAGINI PRECEDENTI: EXCPT4, SD2P, S1

Profondità investigata 35 m da piano campagna, fino a 5 m sotto la galleria.

Formazione interessata – Depositi fluvioglaciali e alluvionali terrazzati -“4” e Depositi glaciali “5”

Falda freatica: la falda si presenta al di sotto del piano della galleria

Terreno attraversato: l’imbocco sud della galleria ricade all’interno della formazione 4, mentre la galleria e l’imbocco nord ricadono nella formazione 5.

Andamento del profilo stradale: il profilo dagli imbocchi si porta ad una copertura massima di circa 45 m.

Opere: le opere sono costituite dagli imbocchi, nord e sud, e dalla galleria.

Caratteristiche geotecniche: l’interpretazione delle prove SPT è riportata nelle fig. 5.12, 5.13, 5.14. Si forniscono di seguito le relative schede di caratterizzazione geotecnica. Non c’è differenza tra le due formazioni interessate(4) e (5)

Per la caratterizzazione dell’ammasso intorno alla galleria a seguito del detensionamento prodotto dallo scavo si sarebbe dovuto utilizzare un angolo di attrito maggiore di 42°, variabile nell’intorno della galleria con l’intensità del campo di sforzo in equilibrio con il cavo.

Per semplificare il modello matematico si è tenuto conto di questa resistenza addizionale assegnando all’ammasso una coesione di 5 kPa, mantenendo 40° di attrito.

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA – Imbocco Sud										
Formazione 4 - Depositi fluvioglaciali ed alluvionali terrazzati										
Livello opera	γ (kN/m ³)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	C' kPa	ϕ' (°)	E (MPa)	G _{max} (MPa)	ν (-)	k ₀ (-)
Berlinesi	20	>10	80	1E-6	0	42	100	200	0.3	0.65
Galleria	20	>10	80	5E-6	5	40	150	300	0.3	0.7

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA – Galleria S. Agata 2										
Formazione 5 - Depositi Glaciali										
Livello opera	γ (kN/m ³)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	C' kPa	ϕ' (°)	E (MPa)	G _{max} (MPa)	v (-)	k ₀ (-)
Galleria	20	5	60	5E-6	5	40	150	300	0.3	0.8

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA – Imbocco Nord										
Formazione 5 - Depositi Glaciali										
Livello opera	γ (kN/m ³)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	C' kPa	ϕ' (°)	E (MPa)	G _{max} (MPa)	v (-)	k ₀ (-)
Berlinesi	20	>10	80	1E-6	0	42	100	200	0.3	0.65
Galleria	20	>10	80	5E-6	5	40	150	300	0.3	0.7

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

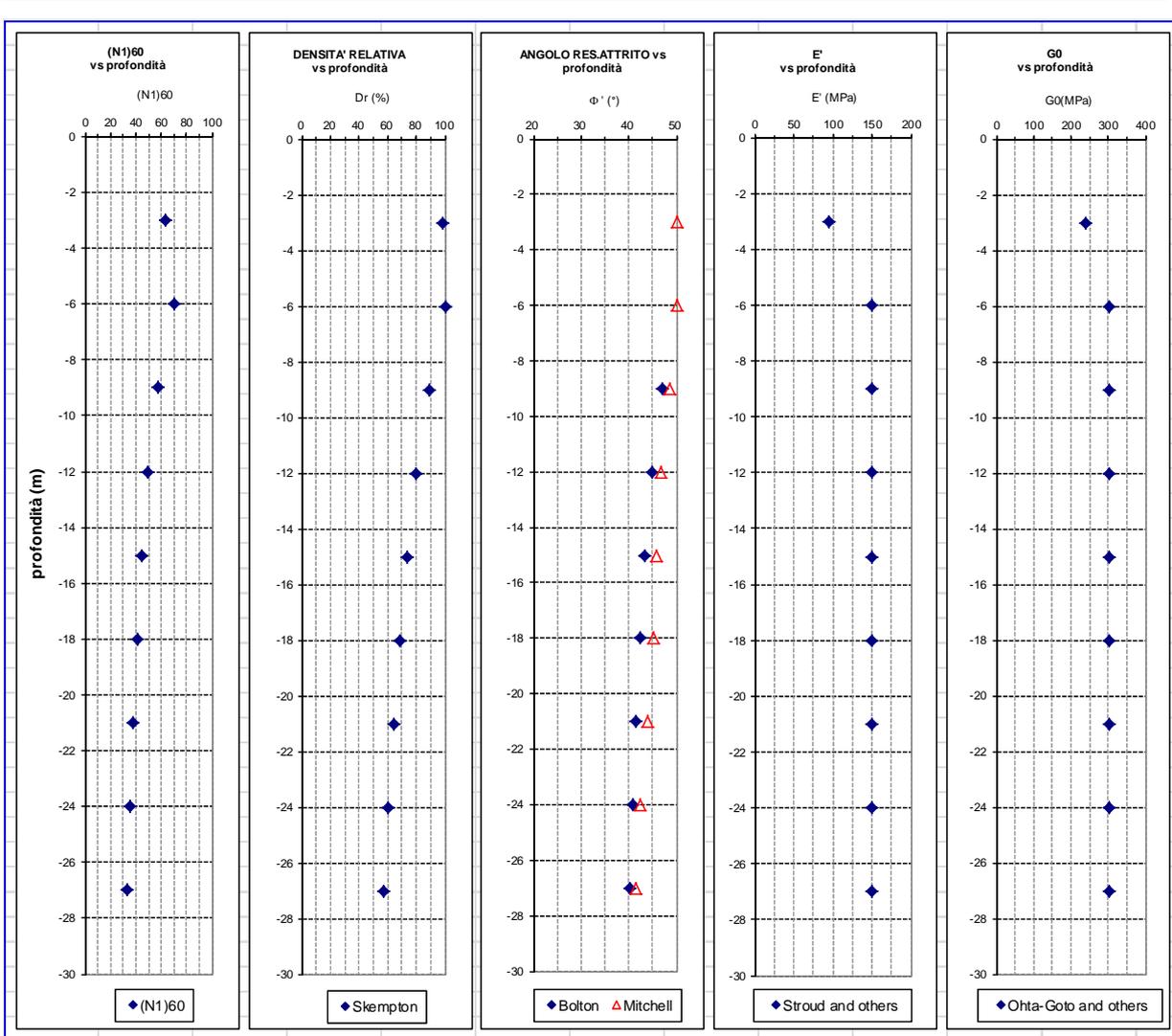


Fig. 5.12 Sondaggio EX_CPT4 – Interpretazione prove SPT

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

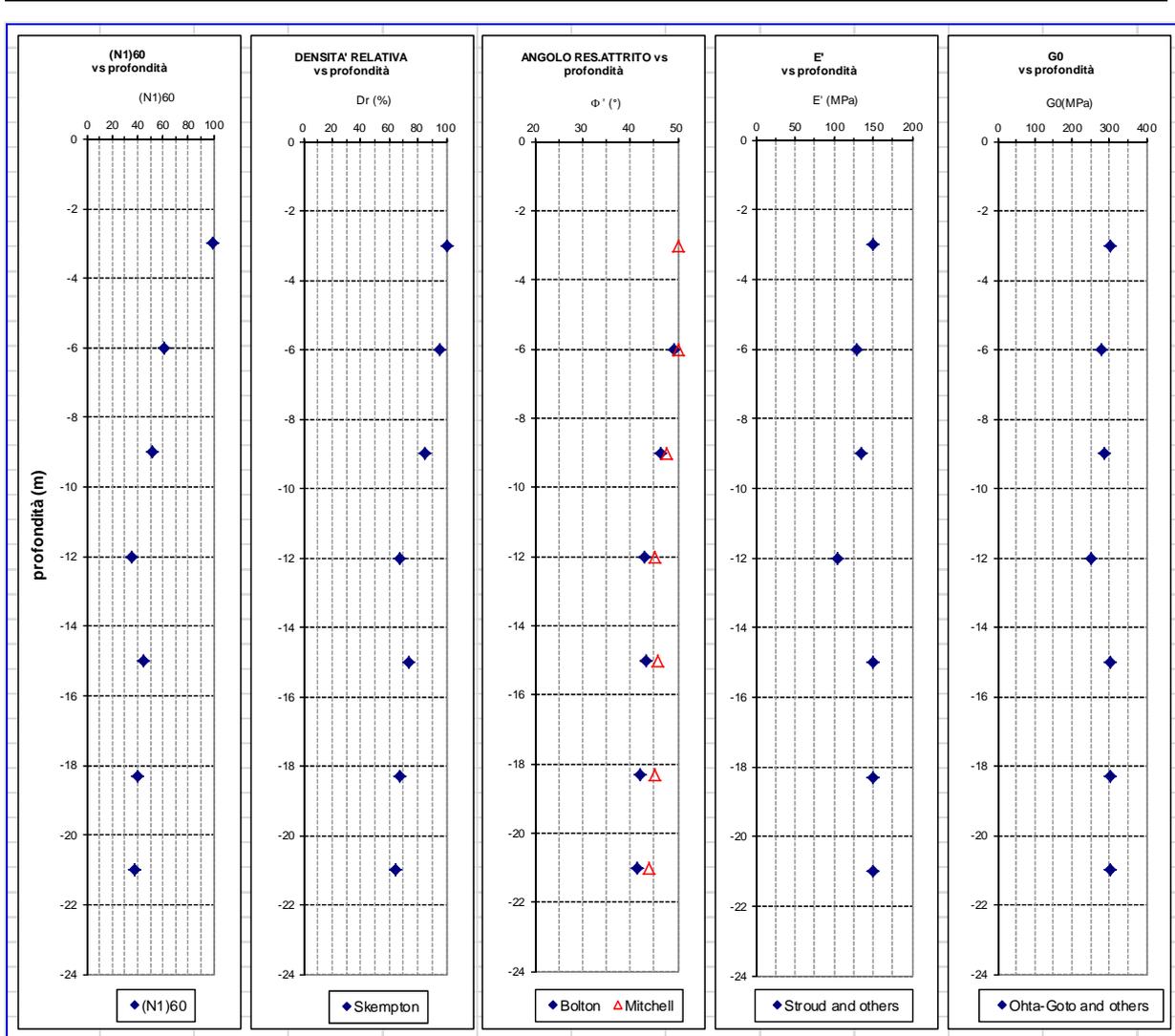


Fig. 5.13 Sondaggio SD2P – Interpretazione prove SPT

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

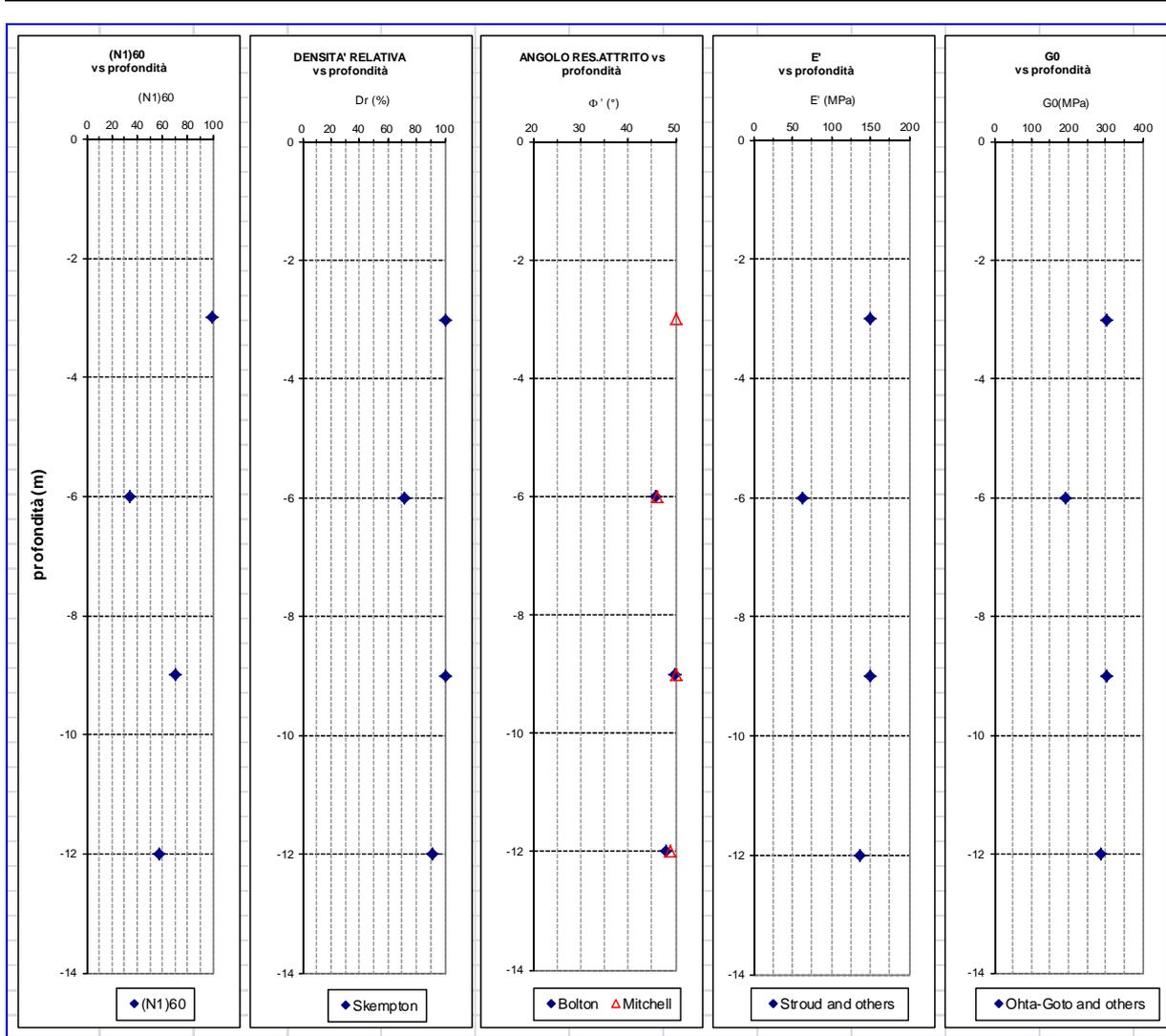


Fig. 5.14 Sondaggio S1 – Interpretazione prove SPT

5.6 Tratto 6 – Trincea e Galleria Artificiale S.Agata 2 – da km 3+518 a km 3+850, da km 3+457 a km 3+850

INDAGINE 2016: S4D, Vs30-4

INDAGINI PRECEDENTI: S2

L'interpretazione delle prove SPT è riportata nelle figure 5.15 e 5.16.

Falda freatica: è al di sotto del piano di scavo della trincea.

Terreno attraversato: l'imbocco Nord della galleria interessa la formazione 5 dei depositi glaciali. La trincea ha un'altezza variabile tra quella all'imbocco della galleria, circa 15 m, fino a pochi metri.

Opere: si scaverà una trincea e all'interno verrà realizzata la galleria artificiale. Verso la galleria naturale si realizzeranno opere di sostegno tipo berlinese.

Caratteristiche geotecniche: il deposito si presenta sostanzialmente omogeneo. La parametrizzazione viene distinta tra la parte da considerare per il dimensionamento delle berlinesi, per la stabilità delle scarpate e per la fondazione della galleria artificiale.

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA										
Formazione 4 - Depositi fluvioglaciali ed alluvionali terrazzati										
Livello opera	γ (kN/m ³)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	C' kPa	ϕ' (°)	E (MPa)	G _{max} (MPa)	v (-)	k ₀ (-)
Berlinesi	20	>10	80	1E-6	0	42	100	200	0.3	0.65
scarpate	20	>10	80	5E-6	5	42	150	300	0.3	0.65
Galleria	20	>10	80	5E-6	5	40	150	300	0.3	0.7

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

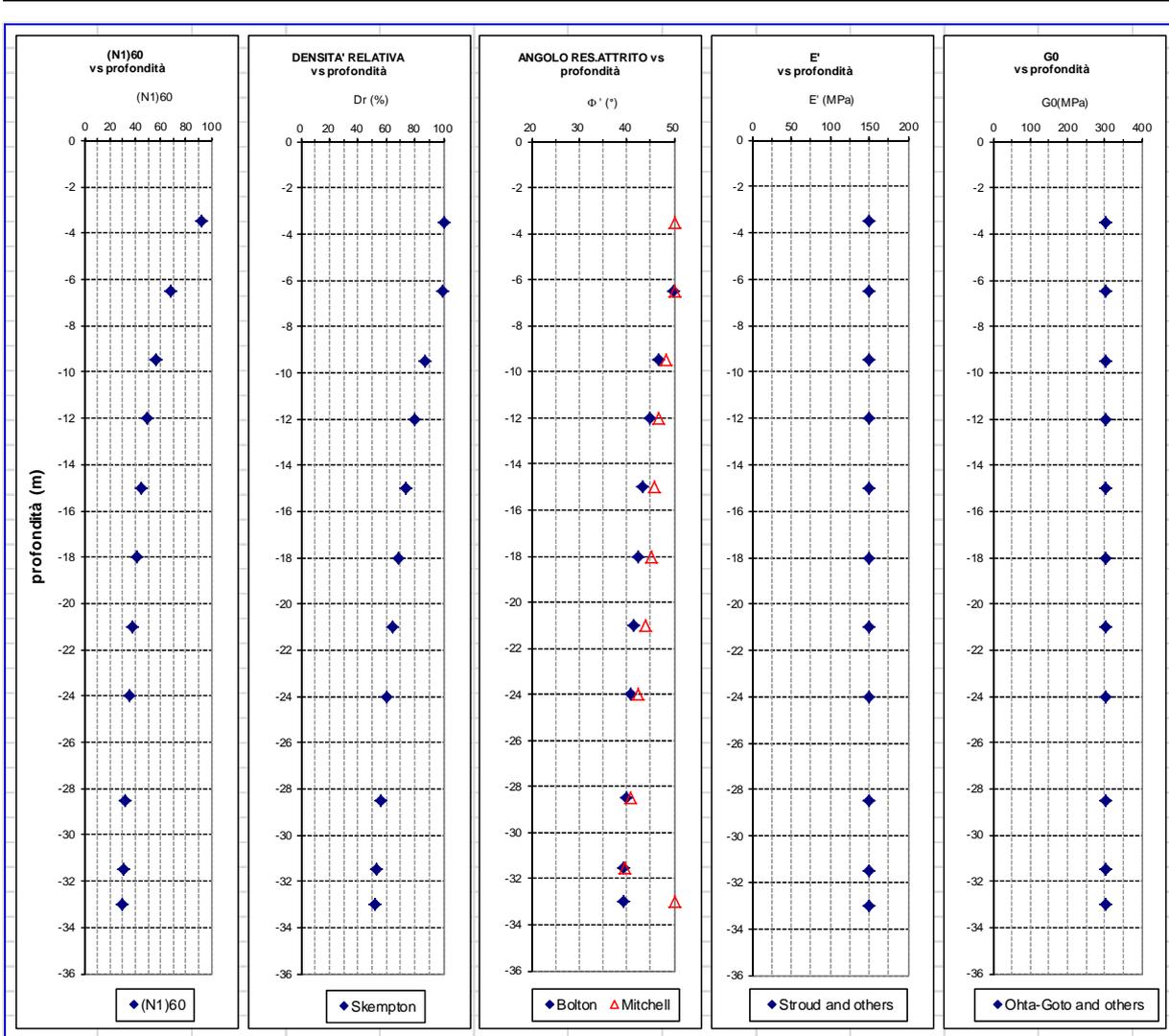


Fig. 5.15 Sondaggio S4D – Interpretazione prove SPT

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

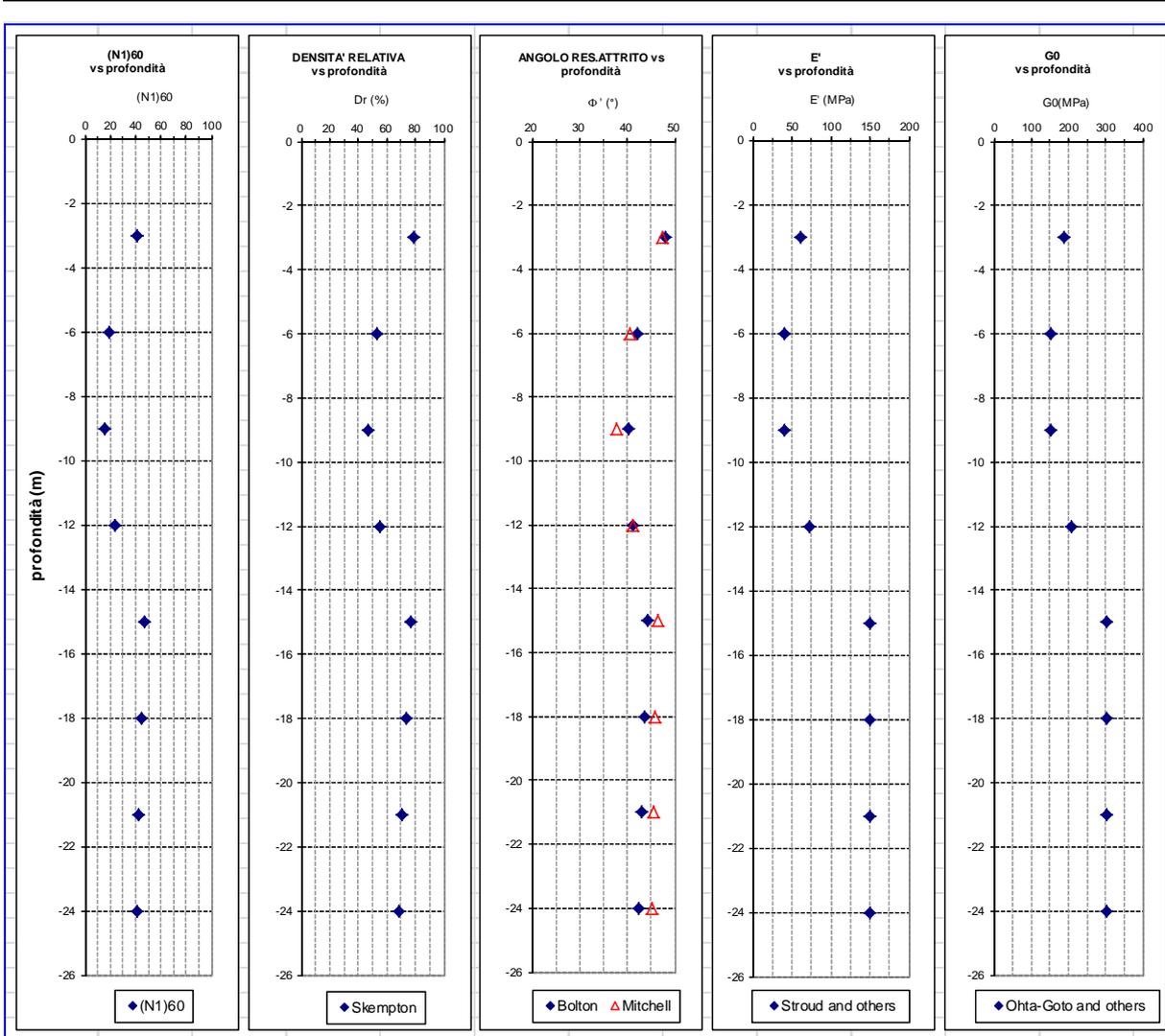


Fig. 5.16 Sondaggio S2 – Interpretazione prove SPT

5.7 Tratto 7 – Svincolo Cogollo del Cengio - dal km 3+850 al km 4+670

INDAGINE 2016: S5D

INDAGINI PRECEDENTI: ===

Profondità investigata: 35 m da piano campagna;

Falda freatica: la falda risulta assente fino alla profondità massima indagata dai sondaggi.

Terreno interessato: nell’ambito dell’area d’influenza delle opere il terreno interessato è costituito dai depositi glaciali (formazione 5).

Andamento del profilo stradale: procedendo da Sud verso Nord il tracciato si sviluppa inizialmente in trincea con altezza di scavo massima 10 m, cui segue un tratto in rilevato con altezza massima di circa 8 m, cui segue infine un tratto in trincea con scavi fino a 15 m da piano campagna.

Opere: tutte le opere interessano la formazione granulare “5”. Vista la molteplicità delle opere si fornisce di seguito una unica caratterizzazione geotecnica, che comprende quindi sia le opere in rilevato che in scavo, i terreni di fondazione per i manufatti.

Caratteristiche geotecniche: l’interpretazione delle prove SPT è riportata nella fig. 5.17. Il deposito si presenta sostanzialmente omogeneo.

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA – Svincolo di Cogollo										
Formazione 5 - Depositi Glaciali										
Livello opera	γ (kN/m ³)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	C' kPa	ϕ' (°)	E (MPa)	G _{max} (MPa)	v (-)	k ₀ (-)
Rilevato	20	>10	80	1E-6	0	40	150	300	0.3	0.65
Fondazioni										
scarpate	20	>10	80	1E-6	5	42	150	300	0.3	0.65

Si dà un’unica parametrizzazione per opere in rilevato e fondazioni. Per la stabilità delle scarpate si considera il contributo di un valore di coesione c' per quanto discusso nei precedenti paragrafi.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

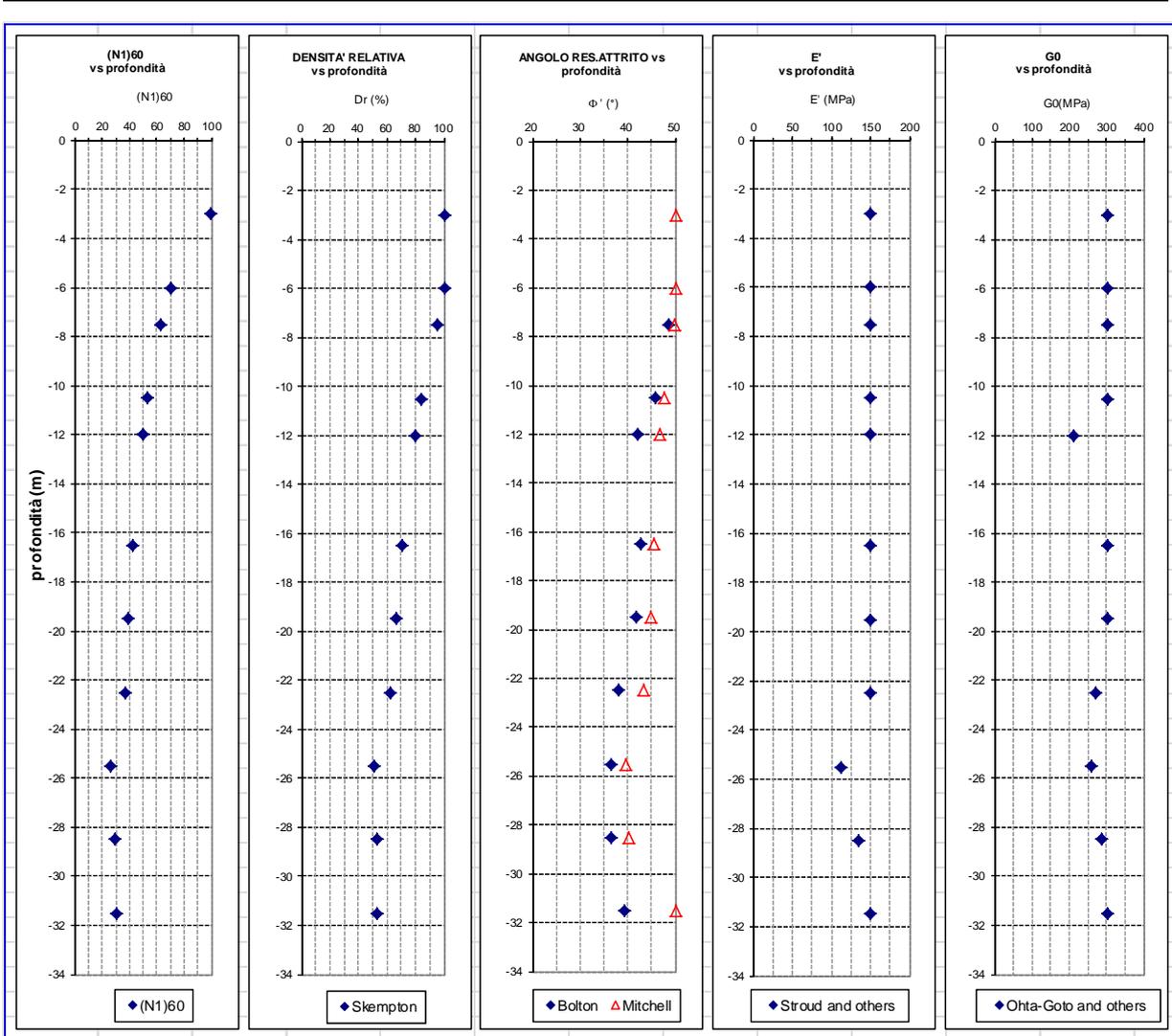


Fig. 5.17 Sondaggio S5D – Interpretazione prove SPT

5.8 Tratto 8 – Viadotto Assa

INDAGINE 2016: S10D e traverse sismiche

INDAGINI PRECEDENTI: ===

Profondità investigata: 40 m da piano campagna.

Formazione interessata: Ammasso roccioso, "Formazione 13" costituita dalla Dolomia Principale con copertura detritica.

Falda freatica: falda non rilevante ai fini delle fondazioni.

Terreno interessato: strato di coltre detritica superficiale (detrito di versante, di spessore inferiore a 5 m) cui segue l'ammasso roccioso, che presenta uno strato superficiale alterato di spessore inferiore a 5 m.

Andamento del profilo stradale: il profilo morfologico della valle in cui viaggia il tracciato è inciso nella dolomia principale.

Opere: è un viadotto con fondazioni poggianti sull'ammasso roccioso.

Caratteristiche geotecniche: le fondazioni interessano l'ammasso roccioso. I parametri geomeccanici di seguito riportati sono stati calcolati con le seguenti caratteristiche geomeccaniche:

$$\text{RMR} = 30; \quad \sigma_c = 35 \text{ MPa}; \quad m_i = 10$$

Il calcolo viene fatto per una pressione iniziale in sito di 100 kPa.

indici caratterizz.	RMR ₉₉	30		
	BRMR	-		
	Q'	-		
	m _i	10		
	σ _c	35	MPa	
	σ _{v0}	0,11	MPa	
	GSI	25,00		
Hoek - Brown	m _p (di picco)	0,69		
	s _p (di picco)	2,40E-04		
	m _r (residuo)	0,48		
	s _r (residuo)	9,61E-06		
Mohr - Coulomb	copertura	c _p (di picco)	0,078	MPa
		φ _p (di picco)	61	°
		c _r (residuo)	0,047	MPa
		φ _r (residuo)	59	°
	origine	c _p (di picco)	0,050	MPa
		φ _p (di picco)	69	°
		c _r (residuo)	0,005	MPa
		φ _r (residuo)	69	°
parametri di resistenza deformabilità	E	1,05	GPa	
	σ _{gd}	0,54	MPa	
	σ _{tg}	-0,01	MPa	
	β	0,023		

Per il progetto della fondazione si assumono i parametri alla copertura di picco, come specificato nella tabella seguente, adottando però un angolo di attrito minore di quello calcolato. I parametri della dolomia sono stati estrapolati da quelli della dolomia alterata.

Viadotto Assa – Assetto Stratigrafico									
Strato	Profondità m dal p.c.		DESCRIZIONE STRATIGRAFICA						
	da	a							
Coltre detritica	0	5 m	Coltre detritica di spessore variabile da 2 m a 5 m circa da asportare per cercare l'appoggio in fondazione sul sottostante substrato roccioso						
Dolomia principale alterata	5 m	10 m	Dolomia principale alterata						
Dolomia Principale	>10m		Dolomia principale						
FALDA	non rilevante ai fini delle fondazioni								
Viadotto Assa – Caratterizzazione Geotecnica									
	γ (kN/m ³)	K (m/s)	σ_c (MPa)	C' kPa	ϕ' (°)	E (MPa)	G _{max} (Mpa)	v (-)	k ₀ (-)
Detrito	18	5E-5		0	35	15	80	0.3	0.5
Dolomia alterata	25	1E-7	35	70	40	1000	1500	0.2	1
Dolomia	26	1E-7	70	380	60	2000	3000	0.2	1

5.9 Tratto 9 – Viadotto Settecà

INDAGINE 2016: S12D, S13D; Vs30-6, Vs30-7

INDAGINI PRECEDENTI: ===

Profondità investigata: 50 m da piano campagna.

Formazione interessata: depositi alluvionali attuali e recenti, formazione 3, che poggiano sulla dolomia principale, formazione 13.

Falda freatica: è presente alla quota dell'alveo.

Terreno interessato: ghiaia con sabbia e ciottoli, sabbia limosa, seguita dall'ammasso roccioso della dolomia principale.

Andamento del profilo stradale: la valle è incisa nella dolomia principale ed è riempita dalle alluvioni recenti. Le spalle del viadotto potranno interessare l'ammasso roccioso.

Opere: è un viadotto con pile in alveo e spalle sulle sponde in roccia.

Caratteristiche geotecniche: l'interpretazione delle prove SPT è presentata nelle figure 5.18 e 5.19. La caratterizzazione riguarda sia l'ammasso roccioso che il deposito del detrito alluvionale, che presenta spessore superiore ai 50 m lungo quasi tutto l'alveo.

Per quanto riguarda le caratteristiche dell'ammasso roccioso si considerano i seguenti parametri geomeccanici:

$$\text{RMR} = 30; \quad \sigma_c = 35 \text{ MPa}; \quad m_i = 10$$

Il calcolo viene fatto per una pressione iniziale in sito di 100 kPa.

indici caratterizz.	RMR ₉₉	30		
	BRMR	-		
	Q'	-		
	m _i	10		
	σ _c	35	MPa	
	σ _{v0}	0,11	MPa	
	GSI	25,00		
Hoek - Brown	m _p (di picco)	0,69		
	s _p (di picco)	2,40E-04		
	m _r (residuo)	0,48		
	s _r (residuo)	9,61E-06		
Mohr - Coulomb	copertura	c _p (di picco)	0,078	MPa
		φ _p (di picco)	61	°
		c _r (residuo)	0,047	MPa
		φ _r (residuo)	59	°
	origine	c _p (di picco)	0,050	MPa
		φ _p (di picco)	69	°
		c _r (residuo)	0,005	MPa
		φ _r (residuo)	69	°
parametri di resistenza deformabilità	E	1,05	GPa	
	σ _{gd}	0,54	MPa	
	σ _{tg}	-0,01	MPa	
	β	0,023		

Per il progetto della fondazione si assumono i parametri alla copertura di picco, come specificato nella tabella seguente, assumendo però, come per il viadotto Assa, un angolo di attrito inferiore a quello calcolato.

Viadotto Settecà Spalle – Caratterizzazione Geotecnica									
	γ (kN/m ³)	K (m/s)	σ_c (MPa)	C' kPa	ϕ' (°)	E (MPa)	G _{max} (Mpa)	ν (-)	k ₀ (-)
Dolomia	26	1E-7	35	70	40	1000	1500	0.2	1

Per i depositi alluvionali in cui insistono le pile si rimanda alla seguente tabella di caratterizzazione geotecnica.

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA – Viadotto Settecà										
Formazione 3 - Depositi alluvionali attuali e recenti										
Prof. da pc (m)	γ (kN/m ³)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	C' kPa	ϕ' (°)	E (MPa)	G _{max} (MPa)	ν (-)	k ₀ (-)
Da pc a -15	19	1	60	1E-5	0	42	60	220	0.3	0.4
Da -15 a -50	19	1	50	1E-5	0	40	50	200	0.3	0,4

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

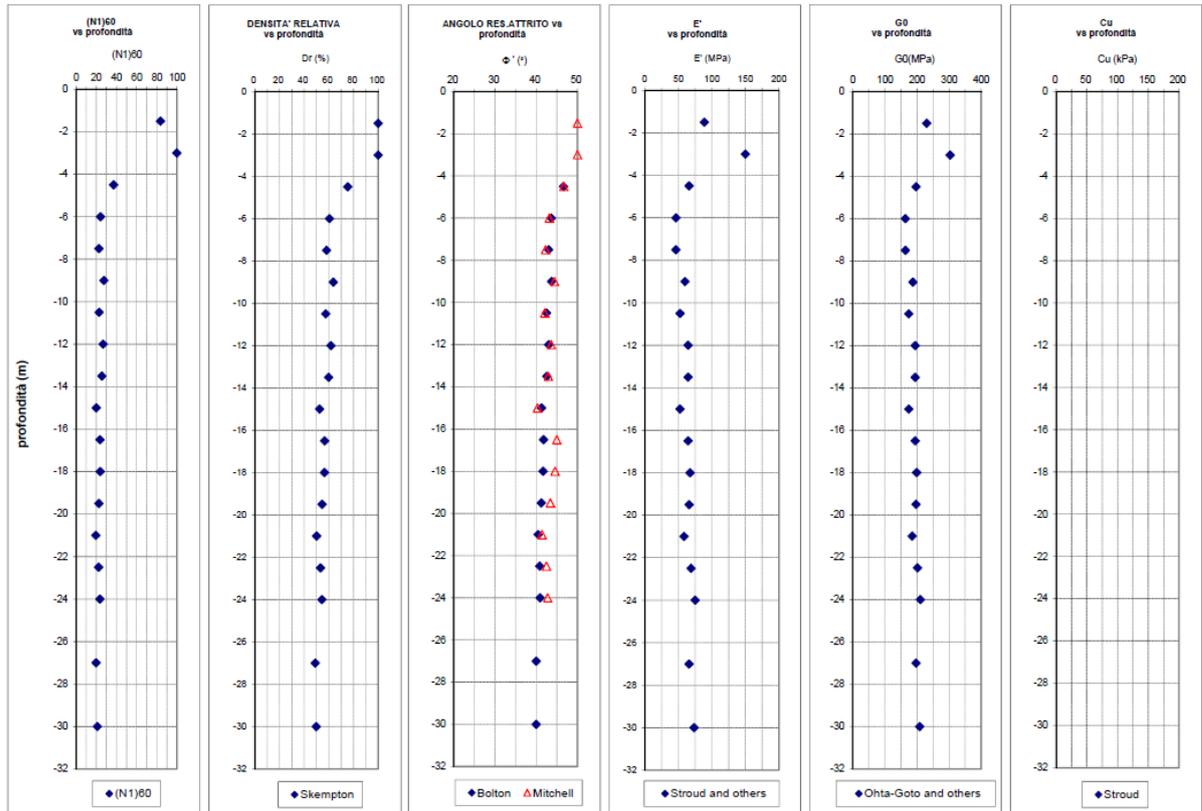


Fig. 5.18 Sondaggio S12D – Interpretazione prove SPT

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

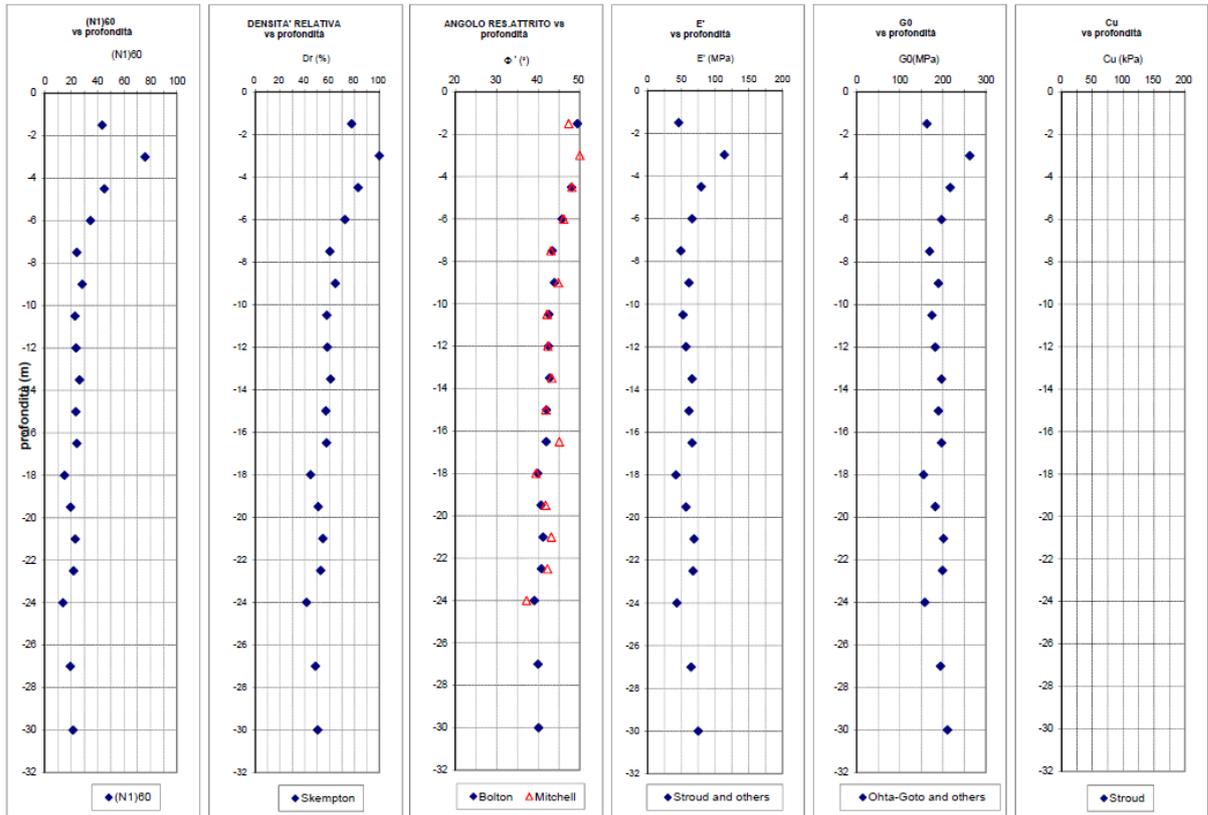


Fig. 5.19 Sondaggio S13D – Interpretazione prove SPT

5.10 Tratto 10 – Viadotto Molino

INDAGINE 2016: S16D, S17D, S17Dbis; Vs30-8, Vs30-9

INDAGINI PRECEDENTI: S15, S16

L’interpretazione delle prove SPT è mostrata nelle figure da 5.20 a 5.24.

Formazione interessata: materiale di riporto granulare costituito da depositi provenienti da attività di cava e messi in posto da una paleofrana, che poggiano a profondità maggiori di 50 m sull’ammasso roccioso della dolomia principale.

Falda freatica: la falda si presenta a circa 4 m da piano campagna. Nella zona prossima all’alveo si considera coincidente con il fondo alveo.

Terreno interessato: si tratta di depositi granulari costituiti da ghiaia e sabbia, con modesta matrice fine che si divide tra uno strato superiore di riporto ed uno inferiore alluvionale. Si evidenzia la presenza di ciottoli grossi e trovanti.

Andamento del profilo stradale: si tratta di un fondo alveo sostanzialmente piatto, con una modesta incisione data dall’alveo di magra del Torrente Astico.

Opere: è un viadotto con fondazioni poggianti sui terreni di cui sopra.

Caratteristiche geotecniche: si riporta di seguito la scheda stratigrafica e di caratterizzazione geotecnica.

Viadotto Molino ed Opere Area Svincolo – Assetto Stratigrafico		
Profondità m dal p.c.		DESCRIZIONE STRATIGRAFICA
da	a	
0	1 m	Materiale di riporto eterogeneo, da ghiaioso ad argilloso.
1 m	4 m	Materiale di riporto ghiaioso ciottoloso in matrice limoso sabbiosa proveniente da attività di cava
4 m	50m	Accumulo di paleofrana. Trovanti eterometrici, blocchi, ciottoli e ghiaie in matrice sabbiosa a tratti debolmente limosa

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA – Viadotto Molino										
Materiale di riporto granulare										
Prof. da pc (m)	γ (kN/m ³)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	C' kPa	ϕ' (°)	E (MPa)	G_{max} (Mpa)	ν (-)	k_0 (-)
Da pc a -1		Materiale da asportare in fase di costruzione (scotico e bonifica)								
Da -1 a - 4	19	1.25	50	1E-6	0	34	40	100	0.3	045
Da - 4 a - 25	20	1.2	60	1E-5	0	38	60	200	0.3	0.45
Da - 25 a - 50	20	1.2	60	1E-5	0	40	100	300	0.3	0.45

Sintesi dell'interpretazione delle prove SPT, cui fare riferimento.

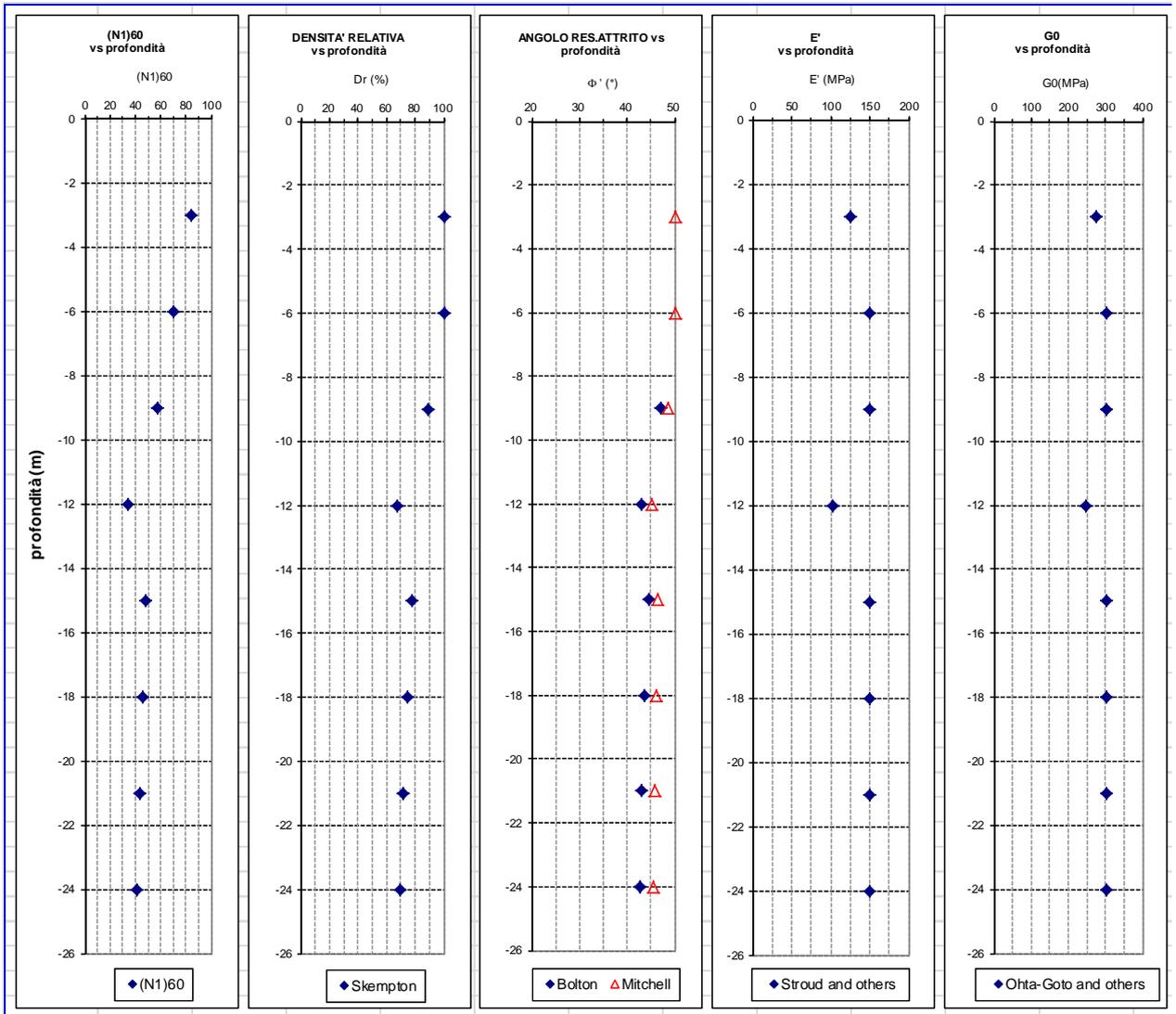


Fig. 5.20 Sondaggio S15 – Interpretazione prove SPT

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

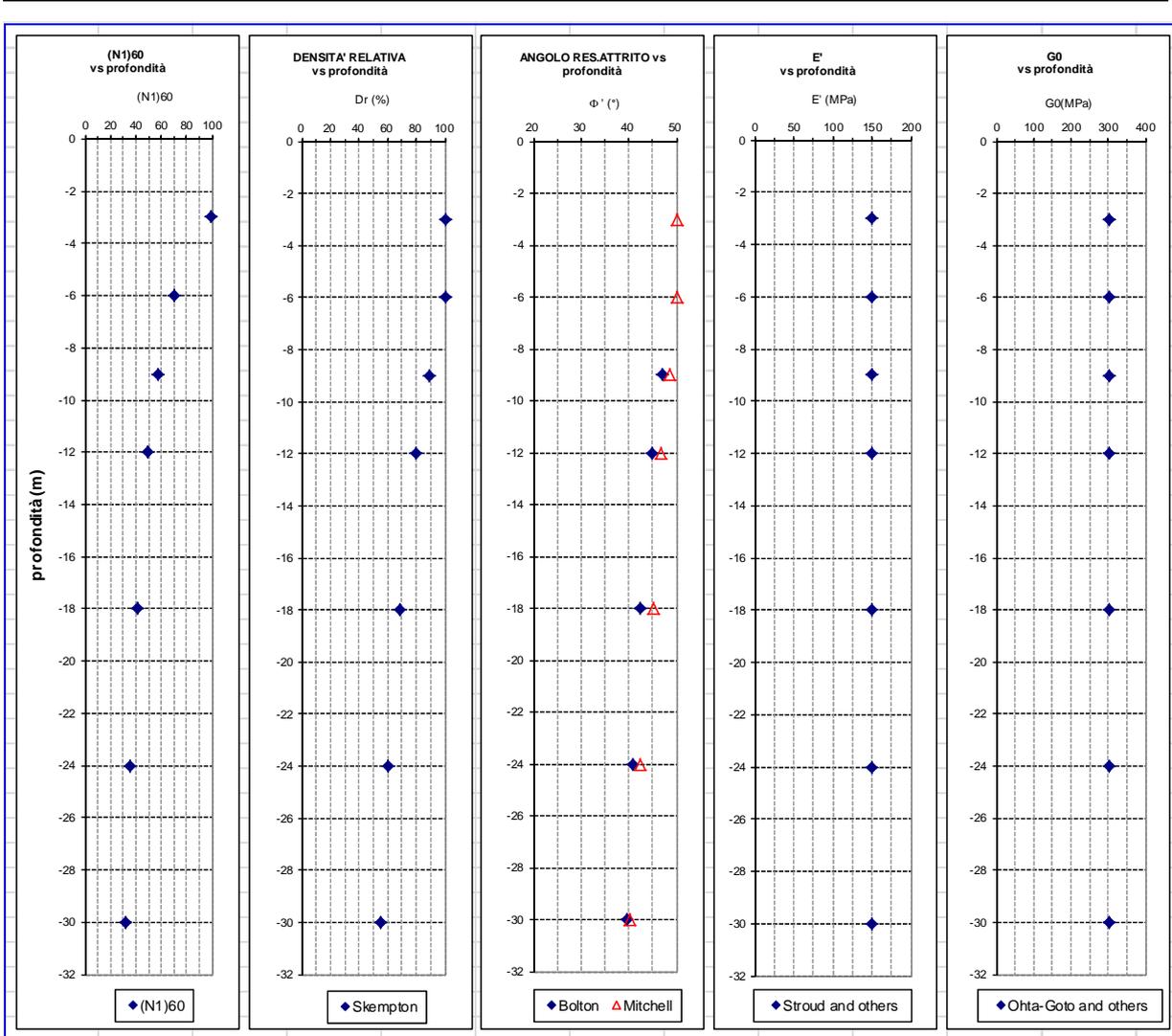


Fig. 5.21 Sondaggio S16 – Interpretazione prove SPT

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

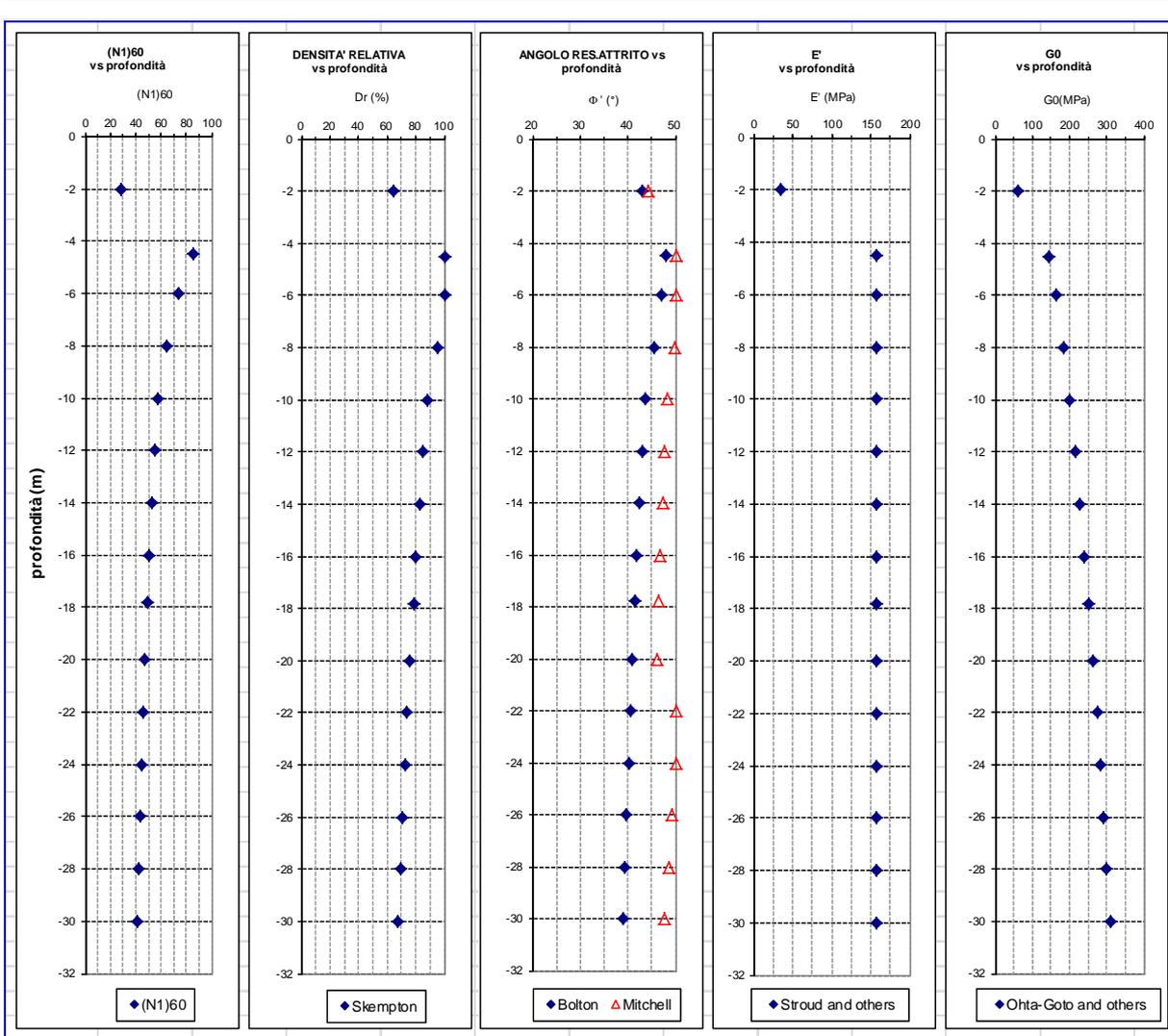


Fig. 5.22 Sondaggio S16D – Interpretazione prove SPT

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

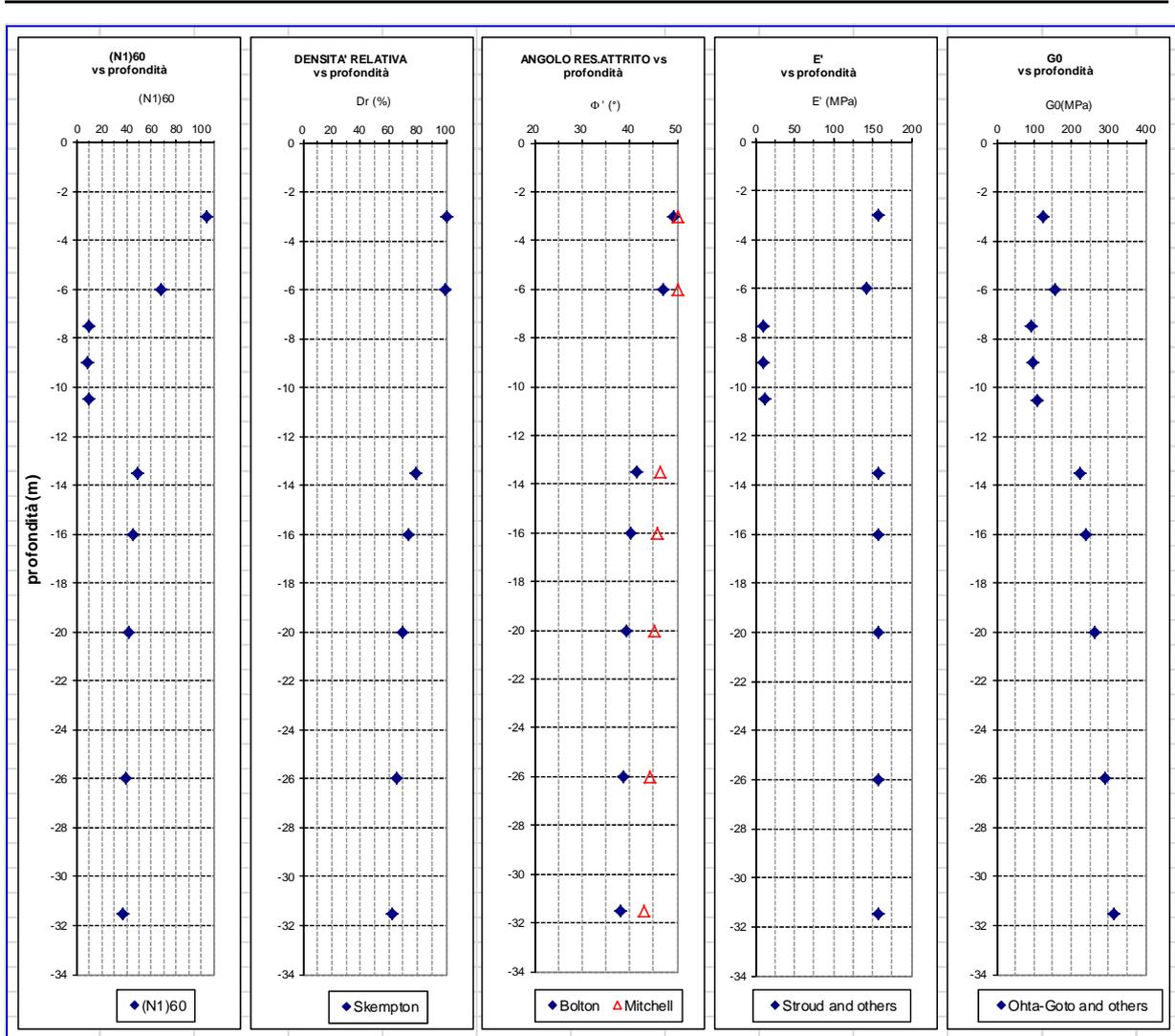


Fig. 5.23 Sondaggio S17D – Interpretazione prove SPT

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

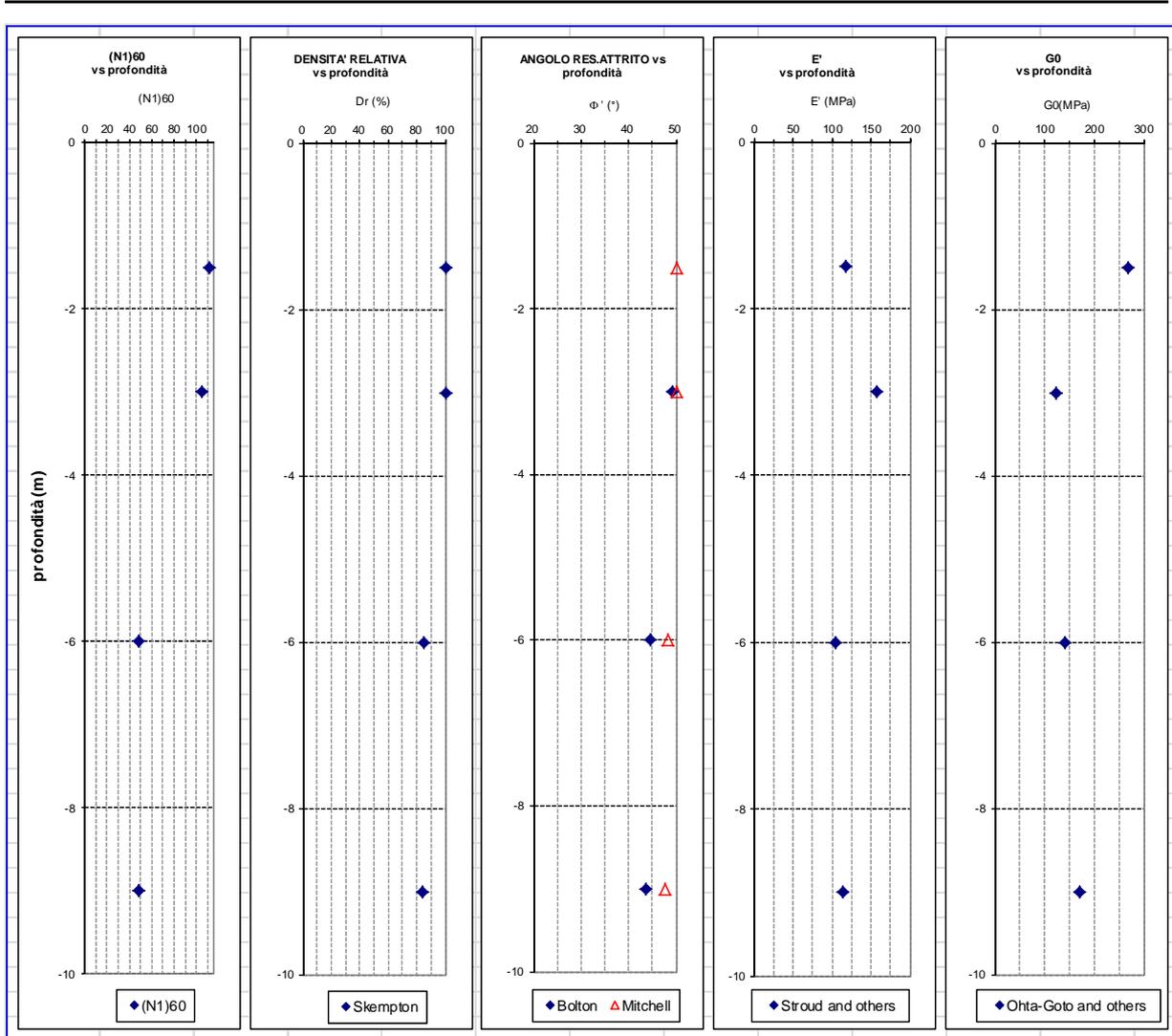


Fig. 5.24 Sondaggio S17Dbis – Interpretazione prove SPT

6 STABILITA' DELLE SCARPATE: SCAVI E RILEVATI

In questo capitolo si esamina la stabilità delle scarpate derivate dagli scavi per alloggiare la sede autostradale e quelle formate dai rilevati stradali.

Si esamina anche la stabilità di un pendio naturale che è stato prodotto da un franamento della sponda dell'alveo del torrente Astico durante una piena e pertanto rappresenta il profilo di equilibrio della sponda con fattore di sicurezza prossimo ad 1. Questa analisi è stata considerata una valida verifica dei parametri geotecnici discussi nel precedente capitolo.

Si analizzeranno poi le stabilità delle scarpate delle trincee autostradali in condizione provvisoria, quelle che verranno ritombate a lavori completati, quelle che invece hanno una funzione definitiva in tutta la vita utile dell'opera.

Si presentano poi le analisi di stabilità delle scarpate dei rilevati autostradali.

6.1 Verifiche di stabilità

Nel presente paragrafo sono discussi i risultati delle verifiche di stabilità effettuate con riferimento ad una back analysis su un'importante scarpata naturale posta nei depositi fluvioglaciali in corrispondenza del tracciato, a verifiche in corrispondenza di scavi provvisionali e trincee in asse stradale in configurazione definitiva, ed infine al rilevato autostradale. Tutte le verifiche sono state effettuate con riferimento alle sezioni maggiormente gravose in termini di conformazione geometrica e/o altezza.

Secondo le indicazioni contenute nelle NTC 2008 le verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi (SLU) devono soddisfare la seguente condizione:

$$Ed \leq Rd$$

essendo E_d il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni, ed R_d il valore di progetto della resistenza del terreno.

Rimandando alle NTC per un maggiore grado di dettaglio le verifiche allo SLU vengono condotte secondo l'approccio 1 (paragrafo 6.4.2.1 delle NTC):

$$\text{Combinazione 2: (A2+M2+R2)}$$

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.3.1.2 e 6.8.I delle NTC, riportate in seguito e valide rispettivamente per le azioni permanenti e variabili (A), per i parametri del terreno (M) e per le resistenze (R).

Carichi	Simbolo	Coefficiente parziale A2
Permanente favorevole	γ_{g1}	1.0
Permanente sfavorevole		1.3
Variabile favorevole	γ_{qi}	0.0
Variabile sfavorevole		1.3

Tabella 6.1. Verifiche a SLU. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Parametro	Coefficiente parziale γ_m (M2)
Tangente dell'angolo d'attrito	1.25
Coesione efficace	1.25
Resistenza non drenata	1.40
Peso dell'unità di volume	1.00

Tabella 6.2 Verifiche a SLU. Coefficienti parziali per i parametri del terreno

Coefficiente	R2
γ_r	1.1

Tabella 6.3 Verifiche a SLU. Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo

Nella seguente tabella sono sintetizzati i parametri geotecnici caratteristici (pedice k) e di calcolo (pedice d) del sottosuolo e del corpo del rilevato relativi all'applicazione del coefficiente M2 per i materiali considerati nelle verifiche.

MATERIALE	γ (kN/m ³)	c'k (KpA)	Φ' k (°)	c'd (KpA)	Φ' d (°)
Corpo del rilevato	20,0	0	40	0	33,87
(Livello 4) Glaciale e fluvioglaciale	20,0	5	42	4	35,7
Paleofrana	20,0	0	38	0	32,0

Tabella 6.4. Analisi di stabilità globale. Parametri geotecnica caratteristici e di calcolo

Le successive analisi di stabilità rientrano in verifiche allo SLU; le azioni variabili sono rappresentate dal solo sovraccarico stradale per il quale può essere assunta una pressione distribuita pari a:

20x1,3=26 kPa nel caso statico;

20kPa nel caso sismico.

La condizione più gravosa è quella in presenza di sisma, eseguita allo SLU ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni, impiegando i parametri geotecnici ridotti dei coefficienti M2, ed adottando per le resistenze di progetto il valore parziale $R2 = 1,1$ così come indicato nella Circolare esplicativa n 617 del 02/02/2009.

Partendo dal valore di a_g individuato in funzione delle coordinate locali dell'opera e del periodo di riferimento (per opere definitive $V_R = 200$ anni, per opere provvisionali di durata superiore a 2 anni $V_R = 35$ anni) l'accelerazione massima attesa in superficie deriva dalla:

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

Dove:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica S_s e quella topografica S_T .

a_g = accelerazione orizzontale massima sul sito di riferimento rigido.

I coefficienti sismici orizzontali e verticali posti a base delle verifiche vengono individuati dalla:

$$kh = \beta_s \frac{a_{max}}{g}$$

$$kv = \pm 0,5kh$$

dove β_s è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione orizzontale massima attesa al sito che, ai sensi della tabella 7.11.I delle NTC, nel caso in studio per le opere definitive vale 0,30 - 0,28 rispettivamente per categoria di suolo A e B, mentre per le opere provvisionali vale 0,27 - 0,24 per categoria di suolo A e B.

Le verifiche sono state effettuate alla condizione di equilibrio limite impiegando il programma GS-STABLE7 della Annapolis Engineering Software valutando il minor coefficiente di sicurezza per una superficie di scivolamento circolare determinata secondo il criterio di Bishop. Le risultanze delle verifiche, grafici di output e i parametri sismici adottati sono descritti e riepilogati nei paragrafi seguenti.

In tutti i casi esaminati la falda staziona a profondità francamente superiori a quelle interessate dalle opere e/o coinvolte dalle verifiche.

6.2 Back analysis scarpata naturale prossima al viadotto Piovene, circa pk 0+950

In corrispondenza del viadotto Piovene i depositi glaciali e fluvioglaciali sono profondamente erosi dall’Astico ed esposti lungo scarpate planimetricamente estese aventi altezza, in prossimità delle aree in progetto, non inferiore a 60 m. Sulla sponda destra del corso d’acqua, a margine del viadotto Piovene ma non interferente con esso, è stato censito un fenomeno di dissesto per erosione al piede conseguente la piena del 1966; cartografato anche dal PAI come area a pericolosità geologica rimane defilato rispetto al tracciato autostradale (per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geologica e geomorfologica).

In tale contesto ed al fine di verificare/integrare la caratterizzazione geotecnica dei depositi glaciali, fluvioglaciali ed alluvionali terrazzati è stata effettuata una back analysis lungo una sezione tracciata in corrispondenza del sopracitato dissesto ricercando i parametri geotecnici per i quali si ottiene un coefficiente di sicurezza pari o prossimo all’unità.

La verifica, effettuata in assenza di sisma e di seguito riportata, mostra il raggiungimento di un coefficiente di sicurezza prossimo all’unità per superfici corticali, attribuendo al terreno un’angolo d’attrito di $\phi' = 42^\circ$ e coesione $c' = 5$ kPa. Tali parametri sono in linea con quelli dedotti dalle analisi e prove disponibili illustrati al capitolo 5.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

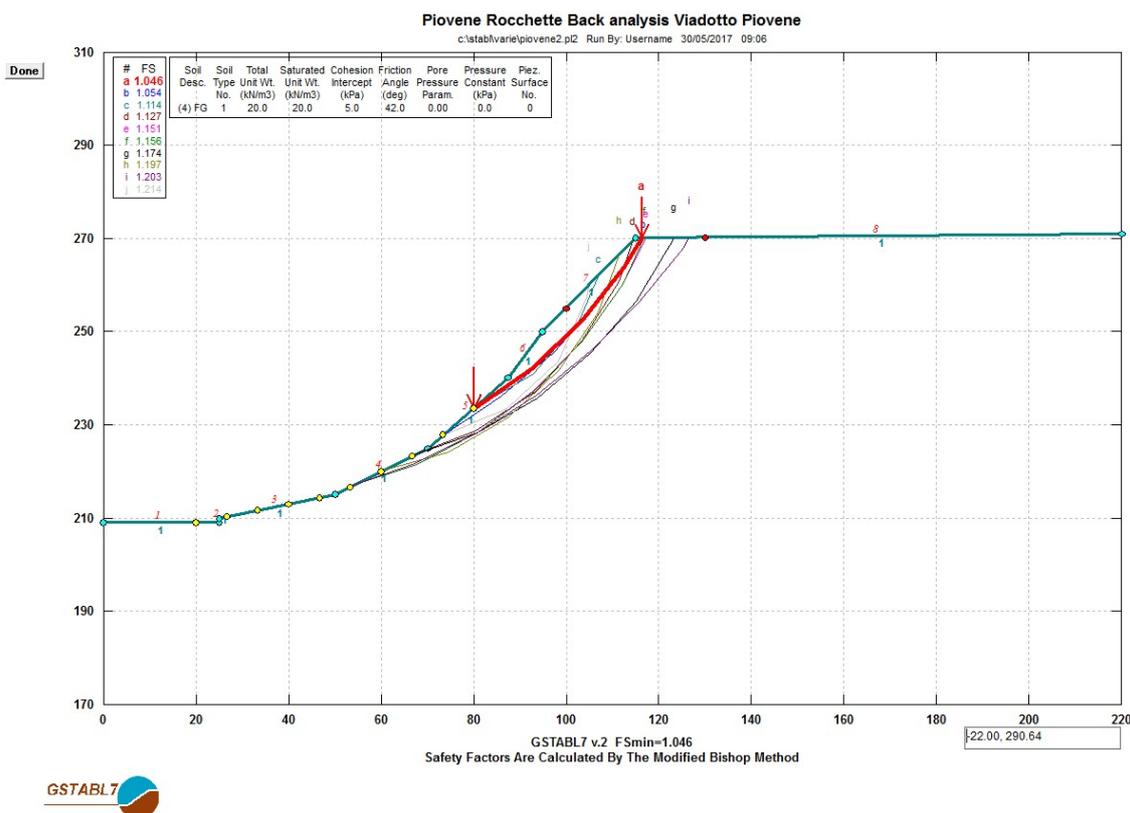


Figura 6.1 Back analysis scarpata naturale in prossimità Viadotto Piovene

6.3 Scarpate provvisorie in scavo

Le principali scarpate provvisorie in scavo sono ubicate nel tratto all’aperto compreso fra lo svincolo di Piovene Rocchette (inizio intervento - termine attuale del tratto in esercizio) e il previsto svincolo di Cogollo. Geologicamente in quest’area sono presenti depositi glaciali e fluvioglaciali dell’Astico a composizione ghiaioso sabbiosa.

Le scarpate provvisorie in questi terreni raggiungono altezze massime nell’ordine di circa 10-12 m e sono sagomate con pendenze 1/1.

La verifica di seguito proposta si riferisce agli scavi di approccio alle fondazioni del viadotto Colombara, di cui una sezione trasversale è riportata in figura 6.2.

In presenza di scavi provvisorie aventi durata inferiore a 2 anni la verifica può essere effettuata in assenza di sisma. In questa configurazione viene raggiunto un coefficiente di sicurezza $F_s = 1,3$.

Considerando un’opera provvisoria di durata superiore a 2 anni il riferimento è $V_R = 35$ anni come previsto al paragrafo 2.4.3 delle NTC 2008. Sulla base delle coordinate sitogeografiche si ottiene $ag = 0,135$; la categoria topografica è T1 (parametro $St = 1,00$) la

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

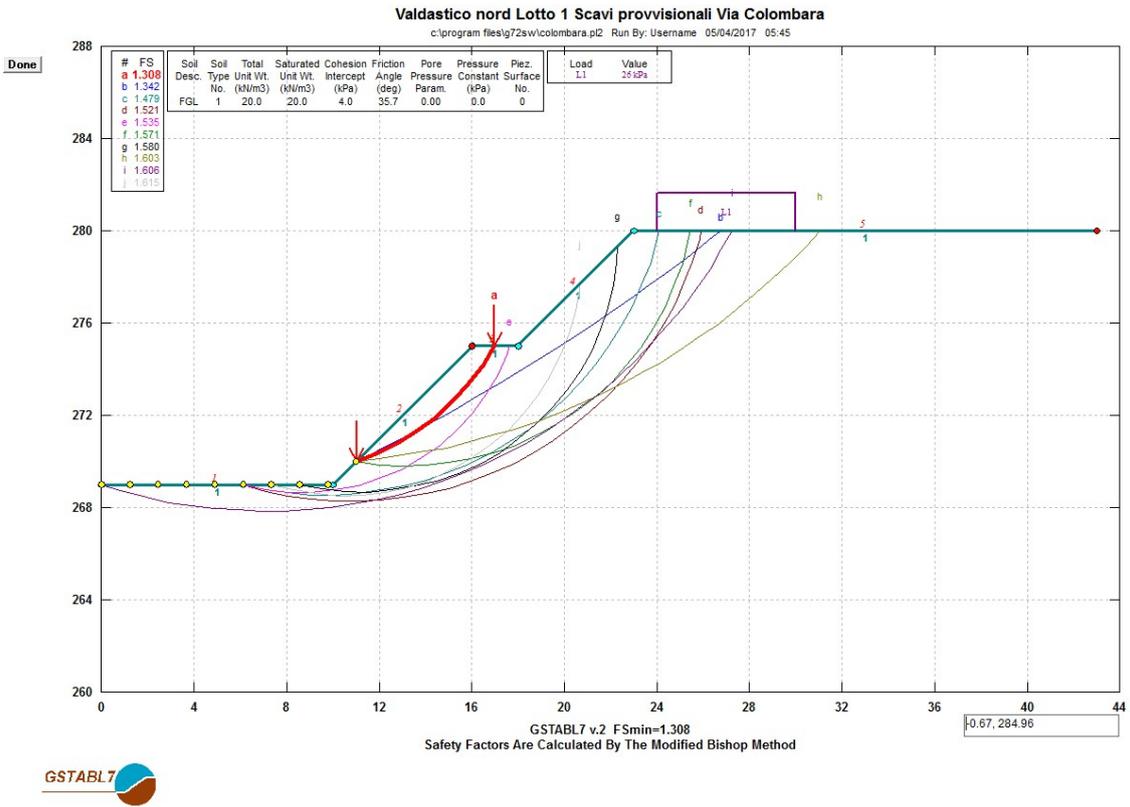


Figura 6.3 Viadotto Colombara. Verifica stabilità scavi provvisionali in assenza di sisma

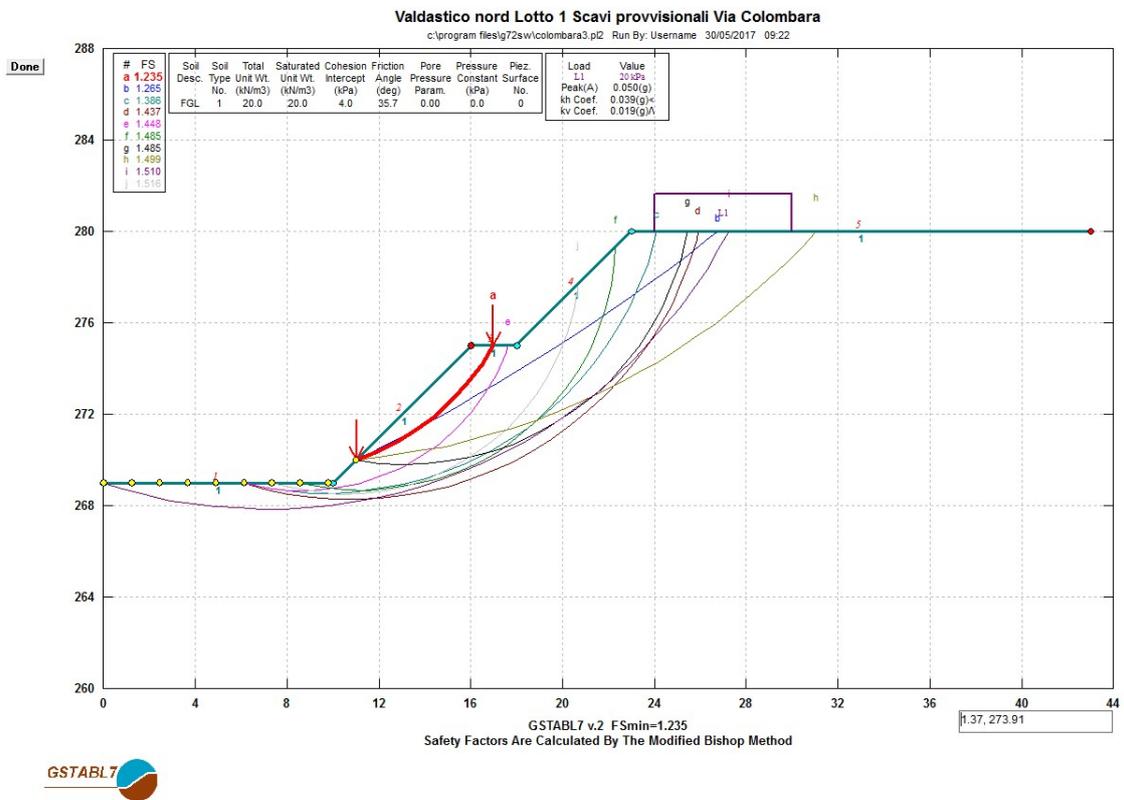


Figura 6.4 Viadotto Colombara. Verifica stabilità scavi provvisionali con sisma ($V_R = 35$ anni)

6.4 *Trincee in asse stradale*

Il tracciato autostradale del lotto 1 si sviluppa all’aperto fra Piovene Rocchette (inizio intervento) e l’imbocco sud della galleria Cogollo; da qui in avanti rimane prevalentemente in galleria naturale fatta eccezione per gli attraversamenti dei principali corsi d’acqua dove sono posizionati viadotti a più campate; in particolare il viadotto Assa sull’omonimo corso d’acqua, ed i viadotti Settecà e Molino sull’Astico.

Nell’ambito del tratto all’aperto, situato come sopra esposto fra Piovene Rocchette e l’imbocco sud della galleria Cogollo, l’asse autostradale si sviluppa quasi interamente in scavo, e più precisamente in trincea, galleria naturale (S Agata 2) o galleria artificiale (S Agata 1) protetta da paratie su ambo i lati.

Le altezze massime di scavo per le trincee definitive, in assenza di opere di presidio, sono nell’ordine di circa 10 m e sagomate con pendenza $3/(o)/2(v)$. Considerato che, come più dettagliatamente esposto nella relazione sismica, la sismicità lungo l’asse di progetto diminuisce procedendo progressivamente da sud verso nord, la verifica in argomento è stata effettuata in corrispondenza della sezione 20 alla pk 0+475 di approccio al viadotto Piovene, quindi in un settore caratterizzato dai maggiori valori di sismicità in ambito progettuale.

Nel caso in argomento partendo da un valore di $a_g = 0,256$, categoria topografica T1 (parametro $S_t = 1,00$) e suolo di fondazione tipo B, cui compete un parametro $S_s = 1,156$ (vedi relazione sismica) si ottiene:

$$a_{\max} = 0,293 \text{ e } K_h = 0,0828$$

I risultati delle verifiche, riportati nelle figure seguenti, mostrano un coefficiente di sicurezza $F_s = 2,0$, che scende ad $F_s = 1,96$ imponendo un contestuale sovraccarico a margine del pendio. Sono valori sempre superiori al minimo di normativa ($R_2 = 1,1$) ed in linea con quanto si osserva sul territorio, anche in considerazione del fatto che le trincee definitive del tratto attualmente in esercizio della A31, a sud dello svincolo di Piovene Rocchette, sono sagomate con pendenza nell’ordine di 1/1.

Al fine di evitare fenomeni di erosione tutte le trincee definitive saranno ricoperte da uno spessore di terreno vegetale non inferiore a 20 cm, e successivamente stabilizzate con la piantumazione di una vegetazione erbacea e/o arborea.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

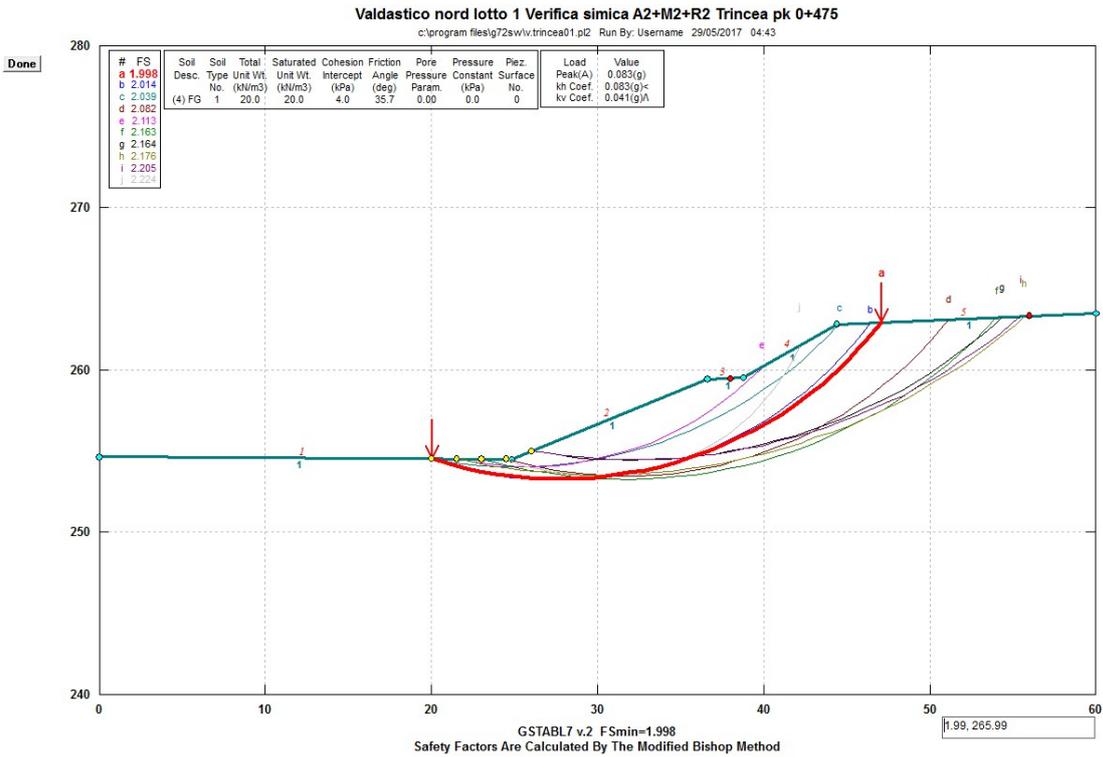


Figura 6.5 Verifica trincea alla pk 0+475. Condizione con sisma Fs = 1,998

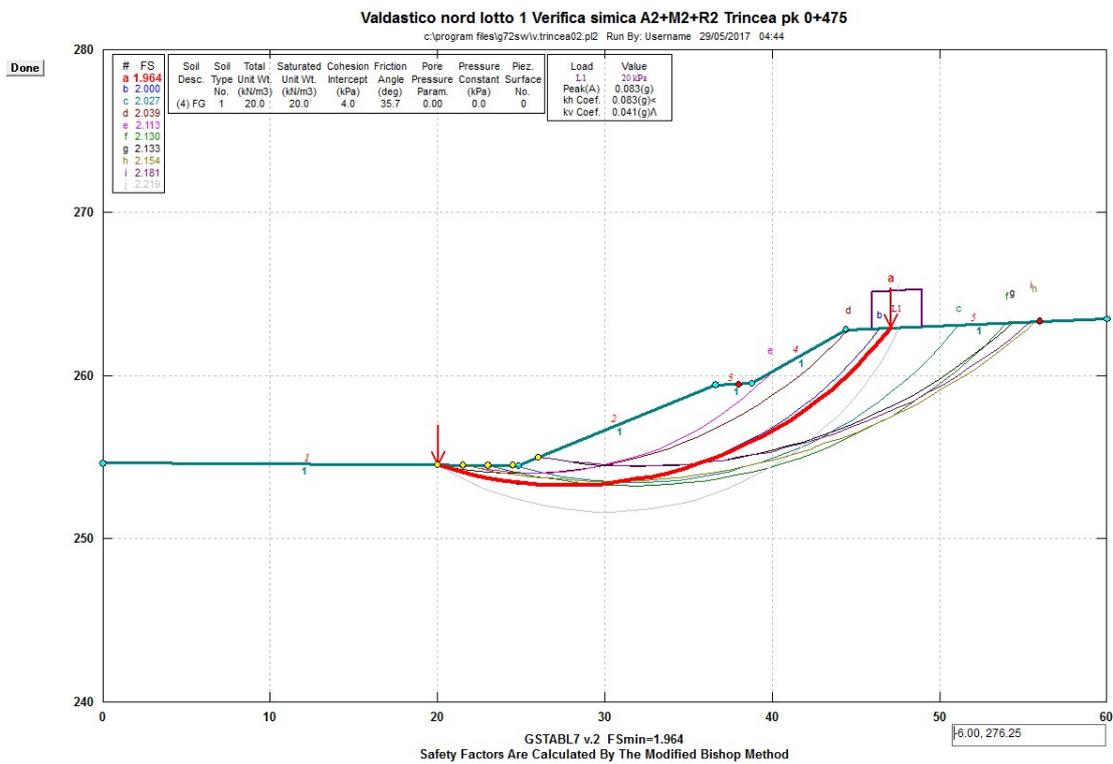


Figura 6.6 verifica trincea alla pk 0+475. Verifica con sisma e con sovraccarico. Fs = 1,964

6.5 Rilevati in asse stradale

Come anticipato al paragrafo precedente il tracciato autostradale da Piovene Rocchette all'imbocco sud della galleria Cogollo si sviluppa all'aperto e quasi interamente in trincea, galleria naturale o artificiale. Alcuni tratti a mezza costa, con scavo a monte e rilevati sul lato di valle, sono limitati alla zona in cui ricade lo svincolo di Cogollo. Per contenere gli ingombri si è fatto qui ricorso alla tecnica delle terre rinforzate, per le cui verifiche di stabilità si rimanda alle specifiche relazioni di calcolo.

Nel successivo tratto fra la galleria Cogollo e svincolo di Pedemonte il tracciato rimane prevalentemente in galleria naturale, con l'eccezione dei viadotti di attraversamento dei corsi d'acqua principali. E' proprio nell'ambito dell'approccio ai viadotti che possono individuarsi i più alti rilevati in asse stradale. In particolare si è fatto riferimento, per le verifiche, al rilevato di approccio compreso fra la galleria naturale San Pietro e il viadotto Molino, di altezza pari a circa 9m, ubicato alla pk 17+200, dove peraltro è prevista una sezione allargata per il posizionamento della cabina elettrica.

Per quanto attiene le azioni sismiche partendo da un valore di $a_g = 0,252$, categoria topografica T1 (parametro $S_t = 1,00$) e suolo di fondazione tipo B, cui compete un parametro $S_s = 1,157$ (vedi relazione sismica) si ottiene:

$$a_{\max} = 0,2915 \text{ e } K_h = 0,0816$$

Le verifiche riportate alle figure seguenti mostrano un coefficiente di sicurezza $F_s = 1,181$ ($>1,1$) che rimane immutato, per la posizione delle superficie di scivolamento, considerando la presenza di un contestuale sovraccarico stradale.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

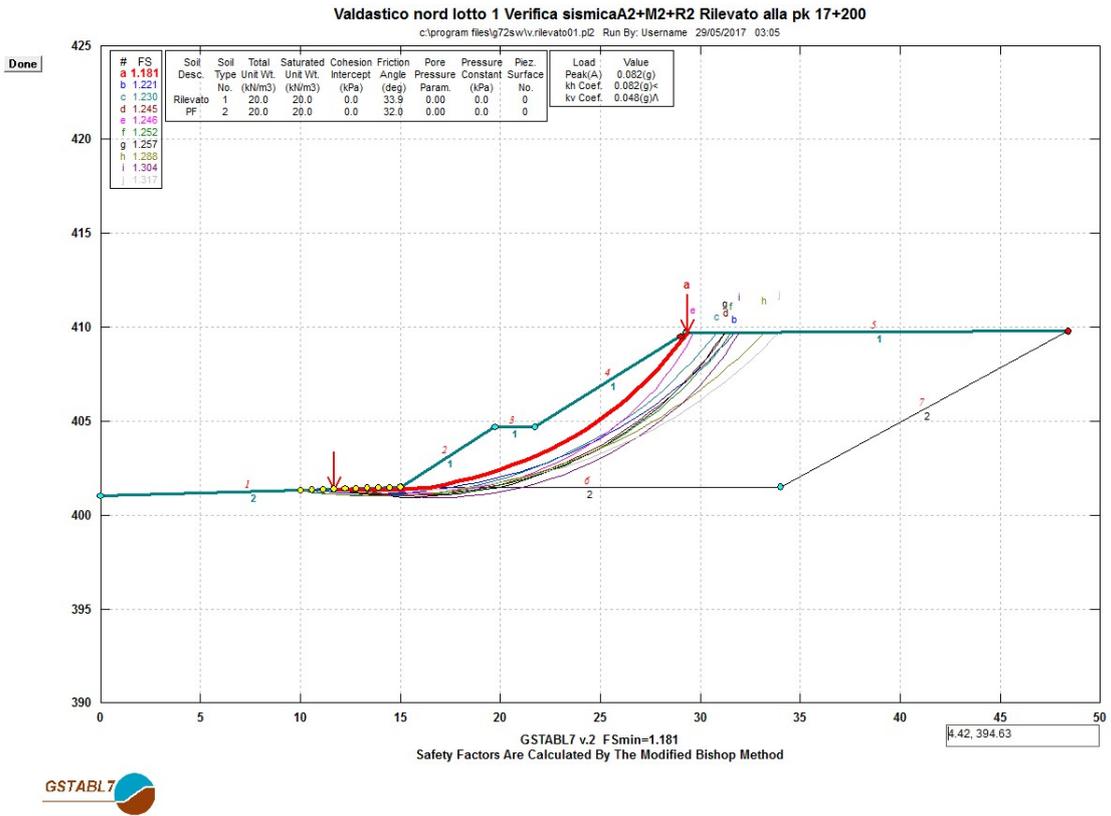


Figura 6.7 Rilevato alla pk 17+200 Verifica stabilità con sisma $F_s = 1,181$

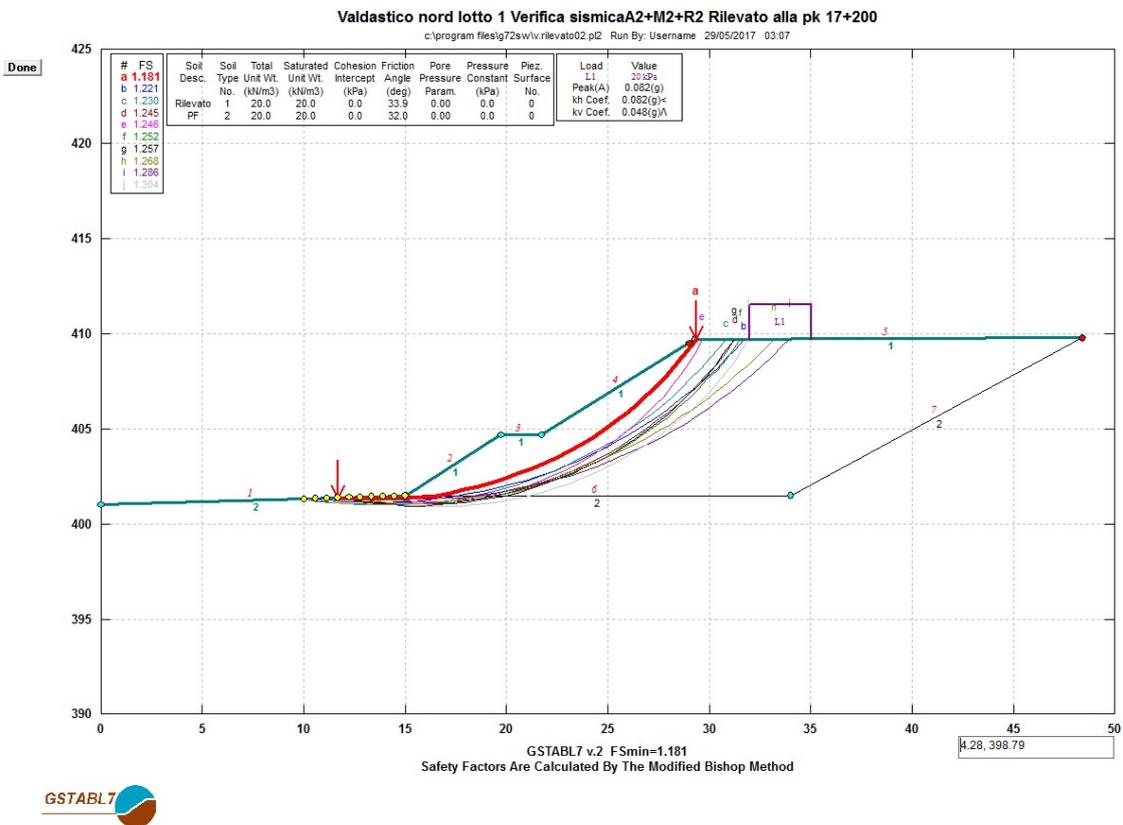


Figura 6.8 Rilevato alla pk 17+200, Verifica stabilità con sisma e sovraccarico $F_s = 1,181$

7 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Per la definizione del coefficiente sismico di amplificazione dei terreni di fondazione è stato misurato il valore medio delle velocità delle onde di taglio V_s fino alla profondità di 30m dal piano campagna, che definisce il valore V_{s30} , da cui si ottiene la categoria del terreno di fondazione in base alla normativa e quindi il coefficiente di amplificazione dell'accelerazione massima agente sul sottostante terreno considerato la base rigida.

A tal fine sono state eseguite prove in sito MASW che consentono di definire l'andamento con la profondità delle onde di taglio V_s , da cui il valore di V_{s30} .

In totale sono state eseguite 9 prove, ubicate in zone rappresentative dal punto di vista stratigrafico, interessanti i depositi fluvio- glaciali recenti, di cui nei precedenti capitoli sono stati definiti i parametri geotecnici con la interpretazione delle prove SPT.

Nel seguito si presentano i risultati ottenuti.

Prova V_{s30-1}

E' ubicata in corrispondenza del viadotto Piovene ed interessa i depositi fluvio glaciali ed alluvionali(4).

E' risultato:

$$V_{s30} = 631 \text{ m/s}$$

La velocità delle onde S aumenta con la profondità.

Lo strato superficiale di 3,6m è caratterizzato dai seguenti valori :

$$V_s = 263\text{m/s} \quad V_p = 547 \text{ m/s} \quad G_{\max} = 132 \text{ MPa}$$

La classe del suolo pertanto risulta essere B.

Lo strato superficiale risulta compatto.

Prova V_{s30-2}

E' ubicata nel tratto tra il viadotto Piovene ed il viadotto Colombara. Interessa i depositi fluvio glaciali ed alluvionali terrazzati.

$$V_{s30} = 772 \text{ m/s}$$

La velocità delle onde S aumenta con la profondità.

Lo strato superficiale di 2,5m è caratterizzato dai seguenti valori :

$$V_s = 251\text{m/s} \quad V_p = 522 \text{ m/s} \quad G_{\max} = 120 \text{ MPa}$$

La classe del suolo pertanto risulta essere B.

Lo strato superficiale risulta compatto.

Prova Vs30-3

E' ubicata in corrispondenza della galleria artificiale S.Agata 1 ed interessa i depositi fluvio glaciali ed alluvionali terrazzati (4).

E' risultato:

$$Vs30 = 634 \text{ m/s}$$

La velocità delle onde S aumenta con la profondità.

Lo strato superficiale di 6,8m è caratterizzato dai seguenti valori :

$$Vs = 435\text{m/s} \quad Vp = 906 \text{ m/s} \quad Gmax = 384 \text{ MPa}$$

La classe del suolo pertanto risulta essere B.

Lo strato superficiale risulta compatto.

Prova Vs30-4

E' ubicata allo sbocco della galleria S.Agata 2 verso lo svincolo di Cogollo ed interessa i depositi glaciali (5).

E' risultato:

$$Vs30 = 635 \text{ m/s}$$

La velocità delle onde S aumenta con la profondità.

Lo strato superficiale di 10m è caratterizzato dai seguenti valori:

$$Vs = 536\text{m/s} \quad Vp = 1116 \text{ m/s} \quad Gmax = 598 \text{ MPa}$$

La classe del suolo pertanto risulta essere B.

Lo strato superficiale risulta compatto.

Prova Vs30-5

E' ubicata prima dell'imbocco sud della galleria Cogollo ed interessa i depositi glaciali recenti (5).

E' risultato:

$$Vs30 = 893 \text{ m/s}$$

La velocità delle onde S aumenta con la profondità.

Lo strato superficiale di 5,6m è caratterizzato dai seguenti valori:

$$Vs = 479\text{m/s} \quad Vp = 997 \text{ m/s} \quad Gmax = 471 \text{ MPa}$$

Il valore alto di V_s è stato influenzato dal basamento roccioso che si trova a profondità inferiore a 30m dal piano campagna.

Si considera comunque il terreno di classe B.

Lo strato superficiale è compatto.

Prova Vs30-6

E' ubicata in corrispondenza del viadotto Settecà ed interessa i depositi alluvionali recenti, formazione (3).

E' risultato:

$$V_{s30} = 678 \text{ m/s}$$

La velocità delle onde S aumenta con la profondità.

Lo strato superficiale di 9,4m è caratterizzato dai seguenti valori:

$$V_s = 469 \text{ m/s} \quad V_p = 976 \text{ m/s} \quad G_{\max} = 450 \text{ MPa}$$

La classe del suolo pertanto risulta essere B.

Lo strato superficiale risulta compatto.

Prova Vs30-7

E' ubicata in corrispondenza del viadotto Settecà ed interessa i depositi alluvionali recenti.

E' risultato:

$$V_{s30} = 568 \text{ m/s}$$

La velocità delle onde S aumenta con la profondità.

Lo strato superficiale di 7,1m è caratterizzato dai seguenti valori:

$$V_s = 476 \text{ m/s} \quad V_p = 991 \text{ m/s} \quad G_{\max} = 465 \text{ MPa}$$

La classe del suolo pertanto risulta essere B.

Lo strato superficiale risulta compatto.

Prova Vs30-8

E' ubicata in corrispondenza dello svincolo di valle dell'Asrico dopo il viadotto Molino ed interessa i depositi granulari costituiti da materiali granulari costituiti da materiali provenienti da attività di cava e da paleofrana.

E' risultato:

$$V_{s30} = 603 \text{ m/s}$$

La velocità delle onde S aumenta con la profondità.

Lo strato superficiale di 4,8m è caratterizzato dai seguenti valori:

$$V_s = 415\text{m/s} \quad V_p = 791 \text{ m/s} \quad G_{\text{max}} = 348 \text{ MPa}$$

La classe del suolo pertanto risulta essere B.

Lo strato superficiale risulta compatto.

Prova Vs30-9

E' ubicata in corrispondenza dello svincolo dell'Astico dopo il viadotto Molino ed interessa i depositi granulari costituiti da materiali provenienti da attività di cava e da paleofrana.

E' risultato:

$$V_{s30} = 843 \text{ m/s}$$

La velocità delle onde S aumenta con la profondità.

Lo strato superficiale di 4,8m è caratterizzato dai seguenti valori:

$$V_s = 415\text{m/s} \quad V_p = 864 \text{ m/s} \quad G_{\text{max}} = 348 \text{ MPa}$$

La classe del suolo pertanto risulta essere B.

Lo strato superficiale risulta compatto.

In conclusione i risultati delle prove MASW sono del tutto congrui con le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione . Si conferma che i terreni di fondazione sono compatti e sopraconsolidati, lungo tutto il percorso autostradale appartengono alla classe B.

8 POZZETTI E PROVE DI CARICO SU PIASTRA

Sono stati eseguiti 6 pozzetti con profondità variabile tra 1 e 3m dal p.c. con lo scopo di determinare la stratigrafia dello strato superficiale ed il suo grado di compattezza tramite prove di carico su piastra.

Pozzetto PZ1D

E' ubicato prima del viadotto Piovene verso sud. Ha una profondità di 1m dal p.c. Interessa i depositi fluvio glaciali ed alluvioni terrazzate (4).

La stratigrafia mostra la presenza di ghiaia, ghiaia grossa con sabbia, coerente con la formazione geologica dei depositi fluvio glaciali. Sono state eseguite due prove di carico con i seguenti risultati:

a 0,30m di profondità $M = 143 \text{ MPa}$ $M_r = 2290 \text{ MPa}$

essendo M il modulo di carico e M_r il modulo di ricompressione.

La prova eseguita ad 1m di profondità ha dato i seguenti risultati:

$M = 176 \text{ MPa}$ $M_r = 1257 \text{ MPa}$

M rappresenta il modulo di piastra dello strato superficiale, che è stato oggetto del forte detensionamento superficiale.

M_d è rappresentativo del modulo del terreno vergine, quando era sotto il peso del ghiacciaio e del terreno poi eroso. Esso infatti corrisponde con buona approssimazione, ad uno sforzo verticale di circa 4000KPa, che è il valore assunto per la valutazione di K_0 nel precedente paragrafo.

Pozzetto PZ2D

E' ubicato subito dopo il viadotto Piovene verso nord. Ha una profondità di 1m dal p.c. Interessa i depositi fluvio glaciali ed alluvioni terrazzate (4).

La stratigrafia mostra la presenza di ghiaia, ghiaia grossa con sabbia, coerente con la formazione geologica dei depositi fluvio glaciali. Sono state eseguite due prove di carico con i seguenti risultati:

a 0,40m di profondità $M = 300 \text{ MPa}$ $M_r = 6000 \text{ MPa}$

essendo M il modulo di carico e M_r il modulo di ricompressione.

La prova eseguita ad 1m di profondità ha dato i seguenti risultati:

$M = 231 \text{ MPa}$ $M_r = 2888 \text{ MPa}$

M rappresenta il modulo di piastra dello strato superficiale, che è stato oggetto del forte detensionamento superficiale.

Mr è rappresentativo del modulo del terreno vergine, quando era sotto il peso del ghiacciaio e del terreno poi eroso. Come prima corrisponde con buona approssimazione ad un carico di preconsolidamento di circa 4000KPa.

Pozzetto PZ3D

E' ubicato nello svincolo di Cogollo. Ha una profondità di 2m dal p.c. Interessa i depositi glaciali (5).

La stratigrafia mostra la presenza di uno strato superficiale di limo argilloso con spessore 0,30m, seguito da ghiaia, ghiaia grossa con sabbia, coerente con la formazione geologica dei depositi glaciali. Sono state eseguite due prove di carico con i seguenti risultati:

a 0,30m di profondità $M = 143\text{MPa}$ $Mr = 1430\text{MPa}$

essendo M il modulo di carico e Mr il modulo di ricompressione.

La prova eseguita ad 1m di profondità ha dato i seguenti risultati:

$M = 300\text{MPa}$ $Mr = 5000\text{MPa}$

M rappresenta il modulo di piastra dello strato superficiale che è stato oggetto del forte detensionamento superficiale.

Mr è rappresentativo del modulo del terreno vergine, quando era sotto il peso del ghiacciaio e del terreno poi eroso. A proposito valgono le precedenti considerazioni.

Pozzetto PZ4D

E' ubicato nello svincolo di Cogollo. Ha una profondità di 3m dal p.c. Interessa i depositi glaciali (5).

La stratigrafia mostra la presenza di uno strato superficiale di limo argilloso con spessore 0,60m con ghiaia, seguito da ghiaia, ghiaia grossa con sabbia, coerente con la formazione geologica dei depositi glaciali.

Sono state eseguite due prove di carico con i seguenti risultati:

a 0,60m di profondità $M = 97\text{MPa}$ $Mr = 693\text{MPa}$

essendo M il modulo di carico e Mr il modulo di ricompressione.

La prova eseguita ad 1,10m di profondità ha dato i seguenti risultati:

$M = 500\text{MPa}$ $Mr = 12500\text{MPa}$

M rappresenta il modulo di piastra dello strato superficiale che è stato oggetto del forte detensionamento superficiale.

Mr è rappresentativo del modulo del terreno vergine, quando era sotto il peso del ghiacciaio e del terreno poi eroso. A proposito valgono le precedenti considerazioni.

Pozzetto PZ5D

E' ubicato nello svincolo della valle dell'Astico. Ha una profondità di 3m dal p.c. Interessa terreni granulari grossolani, residui di lavorazioni in cava, sottostante corpo di una paleofrana.

La stratigrafia mostra la presenza di ciottoli, trovanti mescolati con ghiaia, ghiaia grossa con sabbia, coerente con la formazione geologica descritta.

Sono state eseguite due prove di carico con i seguenti risultati:

a 0,50m di profondità $M = 111 \text{ MPa}$ $M_r = 300 \text{ MPa}$

essendo M il modulo di carico e Mr il modulo di ricompressione.

La prova eseguita ad 1m di profondità ha dato i seguenti risultati:

$M = 29,41 \text{ MPa}$ $M_r = 150 \text{ MPa}$

M rappresenta il modulo di piastra dello strato superficiale che è stato oggetto del forte detensionamento superficiale. Mr è rappresentativo del modulo del terreno vergine, quando era sotto il peso del ghiacciaio e del terreno poi eroso. In questo caso i moduli sono inferiori ai valori attesi, probabilmente a causa della presenza dei ciottoli e trovanti che non hanno consentito di ottenere una superficie di prova omogenea in relazione alla sua deformabilità sotto carico.

Pozzetto PZ6D

E' ubicato nello svincolo della valle dell'Astico. Ha una profondità di 3m dal p.c. Interessa terreni granulari grossolani, residui di lavorazioni in cava, sottostante corpo di una paleofrana

La stratigrafia mostra la presenza di terreno granulare con ciottoli, trovanti, ghiaia grossa con sabbia, coerente con la formazione geologica descritta.

Sono state eseguite due prove di carico con i seguenti risultati:

a 0,50m di profondità $M = 100 \text{ MPa}$ $M_r = 273 \text{ MPa}$

essendo M il modulo di carico e Mr il modulo di ricompressione.

La prova eseguita ad 1m di profondità ha dato i seguenti risultati:

$$M = 18,6 \text{ MPa} \quad Mr = 111 \text{ MPa}$$

M rappresenta il modulo di piastra dello strato superficiale che è stato oggetto del forte detensionamento superficiale. Mr è rappresentativo del modulo del terreno vergine, quando era sotto il peso del ghiacciaio e del terreno poi eroso. Come per il pozzetto precedente i risultati della prova non sono corretti perché indicano una compressibilità troppo elevata probabilmente anche in questo caso a causa della granulometria grossolana del terreno.

In conclusione le prove di carico su piastra hanno confermato la forte preconsolidazione del terreno, come ipotizzato nella valutazione di K_0 .

I moduli del terreno superficiale decompresso dall'erosione superficiale risultano comunque alti, superiori a 100 MPa, quindi rappresentano un ottimo piano di appoggio per i rilevati autostradali e per le fondazioni superficiali di piccoli manufatti.

9 CONCLUSIONI

Tutte le opere all'aperto e la galleria S.Agata 2 del primo lotto funzionale dell'autostrada A31 della Valdastico interessano terreni di origine fluvio glaciale e alluvionale, depositi glaciali , alluvioni attuali e recenti.

Per la loro origine, la composizione granulometrica e la elevata energia deposizionale si presentano addensati , di elevata resistenza al taglio e bassa compressibilità.

Sono altresì terreni dotati di elevata permeabilità.

Lungo il tracciato la falda freatica è posizionata al di sotto del piano delle opere, salvo negli attraversamenti degli alvei, dove è imposta dal livello del corso d'acqua, per cui si trova alla quota dell'alveo.

Tutti i terreni, esclusi i depositi recenti negli alvei fluviali, sono fortemente preconsolidati come conseguenza del sovraccarico applicato dal ghiacciaio e dal terreno poi eroso.

Il tracciato prevede scavi in trincea che possono essere eseguiti fino a rilevanti altezze dell'ordine di 15m con una adeguata riprofilatura del terreno senza che si debbano adottare particolari accorgimenti. Questa soluzione è possibile perché la falda non è presente, ed i terreni ,come detto, sono dotati di una elevata resistenza.

In relazione alle opere fondazionali offrono una buona se non elevata capacità portante. I cedimenti avvengono contemporaneamente alla applicazione dei carichi.

Per quanto riguarda le opere in sotterraneo è necessario sostenere il cavo al contorno considerate le sue notevoli dimensioni. Il metodo di sostegno più appropriato in questo caso è costituito d colonne jet grouting la cui esecuzione sarà favorita dalla elevata permeabilità del terreno. Considerata la sua granulometria si potranno ottenere colonne omogenee di elevata resistenza e bassa compressibilità, che costituiranno un adeguato presostegno in fase di scavo.

Le prove MASW hanno determinato i valori di Vs30 in punti rappresentativi del tracciato, confermando che i terreni sono compatti e preconsolidati. Dal punto di vista dell'amplificazione sismica appartengono tutti alla categoria B.

Le prove di carico su piastra evidenziano la presenza dello strato superficiale decompresso, caratterizzato da in modulo di piastra uguale o maggiore di 100 MPa.

Il modulo di ricompressione è rappresentativo del grado di preconsolidazione a cui è stato sottoposto il terreno nel passato.

Nel complesso tutte le formazioni interessate mostrano un comportamento geotecnico uniforme in relazione alle opere da realizzare, indipendentemente dalla loro genesi geologica, dovuto essenzialmente alla composizione granulometrica, che è abbastanza simile per tutte le formazioni analizzate, e al loro elevato grado di addensamento.

APPEDICE A

INTERPRETAZIONE DELLA PROVA SPT

A. Metodi di interpretazione per la prova SPT

a. Introduzione

i. Generalità della prova

La prova Standard Penetration Test, tra le prime ad essere stata utilizzata nella geotecnica, consiste nell'infiggere il campionatore SPT nel terreno per 45 cm in tre intervalli di 15 cm ciascuno

Si registra il numero di colpi necessari per avanzare di 15 cm, ottenendo tre valori:

N_1 = colpi per i primi 15 cm

N_2 = colpi per i secondi 15 cm

N_3 = colpi per i terzi 15 cm

Il numero di colpi che esprime il risultato della prova è dato dalla somma di N_2 ed N_3 . Non si considera N_1 in quanto il terreno più superficiale attraversato è disturbato dall'esecuzione del foro.

La profondità rappresentativa della prova è $z_{NSPT} = z_i + 0.30$ (m), ovvero quella media nel tratto di misura, in cui $N_{SPT} = N_2 + N_3$, essendo z_i la profondità di inizio prova.

b. Normalizzazione del valore di NSPT

I valori di N_{SPT} misurati sono influenzati da una serie di fattori, così che il valore N_{SPT} che si utilizza nelle correlazioni per la determinazione dei parametri geotecnici viene corretto attraverso l'impiego di opportuni coefficienti.

i. Effetto dell'energia applicata

Il risultato della prova dipende dall'energia applicata al sistema d'aste e dalla geometria del campionatore. L'energia effettiva che viene trasmessa al campionatore, e quindi al terreno, dipende essenzialmente dal tipo di sganciamento (automatico o a fune), dal peso del maglio di battitura e altezza di caduta e dal peso e diametro delle aste.

Schmertman e Palacios (1979) hanno mostrato sperimentalmente che fino almeno ad un valore di $N = 50$, la resistenza alla penetrazione varia inversamente all'energia E trasmessa al campionatore. Essendo:

W = peso del maglio

Δz_m = altezza di caduta

$N = n^\circ$ di colpi

L’energia teorica spesa per infiggere il campionatore SPT è:

$$E_s = N \cdot (W \cdot \Delta z_m)$$

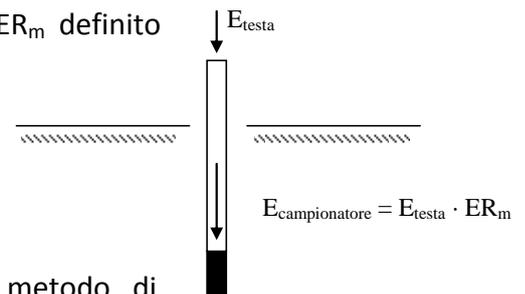
Per cui

$$N = \frac{E_s}{(W \cdot \Delta z_m)} \Rightarrow N \text{ rappresenta il numero di applicazioni della energia unitaria}$$

Parte dell’energia trasmessa dall’esterno viene dissipata lungo le aste e dal sistema che aziona e rilascia il maglio.

Per questo esiste un RAPPORTO DI EFFICIENZA ER_m definito con:

$$ER_m = \frac{E_{\text{campionatore}}}{E_{\text{testa}}} < 1$$



Il valore di ER_m dipende principalmente dal metodo di sganciamento del peso. Da varie prove è risultato che:

- TRADIZIONALE ad argano e fune $ER_m = 60-67\%$
- AUTOMATICO $ER_m = 70-78\%$

Al momento della standardizzazione del metodo, si è deciso di utilizzare come riferimento il valore di N_{SPT} corrispondente al 60% di energia trasmessa.

Le correlazioni esistenti sono riferite infatti a questo livello di energia. A seconda del metodo di sganciamento e del tipo di maglio, “hammer”, utilizzato, il valore di N_{SPT} registrato in campo deve essere corretto prima di essere usato nell’interpretazione.

Se si considera di fare 2 prove alla stessa profondità, cioè su un terreno con stessa resistenza alla penetrazione, con 2 metodi diversi, la seguente uguaglianza è applicabile.

$$N_{(a)} \cdot ER_{(a)} = N_{(b)} \cdot ER_{(b)} \Rightarrow > ER, < N$$

Per questo, considerando la convenzione $ER_m = 60\%$, N_{SPT} viene normalizzato tramite il coefficiente α_1 :

$$\alpha_1 = \frac{ER_m}{60}$$

Secondo quanto indicato da Skempton (1986) per gli standard utilizzati nel Regno Unito:

- $\alpha_1 = 0.8$ per sganciamento fune/argano
- $\alpha_1 = 1$ per sganciamento automatico (valore consigliato)

In vari paesi valori diversi di α_1 vengono applicati a seconda del tipo di maglio, “hammer”, e sganciamento, “release”, secondo quanto indicato in Tab. A.1.

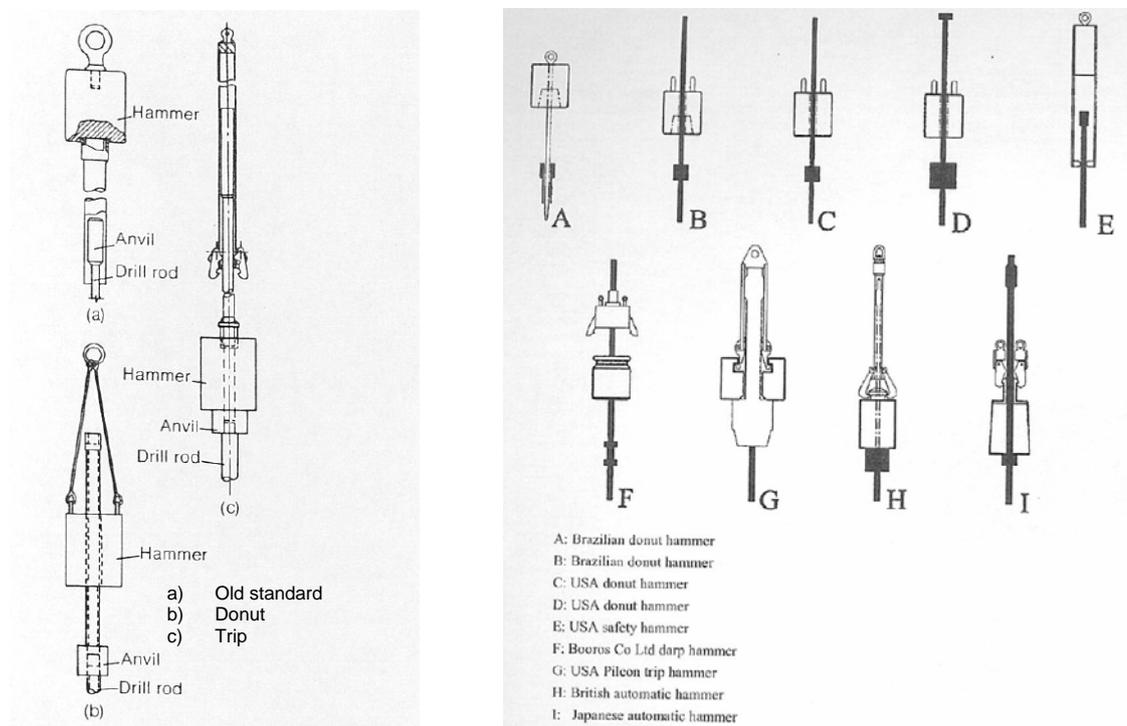


Fig. A-1 - Diverse tipologie di magli, “SPT HAMMERS”

Tab. A.1 - Rapporti di efficienza per tecniche diverse (da Skempton, 1986)

	Hammer	Release	ER_r : %	$ER_r/60$
Japan	Donut	Tombi	78	1.3
	Donut	2 turns of rope	65	1.1
China	Pilcon type	Trip	60	1.0
	Donut	Manual	55	0.9
USA	Safety	2 turns of rope	55	0.9
	Donut	2 turns of rope	45	0.75
UK	Pilcon, Dando, old standard	Trip	60	1.0
		2 turns of rope	50	0.8

ii. Effetto della lunghezza delle aste e del diametro di perforazione

Quando il tratto di aste tra maglio e campionatore è limitato, parte dell’energia viene dissipata in effetti tipo risonanza. Per far fronte a ciò, il valore di N_{SPT} è normalizzato applicando il coefficiente α_2 , secondo quanto indicato da Idriss-Boulanger (2004) che semplificano le indicazioni di Skempton (1986):

- $\alpha_2 = 0.75$ per $z =$ lunghezza aste ≤ 3 m
- $\alpha_2 = 1.0$ per $z =$ lunghezza aste > 3 m

Se la prova è eseguita in un foro leggermente più largo del campionatore SPT, il numero di colpi misurato sarà leggermente inferiore a quello normalizzato. Secondo Skempton (1986):

- $\alpha_3 = 1.0$ per $D_{\text{perforazione}} = 65-115 \text{ mm}$
- $\alpha_3 = 1.05$ per $D_{\text{perforazione}} = 150 \text{ mm}$
- $\alpha_3 = 1.15$ per $D_{\text{perforazione}} = 200 \text{ mm}$

iii. Effetto della punta chiusa o del campionatore standard

In terreni granulari, come ghiaie grosse, o in rocce tenere, il campionatore aperto standard potrebbe rompersi o rovinarsi. Per tale motivo, nella pratica comune, in tali situazioni si adotta una punta conica chiusa standard, con angolo di 60° .

Il valore di N_{SPT} misurato con tale punta tende a sopravvalutare di molto la resistenza alla penetrazione. Thorburn (1986) ha mostrato che nei terreni a grana grossa, l'impiego di punta conica comporta un aumento della resistenza alla penetrazione anche del 100%, come si vede nella sottostante Fig. A-2.

Per questi, il valore di N_{SPT} viene normalizzato con il fattore α_4 :

- $\alpha_4 = 1.0$ per campionatore STANDARD punta aperta
- $\alpha_4 = 0.5-0.75$ per PUNTA CONICA

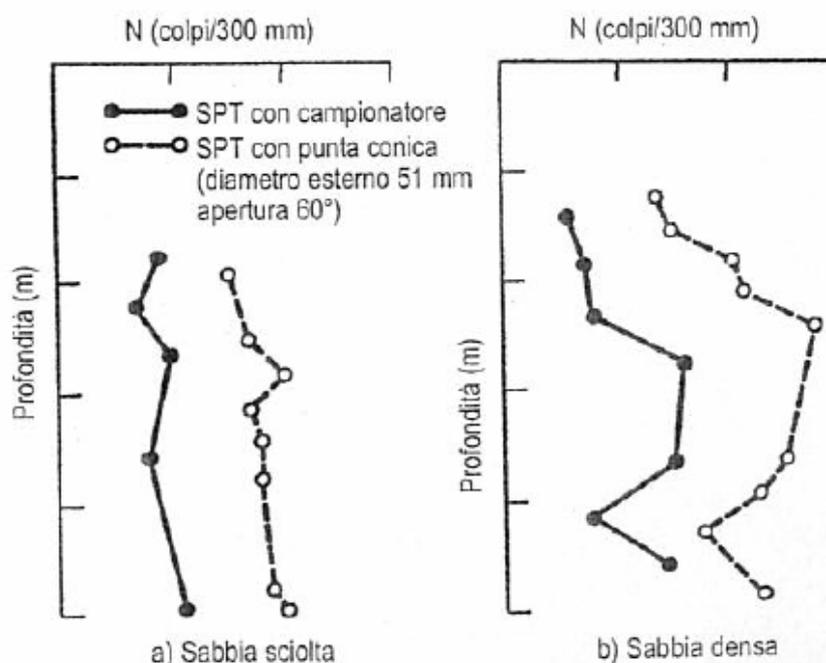


Fig. A-2 - Confronto della resistenza penetrometrica ottenuta con il campionatore SPT e con la punta chiusa (apertura del cono pari a 60°) in sabbie (da Thorburn, 1986)

Nell'interpretazione dei dati, nel caso di punta conica si è considerato $\alpha_4 = 0.75$.

iv. Effetto della profondità di effettuazione della prova

A parità di caratteristiche geotecniche (ϕ' , D_r), la resistenza alla penetrazione è funzione della tensione efficace di confinamento agente, cioè della profondità.

Alcune delle correlazioni con N_{SPT} quindi introducono la normalizzazione riferendo il numero di colpi ad una pressione di riferimento di 1 atmosfera=101.3kPa.

La relazione utilizzata in pratica è la seguente:

$$C_N = \left[\frac{Pa}{\sigma_{v0}} \right]^m \Rightarrow (N_{SPT})_1 = N_{SPT} \cdot C_N$$

Con $m = 0.5$ Liao-Whitman (1986).

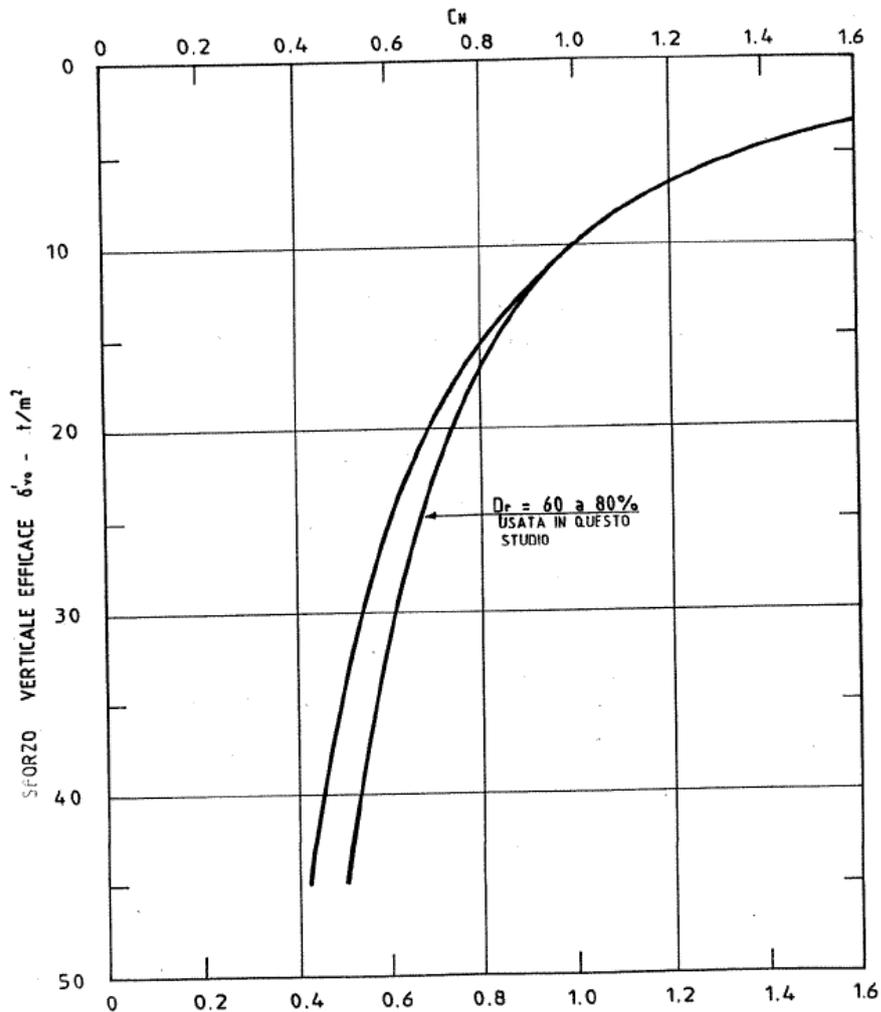


Fig. A-3 - Normalizzazione di N_{SPT} con la profondità, parametro C_N (da Liao-Whitman, 1986)

Secondo Idriss-Boulanger (2003), il coefficiente “m” dipende dal valore di Dr%, che a sua volta può essere determinato dal valore di N_{SPT} :

$$m = 0.784 - 0.521 \cdot Dr$$

Dove $Dr = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{46}}$

$(N_1)_{60}$ = valore di N_{SPT} corretto per energia e profondità

$$m = 0.784 - 0.0768 \cdot \sqrt{(N_1)_{60}}$$

Quindi

$$C_N = \left[\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right]^{0.784 - 0.0768 \sqrt{(N_1)_{60}}} \leq 1.7$$

e

$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{SPT} \rightarrow$ la relazione si risolve con una serie di iterazioni successive

Il grafico seguente riassume tale correlazione tra tensione di confinamento, C_N e $(N_1)_{60}$.

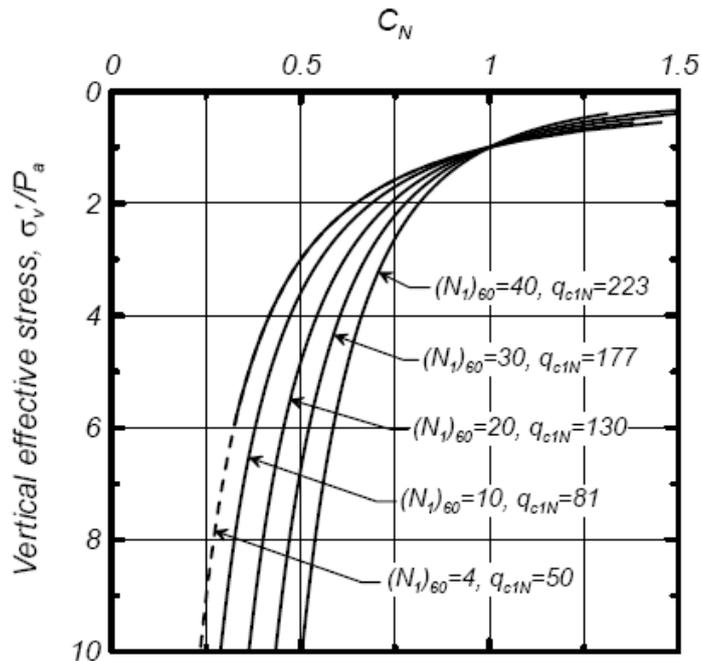


Fig. A-4 – Normalizzazione di N_{SPT} con la profondità, parametro C_N (Da Idriss-Boulanger, 2003)

Nell’interpretazione dei dati, si è utilizzata la correlazione proposta da Liao-Whitman (1986)

v. Normalizzazione finale di N_{SPT}

Solitamente la prima correzione che si apporta è quella relativa all’energia, ottenendo il valore N_{60} , corrispondente a:

$$N_{60} = N_{SPT} \cdot (\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4)$$

In seguito si applica la correlazione relativa alla profondità, così da ottenere il numero di colpi corrispondente ad un confinamento di 1 atmosfera ed un rapporto di efficienza pari al 60%:

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

La Tab. A.2 seguente riassume i valori dei parametri di normalizzazione implementati nell’elaborazione dei dati effettuata.

Tab. A.2 - Riassunto dei coefficienti di normalizzazione			
Coefficiente di normalizzazione		Valore	Motivazione
α_1	Tipo di sganciamento	0.8	- per sganciamento fune/argano
		1.0	- per sganciamento automatico
α_2	Lunghezza aste	0.75	- per $z =$ lunghezza aste ≤ 3 m
		1.0	- per $z =$ lunghezza aste > 3 m
α_3	Diametro di perforazione	1.0	- per $D_{\text{perforazione}} = 65-115$ mm
		1.05	- per $D_{\text{perforazione}} = 150$ mm
		1.15	- per $D_{\text{perforazione}} = 200$ mm
α_4	Punta aperta/chiusa	1.0	- per campionatore standard
		0.75	- per punta conica (può essere ridotto fino a 0.5)
C_N	Profondità	Liao-Whitman (1986)	- normalizzazione ad 1 atm

A valle di questo processo preparatorio che porta dal dato grezzo al valore base per l’interpretazione della prova $(N_1)_{60}$, si è proceduto alla valutazione dei parametri geotecnici per i terreni granulari e coesivi attraverso le correlazioni indicate nel seguente capitolo.

B. Parametri deducibili dalla prova SPT

I parametri geotecnici che si sono valutati a partire dal valore di N_{SPT} , adeguatamente corretto, sono i seguenti:

TERRENI GRANULARI, sabbia/ghiaia = Dr, ϕ', E, G_{max}

TERRENI COESIVI, limi/argille = c_u, E_u, E, G_{max}

a. Terreni granulari

i. Classificazione

Una prima classificazione in relazione al valore di $(N_1)_{60}$ è stata data da Clayton (1993) per terreni prevalentemente sabbiosi:

$(N_1)_{60}$	Classificazione
0-3	Molto sciolti (very loose)
3-8	Sciolti (loose)
8-25	Mediamente addensati (medium dense)
25-42	Addensati (dense)
42-58	Molto addensati (very dense)

ii. Densità relativa

Esistono numerose correlazioni per sabbie pulite NC, normalconsolidate, mentre l'estensione a terreni OC, sopraconsolidati, è essenzialmente dovuta a Skempton.

BAZARAA (1967)

E' valida per SABBIE NC

$$Dr = \begin{cases} = \left(\frac{N_{60}}{20(1 + 4.1 \cdot \sigma'_{v0})} \right)^{0.5} & \text{per } \sigma'_{v0} \leq 73.2 \text{ kPa} = 0.723 \text{ atm} \\ = \left(\frac{N_{60}}{20(3.24 + 1.024 \cdot \sigma'_{v0})} \right)^{0.5} & \text{per } \sigma'_{v0} > 73.2 \text{ kPa} = 0.723 \text{ atm} \end{cases}$$

dove σ'_{v0} è espresso in [atm]

TERZAGHI-PECK

La relazione vale per SABBIE PULITE NC e $Dr > 35\%$.

$$Dr = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{C_d}}$$

dove:

Cd = 55 per SABBIE FINI NC

Cd = 65 per SABBIE GROSSE NC

Le relazioni utilizzate sono valide per depositi sabbiosi naturali già consolidati.

Nel caso di RIEMPIMENTI RECENTI, per tener conto del fatto che non ci sono effetti di ageing/sovracconsolidazione, Skempton (1986) consiglia di utilizzare Cd=40.

Nel programma di interpretazione si considera un valore medio di Cd pari a 60.

SKEMPTON (1986)

Sulla base di numerosi risultati sperimentali, ha sviluppato la correlazione Dr%;

(N1)60 per SABBIE PULITE NC e OC:

$$Dr = \left(\frac{(N_1)_{60}}{a + b \cdot \sigma'_{v0}} \right)^{0.5}$$

con σ'_{v0} espresso in kPa

$$\text{Per SABBIE NC: } \begin{cases} a = 27 \\ b = 0.28 \end{cases}$$

Per SABBIE OC, il coefficiente a aumenta a 38, il coefficiente b varia con il rapporto

$$C_{OC} = \frac{1 + 2k_{0-OC}}{1 + 2k_{0-NC}}$$

dove.

- k_{0-OC} = coefficiente di spinta a riposo per sabbie OC
- k_{0-NC} = coefficiente di spinta a riposo per sabbie NC

Considerando valide le relazioni $k_{0-NC} = 1 - \text{sen}\phi'$

$$k_{0-OC} = k_{0-NC} \cdot (OCR)^{\text{sen}\phi'}$$

si ottiene il valore di C_{OC} , che aumenta con OCR mentre non varia molto con ϕ' .

In prima approssimazione si possono adottare i seguenti valori in relazione ad OCR:

$$\begin{cases} 1 < OCR \leq 5 & C_{OC} = 1.4 \\ OCR > 5 & C_{OC} = 2.0 \end{cases}$$

Quindi in definitiva per SABBIE OC:

$$\begin{cases} a = 38 \\ b = 0.28 \cdot C_{oc} \end{cases}$$

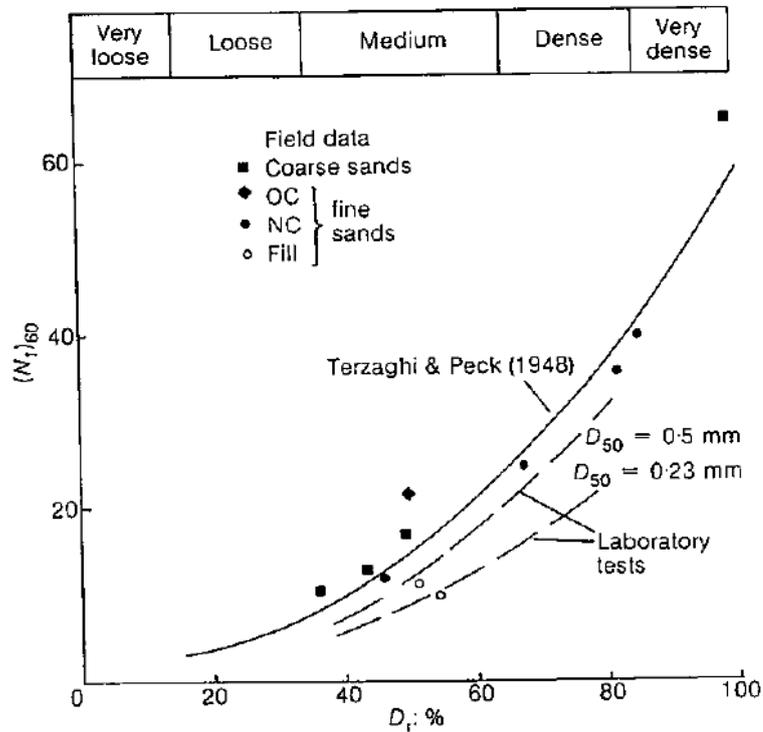


Fig. B-1 - Correlazione tra $(N_1)_{60}$ e densità relativa – (da Skempton, 1986)

Nel programma d'interpretazione si usano principalmente le relazioni di Skempton (1986) e Bazaraa (1969).

Nella correlazione di Skempton si considera che per terreni OC: $COC = cost = 1.4$, quindi $b=0.392$

iii. Angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio di un terreno granulare è dato dalla somma di due componenti: l'angolo allo stato critico ϕ'_{cv} , ovvero per deformazione a volume costante, e la dilatanza ψ , che essenzialmente dipende dalla densità relativa $Dr\%$.

Il valore finale di ϕ' è funzione anche del livello tensionale, grado di cementazione, storia tensionale (OCR) etc.

$$\phi' = \phi'_{cv} + \psi = f(\phi'_{cv}; \psi; \sigma'_{v0}; \text{cementazione}; \text{OCR}...)$$

Da una raccolta di valori di letteratura per sabbia e ghiaia PULITE, Stroud (1989) ha riassunto i valori caratteristici di ϕ'_{cv} . Tali valori dipendono essenzialmente da gradazione, forma e natura dei grani.

Qui di seguito nelle Tab. B.1 e Tab. B.2, si riassumono i dati di letteratura disponibili.

Tab. B.1 - Valori di ϕ'_{cv} per sabbia		
FORMA GRANI	SABBIE BEN GRADATE	SABBIE UNIFORMI
Arrotondati/sub-arrotondati	36°	30-32°
Sub-angolari/angolari	38°	34-36°
La presenza di feldspati aumenta ulteriormente di 2-3° i valori indicati		

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Tab. B.2 - Valori di ϕ_{cv} per diversi materiali granulari (da Stroud, 1989)

ϕ_{cv}	Particle size	Mineralogy	Particle shape	D ₅₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	Unif coeff.	e _{max}	e _{min}	Reference	
UNIFORMLY GRADED										
<u>Well rounded and rounded sand</u>										
Octawa	29.5	c	q	well rnd	0.75	0.65	1.2	0.08	0.49	Lee et al (1967)
Ottawa	30.0	m	q	rnd	0.53	0.35	1.7	0.79	0.49	Been et al (1987)
<u>Sub rounded to sub angular sand</u>										
Chattahoochee River	32.5	m	q	s ang	0.37	0.17	2.5	1.10	0.61	Vesic et al (1968)
Hol	32.5	f-m	q	s rnd	0.19	0.14	1.5	0.89	0.56	Ladanyi (1960)
Monterey No 0	32.0	m	q+f	s rnd	0.37	0.25	1.6	0.82	0.54	Been et al (1987)
Ticino	31.0	c	q	s rnd	0.53	0.36	1.6	0.89	0.60	" " "
Sacramento River	33.3	f-m	q+f	s ang/s rnd	0.22	0.15	1.5	1.03	0.61	Lee et al (1967)
Reid Bedford	32.0	f-m	q+f	s ang	0.24	0.16	1.6	0.87	0.55	Been et al (1987)
Hokksund	32.0	c	q+f	s ang	0.39	0.21	2.0	0.91	0.55	" " "
Welland River	35.0*	f	q	s rnd	0.14	0.10	1.4	0.94	0.62	Barden et al (1969)
Leighton Buzzard	35.0*	c	q	rnd-s rnd	0.82	0.65	1.3	0.74	0.49	Stroud (1971)
Toyoura	32.0	f	q	s ang	0.16	0.11	1.5	0.98	0.61	Tatsuoka (1987)
Toyoura	34.0*	f	q	s ang	0.16	0.11	1.5	0.98	0.61	" "
Toyoura	31.0	f	q	s ang	0.21	0.16	1.4	0.87	0.66	Been et al (1987)
<u>Angular sand</u>										
Hilton Mines	35.0	f-m	q+f	ang	0.20	0.11	2.0	1.05	0.62	Been et al (1987)
Southport	35.0	f-m	q	ang	0.20	0.12	1.8	0.88	0.53	Holubec et al (1972)
Olivine	34.0	f-m	q	ang	0.26	0.20	1.5	1.07	0.63	" " "
<u>Angular gravel</u>										
Furnas gravel	34.0	m-c	q	ang						Casagrande (1965)
<u>Very angular sand</u>										
Crushed quartz	36.4	f	q	v ang	0.12	0.07	2.0	1.15	0.55	Koerner (1970)
Crushed feldspar	38.7	f	f	v ang	0.12	0.07	2.0	1.21	0.49	" "
Crushed feldspar	42.0*	f-m	f	v ang	0.21	0.11	2.0	0.91	0.56	Barden et al (1969)
<hr/>										
ϕ_{cv}	Particle size	Mineralogy	Particle shape	D ₅₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	Unif coeff.	e _{max}	e _{min}	Reference	
WELL GRADED										
River sand & gravel	35.0	37mm-f sand	f+q	s rnd/s ang	4.8	0.6	8			Holtz et al (1956)
Glacial outwash sand	37.0	f-c		s ang	0.75	0.15	6	0.84	0.41	Hirschfield et al (1964)
Sandy gravel	37.0	76mm-fines		rnd						Casagrande (1965)
San Francisco	38.0	50mm-fines	basalt	ang						Marachi et al (1969)
Furnas Dam	39.0	10mm-fines	quartzite							Casagrande (1965)
San Francisco	38.0	76mm-6mm		ang						Marsal (1967)
Dredger tailings	40.0	50mm-fines		rnd						Marachi et al (1969)
Granite gneiss	40.8	37mm-4mm		ang						Marsal (1967)
Conglomerate	40.8	37mm-4mm		ang						Marsal (1967)
<hr/>										
Key:	f = fine	q = quartz	rnd = rounded							
	m = medium	f = feldspar	s ang = sub angular							
	c = coarse	s = some	s rnd = sub rounded							
	* = plane strain									

Sulla base di queste considerazioni, la determinazione di ϕ' a partire dai valori di NSPT può essere diretta, con correlazioni $(N1)_{60} - \phi'$, oppure indiretta, tramite utilizzo della densità relativa $Dr\%$.

SCHMERTMANN (1975)

La correlazione è derivata e valida per SABBIE, non si specifica se NC o OC, ed è un'equazione diretta tra N_{60} e ϕ' .

$$\phi' = \text{tg}^{-1} \left[\frac{N_{60}}{\left(12.2 + 20.3 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\text{Pa}} \right)^{0.34}} \right]$$

MITCHELL et al. (1978)

E' derivata e valida per SABBIE NC. La correlazione è rappresentata dal grafico sottostante e mette in diretta dipendenza N_{60} con ϕ' .

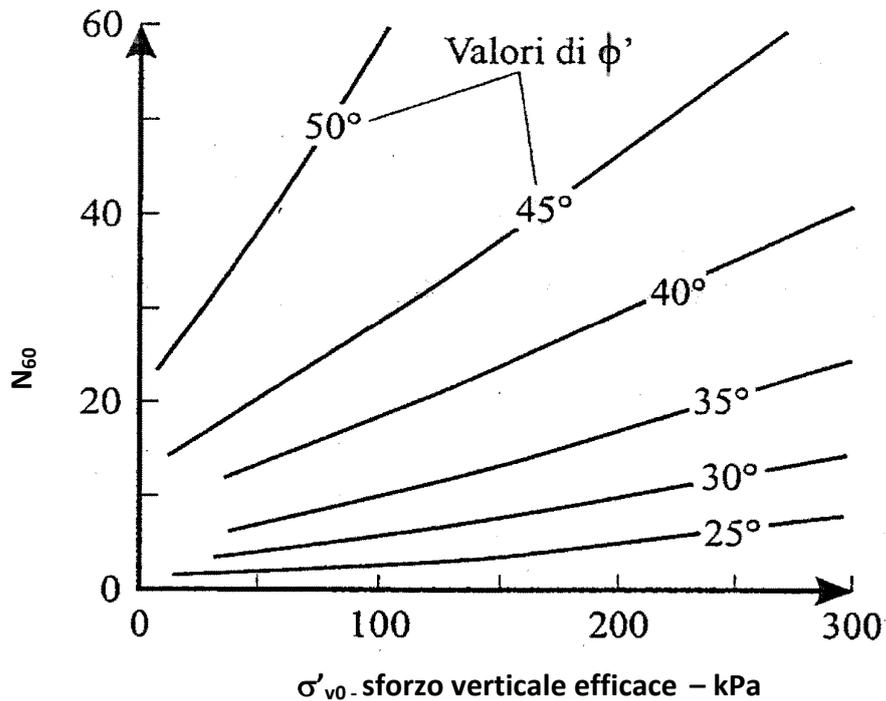


Fig. B-2 - Correlazione tra N_{60} , ϕ' e σ'_{v0}

BOLTON (1986)

Tale correlazione è la più completa e permette di determinare il valore di ϕ' per sabbie e ghiaie NC e OC per tensioni tra 150-600 kN/m².

E' una correlazione indiretta: da (N1)/60 si calcola Dr. Infine, tramite la correlazione seguente si calcola ϕ' .

La correlazione, di seguito introdotta, fornisce il valore di dilatanza ψ , da sommare al valore di ϕ'_{cv} per ottenere il valore di angolo di picco ϕ'_p . L'equazione non è univoca per bassi valori di Dr%.

$$\psi = \phi'_p - \phi'_{cv} = m[Dr(Q - \ln p') - R]$$

Dove:

m = parametro dipendente dal percorso tensionale

$$= \begin{cases} 3 & \text{per sollecitazione TRIASSIALE} \\ 5 & \text{per sollecitazione PIANA} \end{cases}$$

Dr = densità relativa

Q = parametro dipendente da caratteristiche di compressione dei singoli grani

$$= \begin{cases} 10 & \text{per ELEMENTI SILICEI} \\ 7 & \text{per ELEMENTI CALCAREI} \end{cases}$$

p' = tensione efficace media = $\frac{\sigma'_{v0} + 2\sigma'_H}{3}$

considerando $\sigma'_H = k_0 \cdot \sigma'_{v0} \cong 0.5 \cdot \sigma'_{v0}$

$$\cong \frac{2}{3} \cdot \sigma'_{v0}$$

R = fattore empirico = 1

Il grafico seguente mostra i dati utilizzati da Bolton per arrivare alla formulazione.

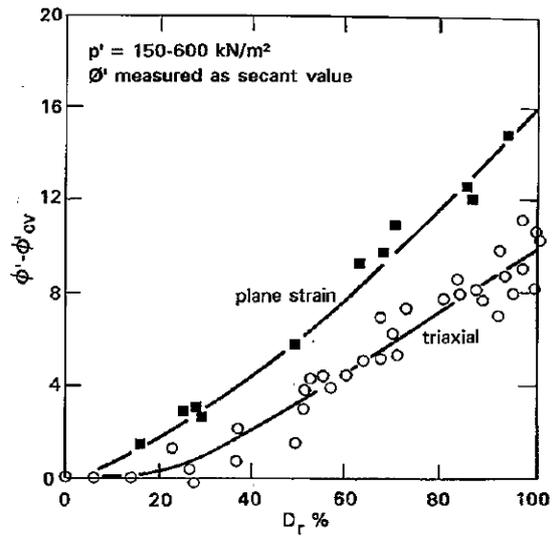


Fig. B-3 - Variazione di $\psi =$ con la $\phi' - \phi'_{cv}$ densità relativa D_r %, (da Bolton, 1986)

Un esempio di applicazione della correlazione di Bolton è fornito da Stroud (1989). Considerando un $\phi'_{cv} = 33^\circ$, l'Autore ottiene i risultati di Fig. B-4.

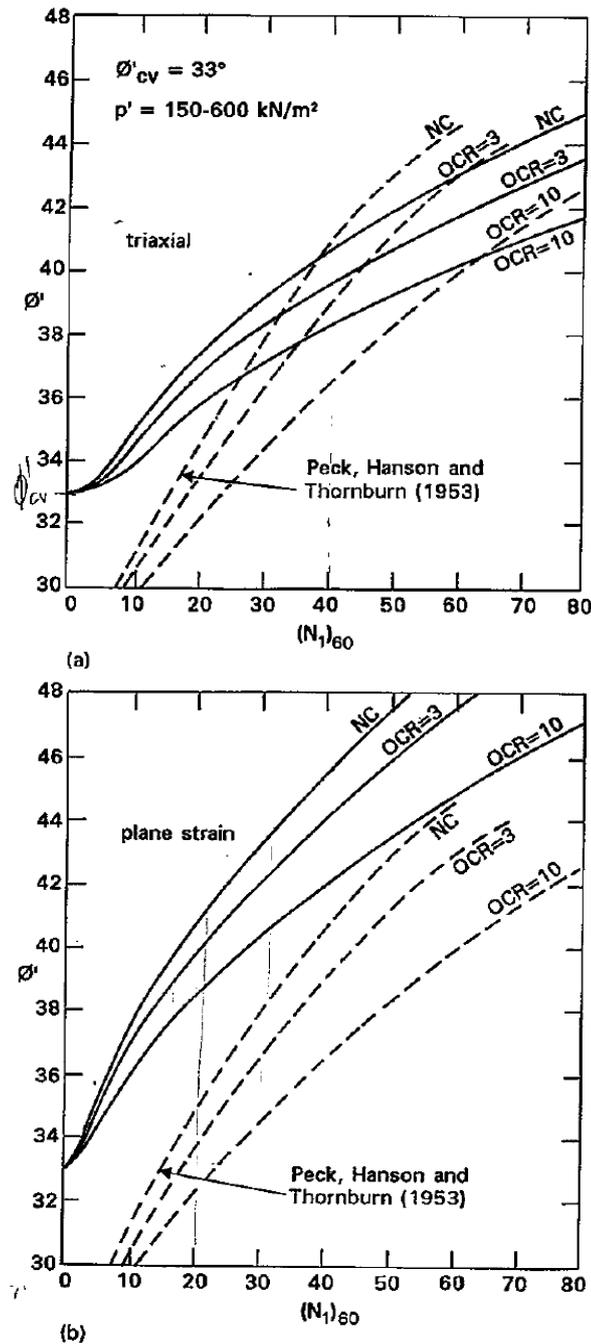


Fig. B-4 - Relazione tra $(N_1)_{60}$ e ϕ' per materiali con $\phi'_{cv} = 33^\circ$ con correlazione di Bolton (da Stroud, 1989)

Nei grafici è indicata anche la soluzione di Peck, Hansen e Thornburn (1974), usata con frequenza nel Regno Unito nonostante fornisca valori molto conservativi di ϕ' soprattutto per bassi valori di $Dr\%$.

Nel programma di interpretazione, la correlazione di Bolton viene utilizzata considerando:

- Dr = calcolata secondo Skempton (1986)

- Elementi silicei $\Rightarrow Q = 10$
- Sollecitazione triassiale $\Rightarrow m = 3$
- $\phi'_{cv} = 33^\circ$ per le sabbie $\phi'_{cv} = 36^\circ$ per le ghiaie

JAPANESE ROAD BRIDGE SPECIFICATIONS

La correlazione è molto povera e dà valori molto conservativi. Vale per sabbie NC:

$$\phi' = \sqrt{15 \cdot (N_1)_{60}} + 15$$

JAPANESE NATIONAL RAILWAY

Analoga alla precedente. Vale per sabbie NC.

$$\phi' = 0.3 \cdot (N_1)_{60} + 27$$

Nel programma di interpretazione si sono utilizzate tutte le correlazioni, presentando infine i risultati di Bolton (1986) e Mitchell (1978).

iv. Modulo elastico drenato E

La rigidità del terreno, e quindi il suo modulo elastico, è correlabile con il valore di N_{SPT} adeguatamente corretto per l'energia, ovvero N_{60} . Non si applica la correzione per la profondità, in quanto la variazione di N_{SPT} con la profondità è analoga a quella del modulo E .

STROUD (1989)

La correlazione più valida è quella proposta da Stroud (1989) che ha derivato da back-analysis di fondazioni superficiali, pali e prove di carico la variazione del rapporto E/N_{60} con il livello di mobilitazione della resistenza al taglio q_{NET}/q_{ULT} .

Il grafico seguente, Fig. B-5, mostra come la relazione dipenda dal grado di sovraconsolidazione, ma in maggior modo dal grado di mobilitazione della resistenza.

A basse deformazioni, quindi per coefficienti di sicurezza elevati nell'ordine di 20, e sabbie OC, si può arrivare a valori di $E/N_{60} = 16$. Per $FS = 3$, il rapporto E/N_{60} sia per sabbie NC che OC tende invece all'unità.

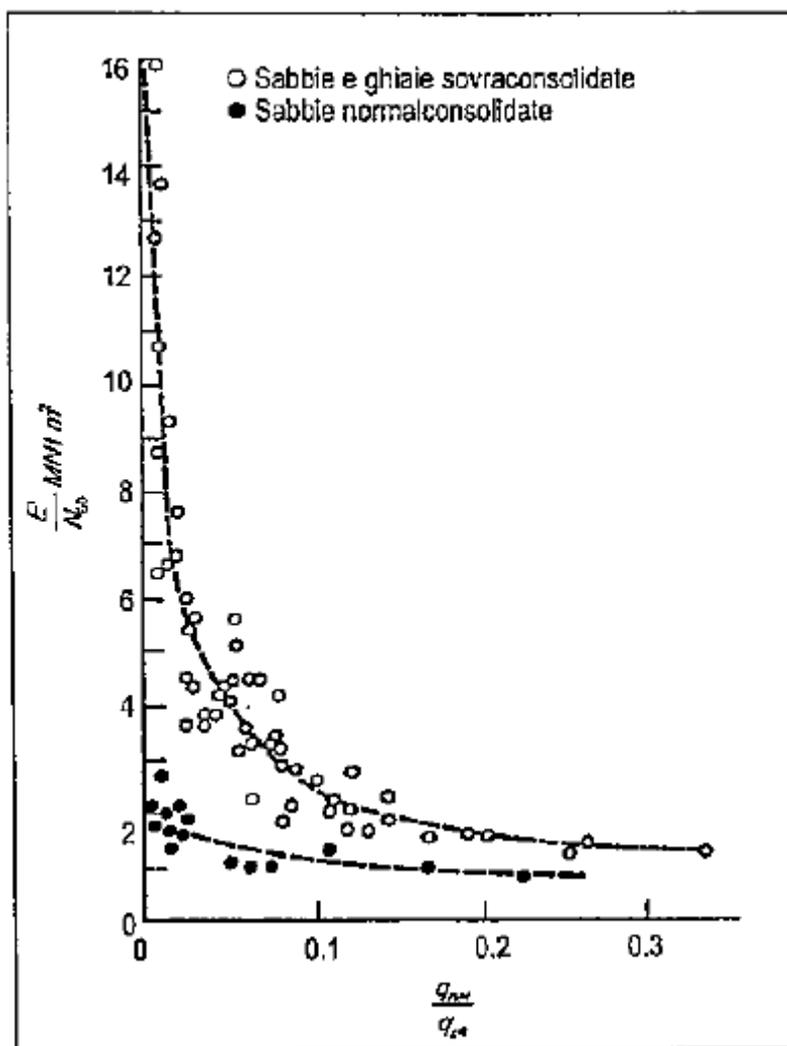


Fig. B-5 - Relazione fra deformabilità, resistenza alla penetrazione e gradi applicazione del carico (q_{NET}/q_{ULT}) PER SABBIE (da Stroud, 1989)

Realisticamente, nel programma di interpretazione della prova SPT, si ipotizza che

$$\frac{q_{NET}}{q_{ULT}} = 0.25 \rightarrow FS = 4 \text{ per cui:}$$

$$q_{ULT}$$

$$\frac{E}{N_{60}} = 1(MPa) \text{ per sabbie NC}$$

$$\frac{E}{N_{60}} = 2(MPa) \text{ per sabbie e ghiaie OC}$$

E' messo in evidenza da Stroud che il fattore di sicurezza delle fondazioni che si prendono in considerazione è solitamente ben elevato, per cui il coefficiente E/N_{60} soprattutto per terreni OC può arrivare a valori di almeno 4.

BURLAND AND BURBIDGE (1985)

Il modulo elastico drenato E, da utilizzare per il calcolo dei cedimenti immediati in sabbia, è messo in relazione a (N_{60}), senza però indicazione del grado di mobilitazione della resistenza al taglio e dell'OCR.

N_{60}	E/N_{60} (MPa)		
	Valore medio	Limite inferiore	Limite superiore
4	1.6-2.4	0.4-0.6	3.5-5.3
10	2.2-3.4	0.7-1.1	4.6-7.0
30	3.7-5.6	1.5-2.2	6.6-10.0
60	4.6-7.0	2.3-3.5	8.9-13.5

Nel programma di interpretazione si utilizzano il valore medio inferiore, che viene moltiplicato con il valore misurato di N_{60} . Tale stima di E, da confronto con i risultati di Stroud, si riferisce a gradi di mobilitazione $\frac{q_{NET}}{q_{ULT}} = 0.1 \div 0.04$, cioè a FS = 10-25. I

valori di E' che si ottengono saranno perciò superiori a quelli calcolati con la correlazione di Stroud, visto che FS di riferimento è differente.

JAMIOLKOWSKI (1988)

La correlazione permette di ottenere il modulo di Young E corrispondente a tensioni dell'ordine del 25% di quelle a rottura, cioè corrispondente ad un FS=4. Le correlazioni sono valide per sabbie e ghiaie.

$$E_{25} = (10.5 - 3.5 \cdot Dr\%) \cdot \frac{N_{60}}{10} \quad [MPa] \quad \text{per terreni NC}$$

$$E_{25} = (52.5 - 35 \cdot Dr\%) \cdot \frac{N_{60}}{10} \quad [MPa] \quad \text{per terreni OC}$$

Nel programma di interpretazione, il valore di Dr% è stato valutato secondo la correlazione di Skempton (1986).

Per valori inferiori a Dr = 50%, le espressioni conducono ad una sottostima di E_{25} .

v. Modulo di taglio a piccole deformazioni G_0

OHTA e GOTO (1978)

Si determina in primo luogo la velocità delle onde di taglio V_s , che viene poi correlata con G_0 .

$$V_s = C \cdot (N_{60})^{0.171} \cdot z^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G \quad (m/s)$$

$$G_0 = \frac{\gamma}{9.81} \cdot (V_s)^2$$

Dove si pone:

γ = peso di volume del terreno (kN/m³)

z = profondità dal p.c. (m)

$C = 67.3$

f_A = coefficiente dipendente dall'età del deposito

f_G = coefficiente dipendente dalla composizione granulometrica

$$f_A = \begin{cases} 1.0 & \text{OLOCENE} \\ 1.3 & \text{PLEISTOCENE} \end{cases}$$

$$f_G = \begin{cases} 1.45 & \text{GHIAIA} \\ 1.15 & \text{SABBIE GHIAIOSE} \\ 1.14 & \text{SABBIE GROSSE} \\ 1.09 & \text{SABBIE MEDIE} \\ 1.07 & \text{SABBIE FINI} \end{cases}$$

Nel programma di interpretazione, il valore di f_G assume solo 2 valori medi:

$f_G = 1.45$ per GHIAIA

$f_G = 1.10$ per SABBIA

CRESPELLANI-VANNUCCHI (1991)

La correlazione di base è unica, i coefficienti di correlazione dipendono da granulometria ed origine dei depositi:

$$G_0 = a \cdot N_{60}^b \quad [MPa]$$

MATERIALE	ORIGINE	a	b	r
SABBIA	ALLUVIONALE	12.3	0.611	0.671
	GLACIALE	17.4	0.631	0.728
GHIAIA	ALLUVIONALE	8.1	0.777	0.798
	GLACIALE	31.3	0.526	0.552

SCHNAID et al. (2004)

L'Autore propone i limiti di variabilità di G_0 per sabbie NC non cementate:

$$G_0 = \begin{cases} 450 \cdot \sqrt[3]{N_{60} \cdot \sigma'_{v0} \cdot Pa^2} & \text{UPPER BOUND} \\ 200 \cdot \sqrt[3]{N_{60} \cdot \sigma'_{v0} \cdot Pa^2} & \text{LOWER BOUND} \end{cases}$$

con Pa = pressione atmosferica

Nel programma di interpretazione si è considerata la media tra i due valori limite, per cui:

$$G_0 = 325 \cdot \sqrt[3]{N_{60} \cdot \sigma'_{v0} \cdot Pa^2}$$

b. Terreni coesivi

*i. **Classificazione***

Analogamente a quanto detto per i terreni granulari, una prima classificazione in base al valore di $(N_1)_{60}$ è stata fornita da Clayton (1995).

$(N_1)_{60}$	CLASSIFICAZIONE
0-4	Molto tenero (very soft)
4-8	Tenero (soft)
8-15	Mediamente consistente (firm)
15-30	Consistente (stiff)
30-60	Molto consistente (very stiff)
> 60	Compatto (hard)

*ii. **Resistenza al taglio non drenata, C_u***

La resistenza al taglio non drenata dipende da svariati fattori, quali:

OCR

plasticità

sensibilità

fessurazione

In generale C_u è correlato con N_{60} secondo la seguente relazione:

$$C_u = f_1 \cdot N_{60}$$

Dove C_u è fornita in kPa ed f_1 è un coefficiente adimensionale.

STROUD (1974)

Ha correlato i valori di N_{60} con valori di C_u determinati tramite prove di compressione triassiale su campioni con $D = 102$ mm.

La correlazione prodotta è solida però si limita ad ARGILLE NON SENSITIVE OC. Vi è una lieve dipendenza dall'indice di plasticità IP.

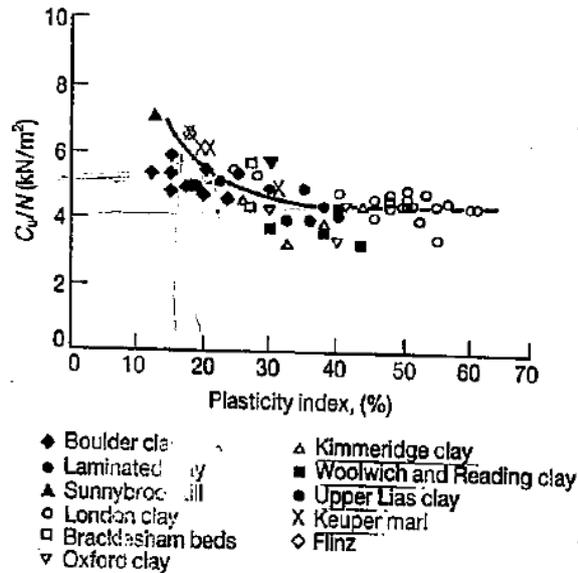


Fig. B-6 - Correlazione tra N_{60} e resistenza non drenata C_u per argille non sensitive (da Stroud, 1974)

Quindi data la relazione

$$f_1 = \begin{cases} 5 & \text{per argille non sensitive e con IP} < 15 \text{ o limi OC} \\ 4 & \text{per argille non sensitive OC e con IP} > 15 \end{cases}$$

In letteratura non vi sono altre correlazioni per argille NC e/o SENSITIVE. De Mello (1971) ha correlato i risultati di N_{60} con i risultati da varie prove di laboratorio (UCS;...) anche per argille sensitive e/o NC. I valori ottenuti sono però molto sparsi appunto per questa non uniformità della prova di riferimento (C_u è fortemente dipendente dal tipo di prova con cui viene determinato). Infatti, $f_1 = 0.4-20$. In altre parole, la prova SPT non sembra essere adatta per la caratterizzazione di terreni teneri NC: sono ovviamente da prediligere prove che arrecano minor disturbo al terreno, es. prove CPTU. Dal momento che non esistono altre correlazioni solide, il programma di interpretazione applicato considera di default un valore di $f_1 = 5$ per le argille NC e/o sensitive. Sicuramente tale stima approssimata costituisce un limite inferiore del valore di C_u . Nel caso siano disponibili risultati da altre

prove in sito e/o laboratorio, sarà possibile tarare f_1 su valori più rappresentativi.

iii. Modulo elastico drenato E

Le correlazioni esistenti si riferiscono esclusivamente ad argille sovra consolidate, ed il valore medio di E che si calcola è da considerarsi il modulo medio di ricompressione sotto carico verticale. Non esistono, ed effettivamente non è possibile pretenderlo da una prova semplice come la SPT, correlazioni con il coefficiente di compressione vergine C_c .

STROUD (1989)

Analogamente a quanto fatto per i terreni granulari, il rapporto E/N_{60} viene fornito in relazione al grado di mobilitazione della resistenza q_{NET}/q_{ULT} . L’influenza della plasticità risulta essere limitata.

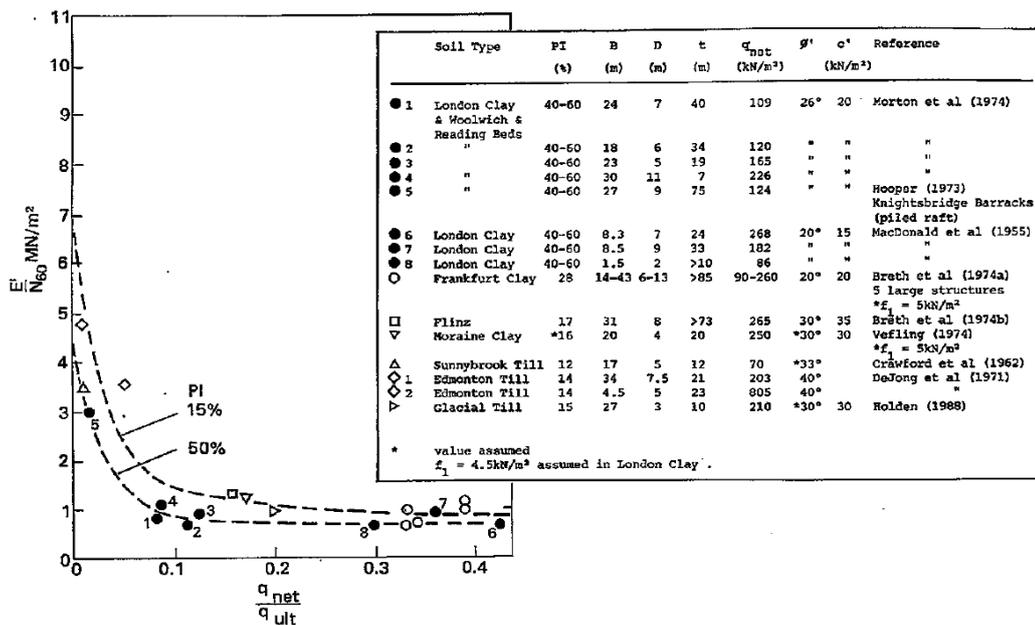


Fig. B-7 - Variazione di E'/N_{60} con il grado di carico per argille OC (da Stroud, 1989)

Nel programma d’interpretazione, considerando un $FS=4$, cioè $q_{NET}/q_{ULT}=0.25$, si ha che:

$$\frac{E}{N_{60}} = 0.9 \text{ (MPa)}$$

A basse deformazioni, alti FS, tale rapporto può salire fino a 6-7.

iv. Modulo di taglio a piccole deformazioni, G_0

CREPELLANI-VANNUCCHI (1991)

La relazione introdotta per i terreni granulari è utilizzata anche per le argille, secondo i valori raccolti in tabella:

$$G_0 = a \cdot N_{60}^b$$

MATERIALE	ORIGINE	a	b	r
ARGILLA	Alluvionale-olocenica	16.6	0.719	0.921
	Glaciale-pleistocenica	24.6	0.555	0.712

v. Considerazioni generali sulla prova SPT in terreni fini

In corrispondenza di depositi sovra consolidati, il disturbo legato alle manovre e tecniche di perforazione è limitato e non presenta un problema principale come per i terreni granulari.

Le prove eseguite in argille-limi NC molli sono irrimediabilmente eseguite su materiale disturbato. Per questo e per la bassa consistenza stessa del terreno, i valori di N_{SPT} sono molto bassi.

Per cercare di ottenere risultati più rappresentativi, la prova SPT può essere protratta per ulteriori 75-150 mm.

In generale, però, in questi tipi di terreno, la prova in situ più largamente consigliata è la CPT/CPTU.

Le correlazioni presenti in letteratura sono state quasi esclusivamente derivate per argille sovraconsolidate non sensitive, visto l'ampio data-base nel Regno Unito. Nel programma d'interpretazione, tali correlazioni sono state estese ai limi, anche se le caratteristiche di tale terreno sono intermedie tra un terreno granulare ed un terreno completamente coesivo.

Per limi-argille NC e/o sensitivi, non vi sono correlazioni applicabili. I valori ottenuti con l'applicazione delle correlazioni valide per depositi OC hanno una valenza solo qualitativa, anche se forniscono un limite inferiore del parametro geotecnico considerato.

c. *Riassunto delle correlazioni implementate*

Le relazioni introdotte nei capitoli precedenti ed applicate per le prove SPT in fase di interpretazione sono riassunte nella Tab. B.3.

Tab. B.3 - Correlazioni per interpretazione prove SPT			
Tipo di terreno	Parametro	Correlazioni utilizzate	Correlazioni di riferimento
GRANULARE [sabbia , ghiaia NC e OC]	$D_r\%$ densità relativa	- Bazaraa (1967) - Terzaghi-Pack - Skempton (1986)	- Skempton (1986)
	ϕ' Angolo di resistenza al taglio	- Schmertmann (1975) - Mitchell et Al. (1978) - Bolton (1986) - Japanese Road Bridge Specifications - Japanese National Railway	- Mitchell et Al. (1978) - Bolton (1986)
	E Modulo elastico	- Burland and Burbidge (1985) - Jamiolkowski (1988) - Stroud (1989)	- Stroud (1989)
	G_0 Modulo di taglio	- Ohta-Goto (1978) - Crespellani - Vannucchi (1991)	- Ohta-Goto (1978)
COESIVO [limo e argilla NC e OC]	C_u Coesione non drenata	- Stroud (1974)	- Stroud (1974)
	E Modulo elastico	- Stroud (1989)	- Stroud (1989)
	G_0 Modulo di taglio	- Crespellani - Vannucchi (1991)	- Crespellani - Vannucchi (1991)