



Piano Integrato di Sviluppo Urbano Sostenibile (P.I.S.U.S.) Città di Potenza

f e s r Basilicata 2007 | 2013

Comune di Potenza



Linea di intervento Asse V del PO FESR 2007-2013

V.1.1.B - Sviluppo di forme sostenibili di trasporto urbano e locale

"SERVIZIO FERROVIARIO METROPOLITANO HINTERLAND POTENTINO"

Progetto preliminare



Progetto definitivo



Progetto esecutivo



LOTTO 1

D - STUDI SPECIALISTICI

ELABORATO

N. 1D-GEO-01-A

TITOLO

GEOLOGIA E GEOTECNICA
RELAZIONE GEOTECNICA

SCALA

Data

Luglio 2012

Revisione

A

Soggetto Attuatore:



PROGETTISTA:

Ing. Stefano Ciurnelli

Fondo
europeo
di sviluppo
regionale



UNIONE EUROPEA



REGIONE BASILICATA



Investiamo sul nostro futuro

COMUNE DI POTENZA
“SERVIZIO FERROVIARIO METROPOLITANO HINTERLAND POTENTINO”
PROGETTO PRELIMINARE PER APPALTO INTEGRATO

RELAZIONE GEOTECNICA

INDICE

INDICE	1
1. PREMESSE	3
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
2.1. DOCUMENTI DI PROGETTO PRELIMINARE	4
2.2. NORMATIVA TECNICA	4
2.3. BIBLIOGRAFIA.....	5
3. SISMICITA' DELL'AREA	6
3.1. CATEGORIA DI SOTTOSUOLO.....	6
3.2. CATEGORIA TOPOGRAFICA.....	6
3.3. PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO	7
3.4. STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI.....	8
4. DESCRIZIONE DELLE OPERE	13
5. LINEAMENTI GEOMORFOLOGICI E IDROGEOLOGICI.....	14
6. INDAGINI ESEGUITE	16
6.1. INDAGINI FASE PRELIMINARE.....	16
6.2. INDAGINI FASE FINALE	16
7. TERRENI INTERESSATI DALLE OPERE.....	18
7.1. DEPOSITI ALLUVIONALI ATTUALI E RECENTI.....	18
7.2. MATERIALI DETRITICI E RIPORTI	18
7.3. ARGILLE SILTOSE GRIGIO AZZURRE	19
8. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	20
8.1. GENERALITÀ	20
8.2. METODOLOGIA DI ANALISI DEI RISULTATI DELLE INDAGINI	20
8.2.1. Classificazione.....	20
8.2.2. Determinazione delle caratteristiche di resistenza	20
8.2.2.1. Resistenza a taglio non drenata	20

SOGGETTO ATTUATORE  Ferrovie Appulo Lucane	"SERVIZIO FERROVIARIO METROPOLITANO HINTERLAND POTENTINO" PROGETTO PRELIMINARE PER APPALTO INTEGRATO – 1° LOT TO	RELAZIONE GEOTECNICA
---	---	----------------------

8.2.2.2.	Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci	21
8.2.3.	Determinazione delle caratteristiche di deformabilità	24
8.2.3.1.	Moduli "iniziali" e moduli "operativi"	24
8.2.3.2.	Moduli di reazione orizzontale per la soluzione statica del problema dei pali caricati orizzontalmente	25
8.2.3.3.	Moduli di reazione nel modello del terreno di Winkler	27
8.3.	MATERIALI DETRITICI E RIPORTI	30
8.3.1.	Analisi di laboratorio	30
8.3.2.	Indagini geotecniche in sito.....	31
8.3.3.	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica	33
8.4.	COLTRE ALTERATA DELLE ARGILLE SILTOSE GRIGIO AZZURRE.....	48
8.4.1.	Analisi di laboratorio	48
8.4.2.	Indagini geotecniche in sito.....	49
8.4.3.	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica	50
8.5.	ARGILLE SILTOSE GRIGIO AZZURRE	66
8.5.1.	Analisi di laboratorio	66
8.5.2.	Indagini geotecniche in sito.....	67
8.5.3.	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica	69
9.	OPERE DI SOSTEGNO	82
9.1.	VIA ANGILLA VECCHIA	82
9.2.	VIA CALABRIA	84
9.3.	VIA ROMA	86

SOGGETTO ATTUATORE  Ferrovie Appulo Lucane	"SERVIZIO FERROVIARIO METROPOLITANO HINTERLAND POTENTINO" PROGETTO PRELIMINARE PER APPALTO INTEGRATO – 1° LOTTO	RELAZIONE GEOTECNICA
---	--	----------------------

COMUNE DI POTENZA
“SERVIZIO FERROVIARIO METROPOLITANO HINTERLAND POTENTINO”
PROGETTO PRELIMINARE PER APPALTO INTEGRATO

RELAZIONE GEOTECNICA

1. PREMESSE

Nella presente relazione si esamina la situazione geotecnica delle zone interessate dalle opere stradali previste dal progetto preliminare del servizio ferroviario metropolitano all'interno della città di Potenza per l'eliminazione delle interferenze con la linea ferroviaria.

L'esame geotecnico è finalizzato principalmente alla caratterizzazione geotecnica e sismica dei terreni interessati dalle opere in progetto, necessaria al fine della definizione delle condizioni di realizzabilità delle opere stesse e alla verifica delle relative condizioni di stabilità.

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

Lo studio si basa sull'esame visivo dei luoghi e sui risultati di due campagne di indagini geognostiche appositamente eseguite nel maggio 2012 e nel luglio 2012, nonché sui dati geologici e bibliografici forniti dal geologo dott. Palma, che ha curato anche le due campagne di indagini.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1. DOCUMENTI DI PROGETTO PRELIMINARE

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

Planimetria indagini
Relazione sondaggi
Allegati Relazione sondaggi
Relazione geologica
Carte geologiche
Sezioni litotecniche
Carte idrogeologiche
Relazione geofisica
Allegati Relazione geofisica

2.2. NORMATIVA TECNICA

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

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

SOGGETTO ATTUATORE  Ferrovie Appulo Lucane	"SERVIZIO FERROVIARIO METROPOLITANO HINTERLAND POTENTINO" PROGETTO PRELIMINARE PER APPALTO INTEGRATO – 1° LOTTO	RELAZIONE GEOTECNICA
---	--	----------------------

- Decreto Ministero Infrastrutture 14/01/2008 - "Nuove Norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare Ministero Infrastrutture e Trasporti n. 617 del 2 Febbraio 2009 - "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 Gennaio 2008".

2.3. BIBLIOGRAFIA

- Bowles J.E., (1998) "Fondazioni – Progetto e Analisi" McGraw-Hill.
- Cestari F. (1990) "Prove geotecniche in sito" Ed. Geo-Graph
- Lancellotta R. (1997) "Geotecnica" Zanichelli
- Navfac (1971) "Design Manual" – DM7 U.S. Naval Publ. and Forms Center, Philadelphia
- Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes", Earthquake Eng. Struct. Dyn 6
- Seed, H.B., Idriss, I.M. (1971) "Simplified Procedure for evaluating Soil Liquefaction Potential" – ASCE, September 1971
- Seed, H.B., Idriss, I.M. (1982) "Ground Motion and Soil Liquefaction during earthquakes" – EERI, Berkeley, California
- Terzaghi, K., Peck, R.B. (1967) "Soil Mechanics in Engineering Practice" – 2nd Editions, J. Wiley and Sons, New York
- Viggiani C. (1999) "Fondazioni" Hevelius Edizioni.

3. SISMICITA' DELL'AREA

3.1. CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

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

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

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

I parametri $V_{s,30}$ ricavati da prove MASW sono riportati sinteticamente nella successiva tabella.

<i>Linea sismica</i>	<i>V_{s30} (m/s)</i>	<i>Categoria di suolo</i>
Linea sismica BS ₁	260	E
Linea sismica BS ₂	600	B
Linea sismica BS ₃	376	B
Linea sismica BS ₄	503	B

I terreni presenti nelle zone in esame possono dunque essere riferiti generalmente alla categoria di sottosuolo B (*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)*).

Localmente, ed in particolare in un fondovalle dove sono presenti depositi alluvionali più recenti, i terreni sono riferibili alla categoria E (*Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s)*) ma in questa zona (Gallitello) non sono previste in progetto opere stradali che qui interessano.

3.2. CATEGORIA TOPOGRAFICA

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

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

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

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

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

3.3. PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

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

Come previsto dai progettisti delle opere in esame, è stata assunta una vita nominale dell'opera di $V_N = 50$ anni e una classe d'uso II (coefficiente d'uso $C_U = 1$).

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

Il valore di a_g , accelerazione orizzontale massima attesa su suolo di categoria A, è risultato:

$$a_g = 0.202 \text{ g.}$$

Per la determinazione dell'accelerazione massima orizzontale attesa al sito:

$$a_{\max} = a_g \times S \quad \text{accel. massima orizzontale attesa al sito}$$

$$S = S_S \times S_T$$

$$S_S = \text{coeff.amplificazione stratigrafica}$$

$$S_T = \text{coeff.amplificazione topografica} = 1$$

In particolare, per la categoria di sottosuolo B, S_S è pari a 1.2, da cui:

$$a_{\max} = a_g \times S = 0.202 \text{ g} \times 1.2 = 0.2424 \text{ g.}$$

3.4. STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

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

Il fenomeno risulta particolarmente critico in presenza di fondazioni dirette o poco profonde mentre risulta meno problematico per fondazioni profonde di lunghezza tale da superare le profondità critiche per il manifestarsi dei fenomeni suddetti.

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

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1\text{ g}$;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

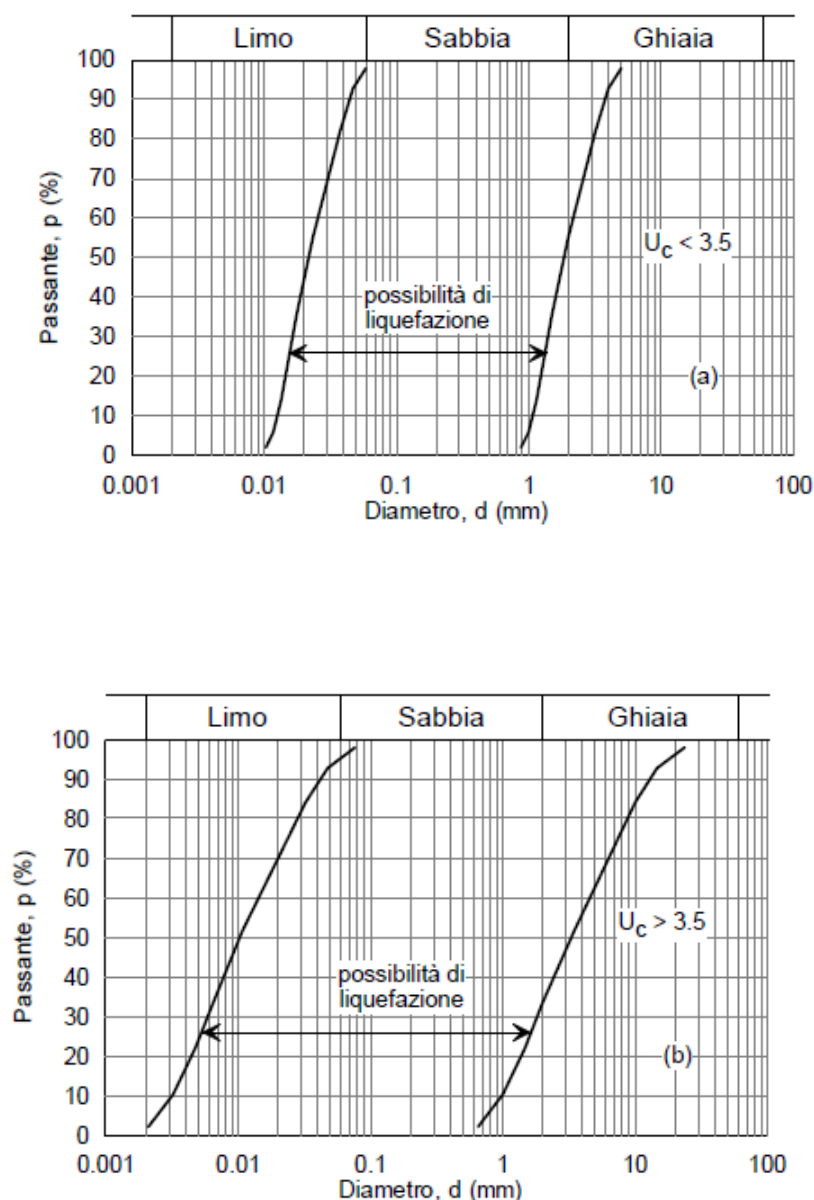


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Poiché praticamente nessuna delle condizioni suddette risulta pienamente verificata, viene condotta una valutazione del rischio stimando il coefficiente di sicurezza alla liquefazione, definito come rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto. Tale stima viene condotta con il metodo semplificato di Seed et al. (1985), che valuta la resistenza disponibile attraverso i risultati di prove penetrometriche dinamiche SPT. Le zone ritenute critiche per il manifestarsi dei fenomeni di liquefazione, come già detto, sono quelle in corrispondenza delle quali la falda può risalire a quote prossime al piano di campagna. Come può desumersi dai risultati delle determinazioni di laboratorio e dai valori di N_{SPT} , la

presenza di livelli di terreni potenzialmente liquefacibili è possibile a tutte le profondità: vengono pertanto esaminati tutti i valori di N_{SPT} ottenuti. Inoltre, essendo noto che fenomeni di liquefazione non sono mai stati osservati a profondità superiori a 15 m, assumiamo cautelativamente come profondità limite per l'analisi della liquefazione proprio 15 m. Si è inoltre ipotizzato che la falda sia presente, all'atto del sisma, alle profondità misurate nel corso delle indagini.

Si avrà:

$$F_s = CRR / CSR$$

dove CRR = parametro di resistenza tangenziale ciclica del terreno

CSR = parametro di tensione tangenziale ciclica prodotta dal sisma

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

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

Assumiamo:

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

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

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

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

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

essendo Pa e σ'_{vo} espresse in kg/cm^2 e $Pa / \sigma'_{vo} \leq 1.7$

con Pa = pressione atmosferica = 1.0 kg/cm^2

e σ'_{vo} pressione efficace litostatica (calcolata in kg/cm^2)

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

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

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

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

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

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

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

Le percentuali FC, come pure i pesi di volume naturale dei diversi terreni, sono stati desunti dai reali valori medi misurati in laboratorio sui campioni del terreno in esame.

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

Tale valore dovrà essere corretto per la Magnitudo attesa che è 6.3:

$$MSF = (M / 7.5)^{-3.3} = 1.7778 \text{ per } M = 6.3 \text{ (Andrus e Stokoe, 1997):}$$

$$F_s = CRR \times MSF / CSR = CRR \times 1.7778 / (0.65 \times a_{max}/g \times \sigma_{vo} / \sigma'_{vo} \times r_d)$$

SOGGETTO ATTUATORE  Ferrovie Appulo Lucane	"SERVIZIO FERROVIARIO METROPOLITANO HINTERLAND POTENTINO" PROGETTO PRELIMINARE PER APPALTO INTEGRATO – 1° LOT TO	RELAZIONE GEOTECNICA
---	---	----------------------

Per la determinazione di a_{max}/g si considera il valore di a_g/g riferito al territorio comunale di Potenza su suolo di tipo A che è pari $a_g = 0.202 g$ e si considera:

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

dove $S_T = 1$ (vedi paragrafi precedenti)

e $S_S = 1.2$ per terreni di categoria B

$$a_{max}/g = a_g/g \times S_T \times S_S = 0.2424.$$

Per quanto riguarda la categoria di suolo, come riferito al paragrafo 3.1, questa risulta prevalentemente la B (*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $cu_{,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)*).

Nella tabella che segue sono riportati i dati sopra esposti e i risultati dell'analisi semplificata: come era da attendersi solo i terreni detritici superficiali presenti nell'area di via Angilla Vecchia potrebbero essere suscettibili di liquefazione ma i coefficienti di sicurezza risultano sempre superiori a 2, quindi i terreni in esame sono potenzialmente non liquefacibili, nelle ipotesi di sisma e falda adottate.

Sondaggio	Campione	Profondità (m da p.c.)	Profondità falda (m da p.c.)	N _{SPT}	γ (kN/m ³)	r _d	FC %	A	B	(N1) _{60CS}	CRR (solo per N1 _{(60)CS} ≤ 30)	MSF	CRR × MSF	a _{max} /g (= ag/g* <i>Ss</i> * <i>St</i>)	CSR	F _s
FAL 1 R	SPT 1	4.50	4.15	100	19.0	0.966	90.8	5.000	1.200	125.00	NO_LIQUEF	1.778	NO_LIQUEF	0.2424	0.159	NO_LIQUEF
FAL 1 R	SPT 2	8.00	4.15	100	20.0	0.939	90.2	5.000	1.200	114.05	NO_LIQUEF	1.778	NO_LIQUEF	0.2424	0.195	NO_LIQUEF
FAL 1 R	SPT 3	14.00	4.15	100	20.0	0.800	90.2	5.000	1.200	94.24	NO_LIQUEF	1.778	NO_LIQUEF	0.2424	0.195	NO_LIQUEF
FAL 2 R	SPT 1	5.00	4.15	22	19.0	0.962	90.8	5.000	1.200	33.36	NO_LIQUEF	1.778	NO_LIQUEF	0.2424	0.166	NO_LIQUEF
FAL 2 R	SPT 2	10.00	4.15	100	20.0	0.907	90.2	5.000	1.200	106.06	NO_LIQUEF	1.778	NO_LIQUEF	0.2424	0.202	NO_LIQUEF
FAL 2 R	SPT 3	15.00	4.15	100	20.0	0.774	90.2	5.000	1.200	91.89	NO_LIQUEF	1.778	NO_LIQUEF	0.2424	0.191	NO_LIQUEF
FAL 3 R	SPT 1	5.00	4.30	21	19.0	0.962	90.8	5.000	1.200	31.84	NO_LIQUEF	1.778	NO_LIQUEF	0.2424	0.164	NO_LIQUEF
FAL 3 R	SPT 2	10.00	4.30	100	20.0	0.907	90.2	5.000	1.200	105.52	NO_LIQUEF	1.778	NO_LIQUEF	0.2424	0.200	NO_LIQUEF
FAL 3 R	SPT 3	14.50	4.30	100	20.0	0.787	90.2	5.000	1.200	92.69	NO_LIQUEF	1.778	NO_LIQUEF	0.2424	0.192	NO_LIQUEF
FAL 1 AV	SPT 1	5.00	5.90	11	19.5	0.962	82.8	5.000	1.200	18.38	0.200	1.778	0.355	0.2424	0.152	2.342
FAL 1 AV	SPT 2	10.00	5.90	15	19.5	0.907	82.8	5.000	1.200	19.52	0.212	1.778	0.377	0.2424	0.181	2.084
FAL 1 AV	SPT 3	14.50	5.90	100	19.0	0.787	90.8	5.000	1.200	92.07	NO_LIQUEF	1.778	NO_LIQUEF	0.2424	0.180	NO_LIQUEF
FAL 2 AV	SPT 1	4.00	6.50	10	19.5	0.969	82.8	5.000	1.200	18.60	0.202	1.778	0.359	0.2424	0.153	2.352
FAL 2 AV	SPT 2	6.50	6.50	17	19.5	0.950	82.8	5.000	1.200	23.14	0.257	1.778	0.457	0.2424	0.150	3.050
FAL 2 AV	SPT 3	11.00	6.50	100	19.0	0.880	90.8	5.000	1.200	98.61	NO_LIQUEF	1.778	NO_LIQUEF	0.2424	0.177	NO_LIQUEF
FAL 1 C	SPT 1	5.50	7.10	100	19.0	0.958	90.8	5.000	1.200	122.30	NO_LIQUEF	1.778	NO_LIQUEF	0.2424	0.151	NO_LIQUEF
FAL 1 C	SPT 2	9.50	7.10	100	20.0	0.920	90.2	5.000	1.200	98.27	NO_LIQUEF	1.778	NO_LIQUEF	0.2424	0.166	NO_LIQUEF
FAL 1 C	SPT 3	13.50	7.10	100	20.0	0.814	90.2	5.000	1.200	88.75	NO_LIQUEF	1.778	NO_LIQUEF	0.2424	0.168	NO_LIQUEF
FAL 2 C	SPT 1	3.50	5.80	81	19.0	0.973	90.8	5.000	1.200	124.10	NO_LIQUEF	1.778	NO_LIQUEF	0.2424	0.153	NO_LIQUEF
FAL 2 C	SPT 2	8.50	5.80	100	20.0	0.935	90.2	5.000	1.200	105.50	NO_LIQUEF	1.778	NO_LIQUEF	0.2424	0.175	NO_LIQUEF
FAL 2 C	SPT 3	13.50	5.80	100	20.0	0.814	90.2	5.000	1.200	91.53	NO_LIQUEF	1.778	NO_LIQUEF	0.2424	0.180	NO_LIQUEF

SOGGETTO ATTUATORE  Ferrovie Appulo Lucane	"SERVIZIO FERROVIARIO METROPOLITANO HINTERLAND POTENTINO" PROGETTO PRELIMINARE PER APPALTO INTEGRATO – 1° LOTTO	RELAZIONE GEOTECNICA
---	--	----------------------

4. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Le opere stradali previste nel presente progetto preliminare si rendono necessarie per l'ammodernamento della linea ferroviaria che attraversa la città di Potenza.

Consistono quindi prevalentemente in opere di eliminazione degli attraversamenti della linea con passaggi a livello e in opere di servizio.

Le opere principali sono previste in via Angilla Vecchia, via Roma e via Calabria e consistono nella realizzazione di strutture di sostegno per l'approfondimento della sede stradale e il sottopasso della linea ferroviaria. La linea ferroviaria sarà sottopassata con strutture in cls armato chiuse mentre all'accesso saranno realizzate paratie di pali di sostegno del terreno.

La criticità delle opere è rappresentata dalla interferenza con edifici nonché con la linea ferroviaria stessa.

SOGGETTO ATTUATORE  Ferrovie Appulo Lucane	"SERVIZIO FERROVIARIO METROPOLITANO HINTERLAND POTENTINO" PROGETTO PRELIMINARE PER APPALTO INTEGRATO – 1° LOT TO	RELAZIONE GEOTECNICA
---	---	----------------------

5. LINEAMENTI GEOMORFOLOGICI E IDROGEOLOGICI

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

L'area geografica nella quale ricade la città di Potenza si contraddistingue, dal punto di vista geologico, per la presenza di terreni di età pliocenica e quaternaria. Essi sono costituiti da complessi di differente natura e pertanto caratterizzati da proprietà geotecniche assai variabili.

Più nello specifico, il settore di dorsale appenninica sulla quale si erge la città è contraddistinto dall'affioramento di depositi pliocenici di facies sabbioso-siltosa e siltoso-argillosa oltre che da numerosi orizzonti di mare basso.

All'interno di tale successione sono stati distinti due differenti cicli:

- il primo, inferiore, è denominato Unità di Altavilla (Messiniano-Pliocene inf.) ed è costituito da sabbie più o meno siltose di colore grigio-azzurro, sottilmente stratificate e discretamente cementate. Si riconoscono, inoltre, intercalazioni di microconglomerati ed orizzonti arenacei;
- il secondo, superiore, è denominato Unità di Ariano (Pliocene med.) è caratterizzato anch'esso da sabbie siltose, silt sabbiosi ed argille siltose grigio-azzurre, alternati a rari livelli di arenarie in strati sottili.

Verso l'alto la successione termina con depositi conglomeratici e sabbiosi aventi di norma spessori compresi entro 15/20 m.

I terreni riconducibili al Quaternario antico-recente sono diffusi nelle aree depresse ed ai margini dei pendii. Sono depositi di tipo continentale posti a contatto con il substrato pliocenico ed attribuibili a contesti paleoambientali di tipo lacustre e fluviale o derivanti dall'accumulo di materiale detritico-colluviale in depressioni morfologiche. Presentano uno spessore compreso tra i 5 e i 15 m e rivestono in generale un ruolo non marginale nell'ambito geotecnico.

In particolare le aree di interesse per il presente progetto sono contraddistinte dall'affioramento dell'Unità di Ariano (Pliocene med.) ed in particolare alla Successione di Potenza.

Si tratta di terreni depositi in bacini impostatisi sulle unità stratigrafico strutturali della catena appenninica dopo la fase tettogenetica avvenuta tra il Pliocene Inf. ed il Pliocene Medio.

Dei terreni appartenenti a tale sequenza quelli rinvenuti nei sondaggi (realizzati in occasione della presente progettazione ed in occasione di studi pregressi) sono i litotipi conosciuti con il nome di Complesso siltoso.

Essi costituiscono la tipologia di terreno più diffusa nel territorio urbano di Potenza e pertanto rappresentano il terreno di fondazione di numerosi edifici.

Rappresentano il substrato delle coperture quaternarie e sono formati alla base da alternanze di

SOGGETTO ATTUATORE  Ferrovie Appulo Lucane	"SERVIZIO FERROVIARIO METROPOLITANO HINTERLAND POTENTINO" PROGETTO PRELIMINARE PER APPALTO INTEGRATO – 1° LOTTO	RELAZIONE GEOTECNICA
---	--	----------------------

strati e livelli sottili di limo argilloso e di argille limose grigio-chiare, talora con intercalazioni di livelli e strati di sabbie limose fini, ghiaie a matrice limoso-sabbiosa ed orizzonti arenacei.

Il tetto di tali terreni è, in generale, alterato per un spessore di alcuni metri e caratterizzato da un colore giallastro. Tale tonalità è riconducibile a fenomeni di alterazione che provoca anche evidenti disgregazioni. Altra caratteristica significativa è l'intensa fratturazione organizzata in reticoli che ripartiscono la roccia in blocchi eterometrici. I giunti sono normalmente piani, più raramente irregolari e subconcoidi. Tale strutturazione, riconducibile più a sforzi di taglio che di trazione, influenza sensibilmente la permeabilità oltre che le proprietà dell'ammasso in genere.

Nel corso del rilevamento geologico-tecnico sono stati individuati sia depositi di copertura sia depositi afferenti al substrato geologico alterato.

Per quanto riguarda l'idrogeologia dei terreni presenti nel sottosuolo dell'area in studio, la permeabilità risulta assai variabile a seconda della litologia considerata: i terreni costituenti il basamento dell'area in oggetto sono dotati di caratteristiche idrogeologiche piuttosto differenziate, in rapporto alla composizione granulometrica, alla porosità, al grado di addensamento ed alla fratturazione. In tal senso impermeabile è da ritenersi la litofacies limoso argillosa (Substrato geologico inalterato) in quanto, anche se contraddistinta da una significativa percentuale in peso della frazione granulometrica sabbiosa e pertanto contraddistinta da alta porosità primaria, è praticamente impermeabile a causa delle ridottissime dimensioni dei pori e dell'assenza di continuità per gli stessi. Ne deriva una circolazione nulla o trascurabile, anche nei livelli a prevalenza limosa o sabbiosa in quanto si tratta di sabbie fini con argilla o limo.

Da mediamente permeabili (per porosità e fessurazione) a impermeabili sono invece da considerarsi i terreni della litofacies limoso sabbiosa (Substrato geologico alterato). Infatti, l'importante percentuale assunta dalla frazione granulometrica del limo nella costituzione del terreno impedisce o quantomeno riduce qualsiasi circolazione. Eventualmente essa può manifestarsi in forma di circolazione irregolare o di sacche di umidità geotecnica entro la parte più corticale o destrutturata e comunque fortemente condizionata dall'argilla.

Permeabile per porosità è, invece, il detrito ed il deposito eluvio-colluviale. È in tale orizzonte infatti che divengono nel tempo più spinti i fenomeni di decadimento fisico e meccanico che favoriscono lo sviluppo di una struttura disarticolata e predispongono tali livelli ad una filtrazione delle acque meteoriche e di corrivazione.

La presenza in profondità di un orizzonte più o meno impermeabile (substrato geologico alterato, substrato geologico integro), favorisce nell'area la manifestazione di numerose polle sorgive a carattere stagionale (fortemente dipendenti dalla meteorologia dell'area) laddove dove si verificano importanti rotture di pendenza o laddove il substrato geologico intercetta il piano di campagna (venute d'acqua per limite di permeabilità).

6. INDAGINI ESEGUITE

I dati stratigrafici e geotecnici utilizzati ai fini della caratterizzazione dei terreni sono stati desunti dai risultati delle indagini geotecniche effettuate appositamente nel corso del presente Progetto Preliminare in due fasi successive: una prima Campagna preliminare (di "screening") e una Campagna finale.

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

6.1. INDAGINI FASE PRELIMINARE

La campagna di indagini geognostiche preliminari è stata realizzata nei mesi di aprile e maggio 2012. Le indagini eseguite sono consistite in:

- N. 4 sondaggi geognostici a rotazione e a carotaggio continuo fino alla profondità massima di 18.00 m dal p.c..
- N. 4 campioni indisturbati di terreno prelevati con i sondaggi e sottoposti a prove di laboratorio.
- N.4 prospezioni sismiche di tipo MASW.

Sondaggio	Profondità (m da p.c.)
S1	15
S2	15
S3	10
S4	18

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

6.2. INDAGINI FASE FINALE

La campagna di indagini geognostiche finali è stata realizzata nel mese di luglio 2012. Le indagini eseguite sono consistite in:

- N° 5 sondaggi geognostici a carotaggio continuo spinto fino alla profondità massima di 25 m dal piano campagna;
- N° 35 prove penetrometriche dinamiche tipo SPT nei fori di sondaggio;
- N° 10 campioni indisturbati prelevati nei fori di sondaggio;

- N°6 piezometri a tubo aperto installati nei fori di sondaggio.

Sondaggio	Profondità (m da p.c.)	Strumentazione
FAL 1 Angilla Vecchia	25	Pz. tubo aperto
FAL 2 Angilla Vecchia	25	Pz. tubo aperto
FAL 1 Via Calabria	25	Pz. tubo aperto
FAL 2 Via Calabria	25	Pz. tubo aperto
FAL 1 Via Roma	25	Pz. tubo aperto
FAL 2 Via Roma	25	Pz. tubo aperto
FAL 3 Via Roma	25	---

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

7. TERRENI INTERESSATI DALLE OPERE

7.1. DEPOSITI ALLUVIONALI ATTUALI E RECENTI

Caratterizzano praticamente il solo sito del Gallitello, ovvero l'area nella quale saranno realizzati gli interventi finalizzati all'ammodernamento e potenziamento del nodo ferroviario e che qui non interessano.

Risultano essere costituiti da successioni eteropiche di limi ed argille, originatesi, in tempi che vanno dal Pleistocene superiore all'epoca attuale, per fenomeni di deposizione nella piana alluvionale, conseguenti ad episodi di alluvionamento, e di depositi ghiaiosi in matrice argilloso-limosa e/o sabbiosa, con ciottoli calcarei, calcareo-marnosi e silicei provenienti dall'erosione delle formazioni affioranti in gran parte dell'area di alimentazione del bacino imbrifero del fiume Basento. Tali materiali si presentano con geometrie lentiformi con la prevalenza o della frazione limo-argillosa o di quella ghiaiosa; anche granulometricamente la frazione prevalente è alquanto variabile da punto a punto con locale prevalenza della ghiaia, del limo, della sabbia e dell'argilla.

Pertanto tali terreni presentano una elevata eterogeneità ed anisotropia litologica e geotecnica sia in senso orizzontale sia verticale.

Lo spessore di tali materiali è variabile da luogo a luogo sia per l'andamento irregolare del substrato sia per gli interventi antropici occorsi nel tempo.

7.2. MATERIALI DETRITICI E RIPORTI

Alla base delle principali scarpate e coste ma anche in coincidenza degli impluvi, sono presenti accumuli per gravità di detrito da sciolto a debolmente coesivo originatisi in epoca attuale. La composizione rispecchia la natura litologica dei versanti soprastanti ed è quindi prevalentemente sabbioso-limosa. La frazione granulometrica prevalente è molto varia in funzione della vicinanza al deposito che lo origina e quindi della durata ed efficacia del trasporto.

Tali terreni sono molto alterati e rimaneggiati, poco addensati e con una importante componente organica all'interno tanto che le colorazioni, di per sé scure, tendono alle varie sfumature del marrone scuro fino al nero lì dove diviene importante la circolazione idrica e con essa i fenomeni di ossidazione. Questi depositi sono molto plastici, compressibili e risultano spesso saturi di acqua tanto da essere ritenuti pessimi terreni di fondazione. Essi, oltre a rinvenirsi in coincidenza delle principali rotture di pendenza, caratterizzano anche le zone pianeggianti nelle quali finiscono con l'accumularsi in coincidenza delle piccole depressioni ed ondulazioni. Quando ciò accade, e le

SOGGETTO ATTUATORE  Ferrovie Appulo Lucane	"SERVIZIO FERROVIARIO METROPOLITANO HINTERLAND POTENTINO" PROGETTO PRELIMINARE PER APPALTO INTEGRATO – 1° LOTTO	RELAZIONE GEOTECNICA
---	--	----------------------

volumetrie sono importanti, le forme originarie del piano campagna vengono progressivamente dissimulate; inoltre, le spesse plaghe risultano difficilmente riconoscibili a causa della intensa urbanizzazione.

Gli spessori sono molto variabili a seconda dell'assetto piano altimetrico del substrato ed anche in funzione degli interventi antropici occorsi in epoca storica e recente.

7.3. ARGILLE SILTOSE GRIGIO AZZURRE

Costituiscono il substrato geologico locale e sono costituite da una fitta alternanza di sabbie limose, limi sabbiosi ed argillosi riferibili al Pliocene Medio.

Normalmente la parte più profonda della sequenza sedimentaria si presenta preconsolidata, non alterata, con compressibilità limitata ed una significativa resistenza meccanica tanto da conferire a tali terreni buone proprietà geomeccaniche.

La colorazione si attesta sulle varie sfumature del grigio scuro.

È proprio la colorazione l'elemento di distinzione tra il substrato non alterato e quello alterato (Cappellaccio) che di fatto si presenta di colorazione giallo ocra.

La variazione cromatica è imputabile a fenomeni di ossidazione (circolazione idrica ed aerazione), precipitazione chimica ma anche ad una significativa presenza di sostanza organica.

Di fatto la sequenza si caratterizza per essere costituita da eteropie di sabbie ed argille, livelli limoso argillosi più compressibili dei precedenti e per la presenza di inclusi lapidei poligenici e resti organici.

8. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

8.1. GENERALITÀ

La caratterizzazione geotecnica riportata nei paragrafi seguenti riguarda i seguenti terreni:

- Materiali detritici e riporti;
- Coltre alterata delle Argille Siltose Grigio Azzurre;
- Argille Siltose Grigio Azzurre.

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

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

8.2. METODOLOGIA DI ANALISI DEI RISULTATI DELLE INDAGINI

8.2.1. *Classificazione*

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

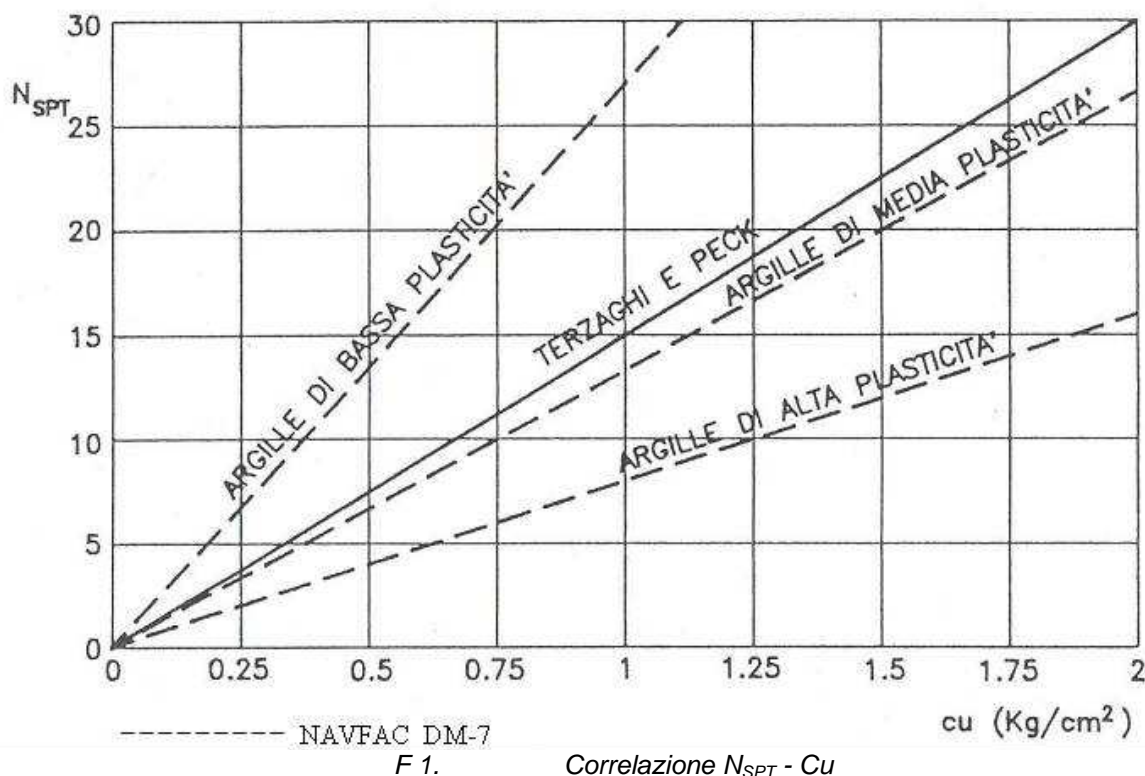
- curve granulometriche;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- pesi di volume;
- contenuti d'acqua naturale;
- indice dei vuoti iniziale.

8.2.2. *Determinazione delle caratteristiche di resistenza*

8.2.2.1. Resistenza a taglio non drenata

La resistenza al taglio non drenata c_u è stata valutata facendo riferimento sia ai risultati delle prove di laboratorio (prove di compressione ad espansione laterale libera), sia all'interpretazione dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche (SPT).

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



8.2.2.2. Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

I terreni in esame sono stati caratterizzati da parametri di resistenza in termini di sforzi efficaci, determinati, oltre che sulla base dei risultati di prove di taglio diretto (TD), anche sulla base di correlazioni con i risultati delle prove penetrometriche dinamiche (SPT).

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

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

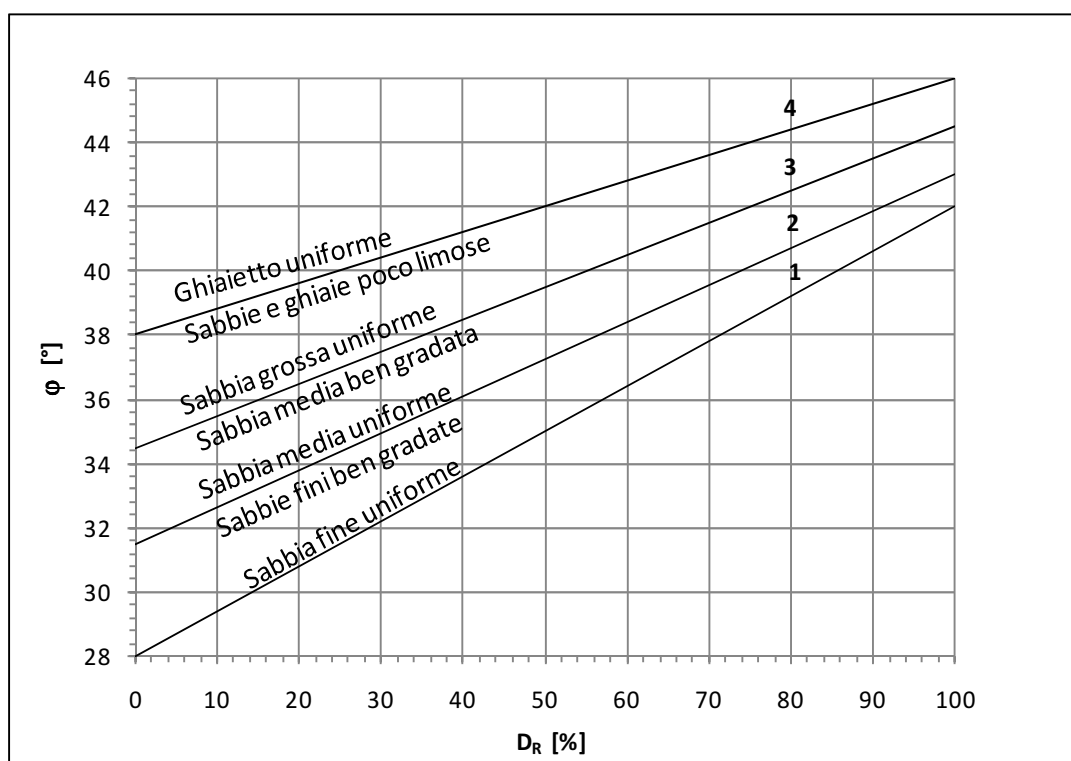
- correlazioni che esprimono il numero di colpi N_{SPT} in funzione della densità relativa consentendo a posteriori la determinazione dell'angolo di attrito mediante la conoscenza della granulometria del materiale in cui è stata effettuata la prova (*Schmertmann [1975]*), (figura F 2). Nel caso in esame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

- Meyerhof [1957]: $D_R = 21 \sqrt{\frac{N_{SPT}}{(\sigma'_v + 0.7)}}$
- Schultze e Mezembach [1961]:

$$\text{Log}_e(D_R) = 0.478 \text{Log}_e(N_{SPT}) - 0.262 \text{Log}_e(\sigma'_v) + 2.84$$
- Bazaara [1967]: $D_R = \begin{cases} \sqrt{\frac{N_{SPT}}{20 + 0.8\sigma'_v}} & \sigma'_v \leq 73.2 \text{ kPa} \\ \sqrt{\frac{N_{SPT}}{65 + 0.2\sigma'_v}} & \sigma'_v > 73.2 \text{ kPa} \end{cases}$

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

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



F2. Abaco per la stima dei valori dell'angolo di attrito in funzione della densità relativa e della granulometria (Schmertmann, 1975)

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

Sono state adottate le seguenti correlazioni:

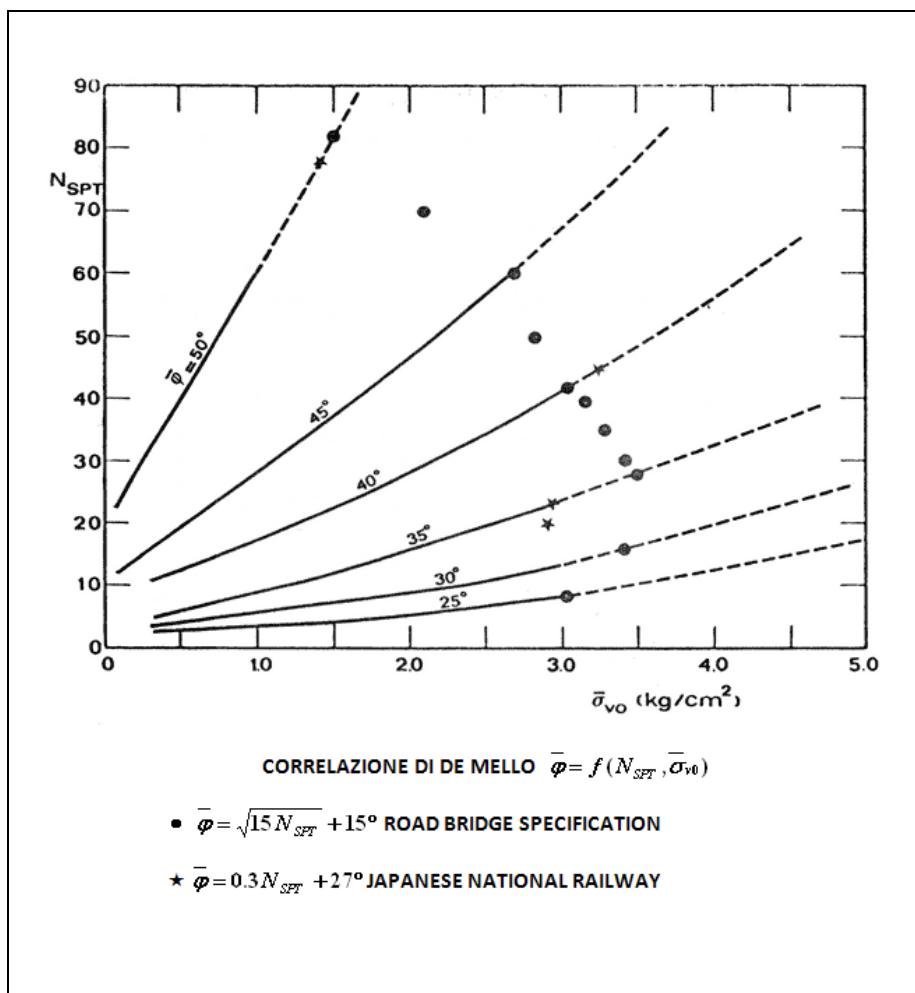
- De Mello [1971]:

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

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

- Road Bridge Specification[1971]: $\phi' = \sqrt{15N_{SPT}} + 15^\circ$
- Japanese National Railway: $\phi' = 0.3N_{SPT} + 27^\circ$

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



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

8.2.3. Determinazione delle caratteristiche di deformabilità

8.2.3.1. Moduli "iniziali" e moduli "operativi"

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

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

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

dove:

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

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

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

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

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

A	Depositi recenti	Depositi antichi
	1.0	1.303

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

B	Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fine	Argilla
	1.448	1.153	1.135	1.086	1.066	1

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

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

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

dove:

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

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

Pertanto risulta:

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

$$\nu = \text{modulo di Poisson}$$

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

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

$$E = S_1 N_{SPT} + S_2$$

In particolare sono state adottate le seguenti correlazioni:

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

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

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

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

dove:

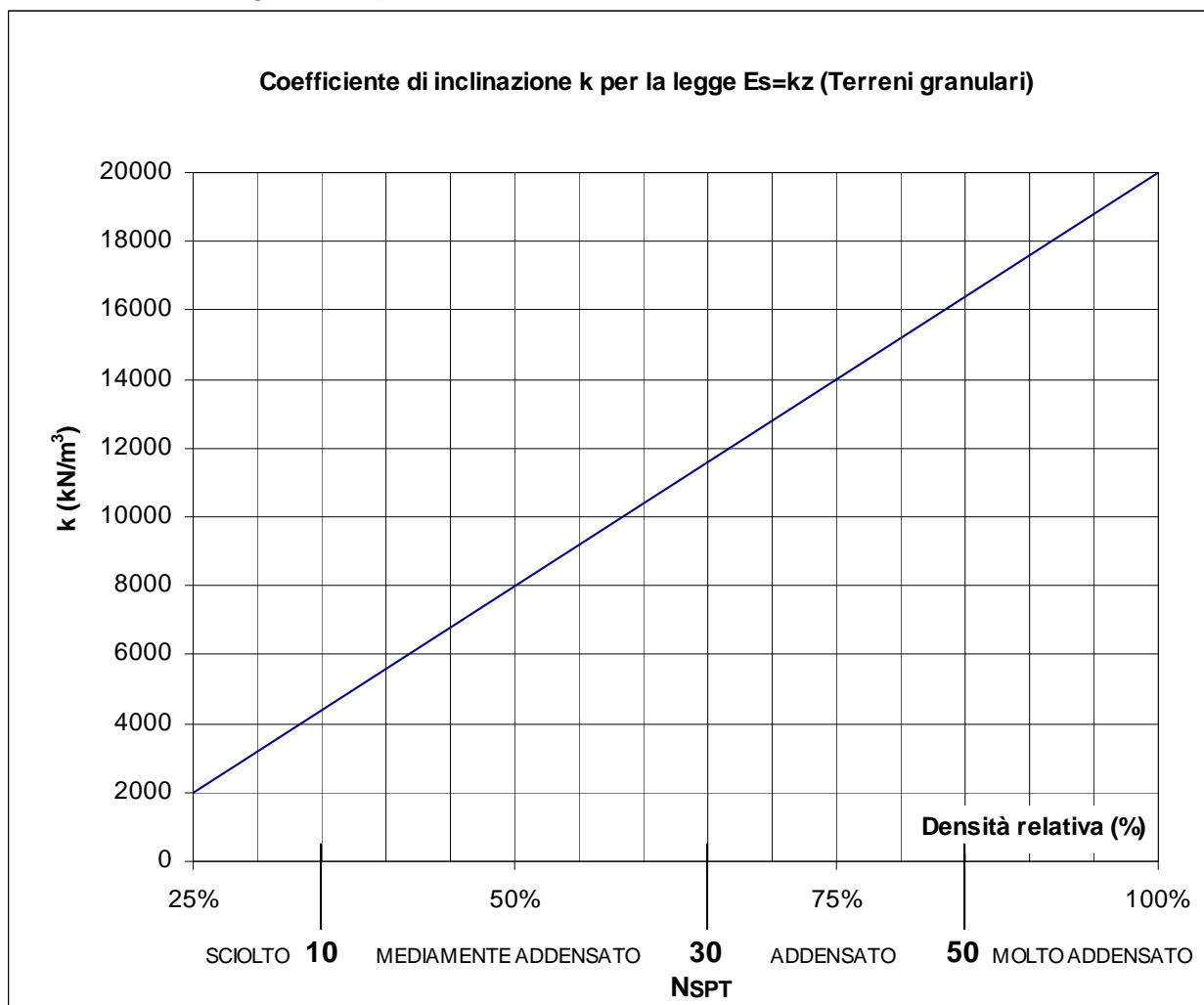
k = gradiente del modulo di reazione orizzontale con la profondità in kN/m^3 (vedi grafico di figura F 4 rielaborato dalla teoria di Terzaghi [1955] valido per terreni incoerenti in funzione dei valori di N_{SPT})

z = profondità da p.c. in m.

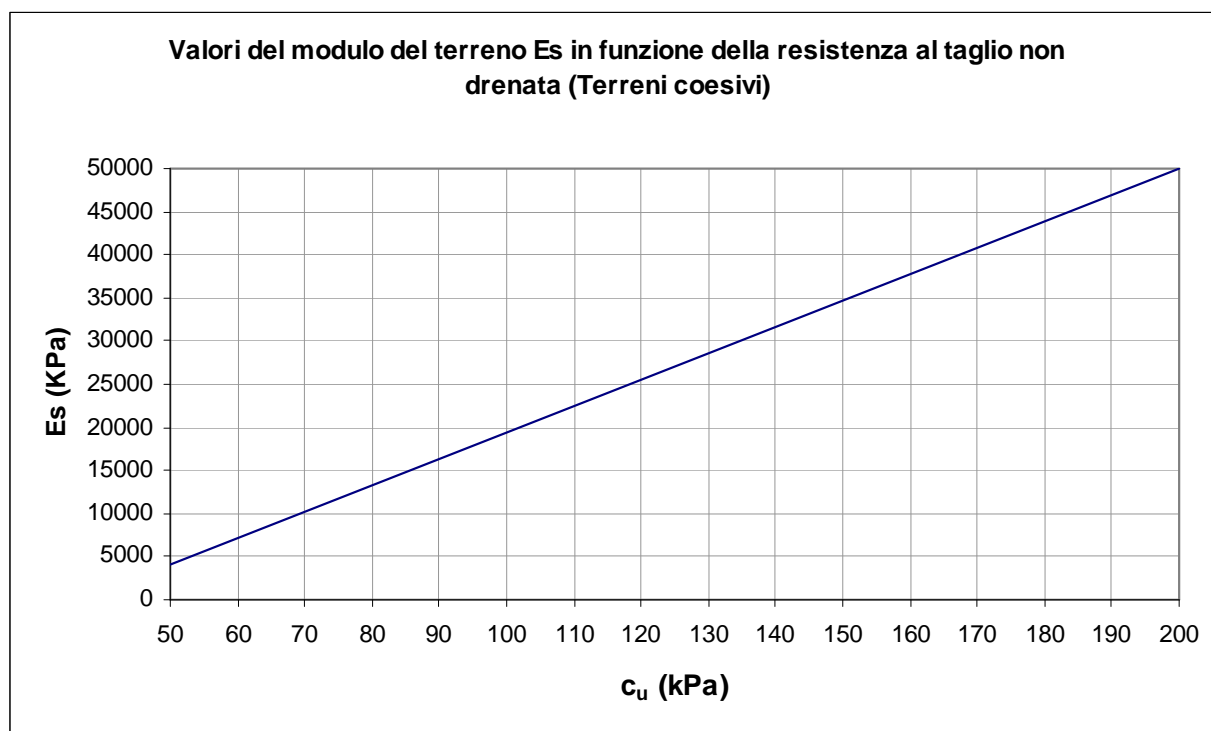
Nei terreni coesivi il modulo di reazione orizzontale può assumersi costante.

Nella figura F 5 sono indicati i valori di E_s in funzione della coesione non drenata c_u (rielaborazione

dalla teoria di Terzaghi [1955]).



F 4. Grafico per la determinazione del coefficiente di inclinazione k del modulo E_s in terreni granulari (rielaborato dalla teoria di Terzaghi [1955])



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

8.2.3.3. Moduli di reazione nel modello del terreno di Winkler

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

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

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

$$p = k_v \cdot w$$

dove:

k_v = costante di sottofondo o coefficiente di reazione del terreno [KN/m³]

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

Per seguire un metodo semplificato e speditivo si può fare ricorso al valore k_1 di k_v , determinato con una prova di carico su piastra standard di forma quadrata o circolare, con lato o diametro di 30 cm. Pertanto, avendo fissato la forma e le dimensioni della piastra, il valore di k_1 dipende

solamente dal tipo di terreno.

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

Consistenza	Compatta ($c_u=50\div100$ kPa)	Molto compatta ($c_u=100\div200$ kPa)	Dura ($c_u>200$ kPa)
Campo	18÷35	35÷70	>70
Valore consigliato	25	50	100

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

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

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

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

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

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

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

Si ha allora:

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

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

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

In un terreno incoerente, invece, per effetto dell'aumento delle tensioni litostatiche con la profondità il cedimento cresce con la dimensione in pianta della fondazione secondo una legge meno che lineare e tende ad un asintoto: un tale comportamento può essere modellato secondo

un semispazio elastico con modulo di Young crescente con la profondità (mezzo “alla Gibson”), oppure con uno strato elastico di spessore finito poggiante su un substrato indeformabile.

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

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

In cui:

b = lato della piastra ($b = 30 \text{ cm}$)

B = larghezza della fondazione (generalmente $B = 1 \text{ m}$)

w_1 = cedimento della piastra di lato b

Risulta quindi:

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

Per chiarezza espositiva, di seguito il modulo di reazione verticale k_v verrà denominato “ $K_{\text{winkler vert}}$ ”.

8.2.3.3.2 Modulo di reazione orizzontale

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

$$k_s = A_s + B_s Z$$

dove:

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

$$B_s = C\gamma'N_q$$

con

$C = 40$ in unità SI

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

Queste stime di k_s consentono di ottenere valori affidabili delle sollecitazioni flessionali, ma gli spostamenti possono essere affetti da errore, in quanto direttamente dipendenti dal valore di k_s assunto. Al contrario, la resistenza passiva del terreno risulta quasi indipendente da k_s su un ampio intervallo di valori; pertanto il controllo della resistenza passiva a valle delle strutture di sostegno deve essere sempre condotto, anche quando si stima il valore di k_s con il metodo proposto da Bowles, che sembrerebbe portare già in conto le caratteristiche di resistenza del terreno. Per chiarezza espositiva, di seguito il modulo di reazione orizzontale k_s verrà denominato “ $K_{\text{winkler orizz}}$ ”.

8.3. MATERIALI DETRITICI E RIPORTI

8.3.1. *Analisi di laboratorio*

Nel corso dell'esecuzione dei sondaggi sono stati prelevati in questi terreni n. 5 campioni indisturbati.

Caratteristiche fisiche

Dalle analisi eseguite sui campioni prelevati, il materiale detritico ha presentato contenuti granulometrici variabili nei seguenti intervalli:

argilla = 26.20% ÷ 39.50 % mediamente 33.02 %

limo = 44.90 % ÷ 55.30 % mediamente 49.78 %

sabbia = 14.50 % ÷ 19.70 % mediamente 16.88 %

ghiaia = 0 % ÷ 1.10 % mediamente 0.32 %

Il contenuto d'acqua naturale (w_n) risulta compreso tra 22.20 % e 24.90 % (figura F 6) mediamente pari a 23.16%.

L'indice dei vuoti iniziale (e_0) risulta compreso tra 0.63 e 0.73, mediamente pari a 0.67 (figura F 7).

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL e indice di plasticità IP) variano generalmente entro i seguenti valori (figura F 8):

LL = limite liquido = 31.20 % ÷ 40.80 %

IP = indice di plasticità = 12.00 % ÷ 19.10 %

Facendo riferimento ai campioni indisturbati esaminati, il peso di volume naturale è risultato variabile nel campo: $\gamma_n = 19.10 \div 19.80 \text{ kN/m}^3$ con media $\gamma_n = 19.46 \text{ kN/m}^3$ (figura F 9).

Caratteristiche di resistenza al taglio

Sui campioni indisturbati prelevati sono state eseguite n. 5 prove di taglio diretto (TD) e n. 5 prove di compressione ad espansione laterale libera (ELL).

Dai risultati delle prove di taglio diretto, i valori ottenuti, in termini di angolo di attrito e coesione, risultano pari a (figura F 10):

$c' = 9.0 \div 21.3 \text{ kPa}$, mediamente pari a 11.6 kPa;

$\phi' = 19.5^\circ \div 26.5^\circ$, mediamente pari a 23.8°.

Dai risultati delle prove di compressione ad espansione laterale libera, i valori ottenuti, in termini di resistenza al taglio non drenata, risultano pari a:

$c_u = 48.00 \div 65.00$ kPa, mediamente pari a 55.00 kPa.

Caratteristiche di deformabilità

Sui campioni indisturbati prelevati sono state eseguite n.4 prove di compressione edometrica, che hanno fornito i seguenti risultati (relativi a intervalli di pressione prossimi a quelli litostatici efficaci, se risulta presente la curva di ricarico, oppure relativi ad intervalli di pressione di poco superiori a quelli litostatici efficaci, in caso di presenza di sola curva di primo carico):

Modulo edometrico: $E_{ed} = 2646 \div 6217$, mediamente pari a 4345 kPa (vedi figura F 11);

Coefficiente di consolidazione: $c_v = 1.71E-04 \div 1.24E-03$ cm²/sec, mediamente pari a $c_v = 5.16E-04$ cm²/sec (vedi figura F 11)

Permeabilità: $k = 2.70E-09 \div 4.38E-08$ cm/sec, mediamente pari a $k = 1.60E-08$ cm/sec (vedi figura F 11).

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

8.3.2. Indagini geotecniche in sito

Nel corso della perforazione dei sondaggi sono state eseguite sui materiali detritici n. 4 prove penetrometriche dinamiche le quali hanno fornito valori di N_{SPT} variabili tra 10 e 17, con valore medio pari a 13 (figura F 12).

Caratteristiche di resistenza al taglio

Sulla base delle prove penetrometriche dinamiche, in condizioni di tensioni efficaci, il materiale detritico può complessivamente essere caratterizzato dai seguenti parametri:

$Dr = 45 \div 54$ %, mediamente pari a 51 % (Meyerhof [1957]) (figura F 13);

$Dr = 47 \div 55$ %, mediamente pari a 51 % (Schultze e Mezembach [1961]) (figura F 13);

$Dr = 33 \div 37$ %, mediamente pari a 34 % (Bazaara [1967]) (figura F 13);

$\phi' = 34.3 \div 35.5^\circ$, mediamente pari a 35.1° (Schmertmann [1975], Meyerhof [1957]) (figura F 14);

$\phi' = 34.5 \div 35.6^\circ$, mediamente pari a 35.2° (Schmertmann [1975], Schultze e Mezembach [1961]) (figura F 14);

$\phi' = 32.6 \div 33.2^\circ$, mediamente pari a 32.8° (Schmertmann [1975], Bazaara [1967]) (figura F 14);

$\phi' = 27.2 \div 28.2^\circ$, mediamente pari a 27.5° (De Mello [1971]) (figura F 15);

$\phi' = 29.8 \div 30.9^\circ$, mediamente pari a 30.2° (Japanese National Railway) (figura F 15);

SOGGETTO ATTUATORE  Ferrovie Appulo Lucane	"SERVIZIO FERROVIARIO METROPOLITANO HINTERLAND POTENTINO" PROGETTO PRELIMINARE PER APPALTO INTEGRATO – 1° LOTTO	RELAZIONE GEOTECNICA
---	--	----------------------

$\phi' = 26.9 \div 28.9^\circ$, mediamente pari a 27.6° (Road Bridge Specification [1971]) (figura F 15).

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

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

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

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

$$c_u = 31.2 \div 53.1 \text{ kPa, mediamente pari a } 41.4 \text{ kPa (NAVFAC [1971])}.$$

Nella figura F 16 sono riportati tali valori confrontati con i valori di c_u ottenuti in laboratorio da prove ELL.

Caratteristiche di deformabilità

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

$$E_0 = 101.3 \div 167.6 \text{ (MPa), mediamente pari a } 132.7 \text{ MPa (figura F 17)}.$$

$$G_0 = 39.0 \div 64.5 \text{ (MPa), mediamente pari a } 51.0 \text{ MPa (figura F 17)}.$$

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

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

La correlazione empirica di Webb (1970), valida per le sabbie argillose, porta a stimare il seguente intervallo di valori del modulo elastico dell'unità geotecnica in esame:

$$E = 4.3 \div 6.1 \text{ MPa, mediamente pari a } 5.1 \text{ MPa (figura F 18)}.$$

8.3.3. **Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica**

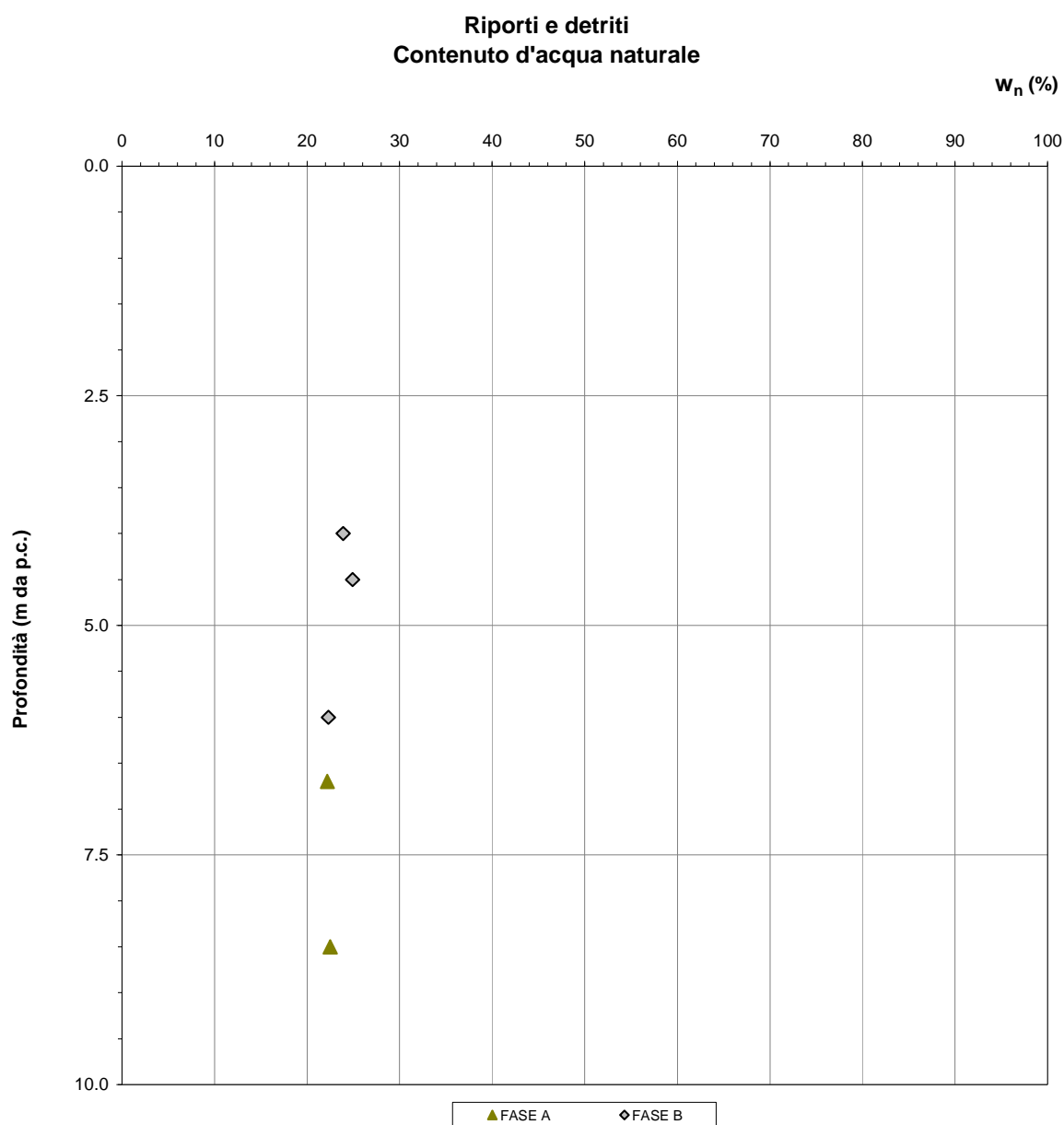
Sulla base dei risultati delle indagini in sito e in laboratorio effettuate, i parametri geotecnici caratteristici assunti per la caratterizzazione del materiale detritico sono riassunti nella seguente tabella:

Materiali detritici e riporti	
Peso di volume naturale γ (kN/m³)	19
Coesione non drenata c_u (kPa)	40 ÷ 60
Angolo di attrito ϕ' (°)	25 ÷ 27
Coesione drenata c' (kPa)	9 ÷ 20
Modulo edometrico E_{ed} (MPa)	3 ÷ 6
Modulo elastico operativo E_{op} (MPa)	10 ÷ 20
Coefficiente di reazione verticale $K_{Winkler\ vert}$ (kN/m³)	10000
Coefficiente di reazione orizzontale $K_{Winkler\ orizz}$ (kN/m³)	5000

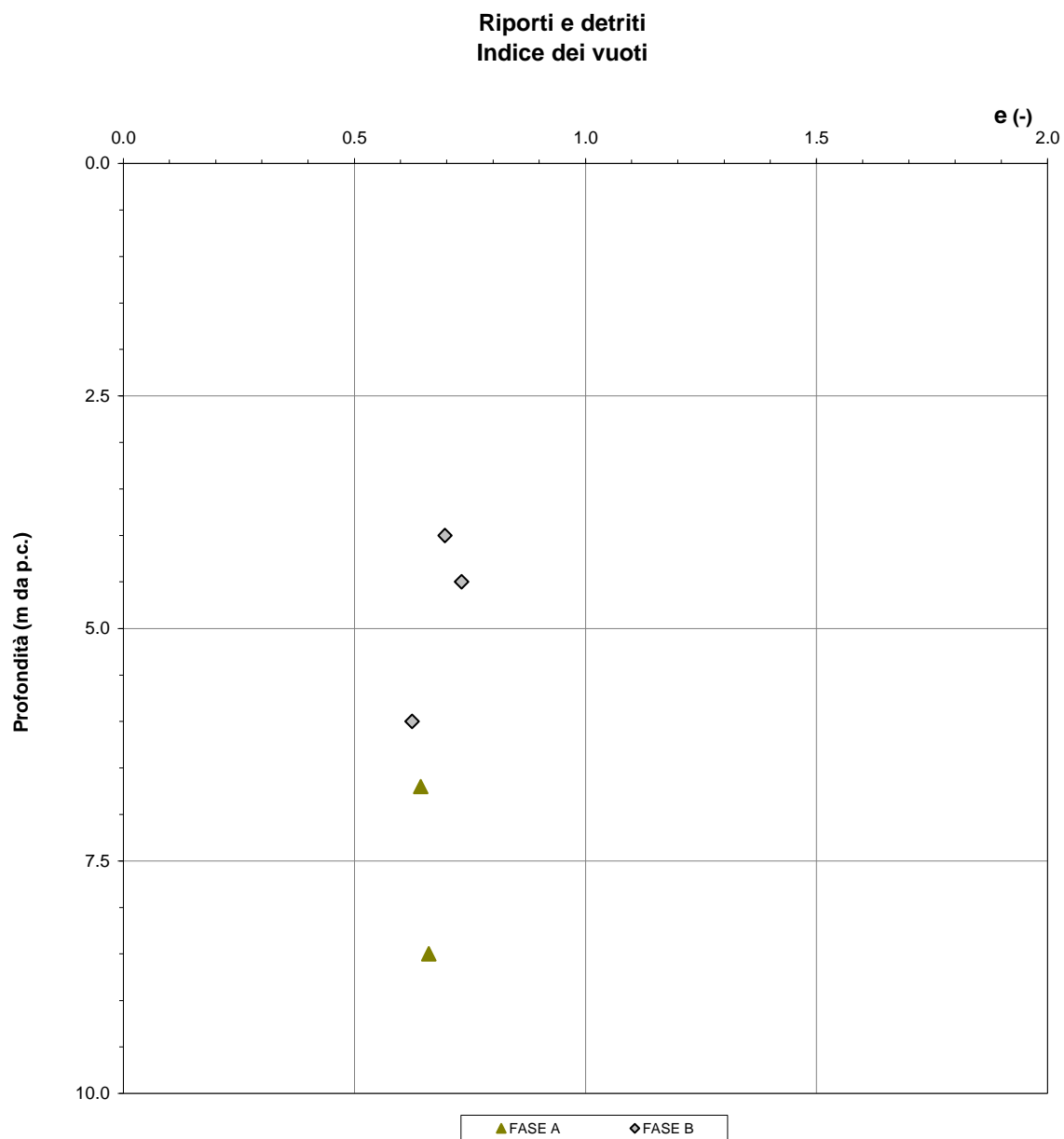
SOGGETTO ATTUATORE  Ferrovie Appulo Lucane	"SERVIZIO FERROVIARIO METROPOLITANO HINTERLAND POTENTINO" PROGETTO PRELIMINARE PER APPALTO INTEGRATO – 1° LOT TO	RELAZIONE GEOTECNICA
---	---	----------------------

DATI GENERALI						CARATTERISTICHE FISICHE																ELL		Taglio diretto		Edometrica				Granulometria						Classificazione dei materiali	
																														Classificazione ASTM 2487-93 (USCS)							
Sondaggio	Campione	Tipo di campione	Profondità iniziale	Profondità finale	Profondità falda in foro	γ_{nat}	G_s	γ_d	γ_{sat}	w_n	w_l	w_p	I_p	A	I_c	e	n	S	OCR	c_u	σ	c'	ϕ'	σ	E_{ed}	c_v	k	GH	S	L	A	L+A	AASHTO (CNR-UNI 10006)	AGI 1977			
			(m da p.c.)	(m da p.c.)	(m da p.c.)	(kN/m3)	(g/cm3)	(kN/m3)	(kN/m3)	(%)	(%)	(%)				(%)	(%)			(kPa)	(kPa)	(kPa)	(°)	(kPa)	(kPa)	(cm2/sec)	(cm/sec)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)					
S1	1	CI	6.7	7.00	7.00	19.6	2.69	16.0	19.9	22.2	31.5	18.3	13.2	0.50	0.70	0.644	39.2	92.7	0	54	107	9.0	26.5					0.0	18.5	55.3	26.2	81.5	A6 IG=9	Limo con argilla sabbioso			
S4	1	CI	8.5	8.95	6.30	19.5	2.70	15.9	19.8	22.5	34.3	18.7	15.6	0.50	0.76	0.661	39.8	91.9	1.02	50	101	9.2	25.5	98.1 + 196.1	5741	3.31E-04	5.66E-09	0.3	16.3	52.4	31.0	83.4	A6 IG=10	Limo con argilla sabbioso			
FAL 1 AV	1	CI	4.50	4.95	5.90	19.1	2.70	15.3	19.4	24.9	36.9	19.7	17.2	0.44	0.70	0.732	42.2	91.8	1.26	65	130	21.3	21.6	49 + 98.1	2646	3.24E-04	1.20E-08	0.2	15.4	44.9	39.5	84.4	A6 IG=11	limo con argilla sabbioso			
FAL 2 AV	2	CI	6.00	6.40	6.50	19.8	2.68	16.2	19.9	22.3	40.8	21.7	19.1	0.50	0.97	0.625	38.5	95.6	1.07	58	116	9.5	19.5	98.1 + 196.1	6217	1.71E-04	2.70E-09	0.0	14.5	46.9	38.6	85.5	A7-6 IG=12	limo con argilla sabbioso			
FAL 1 R	1	CI	4.00	4.45	4.10	19.3	2.69	15.6	19.6	23.9	31.2	19.2	12.0	0.40	0.61	0.696	41.0	92.3	1.15	48	96	9.0	26.0	49 + 98.1	2776	1.24E-03	4.38E-08	1.1	19.7	49.4	29.8	79.2	A 6 IG=9	limo con argilla sabbioso			

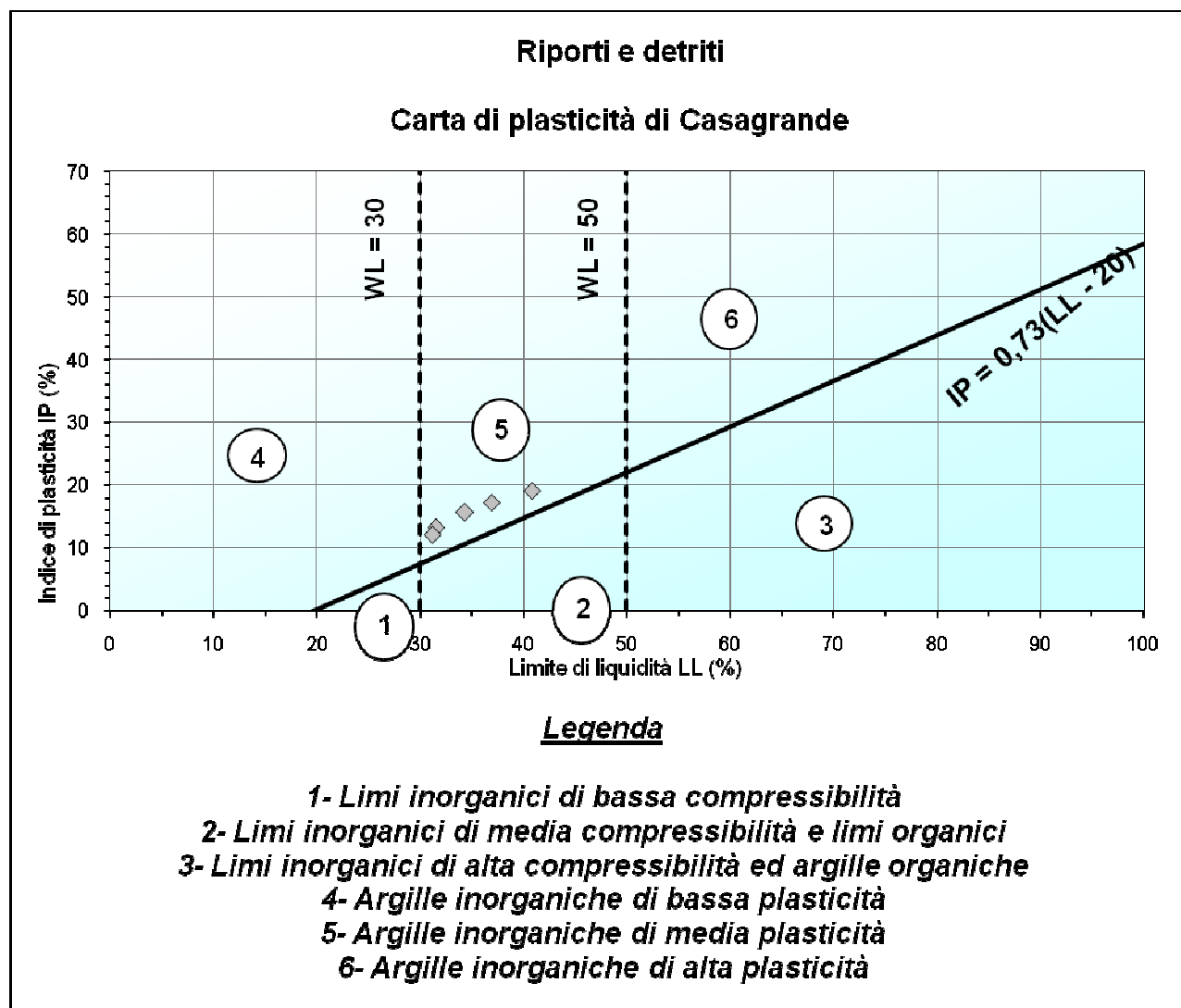
T 5. sintesi dei risultati delle prove di laboratorio – Materiali detritici e riporti



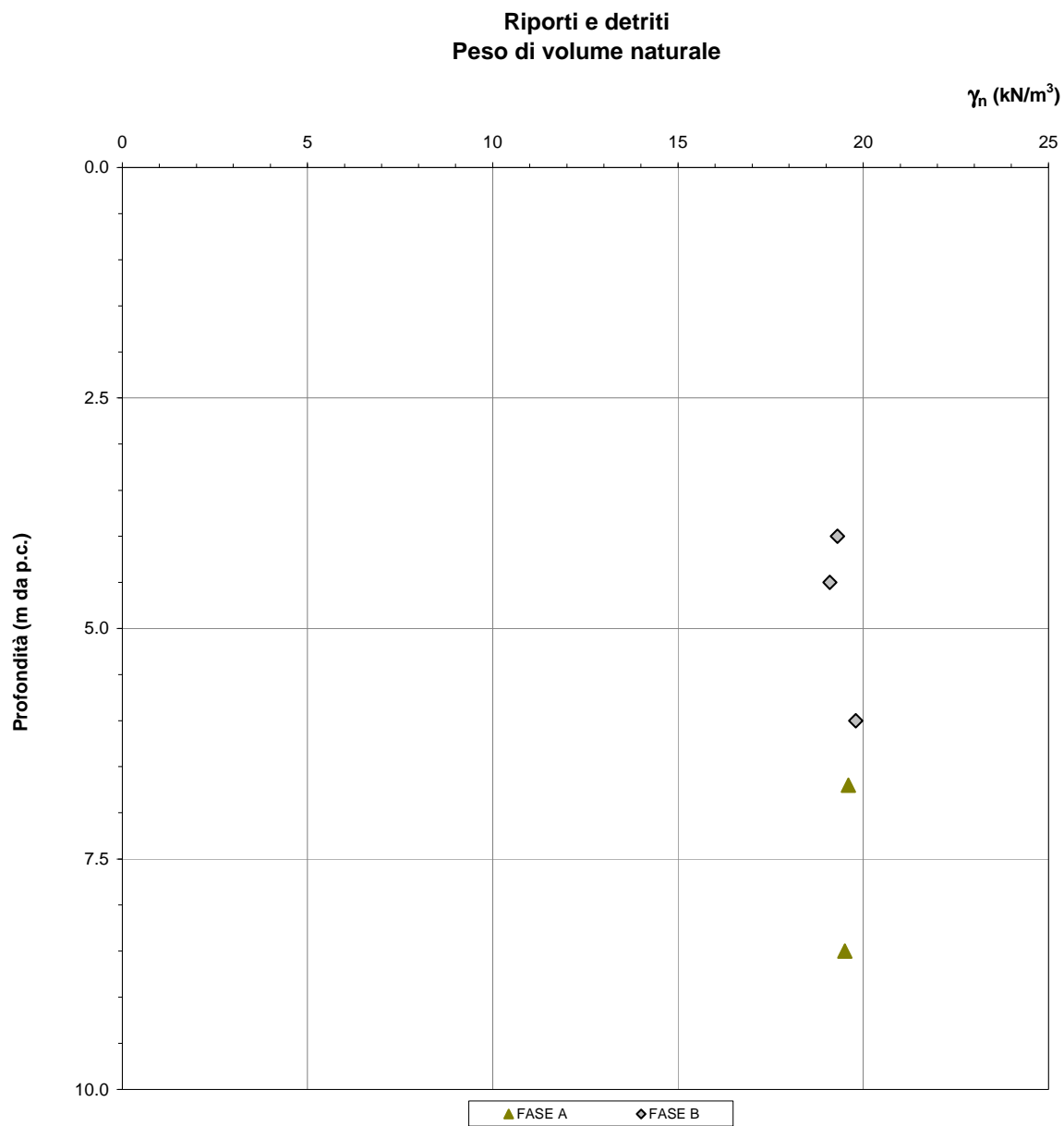
F 6. Contenuto d'acqua naturale – Materiali detritici e riporti



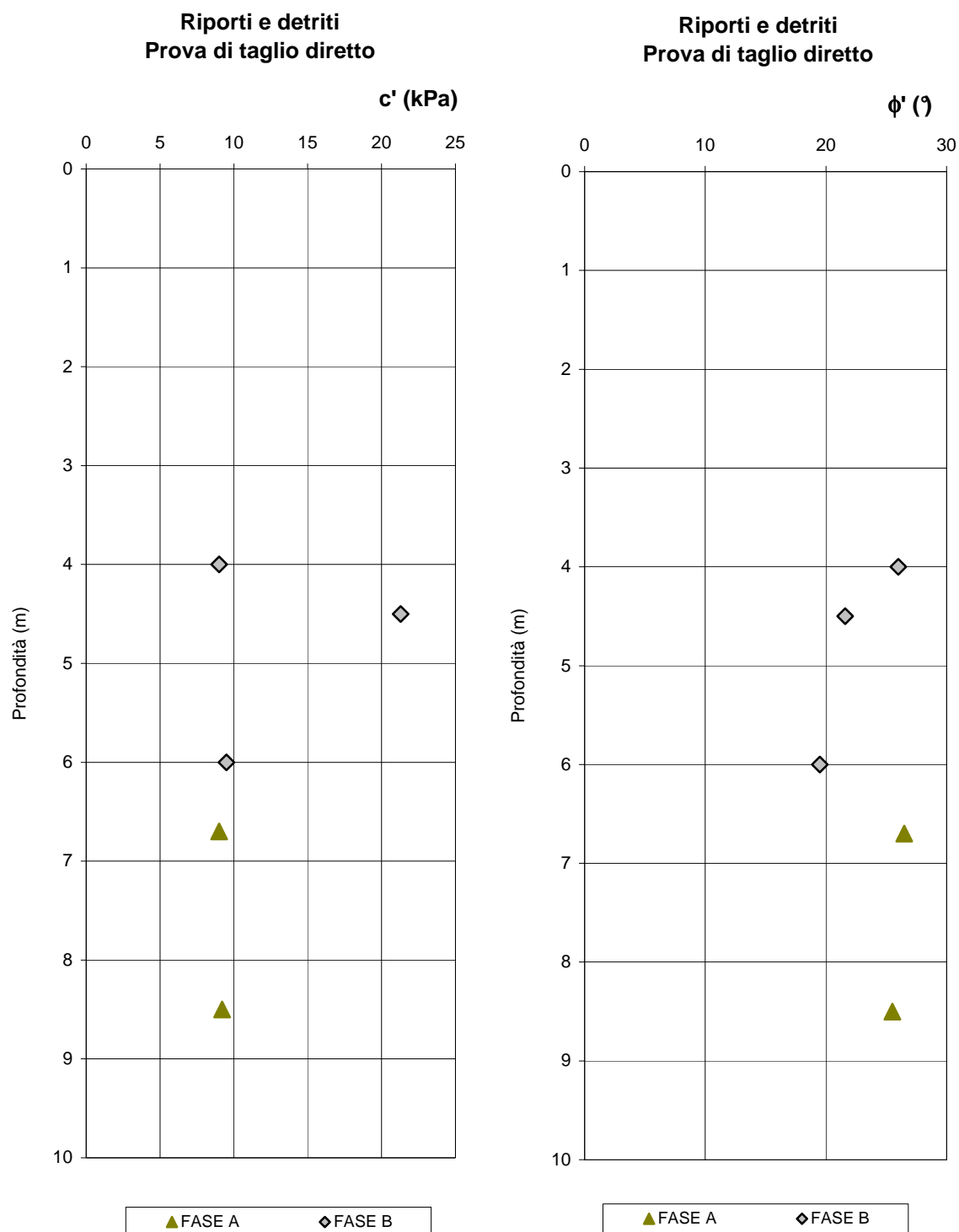
*F 7. Indice dei vuoti iniziale – **Materiali detritici e riporti***



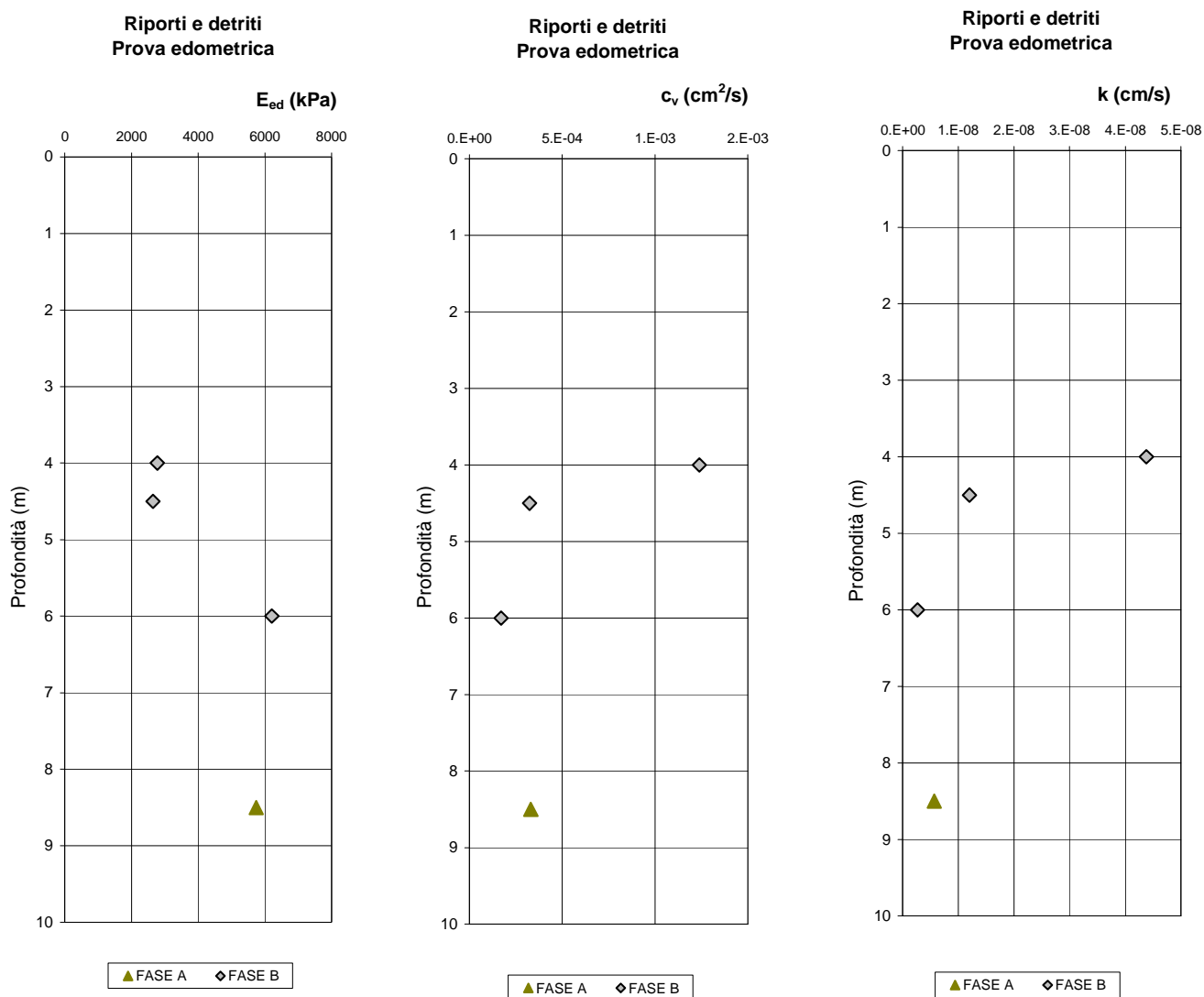
F 8. Carta di plasticità di Casagrande – **Materiali detritici e riporti**



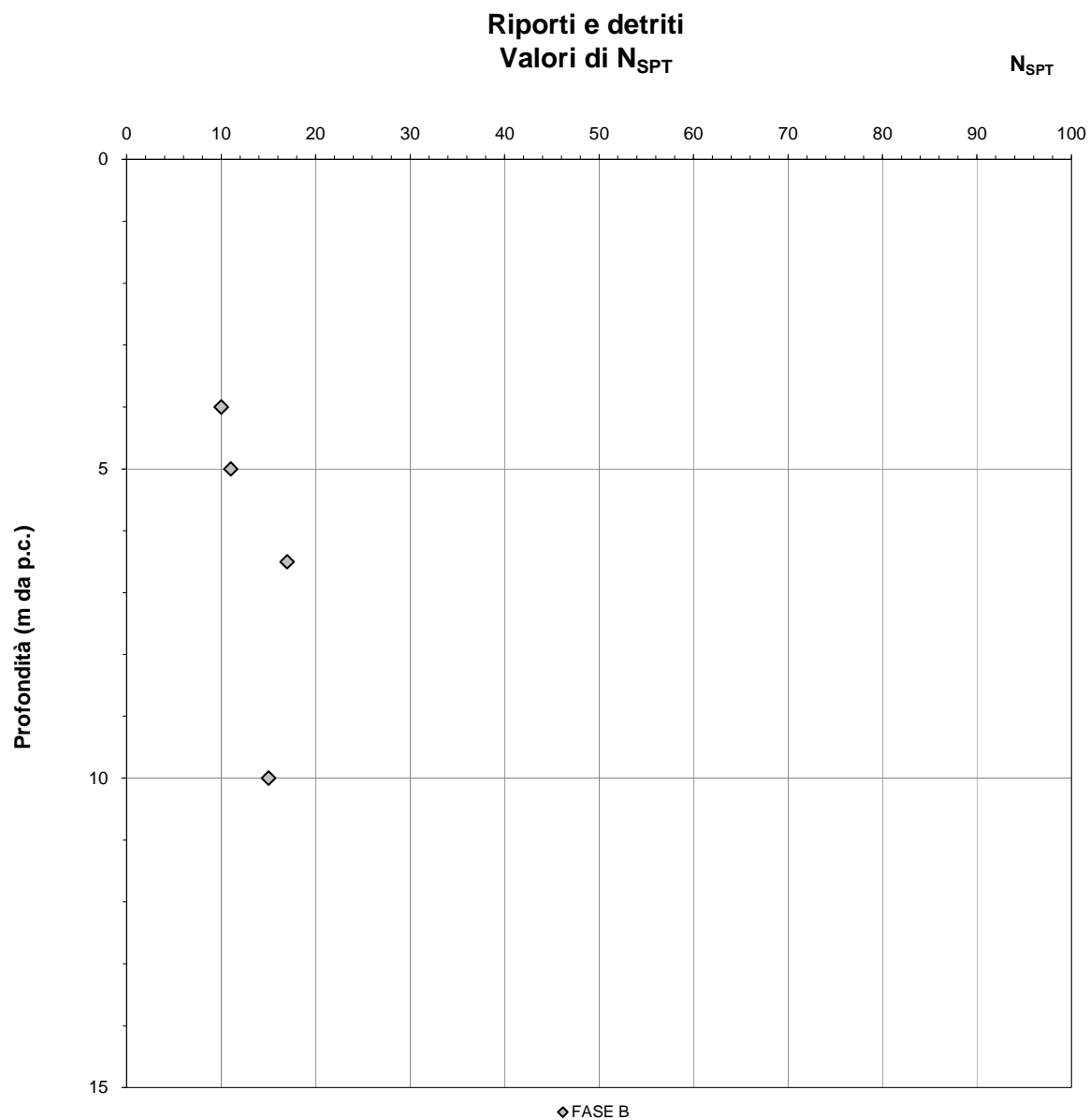
F 9. Peso di volume naturale – Materiali detritici e riporti



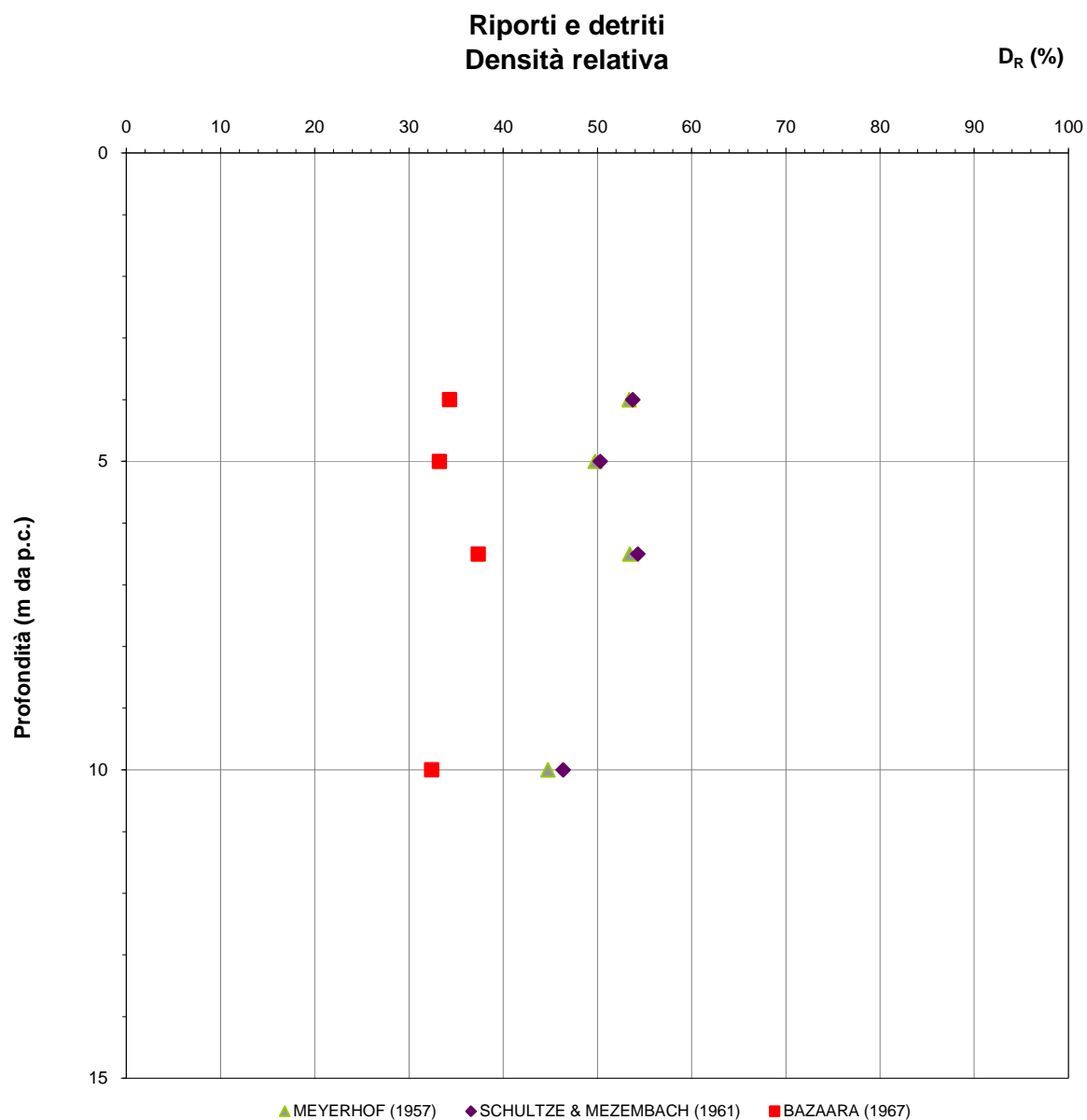
*F 10. c' e φ' da prove di taglio diretto TD – **Materiali detritici e riporti***



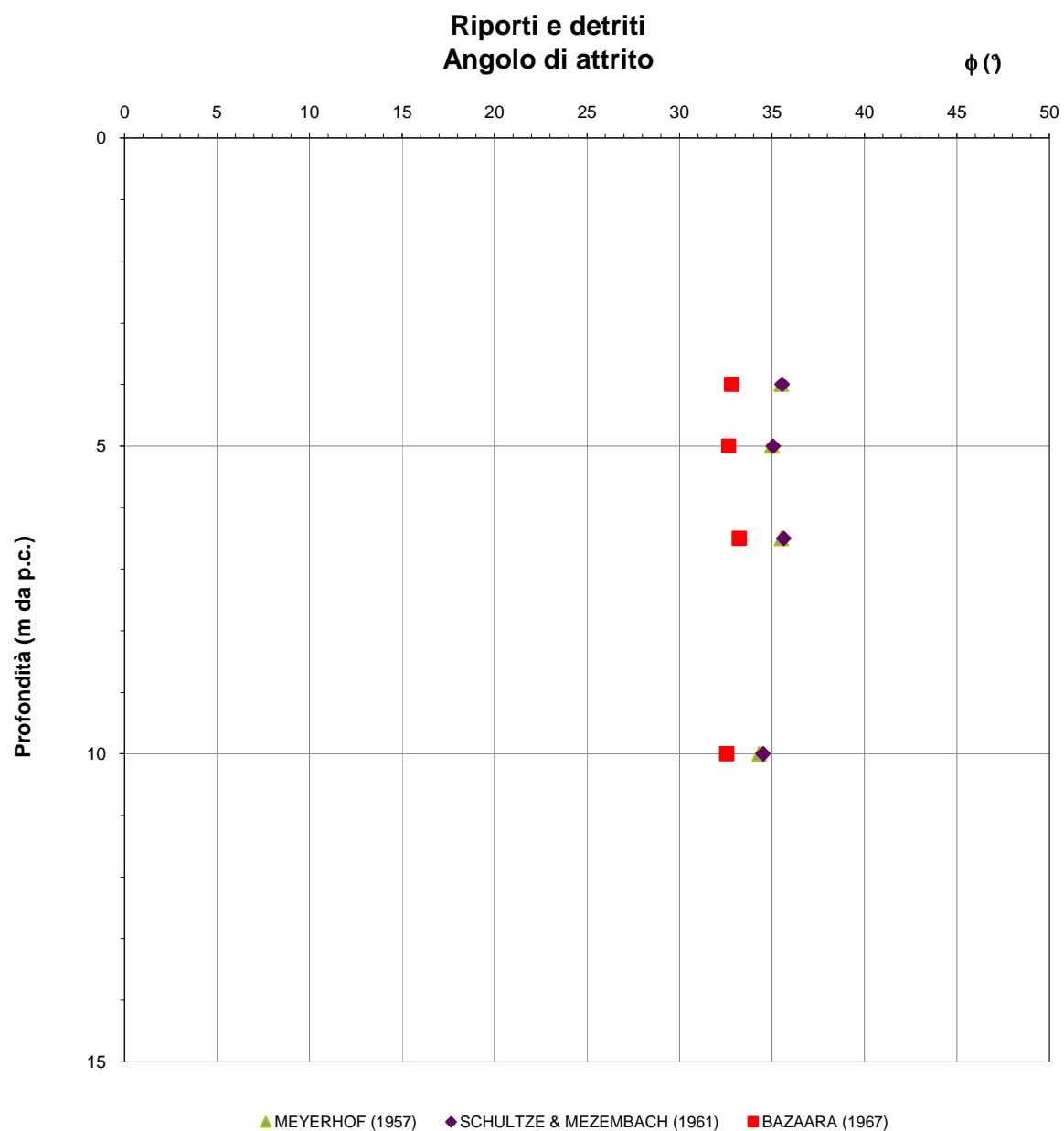
*F 11. Prove di compressione edometrica – **Materiali detritici e riporti***



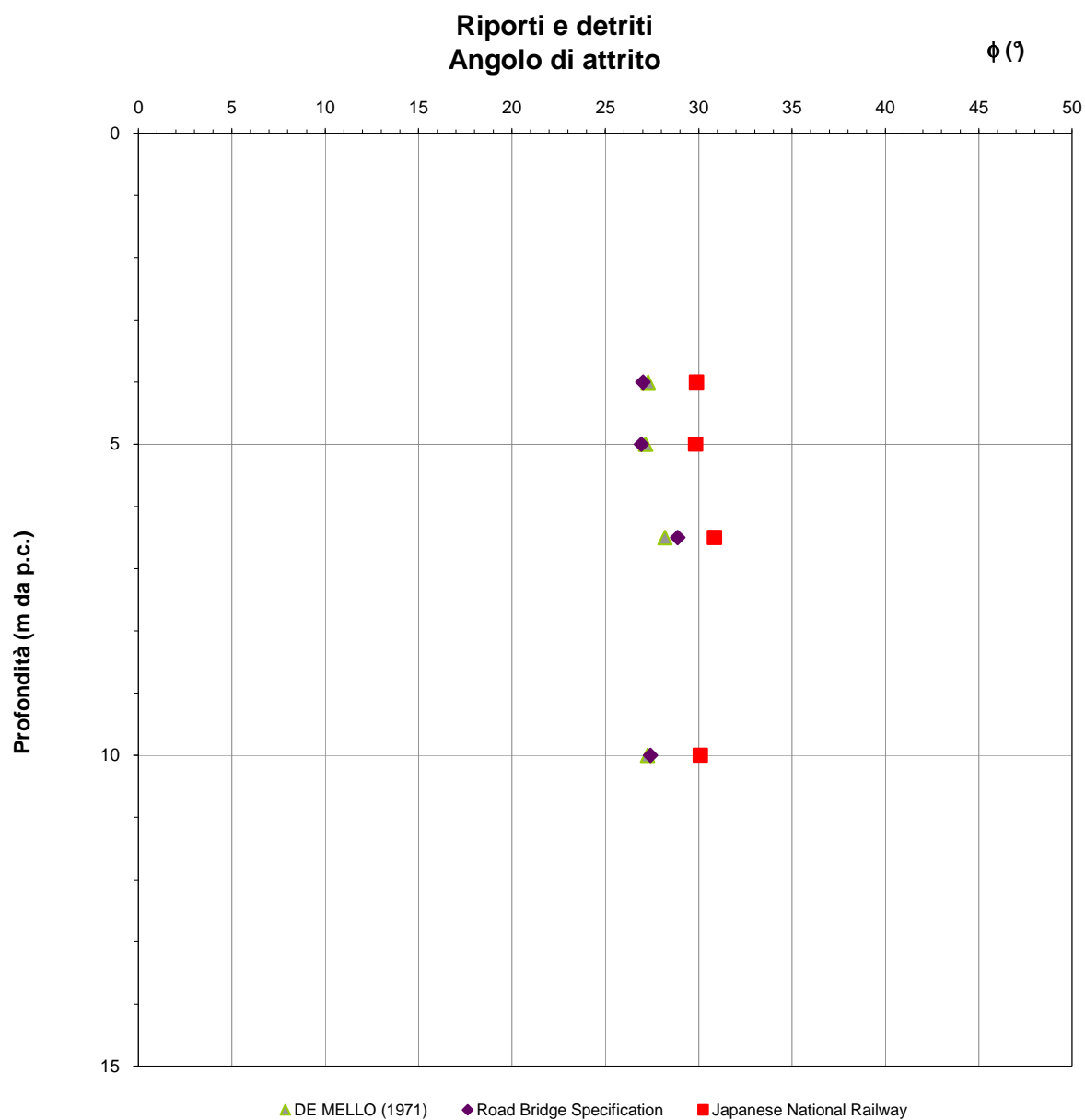
F 12. Valori di N_{SPT} – Materiali detritici e riporti



**F 13. Valori della densità relativa D_R (Meyerhof [1957] Schultze e Mezembach [1961] Bazaara [1967]) –
Materiali detritici e riporti**

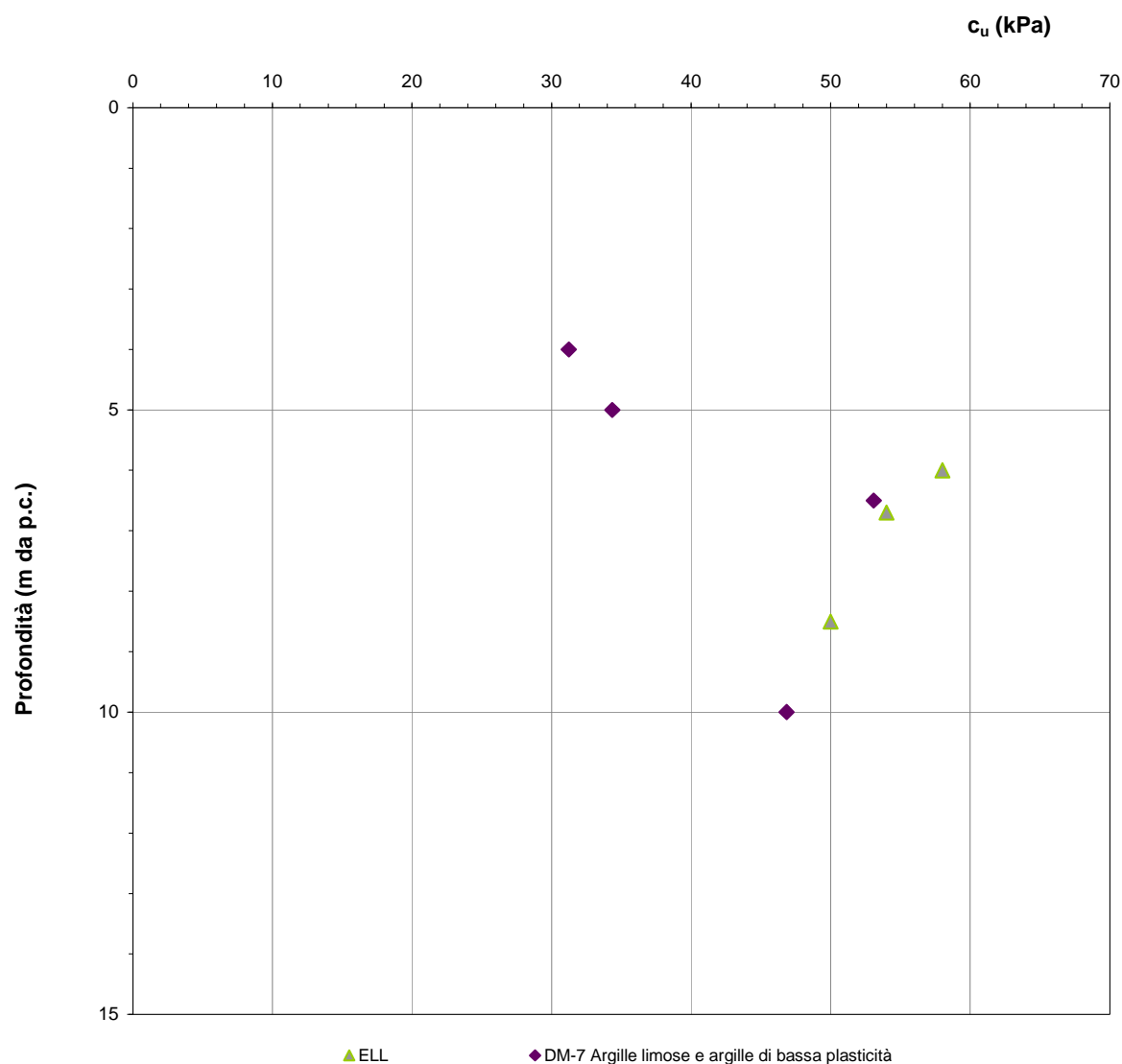


F 14. Valori dell'angolo di attrito ϕ' (Schmertmann [1975]) – **Materiali detritici e riporti**

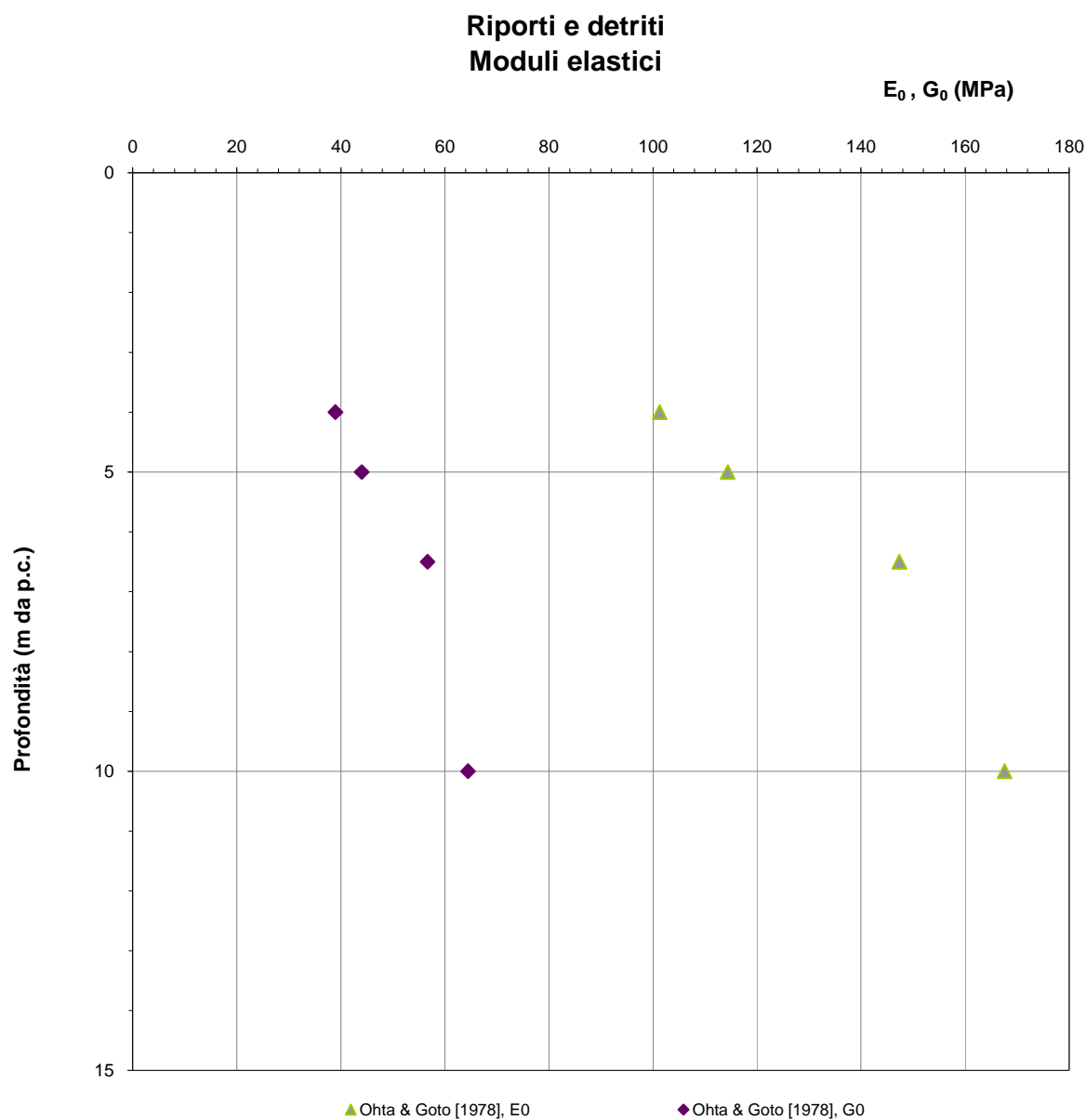


F 15. Valori dell'angolo di attrito ϕ' (De Mello [1971], Japanese National Railway, Bridge Specification[1971]) – *Materiali detritici e riporti*

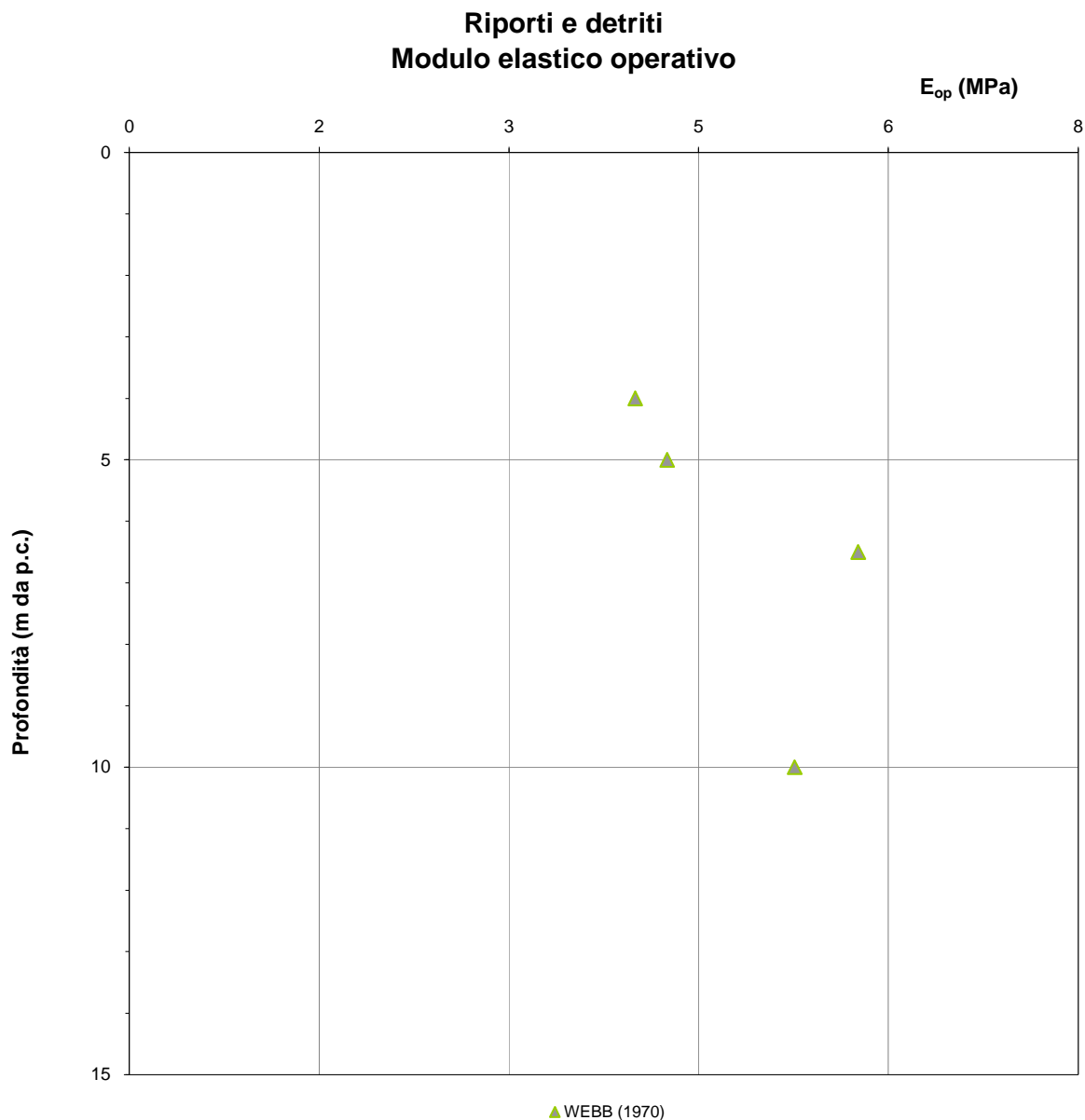
Riporti e detriti Resistenza al taglio non drenata



F 16. Valori della resistenza al taglio non drenata da prove SPT (NAVFAC, DM-7) – **Materiali detritici e riporti**



F 17. *Modulo elastico a piccole deformazioni (Ohta & Goto [1978]) – **Materiali detritici e riporti***



F 18. Modulo elastico operativo (Webb [1970]) – **Materiali detritici e riporti**

8.4. COLTRE ALTERATA DELLE ARGILLE SILTOSE GRIGIO AZZURRE

8.4.1. *Analisi di laboratorio*

Nel corso dell'esecuzione dei sondaggi sono stati prelevati n. 4 campioni di terreno, di cui 3 indisturbati e 1 rimaneggiato.

Caratteristiche fisiche

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

argilla = 29.0 % ÷ 34.40 % mediamente pari a 32.40 %

limo = 56.10 % ÷ 60.60 % mediamente pari a 58.40 %

sabbia = 6.80 % ÷ 10.40 % mediamente pari a 9.20 %

ghiaia = 0%

Il contenuto d'acqua naturale (w_n) risulta compreso tra 12.3 % e 18.9% (figura F 19) mediamente pari a 15.8 %.

L'indice dei vuoti iniziale (e_o) risulta compreso tra 0.54 e 0.75, mediamente pari a 0.62 (figura F 20).

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL e indice di plasticità IP) variano generalmente entro i seguenti valori (figura F 21):

LL = limite liquido = 31.3 % ÷ 39.8%

IP = indice di plasticità = 12.2 % ÷ 19.1%

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

Peso di volume naturale: $\gamma_n = 17.00 \div 20.10 \text{ kN/m}^3$, mediamente pari a 19.03 kN/m^3 (figura F 22).

Caratteristiche di resistenza al taglio

Sui campioni indisturbati prelevati sono state eseguite n. 3 prove di taglio diretto (TD) e n. 3 prove di compressione ad espansione laterale libera (ELL).

Dai risultati delle prove di taglio diretto, i valori ottenuti, in termini di angolo di attrito e coesione, risultano pari a (figura F 23):

$c' = 13.0 \div 28.0 \text{ kPa}$, mediamente pari a 20.23 kPa ;

$\phi' = 22.3^\circ \div 24.5^\circ$, mediamente pari a 23.5° .

Dai risultati delle prove di compressione ad espansione laterale libera, i valori ottenuti, in termini di resistenza al taglio non drenata, risultano pari a:

$c_u = 126 \div 154$ kPa, mediamente pari a 140 kPa.

Caratteristiche di deformabilità

Sui campioni indisturbati prelevati sono state eseguite n. 2 prove di compressione edometrica, che hanno fornito i seguenti risultati (relativi a intervalli di pressione prossimi a quelli litostatici efficaci, se risulta presente la curva di ricarico, oppure relativi ad intervalli di pressione di poco superiori a quelli litostatici efficaci, in caso di presenza di sola curva di primo carico):

Modulo edometrico: $E_{ed} = 1268 \div 12903$ kPa, mediamente pari a 7085 kPa (vedi figura F 24)

Coefficiente di consolidazione: $c_v = 2.70E-03 \div 3.94E-03$ cm²/sec, mediamente pari a $c_v = 3.32E-03$ cm²/sec (vedi figura F 24)

Permeabilità: $k = 2.05E-08 \div 4.29E-07$ cm/sec, mediamente pari a $k = 2.25E-07$ cm/sec (vedi figura F 24).

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

8.4.2. Indagini geotecniche in sito

Nel corso della perforazione dei sondaggi sono state eseguite n. 7 prove penetrometriche dinamiche le quali hanno fornito valori di N_{SPT} variabili tra 21 e rifiuto, con valore medio, considerando $N_{SPT} = 100$ i rifiuti, pari a 75 (figura F 25).

Caratteristiche di resistenza al taglio

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

$Dr = 67.4 \div 100$ %, mediamente pari a 85.5% (Meyerhof [1957])(figura F 26);

$Dr = 67.2 \div 100$ %, mediamente pari a 85.9 % (Schultze e Mezembach [1961]) (figura F 26);

$Dr = 44.2 \div 100\%$, mediamente pari a 69.8 % (Bazaara [1967]) (figura F 26);

$\phi' = 37.4 \div 42^\circ$, mediamente pari a 40° (Schmertmann [1975], Meyerhof [1957]) (figura F 27);

$\phi' = 37.4 \div 42^\circ$, mediamente pari a 40° (Schmertmann [1975], Schultze e Mezembach [1961]) (figura F 27);

$\phi' = 34.2 \div 42^\circ$, mediamente pari a 37.8° (Schmertmann [1975], Bazaara [1967]) (figura F 27);

$\phi' = 29.2 \div 35.6^\circ$, mediamente pari a 32.5° (De Mello [1971]) (figura F 28);

$\phi' = 31.9 \div 45^\circ$, mediamente pari a 39° (Japanese National Railway) (figura F 28);

SOGGETTO ATTUATORE  Ferrovie Appulo Lucane	"SERVIZIO FERROVIARIO METROPOLITANO HINTERLAND POTENTINO" PROGETTO PRELIMINARE PER APPALTO INTEGRATO – 1° LOTTO	RELAZIONE GEOTECNICA
---	--	----------------------

$\phi' = 30.6 \div 45^\circ$, mediamente pari a 38.9° (Road Bridg e Specification[1971]) (figura F 28).

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

$$\phi' = 33^\circ \div 38^\circ$$

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

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

$$c_u = 56.2 \div 312.3 \text{ kPa, mediamente pari a } 174.0 \text{ kPa (NAVFAC [1971])}.$$

Nella figura F 29 sono riportati tali valori confrontati con i valori di c_u ottenuti in laboratorio da prove ELL.

Caratteristiche di deformabilità

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

$$E_0 = 225 \div 511 \text{ (MPa), mediamante pari a } 355 \text{ MPa (figura F 30);}$$

$$G_0 = 86 \div 196 \text{ (MPa), mediamante pari a } 137 \text{ MPa (figura F 30)}$$

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

La correlazione empirica di Webb (1970), valida per le sabbie argillose, porta a stimare il seguente intervallo di valori del modulo elastico dell'unità geotecnica in esame:

$$E = 6 \div 28 \text{ MPa, mediamente pari a } 17 \text{ MPa (figura F 31)}.$$

8.4.3. *Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica*

Sulla base dei risultati delle indagini in sito e in laboratorio effettuate, i parametri geotecnici caratteristici assunti per la caratterizzazione della coltre alterata delle argille siltose grigio azzurre sono riassunti nella seguente tabella:

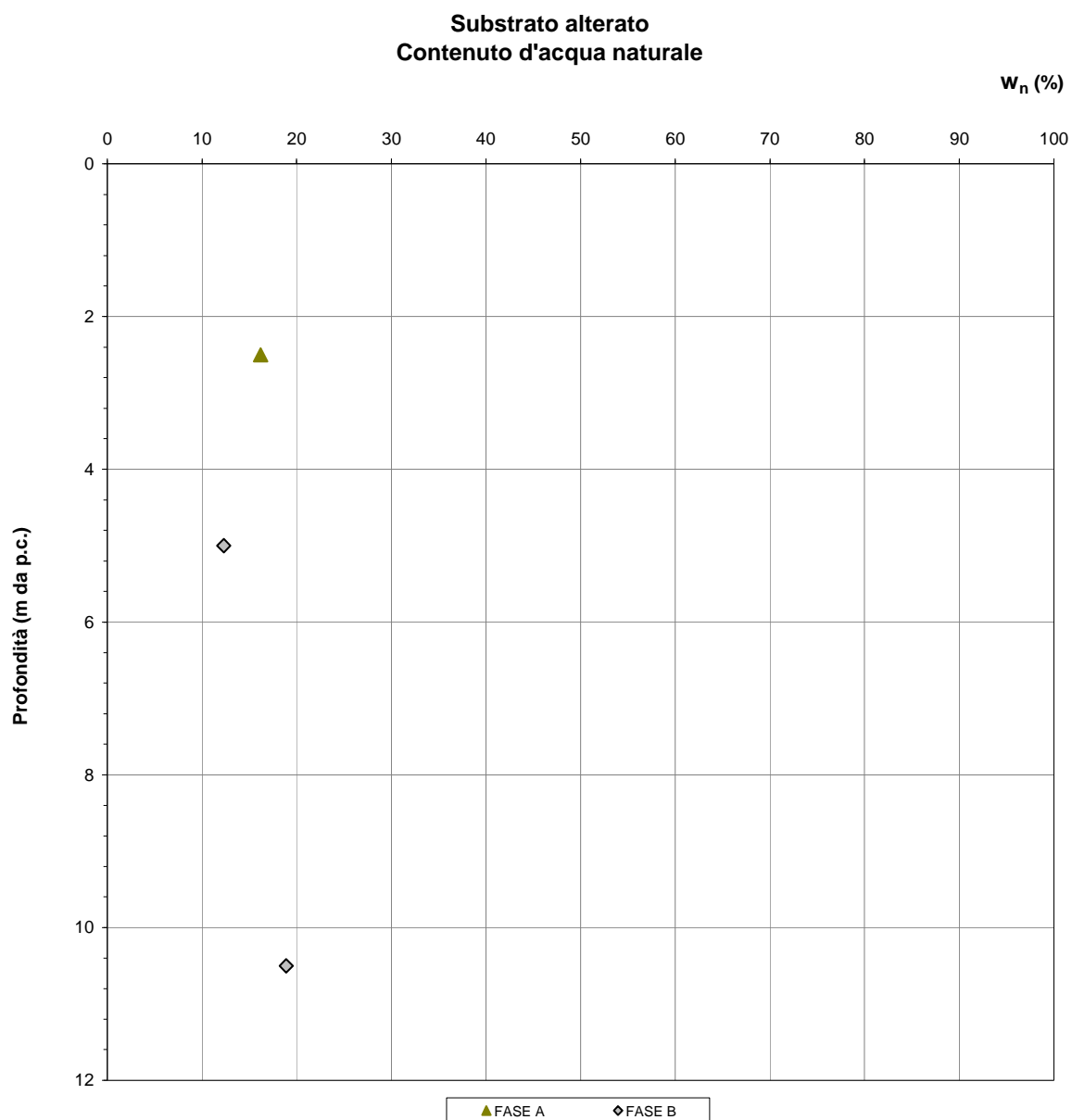
SOGGETTO ATTUATORE  Ferrovie Appulo Lucane	"SERVIZIO FERROVIARIO METROPOLITANO HINTERLAND POTENTINO" PROGETTO PRELIMINARE PER APPALTO INTEGRATO – 1° LOT TO	RELAZIONE GEOTECNICA
---	---	----------------------

Coltre alterata delle argille siltose grigio azzurre	
Peso di volume naturale γ (kN/m³)	19
Coesione non drenata c_u (kPa)	120 ÷ 150
Angolo di attrito ϕ' (°)	25 ÷ 30
Coesione drenata c' (kPa)	15 ÷ 20
Modulo edometrico E_{ed} (MPa)	7 ÷ 20
Modulo elastico operativo E_{op} (MPa)	15 ÷ 30
Coefficiente di reazione verticale $K_{Winkler\ vert}$ (kN/m³)	30000
Coefficiente di reazione orizzontale $K_{Winkler\ orizz}$ (kN/m³)	15000

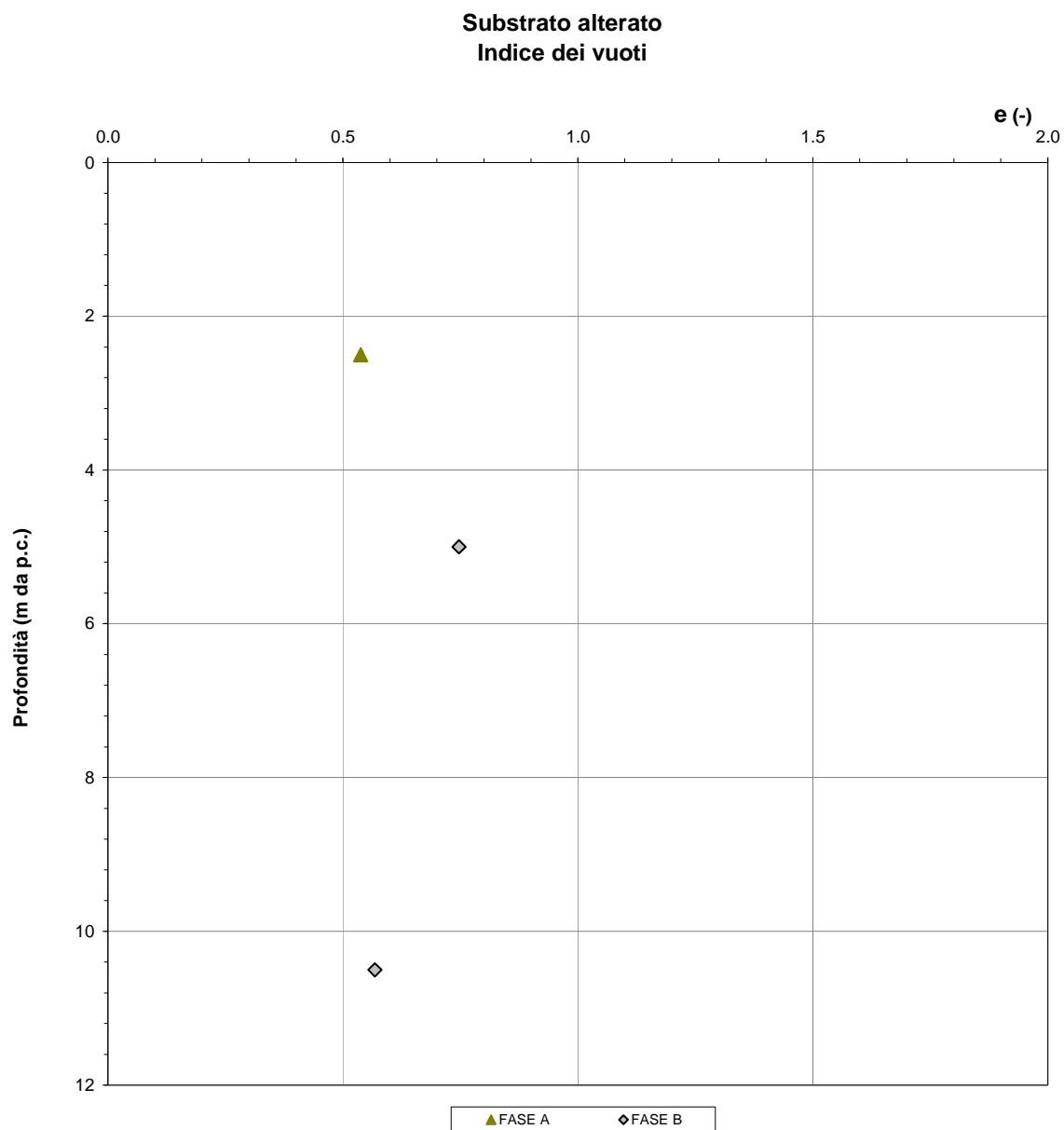
SOGGETTO ATTUATORE  Ferrovie Appulo Lucane	"SERVIZIO FERROVIARIO METROPOLITANO HINTERLAND POTENTINO" PROGETTO PRELIMINARE PER APPALTO INTEGRATO – 1° LOT TO	RELAZIONE GEOTECNICA
---	---	----------------------

DATI GENERALI						CARATTERISTICHE FISICHE															ELL		Taglio diretto		Edometrica				Granulometria						Classificazione dei materiali	
																													Classificazione ASTM 2487-93 (USCS)							
Sondaggio	Campione	Tipo di campione	Profondità iniziale	Profondità finale	Profondità falda in foro	γ_{nat}	G_s	γ_d	γ_{sat}	w_n	w_l	w_p	I_p	A	I_c	e	n	S	OCR	c_u	σ	c'	ϕ'	σ	E_{ed}	C_v	k	GH	S	L	A	L+A	AASHTO (CNR-UNI 10006)	AGI 1977		
			(m da p.c.)	(m da p.c.)	(m da p.c.)	(kN/m3)	(g/cm3)	(kN/m3)	(kN/m3)	(%)	(%)	(%)					(%)	(%)		(kPa)	(kPa)	(kPa)	(°)	(kPa)	(kPa)	(cm2/sec)	(cm/sec)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)				
S3	1	CI	2.5	2.95	3.40	20.0	2.70	17.2	20.6	16.2	33.0	20.8	12.2	0.38	1.38	0.538	35.0	81.3	0	154	307	28.0	24.5					0.0	10.1	57.9	32.0	89.9	A6 IG=9	Limo con argilla sabbioso		
FAL 2 AV	3	CI	10.50	11.00	6.50	20.1	2.70	16.9	20.5	18.9	39.8	20.7	19.1	0.56	1.09	0.568	36.2	89.9	2.25	126	252	19.7	23.7	196.1 ÷ 392.3	12903	2.70E-03	2.05E-08	0.0	6.8	59.0	34.2	93.2	A6 IG=12	limo con argilla debolmente sabbioso		
FAL 1 C	1	CI	5.00	5.30	7.10	17.0	2.70	15.2	19.3	12.3	31.3	17.6	13.7	0.40	1.39	0.747	42.8	44.6	1.07	140	281	13.0	22.3	49 ÷ 98.1	1268	3.94E-03	4.29E-07	0.0	9.5	56.1	34.4	90.5	A6 IG=9	limo con argilla debolmente sabbioso		
FAL 2 C	SPT 1	SPT	3.50		5.80		2.70																				0.0	10.4	60.6	29.0	89.6		limo sabbioso con argilla			

T 6. sintesi dei risultati delle prove di laboratorio – **Coltre alterata del substrato**



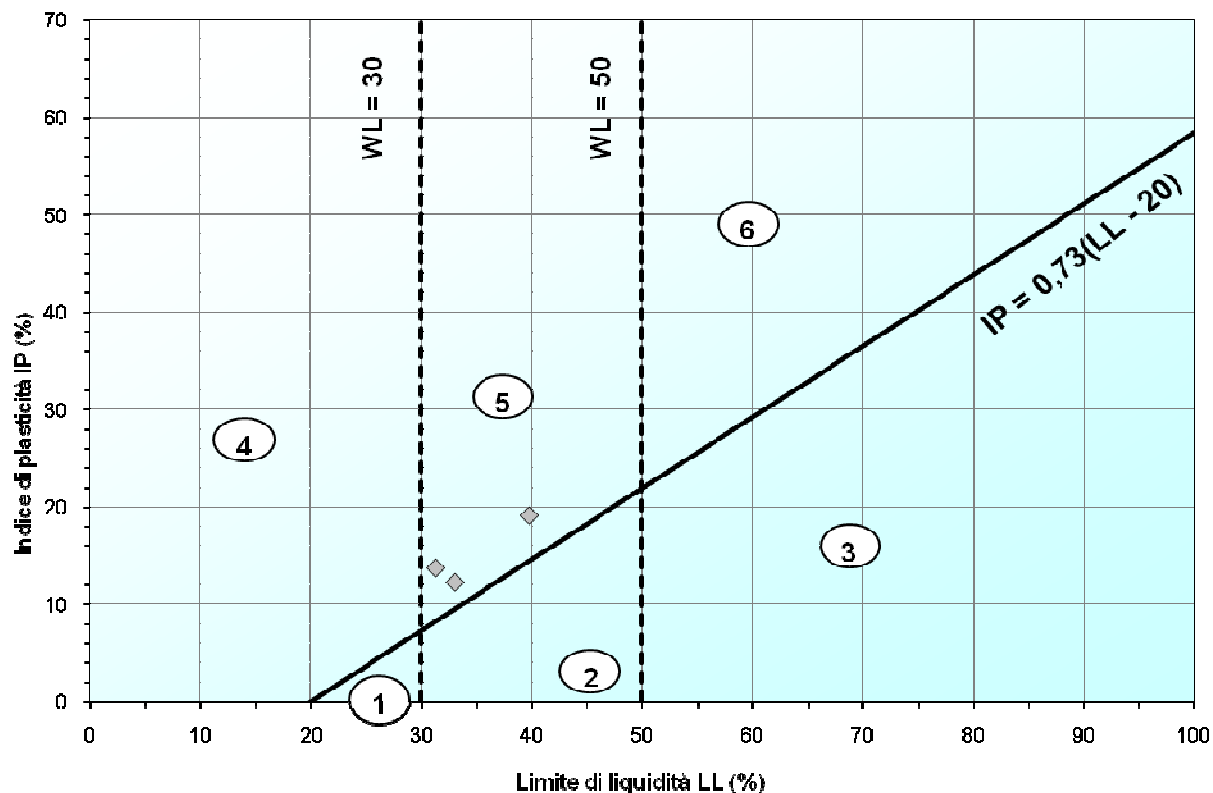
F 19. Contenuto d'acqua naturale – Coltre alterata del substrato



*F 20. Indice dei vuoti iniziale – **Coltre alterata del substrato***

Substrato alterato

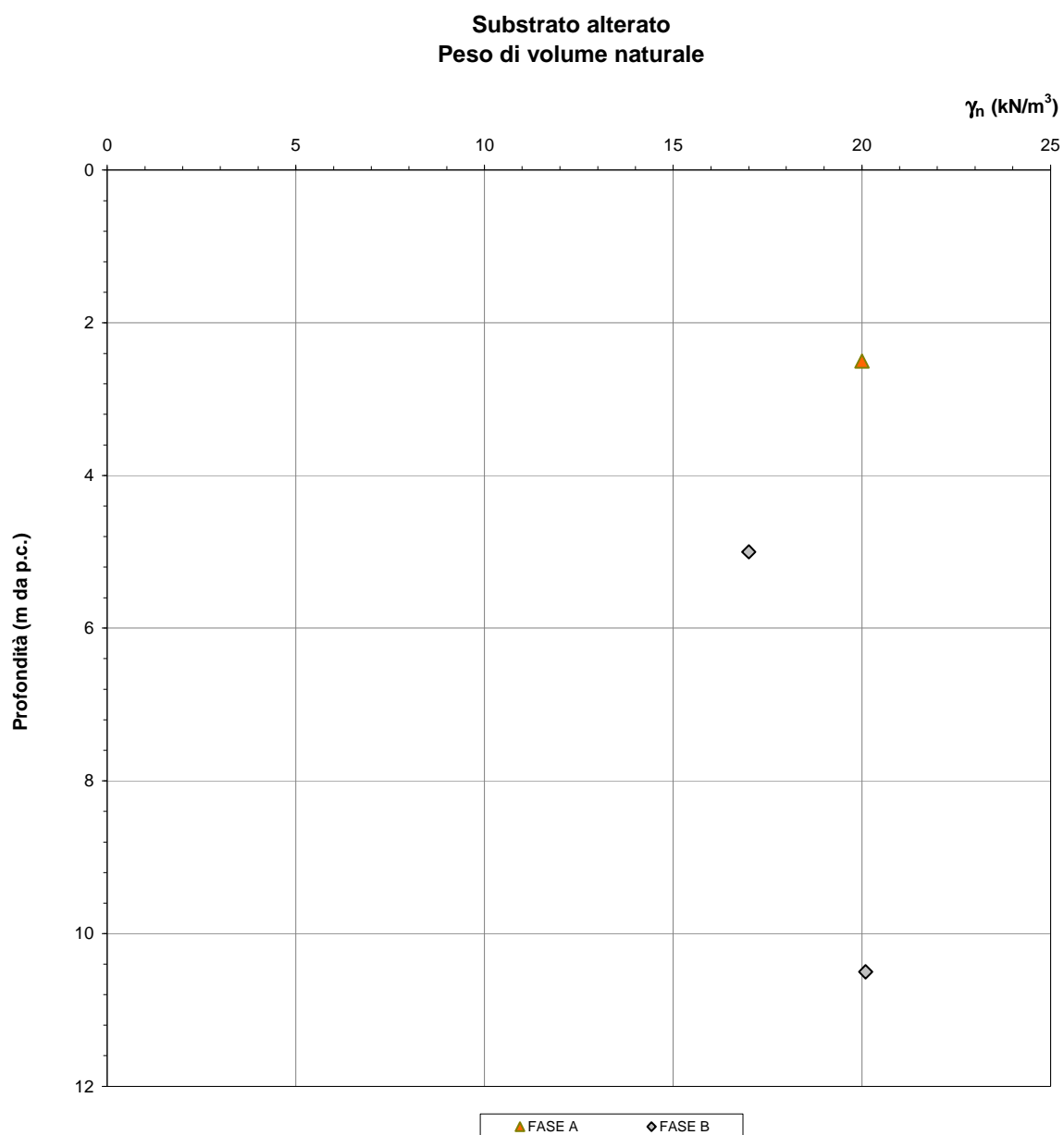
Carta di plasticità di Casagrande



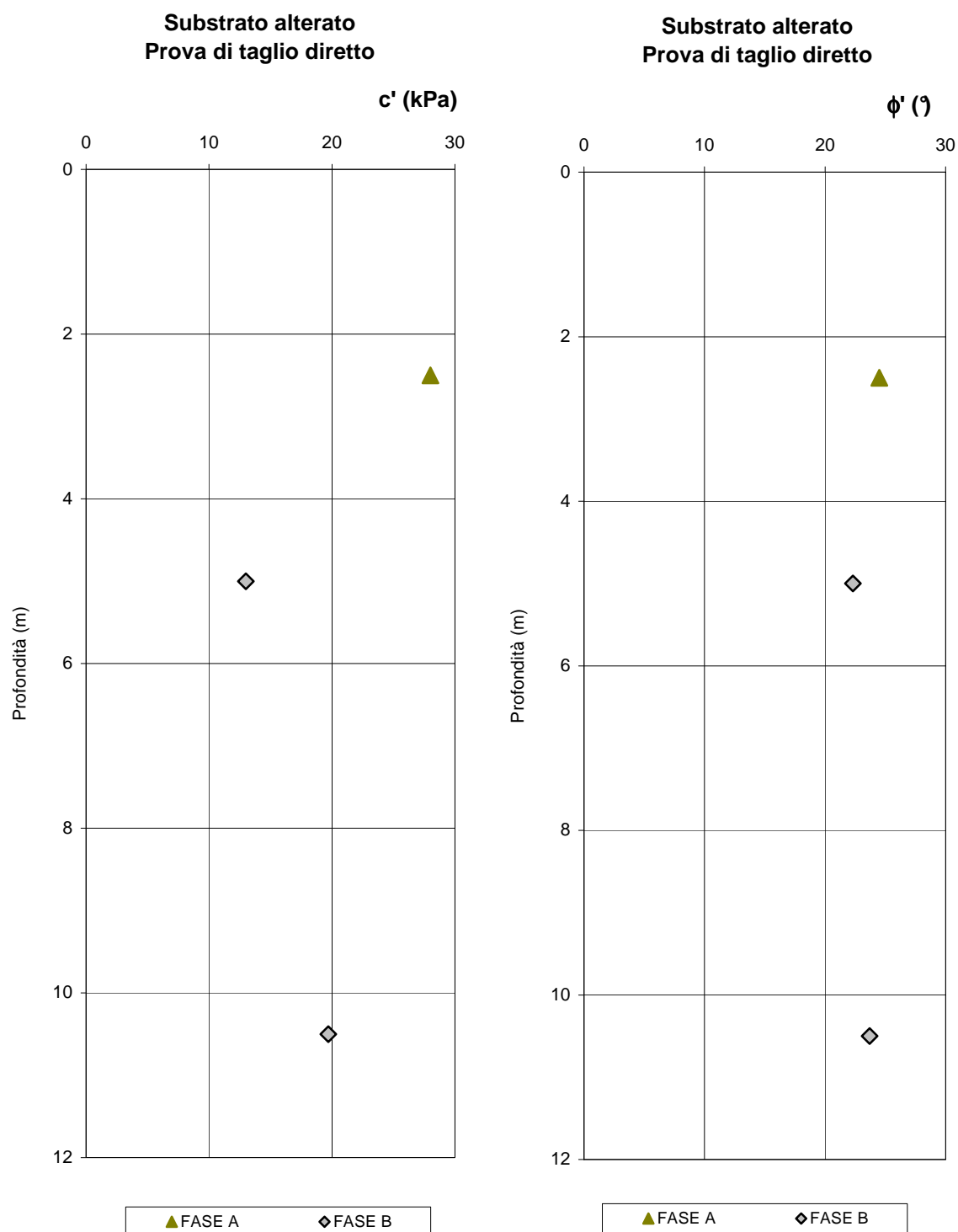
Legenda

- 1- Limi inorganici di bassa compressibilità**
- 2- Limi inorganici di media compressibilità e limi organici**
- 3- Limi inorganici di alta compressibilità ed argille organiche**
- 4- Argille inorganiche di bassa plasticità**
- 5- Argille inorganiche di media plasticità**
- 6- Argille inorganiche di alta plasticità**

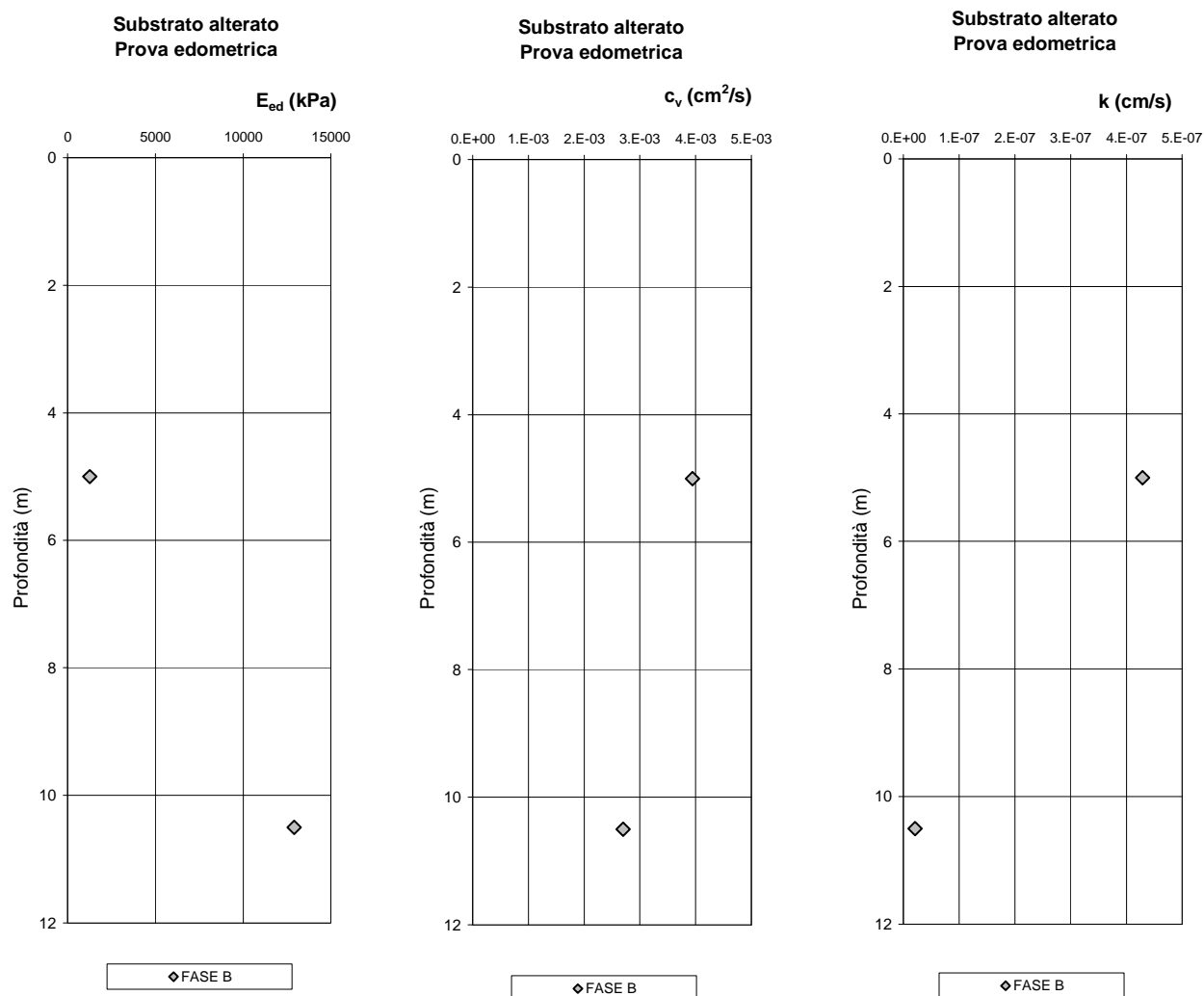
F 21. Carta di plasticità di Casagrande – *Coltre alterata del substrato*



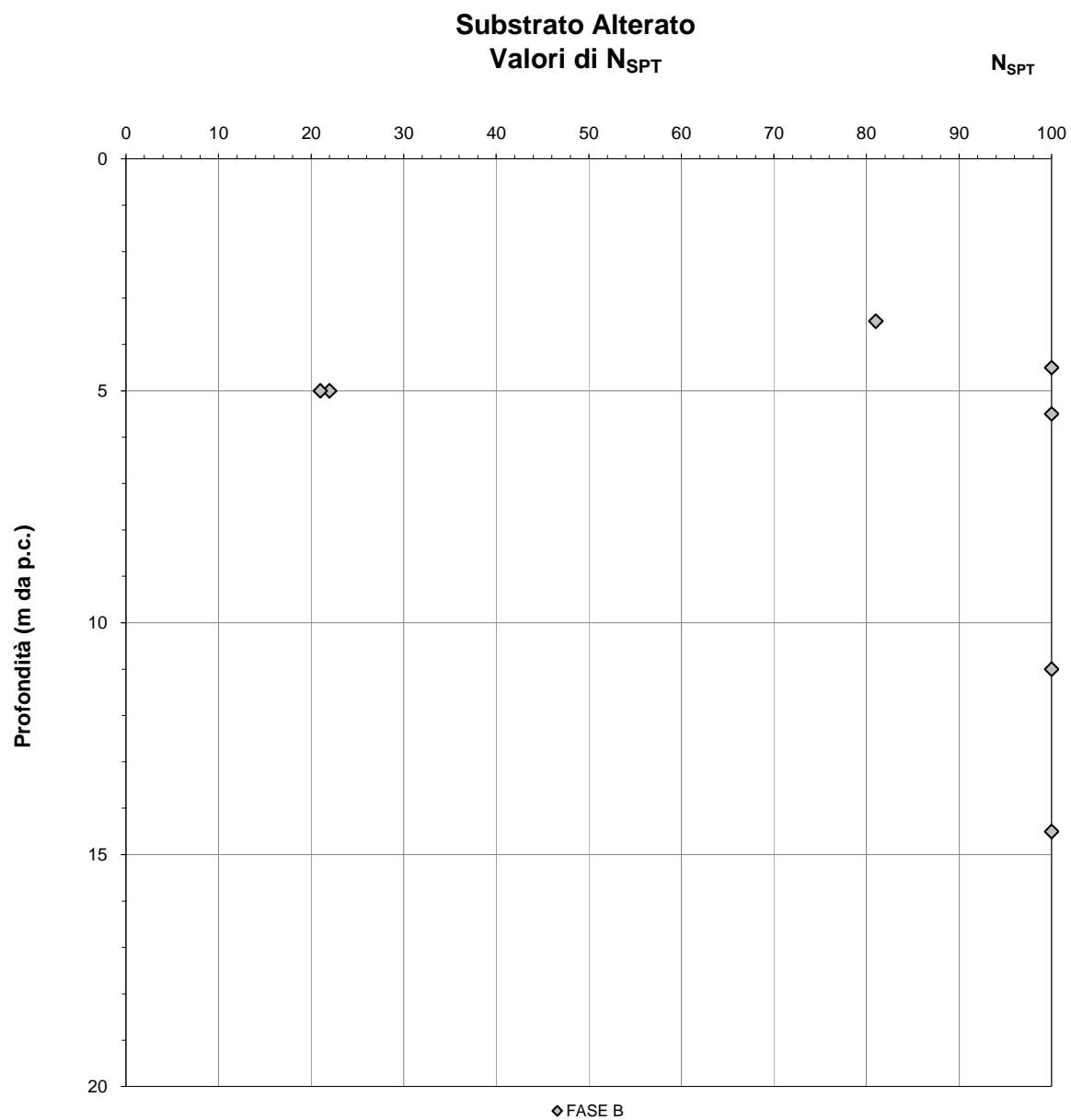
F 22. Peso di volume naturale – Coltre alterata del substrato



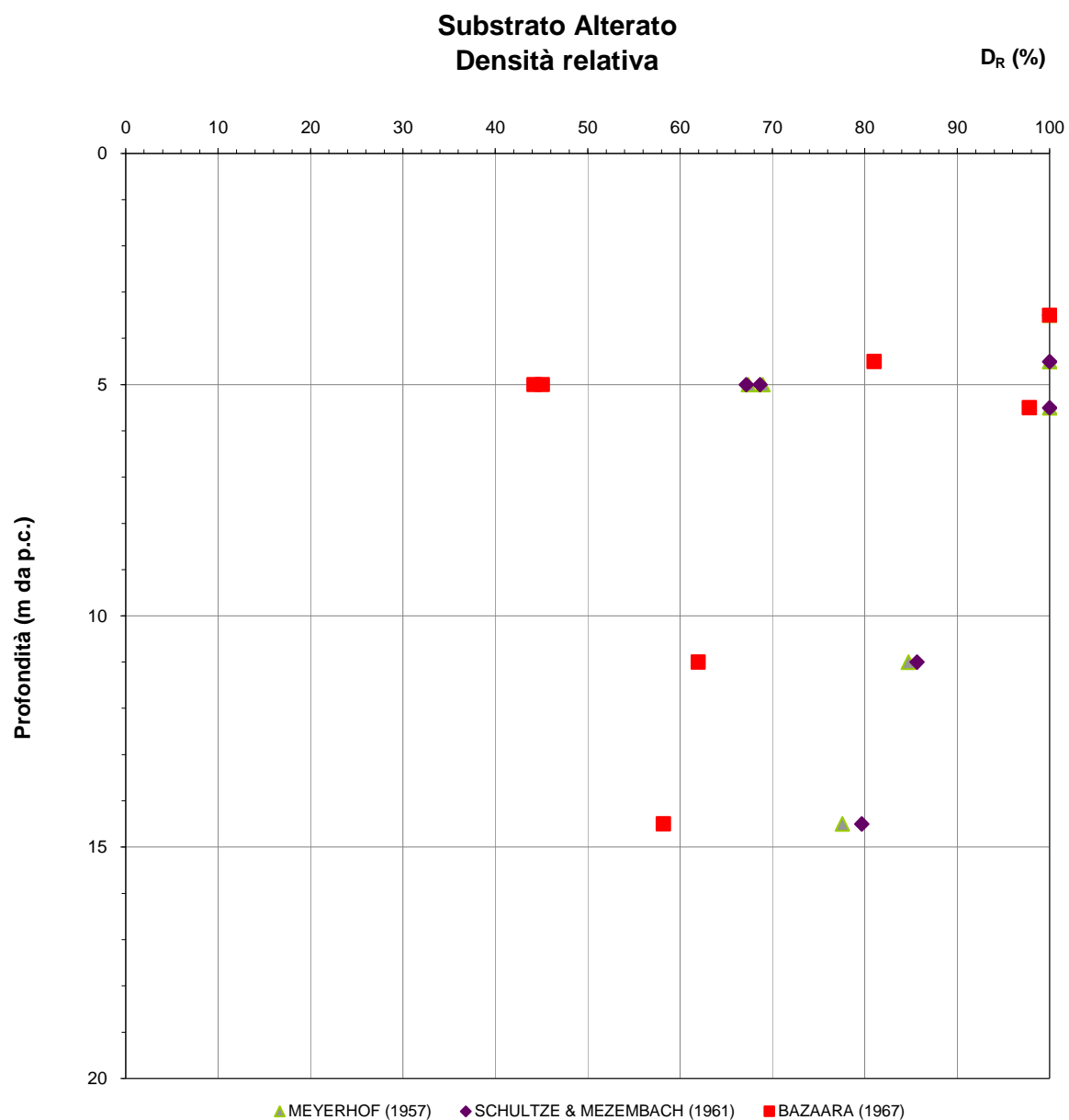
F 23. c' e ϕ' da prove di taglio diretto TD – **Coltre alterata del substrato**



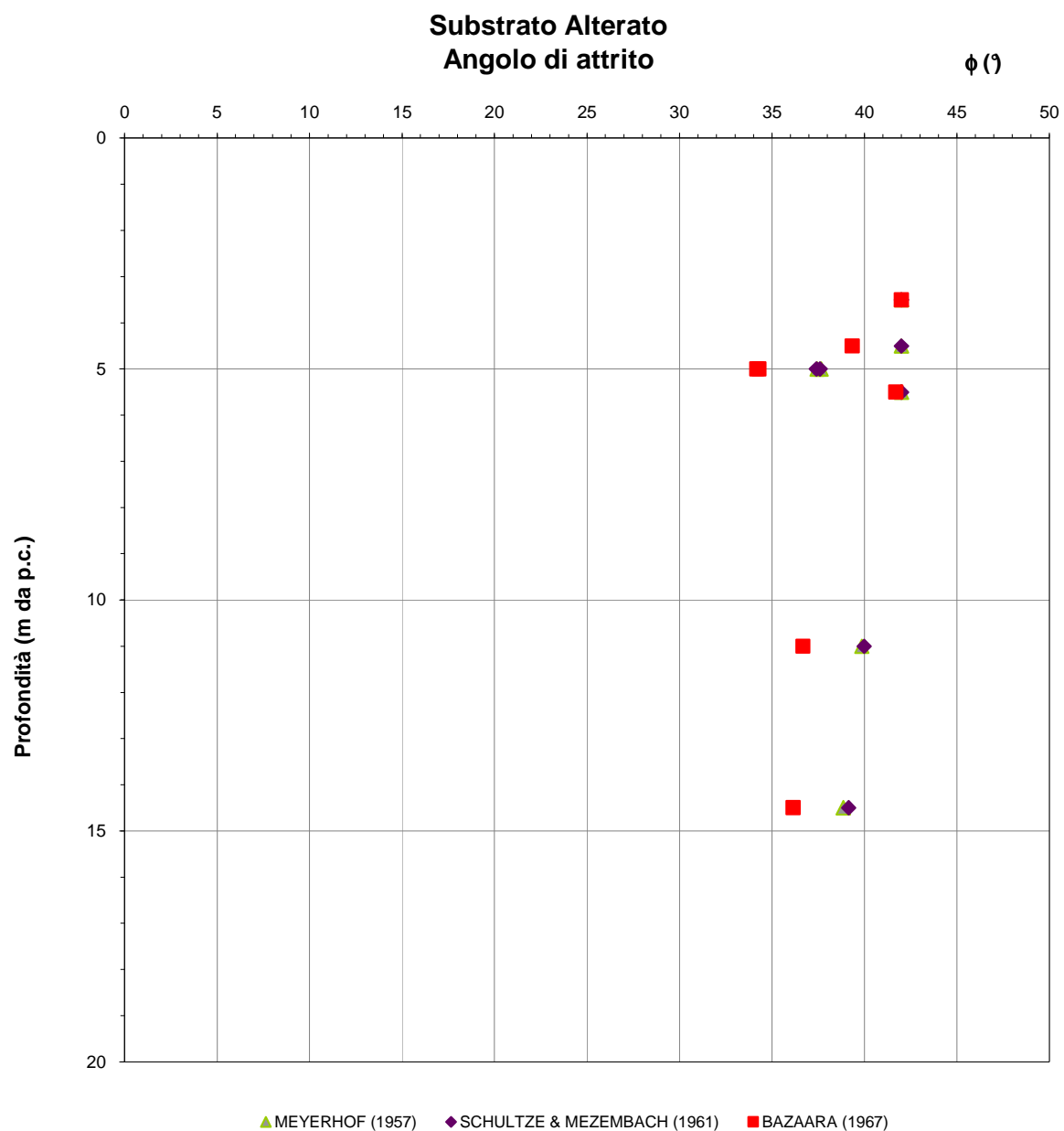
F 24. Prove di compressione edometrica – Coltre alterata del substrato



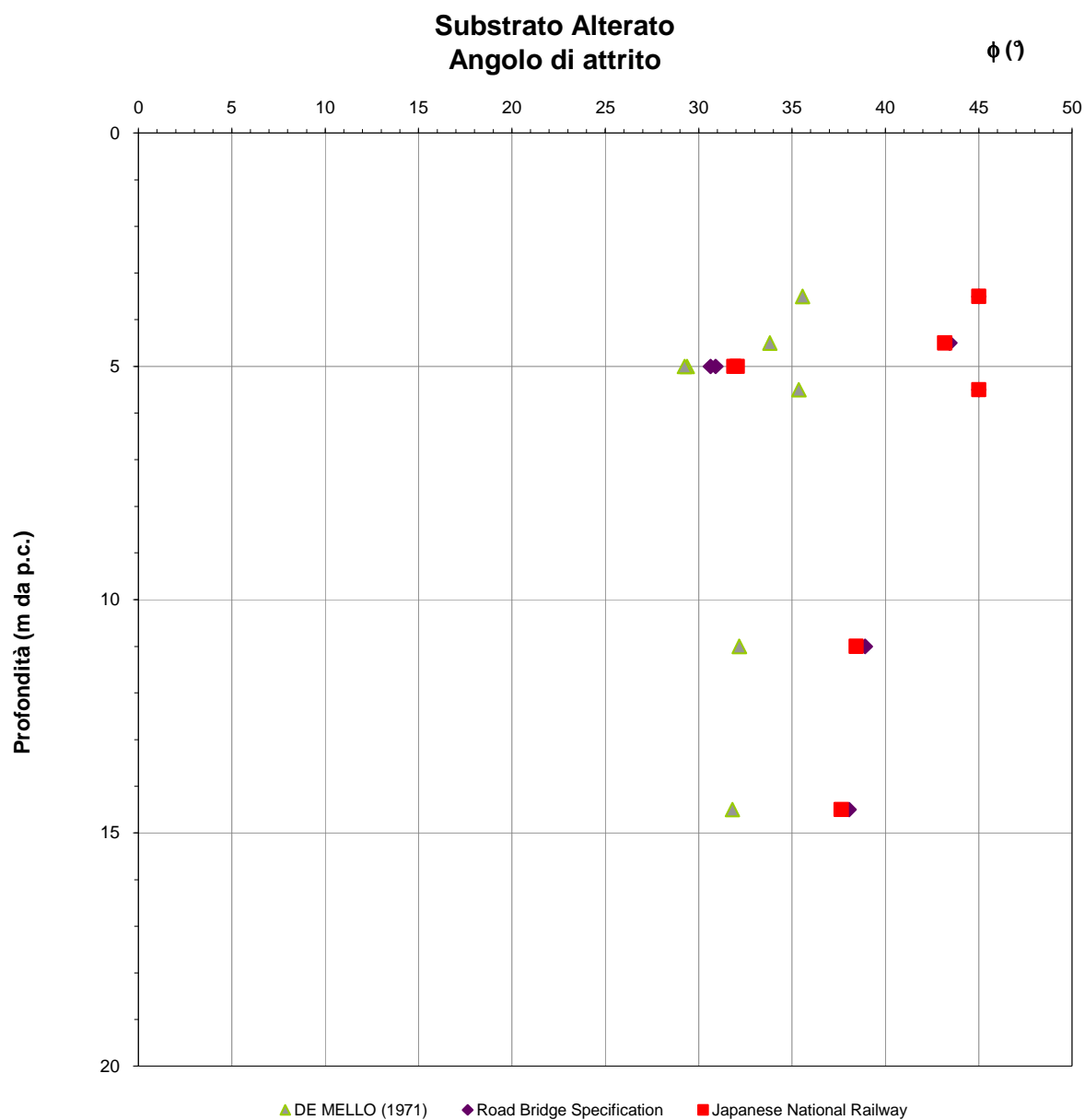
F 25. Valori di N_{SPT} – Coltre alterata del substrato



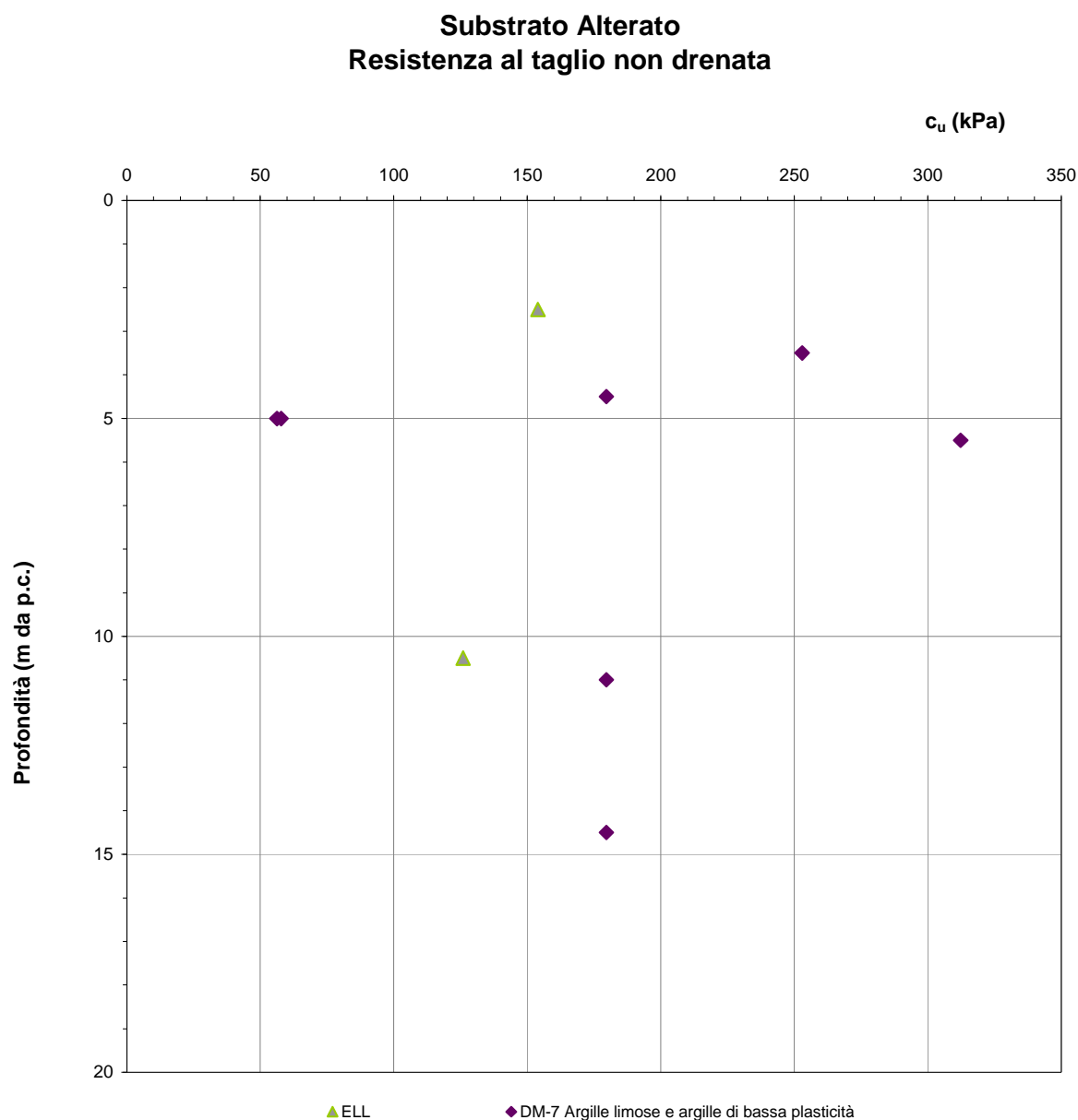
**F 26. Valori della densità relativa D_R (Meyerhof [1957] Schultze e Mezembach [1961] Bazaara [1967]) –
Coltre alterata del substrato**



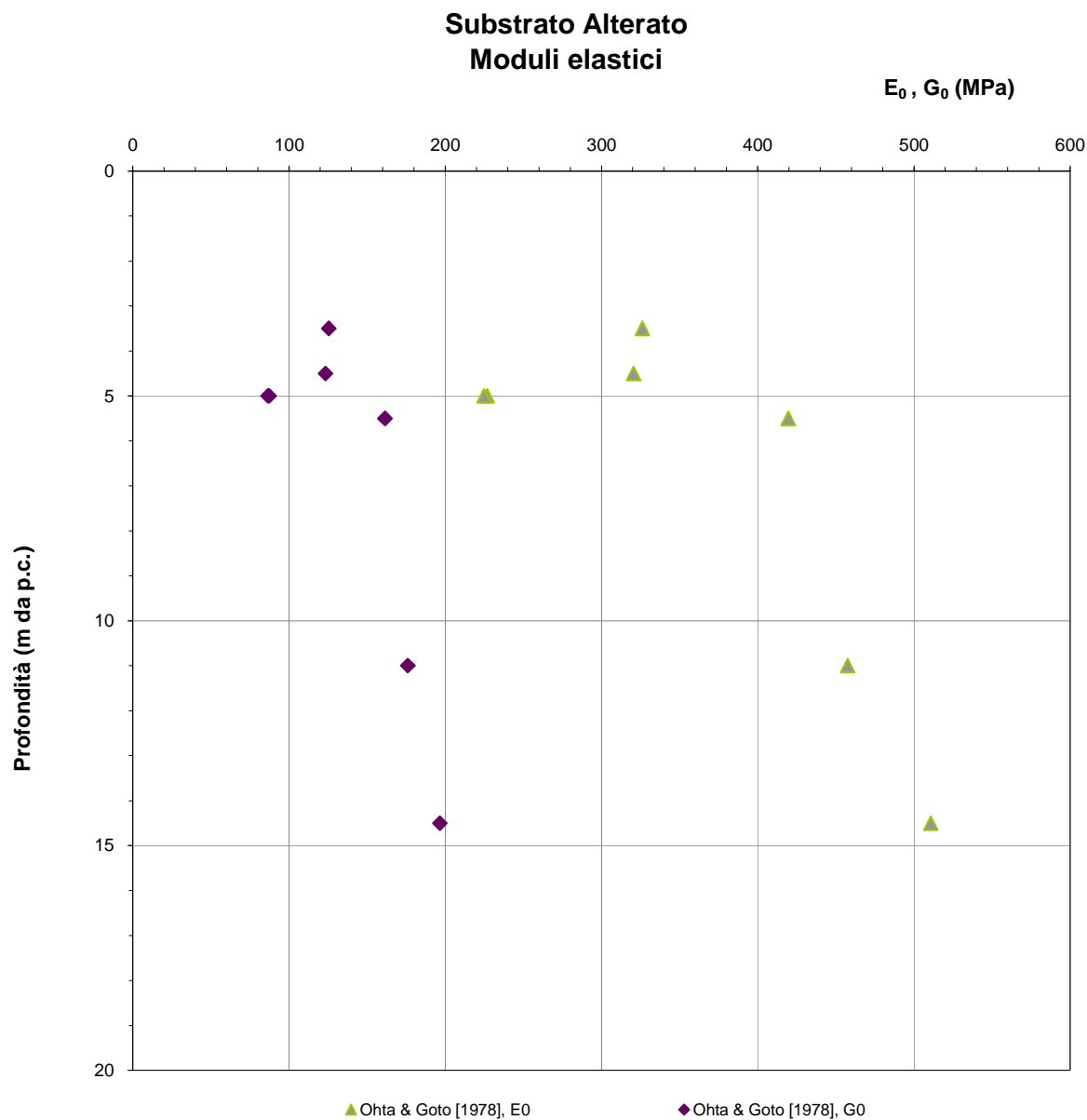
F 27. Valori dell'angolo di attrito ϕ' (Schmertmann [1975]) – Coltre alterata del substrato



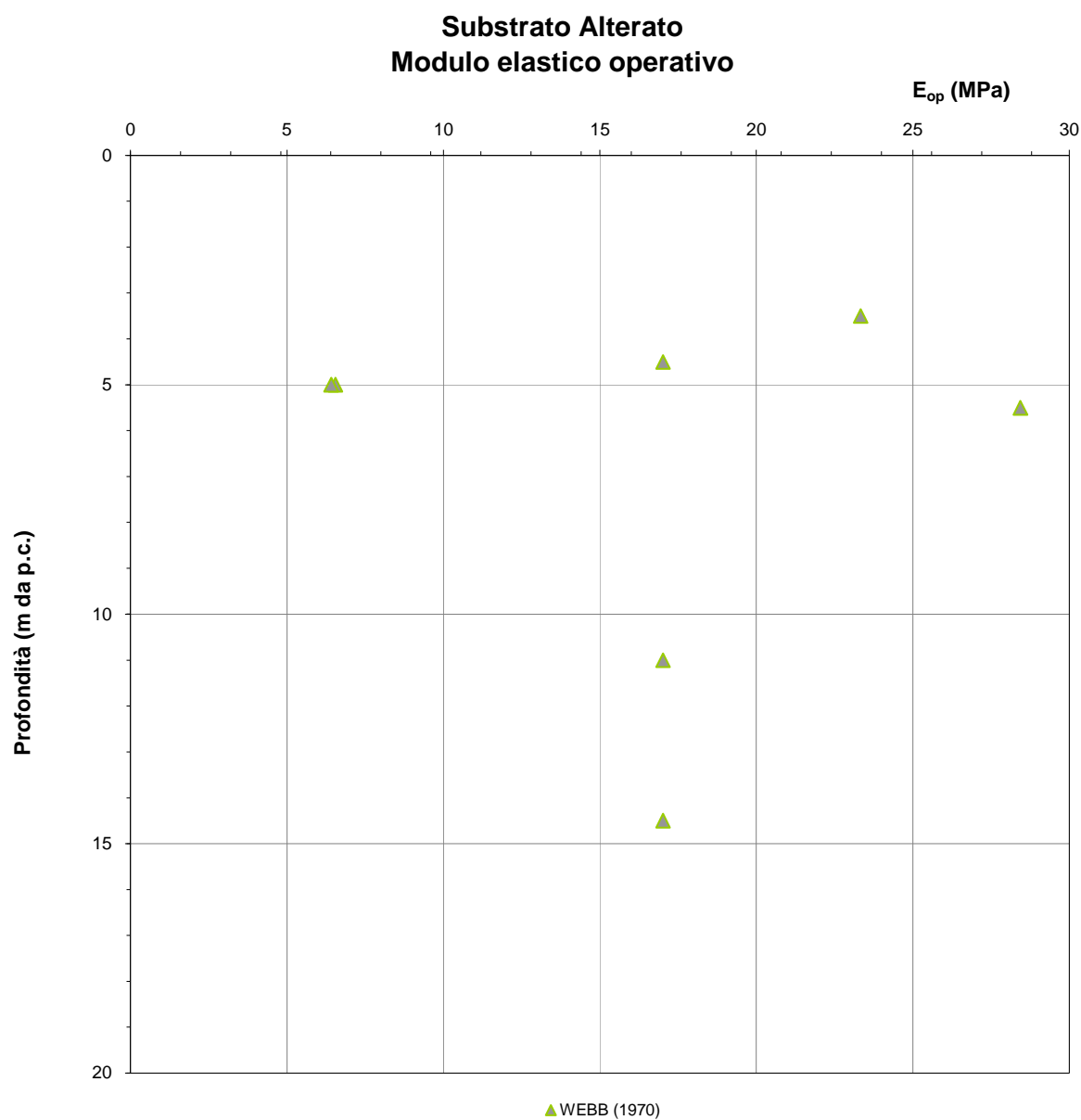
F 28. Valori dell'angolo di attrito ϕ' (De Mello [1971], Japanese National Railway, Bridge Specification[1971]) – *Coltre alterata del substrato*



F 29. Valori della resistenza al taglio non drenata da prove SPT (NAVFAC, DM-7) – *Coltre alterata del substrato*



F 30. Modulo elastico a piccole deformazioni (Ohta & Goto [1978]) – **Coltre alterata del substrato**



F 31. Modulo elastico operativo (Webb [1970]) – Coltre alterata del substrato

8.5. ARGILLE SILTOSE GRIGIO AZZURRE

8.5.1. *Analisi di laboratorio*

Nel corso dell'esecuzione dei sondaggi nei terreni del substrato inalterato sono stati prelevati n. 8 campioni di terreno, di cui 6 indisturbati e 2 rimaneggiati.

Caratteristiche fisiche

Dalle analisi eseguite sui campioni prelevati, le argille siltose hanno presentato contenuti granulometrici variabili nei seguenti intervalli:

argilla = 24.1 % ÷ 38.6 % mediamente pari a 32.3 %

limo = 51.1 % ÷ 65.3 % mediamente pari a 58 %

sabbia = 4.7 % ÷ 15.5 % mediamente pari a 9.8 %

ghiaia = 0 %

Il contenuto d'acqua naturale (w_n) risulta compreso tra 10.7 % e 12.7 % (figura F 32) mediamente pari a 11.58%.

L'indice dei vuoti iniziale (e_o) risulta compreso tra 0.45 ed 0.50, mediamente pari a 0.48 (figura F 33).

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL e indice di plasticità IP) variano generalmente entro i seguenti valori (figura F 34):

LL = limite liquido = 27.1 % ÷ 36.3 %

IP = indice di plasticità = 11.2 % ÷ 16.6 %.

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

Peso di volume naturale: $\gamma_n = 19.4 \div 20.3 \text{ kN/m}^3$, mediamente pari a 19.95 kN/m^3 (figura F 35).

Caratteristiche di resistenza al taglio

Sui campioni indisturbati prelevati sono state eseguite n. 6 prove di taglio diretto (TD) e n. 6 prove di compressione ad espansione laterale libera (ELL).

Dai risultati delle prove di taglio diretto TD, i valori ottenuti, in termini di angolo di attrito e coesione, risultano pari a (figura F 36):

$c' = 5.5 \div 34.7 \text{ kPa}$, mediamente pari a 25.77 kPa ;

$\phi' = 24.5 \div 29^\circ$, mediamente pari a 27.2° .

SOGGETTO ATTUATORE  Ferrovie Appulo Lucane	"SERVIZIO FERROVIARIO METROPOLITANO HINTERLAND POTENTINO" PROGETTO PRELIMINARE PER APPALTO INTEGRATO – 1° LOTTO	RELAZIONE GEOTECNICA
---	--	----------------------

Dai risultati delle prove di compressione ad espansione laterale libera, i valori ottenuti, in termini di resistenza al taglio non drenata, risultano pari a:

$c_u = 15 \div 186$ kPa, mediamente pari a 136.5 kPa.

Nella tabella T 7 viene riportata una sintesi dei risultati delle analisi di laboratorio eseguite sui campioni prelevati.

8.5.2. *Indagini geotecniche in sito*

Nel corso della perforazione dei sondaggi sono state eseguite n. 24 prove penetrometriche dinamiche le quali hanno fornito sempre valori di N_{SPT} pari a rifiuto, considerato pari a 100 nelle elaborazioni (figura F 37).

Caratteristiche di resistenza al taglio

Sulla base delle prove penetrometriche dinamiche, in termini di tensioni efficaci le argille siltose possono essere caratterizzata dai seguenti parametri:

$Dr = 57 \div 100\%$, mediamente pari a 72.4% (Meyerhof [1957])(figura F 38);

$Dr = 62.5 \div 99.8\%$, mediamente pari a 75.4% (Schultze e Mezembach [1961]) (figura F 38);

$Dr = 46.4 \div 70.1\%$, mediamente pari a 55.2% (Bazaara [1967]) (figura F 38);

$\phi' = 36 \div 42^\circ$, mediamente pari a 38.1° (Schmertmann [1975], Meyerhof [1957]) (figura F 39);

$\phi' = 36.8 \div 42^\circ$, mediamente pari a 38.6° (Schmertmann [1975], Schultze e Mezembach [1961]) (figura F 39);

$\phi' = 34.5 \div 37.8^\circ$, mediamente pari a 35.7° (Schmertmann [1975], Bazaara [1967]) (figura F 39);

$\phi' = 30.4 \div 32.9^\circ$, mediamente pari a 31.4° (De Mello [1971]) (figura F 40);

$\phi' = 35.4 \div 40.3^\circ$, mediamente pari a 37.1° (Japanese National Railway) (figura F 40)

$\phi' = 35.4 \div 40.8^\circ$, mediamente pari a 37.4° (Road Bridge Specification [1971]) (figura F 40).

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

$\phi' = 35^\circ \div 38^\circ$.

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

Sempre sulla base delle prove penetrometriche dinamiche SPT, in condizioni di tensioni totali le argille siltose possono complessivamente essere caratterizzate dal seguente valore di resistenza al taglio non drenata:

$c_u = 180$ kPa (NAVFAC [1971]).

Nella figura F 41 sono riportati tali valori confrontati con i valori di c_u ottenuti in laboratorio da prove ELL.

Caratteristiche di deformabilità

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

$E_0 = 423 \div 665$ MPa, mediamente pari a 564 MPa (figura F 42).

$G_0 = 163 \div 256$ MPa, mediamente pari a 217 MPa (figura F 42).

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

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

$E = 88$ MPa (D'Appollonia [1970] per sabbia SC).

8.5.3. **Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica**

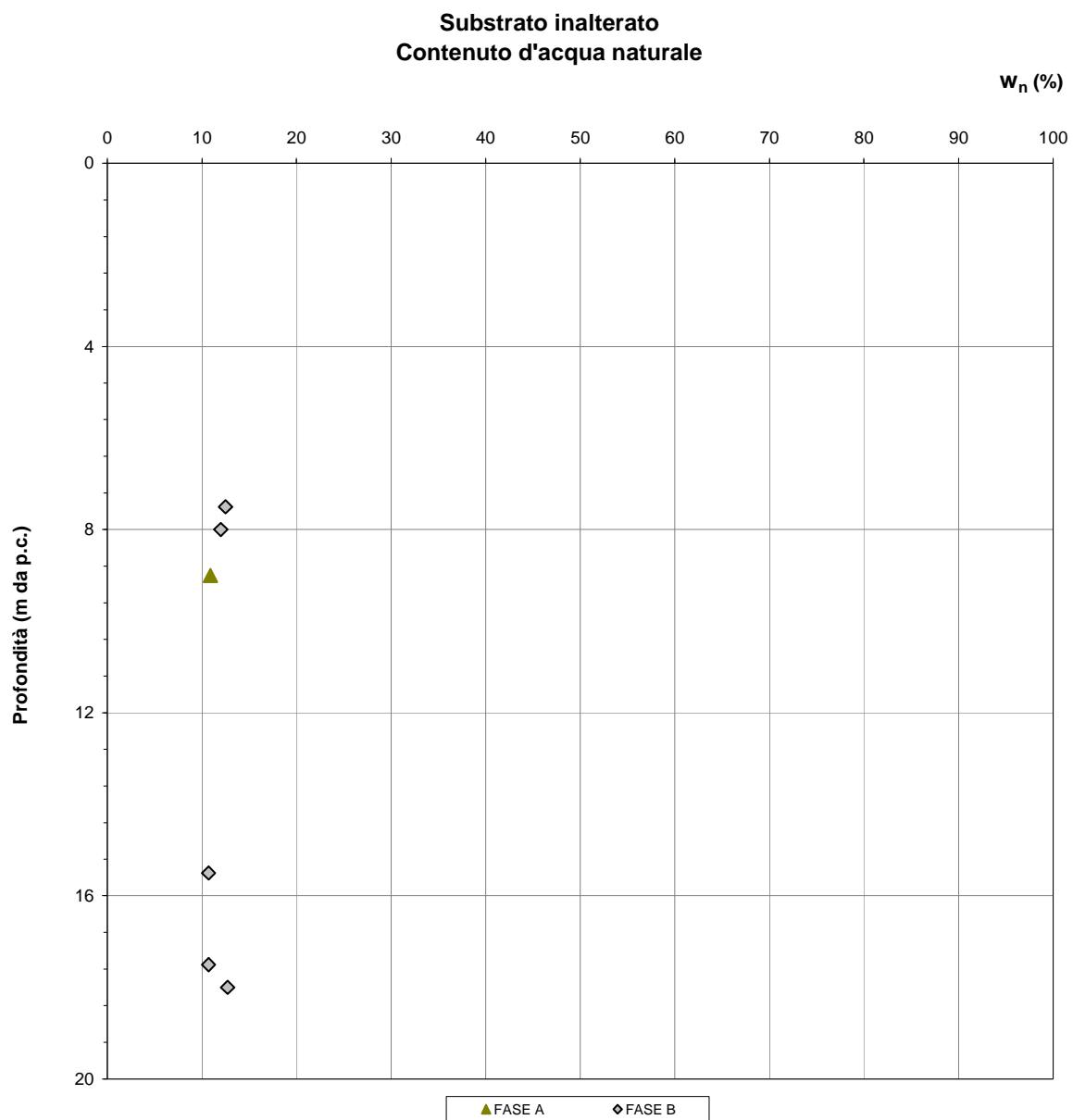
Sulla base dei risultati delle indagini in sito e in laboratorio effettuate, i parametri geotecnici caratteristici assunti per la caratterizzazione delle argille siltose grigio azzurre del substrato sono riassunti nella seguente tabella:

Argille siltose grigio azzurre del substrato	
Peso di volume naturale γ (kN/m³)	20
Coesione non drenata c_u (kPa)	150 ÷ 180
Angolo di attrito ϕ' (°)	25 ÷ 32
Coesione drenata c' (kPa)	25 ÷ 35
Modulo edometrico E_{ed} (MPa)	20 ÷ 30
Modulo elastico operativo E_{op} (MPa)	40 ÷ 80
Coefficiente di reazione verticale $K_{Winkler\ vert}$ (kN/m³)	60000
Coefficiente di reazione orizzontale $K_{Winkler\ orizz}$ (kN/m³)	30000

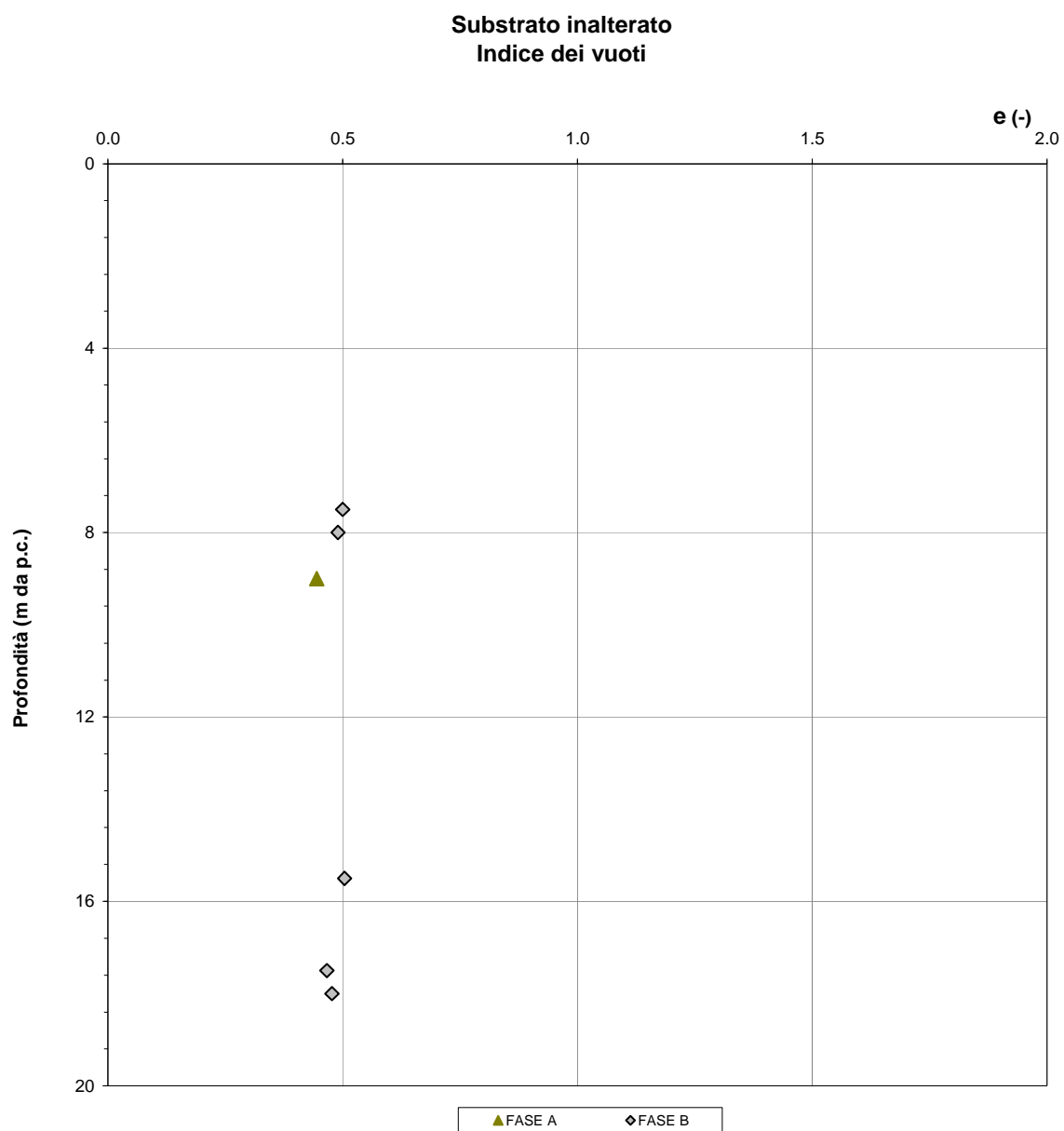
SOGGETTO ATTUATORE  Ferrovie Appulo Lucane	"SERVIZIO FERROVIARIO METROPOLITANO HINTERLAND POTENTINO" PROGETTO PRELIMINARE PER APPALTO INTEGRATO – 1° LOTTO	RELAZIONE GEOTECNICA
---	--	----------------------

DATI GENERALI						CARATTERISTICHE FISICHE														ELL		Taglio diretto		Granulometria					Classificazione dei materiali	
																								Classificazione ASTM 2487-93 (USCS)						
Sondaggio	Campione	Tipo di campione	Profondità iniziale	Profondità finale	Profondità falda in foro	γ_{nat}	G_s	γ_d	γ_{sat}	w_n	w_l	w_p	I_p	A	I_c	e	n	S	OCR	c_u	σ	c'	ϕ'	GH	S	L	A	L+A	AASHTO (CNR-UNI 10006)	AGI 1977
			(m da p.c.)	(m da p.c.)	(m da p.c.)	(kN/m3)	(g/cm3)	(kN/m3)	(kN/m3)	(%)	(%)	(%)					(%)	(%)		(kPa)	(kPa)	(kPa)	(°)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)		
S2	1	CI	9	9.30	2.40	20.3	2.70	18.3	21.3	10.9	27.1	14.4	12.7	0.38	1.28	0.445	30.8	66.3	0	186	371	30.5	27.5	0.0	15.5	51.1	33.4	84.5	A6 IG=9	Limo con argilla sabbioso
FAL 2 AV	4	CI	18.00	18.40	6.50	20.2	2.70	17.9	21.1	12.7	34.6	18.2	16.4	0.42	1.34	0.477	32.3	72.2	0	183	366	34.7	28.0	0.0	4.7	56.7	38.6	95.3	A6 IG=11	limo con argilla
FAL 1 C	2	CI	7.50	7.80	7.10	19.9	2.70	17.7	20.9	12.5	32.6	18.7	13.9	0.58	1.45	0.500	33.3	67.7	0	15	30	5.5	24.5	0.0	10.6	65.3	24.1	89.4	A6 IG=10	limo argilloso debolmente sabbioso
FAL 1 C	3	CI	17.50	17.85	7.10	20.0	2.70	18.1	21.2	10.7	36.3	19.7	16.6	0.54	1.54	0.466	31.8	62.3	0	151	303	28.5	25.5	0.0	8.0	61.5	30.5	92.0	A6 IG=11	limo con argilla
FAL 2 C	2	CI	8.00	8.25	5.80	19.9	2.70	17.8	21.0	12.0	32.3	17.9	14.4	0.44	1.41	0.490	32.9	66.3	0	130	260	25.4	28.5	0.0	7.6	59.3	33.1	92.4	A6 IG=10	limo con argilla debolmente sabbioso
FAL 2 C	SPT 3	SPT	13.50		5.80		2.70																	0.0	10.4	60.2	29.4	89.6		limo sabbioso con argilla
FAL 2 C	SPT 4	SPT	17.50		5.80		2.70																	0.0	7.0	56.8	36.2	93.0		limo debolmente sabbioso con argilla
FAL 2 R	1	CI	15.50	15.95	4.10	19.4	2.69	17.5	20.8	10.7	28.0	16.8	11.2	0.34	1.54	0.504	33.5	57.1	0	154	308	30.0	29.0	0.0	14.4	52.7	32.9	85.6	A 6 IG=8	limo con argilla sabbioso

T 7. sintesi dei risultati delle prove di laboratorio – Argille grigio azzurre (substrato)



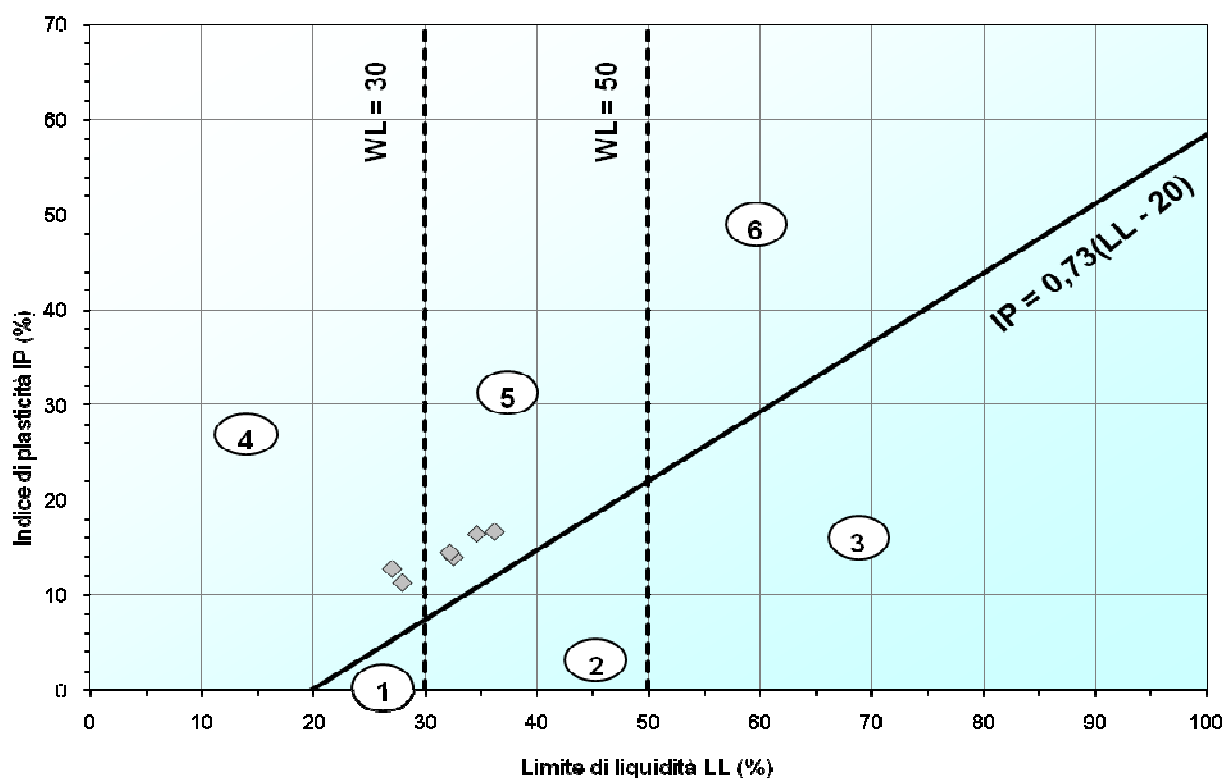
F 32. Contenuto d'acqua naturale – Argille siltose grigio azzurre



F 33. *Indice dei vuoti iniziale – Argille siltose grigio azzurre*

Substrato inalterato

Carta di plasticità di Casagrande

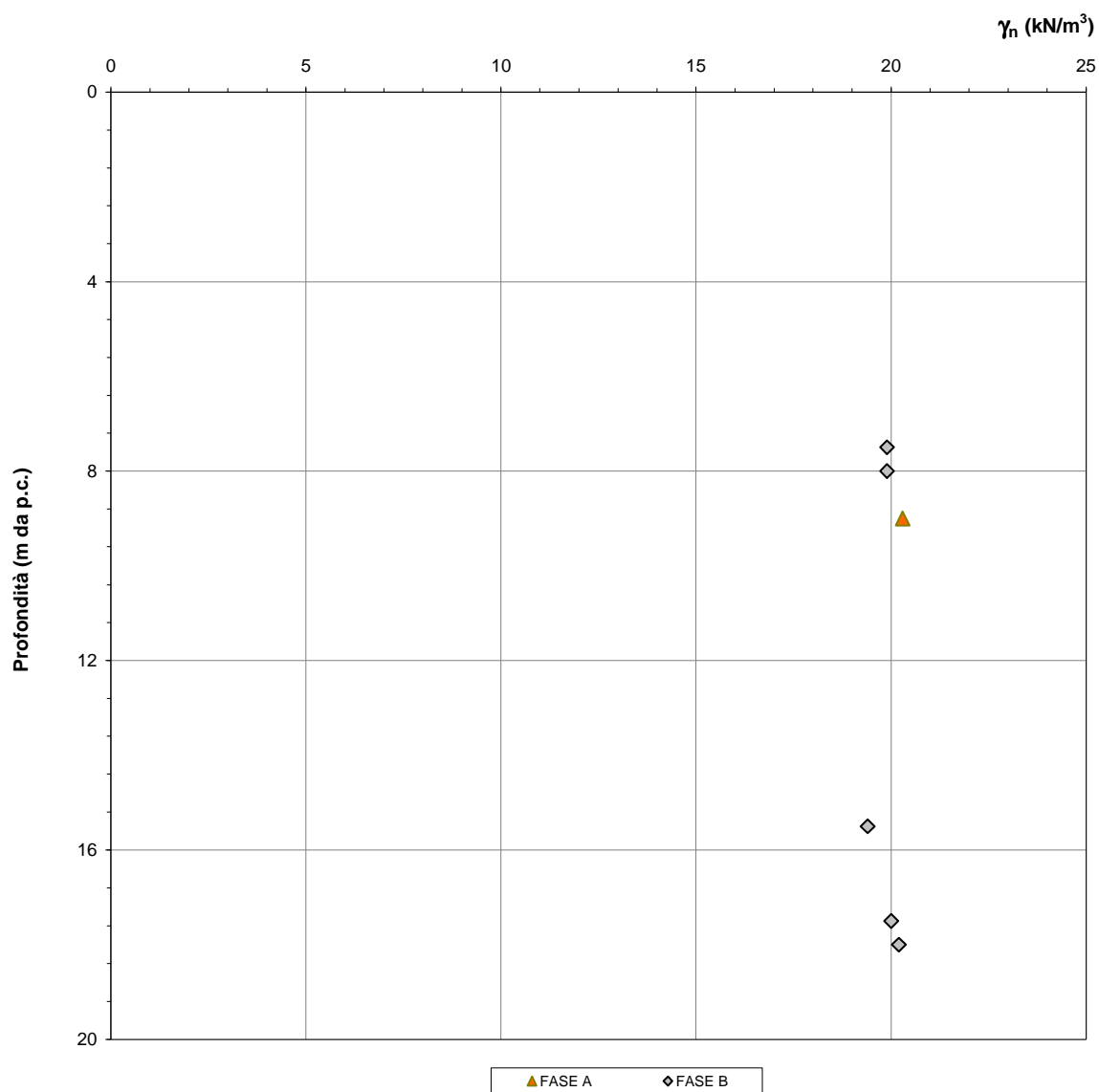


Legenda

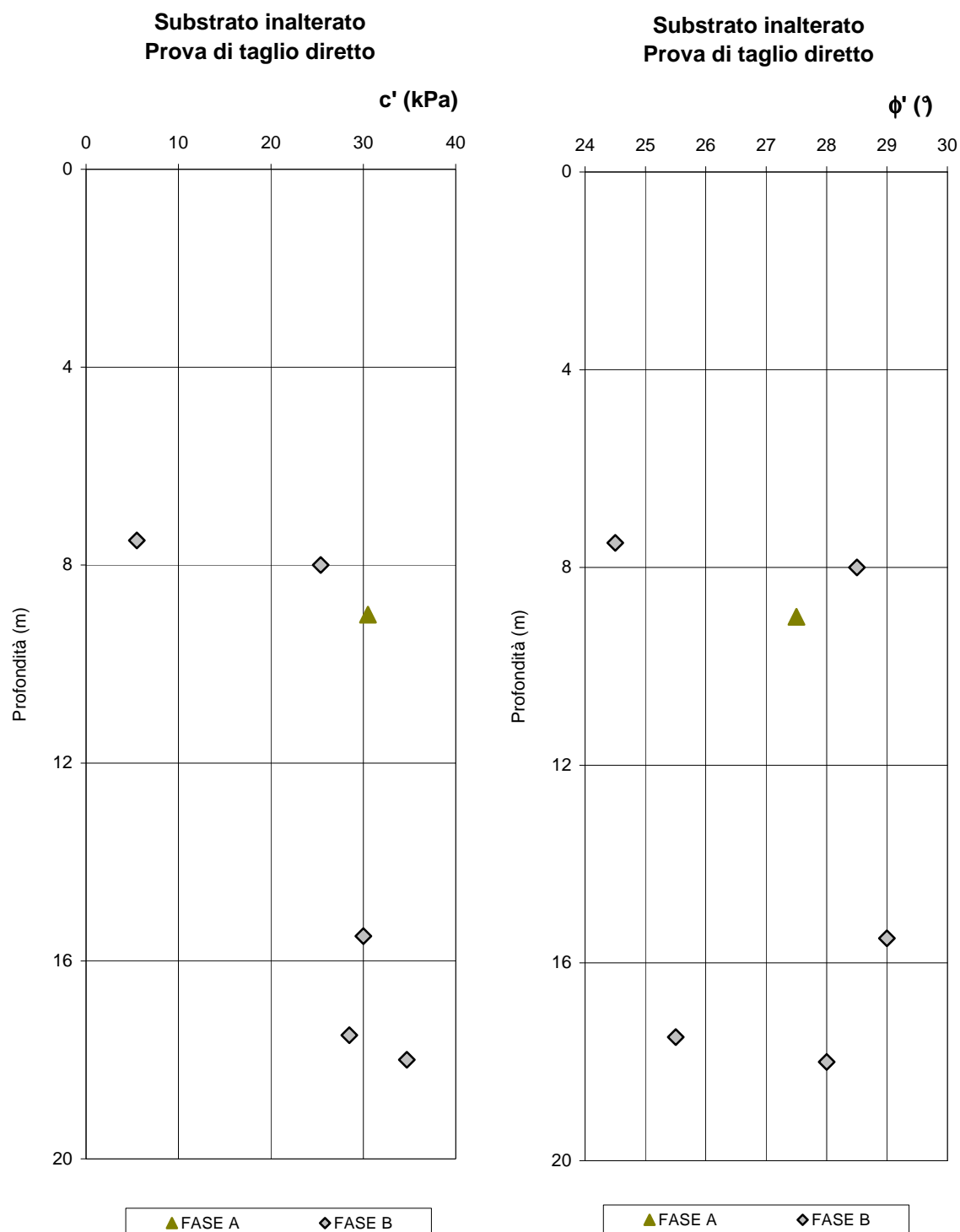
- 1- Limi inorganici di bassa compressibilità
- 2- Limi inorganici di media compressibilità e limi organici
- 3- Limi inorganici di alta compressibilità ed argille organiche
- 4- Argille inorganiche di bassa plasticità
- 5- Argille inorganiche di media plasticità
- 6- Argille inorganiche di alta plasticità

F 34. Carta di plasticità di Casagrande – Argille siltose grigio azzurre

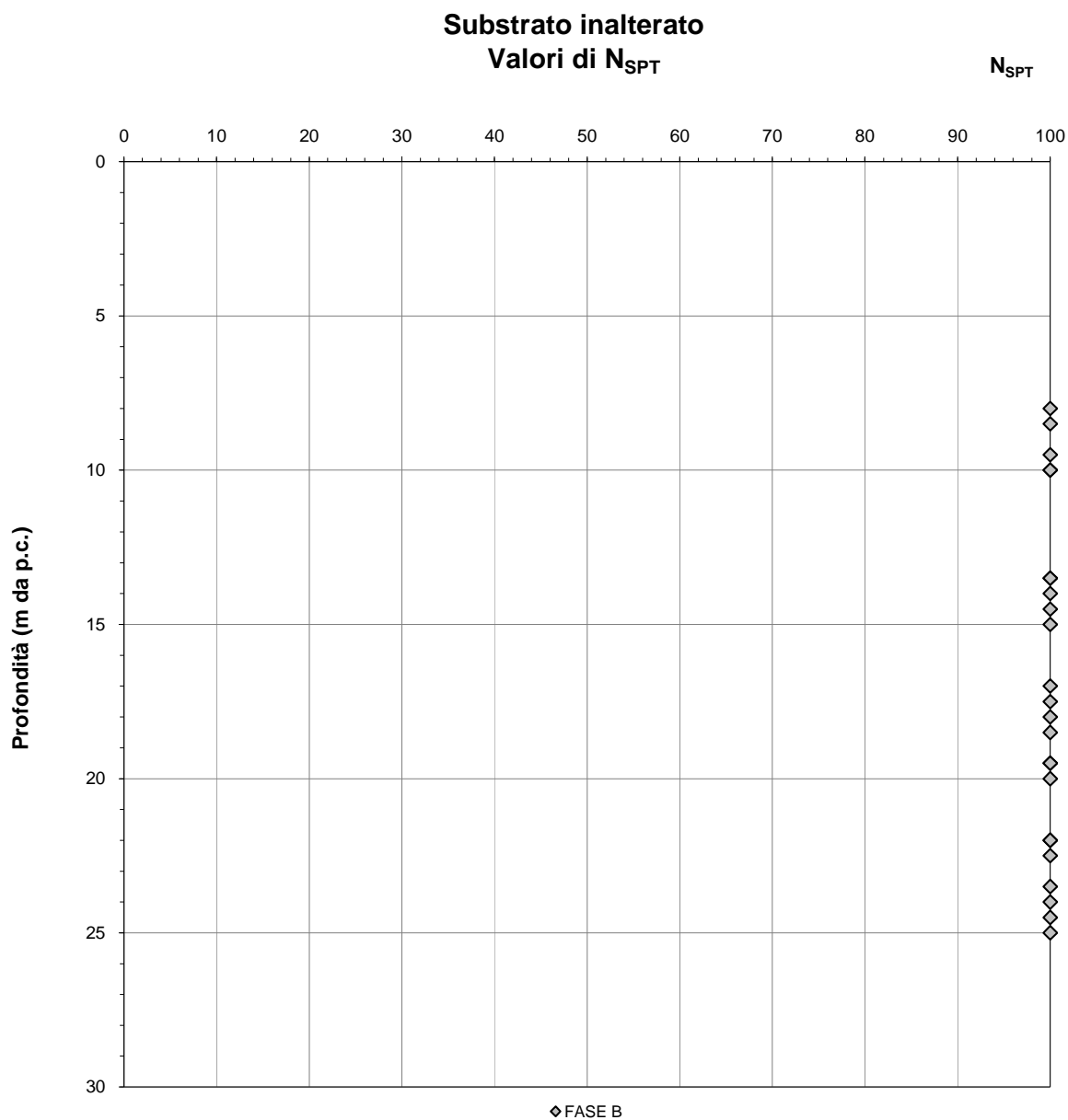
Substrato inalterato
Peso di volume naturale



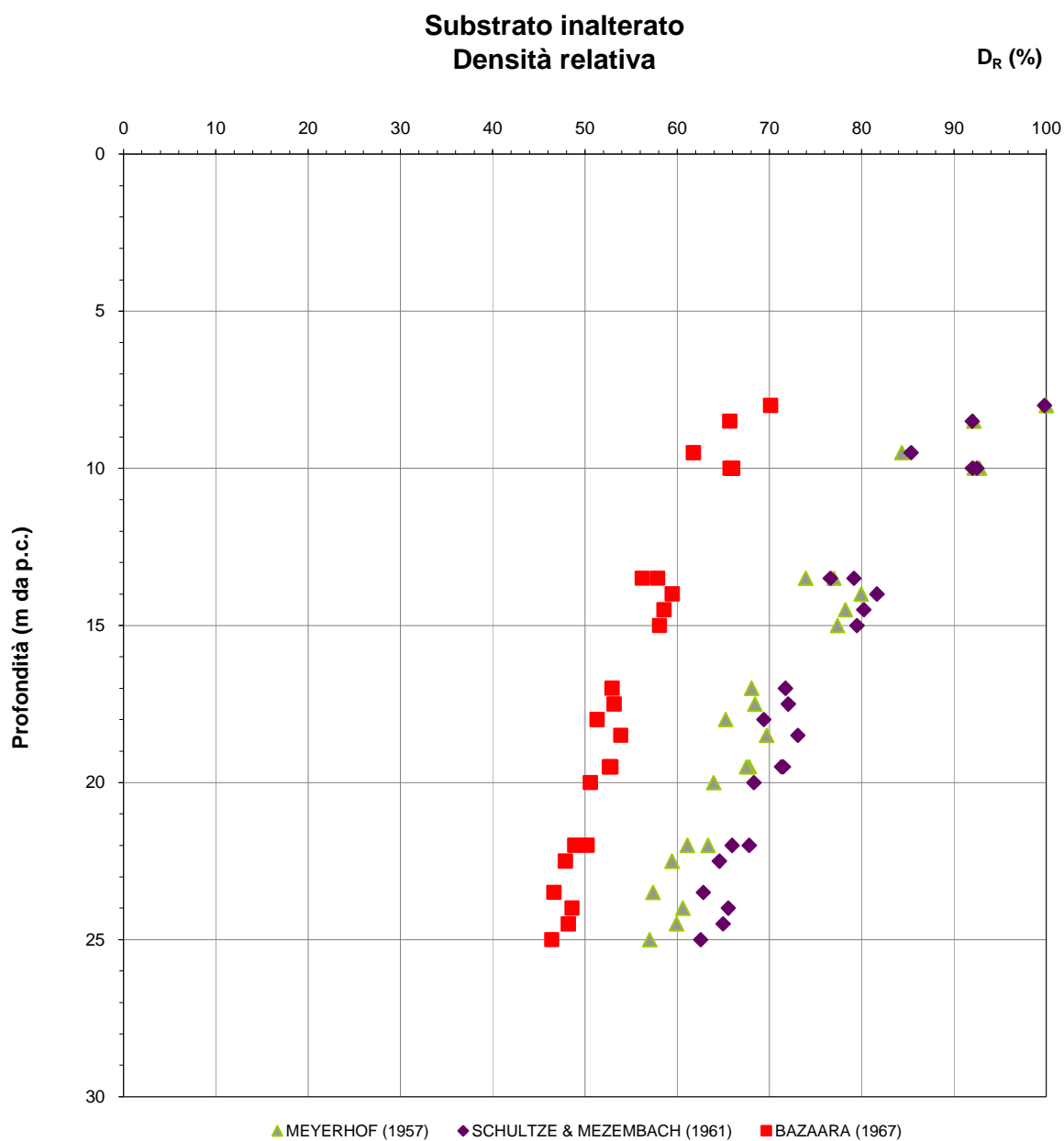
F 35. Peso di volume naturale – Argille siltose grigio azzurre



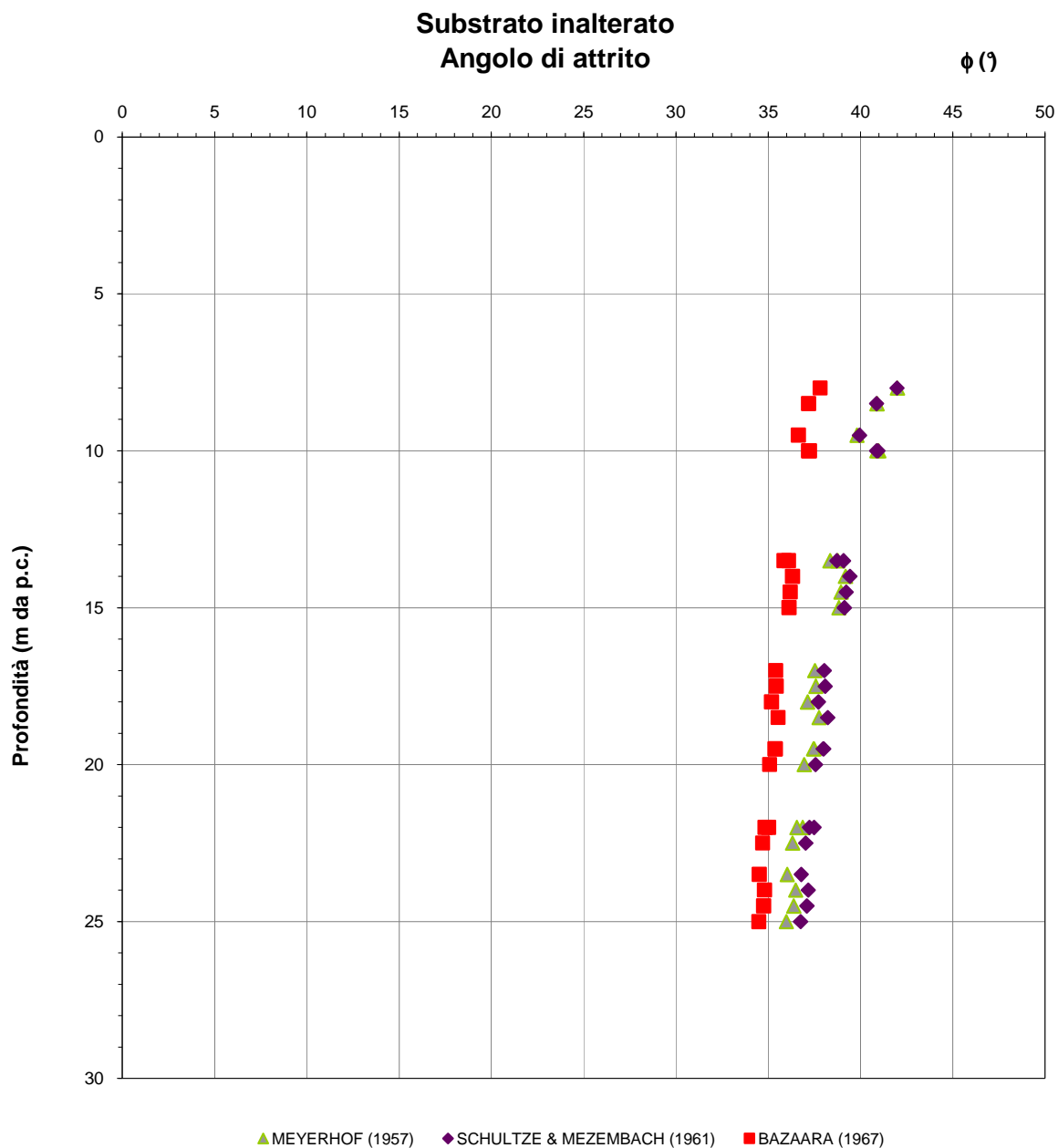
F 36. c' e ϕ' da prove di taglio diretto TD – Argille siltose grigio azzurre



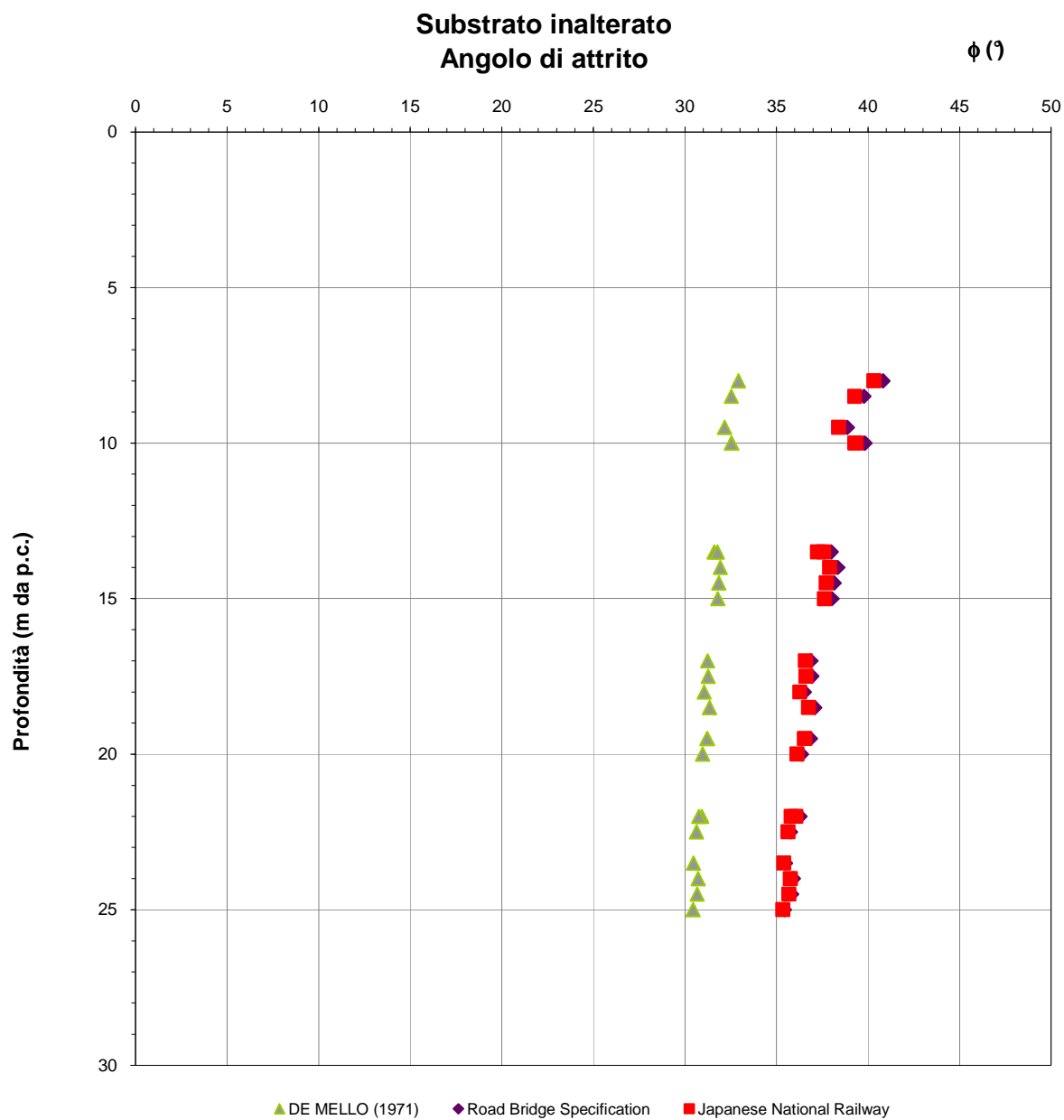
F 37. Valori di N_{SPT} – Argille siltose grigio azzurre



F 38. Valori della densità relativa D_R (Meyerhof [1957] Schultze e Mezembach [1961] Bazaara [1967]) – Argille siltose grigio azzurre

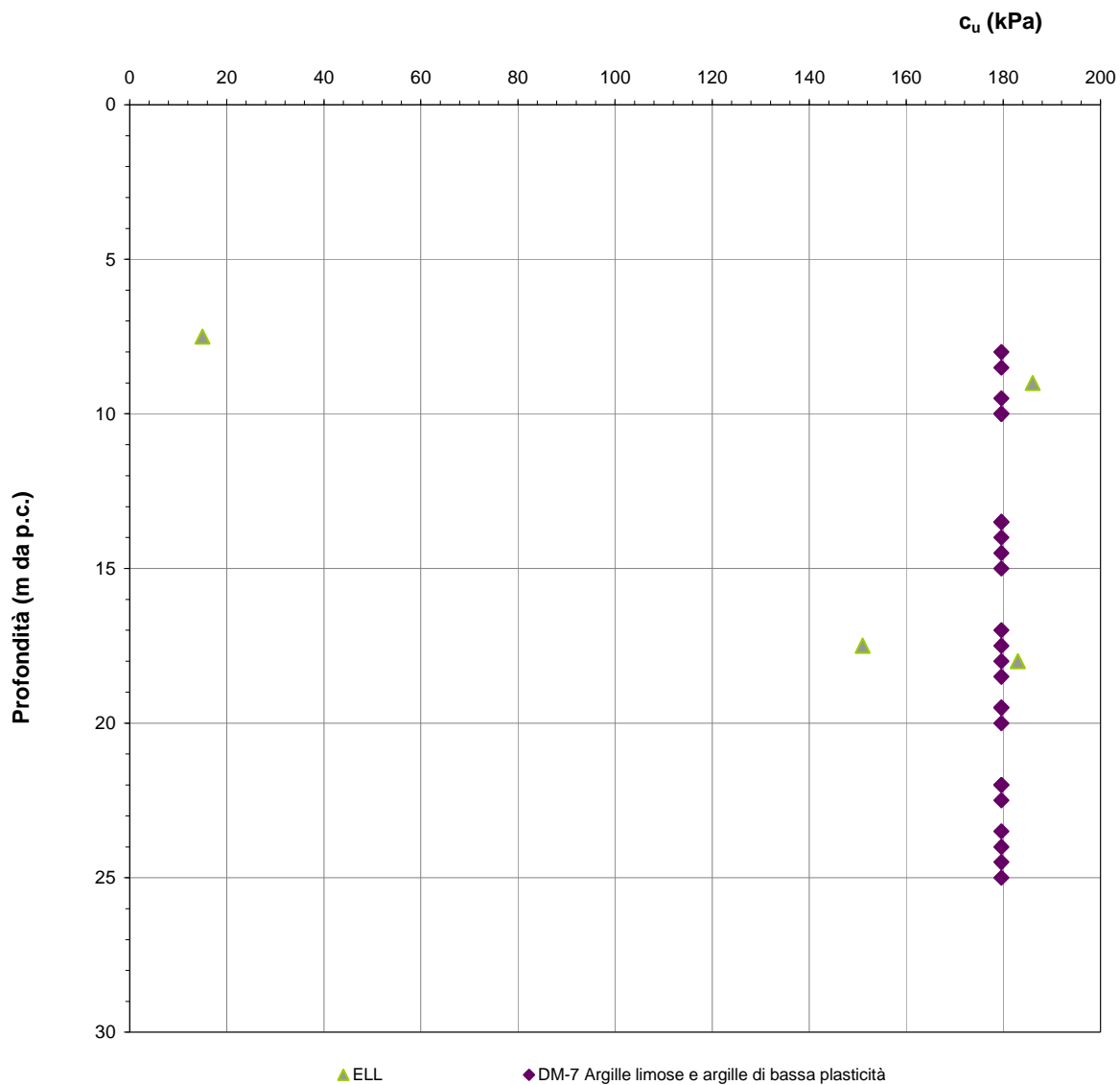


F 39. Valori dell'angolo di attrito ϕ' (Schmertmann [1975]) – Argille siltose grigio azzurre

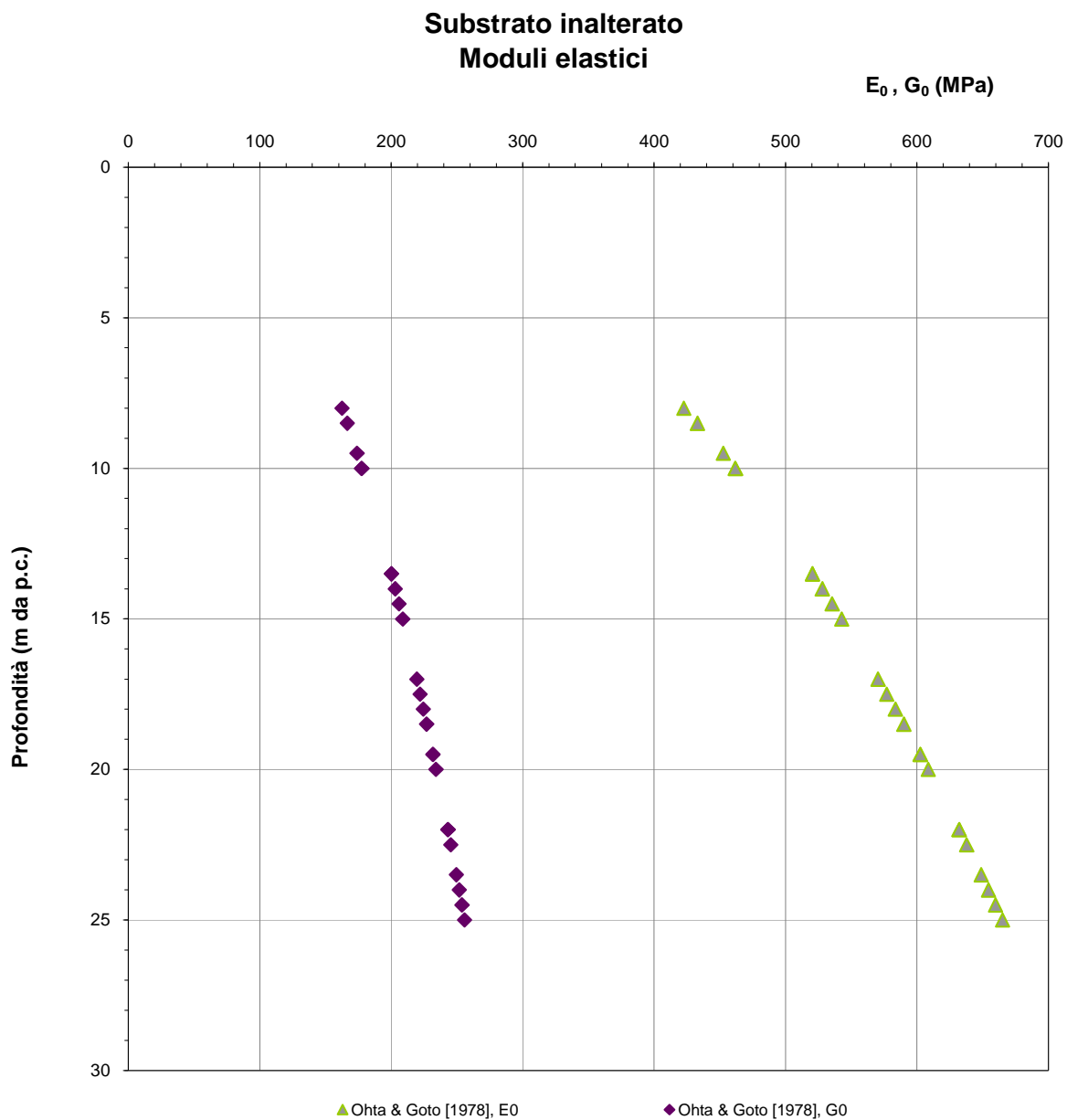


*F 40. Valori dell'angolo di attrito ϕ' (De Mello [1971], Japanese National Railway, Bridge Specification[1971])– **Argille siltose grigio azzurre***

Substrato inalterato
Resistenza al taglio non drenata



F 41. Valori della resistenza al taglio non drenata da prove SPT (NAVFAC, DM-7) – Argille siltose grigio azzurre



F 42. Moduli elastici a piccole deformazioni (Ohta & Goto [1978]) – Argille siltose grigio azzurre

SOGGETTO ATTUATORE  Ferrovie Appulo Lucane	"SERVIZIO FERROVIARIO METROPOLITANO HINTERLAND POTENTINO" PROGETTO PRELIMINARE PER APPALTO INTEGRATO – 1° LOT TO	RELAZIONE GEOTECNICA
---	---	----------------------

9. OPERE DI SOSTEGNO

Nel seguito si descrivono i dimensionamenti geotecnici preliminari delle opere di sostegno delle scarpate di accesso ai sottopassi ferroviari.

Per i terreni sono stati adottati i seguenti parametri geotecnici caratteristici (M1):

Materiali detritici e riporti

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 9 \text{ kPa}$$

$$\phi' = 26^\circ$$

$$K_{\text{winkler orizz}} = 5000 \text{ kN/m}^3$$

Coltre alterata delle Argille Siltose Grigio Azzurre

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 15 \text{ kPa}$$

$$\phi' = 27^\circ$$

$$K_{\text{winkler orizz}} = 15000 \text{ kN/m}^3$$

Argille Siltose Grigio Azzurre

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

$$c' = 30 \text{ kPa}$$

$$\phi' = 27^\circ$$

$$K_{\text{winkler orizz}} = 30000 \text{ kN/m}^3$$

I calcoli sono stati eseguiti nelle due combinazioni previste da NTC 2008: (A1+M1+R1) e (A2+M2+R1).

9.1. VIA ANGILLA VECCHIA

L'opera sarà realizzata con pali ϕ 1000 posti ad interasse di 1.10 m.

E' stata esaminata la sezione di paratia dove lo scavo raggiunge l'altezza massima di 4.60 m. In corrispondenza di questa sezione i pali avranno una lunghezza totale di 12 m.

La falda è stata ipotizzata a 6 m dal p.c..

Tetto materiali detritici: p.c.

Tetto coltre alterata: -13.3 m da p.c.

Tetto substrato: -14.8 m da p.c.

Alla distanza di 4.5 m dalla paratia è stata considerata la presenza della ferrovia con sovraccarico nastriforme di 150 kN/m.

E' stato considerato il sisma applicato al tratto libero della paratia.

Risultati sul palo singolo:

A1+M1+R1

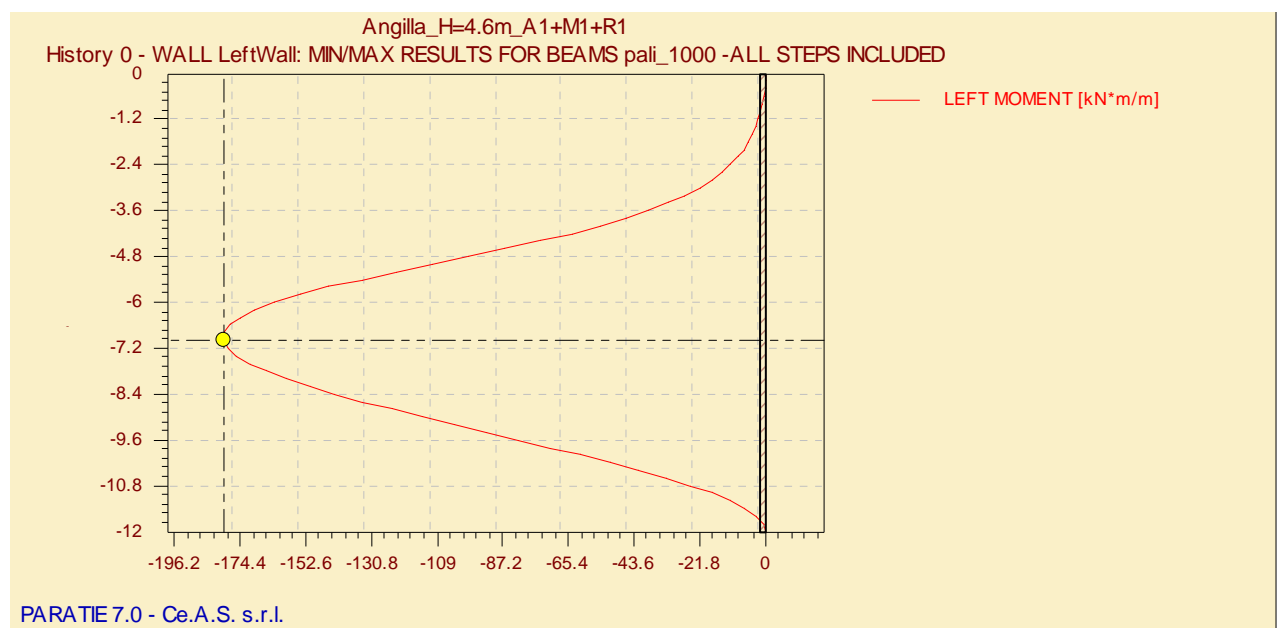
$$M_{\max} = 180 \times 1.1 = 198.12 \text{ kNm}$$

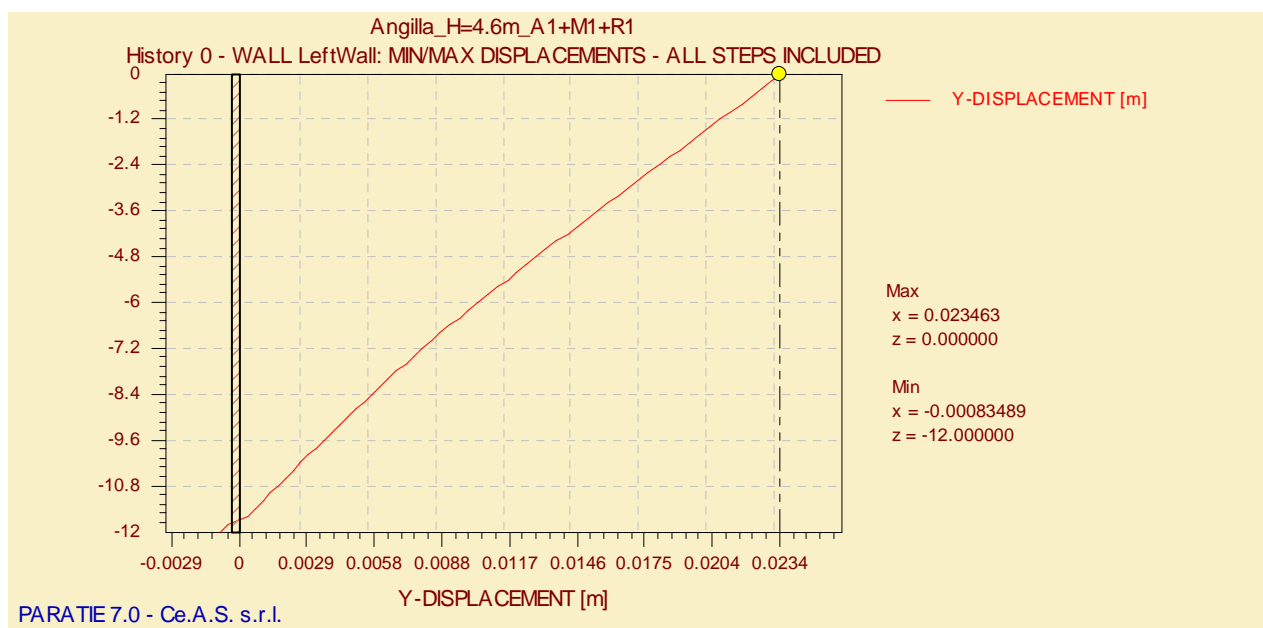
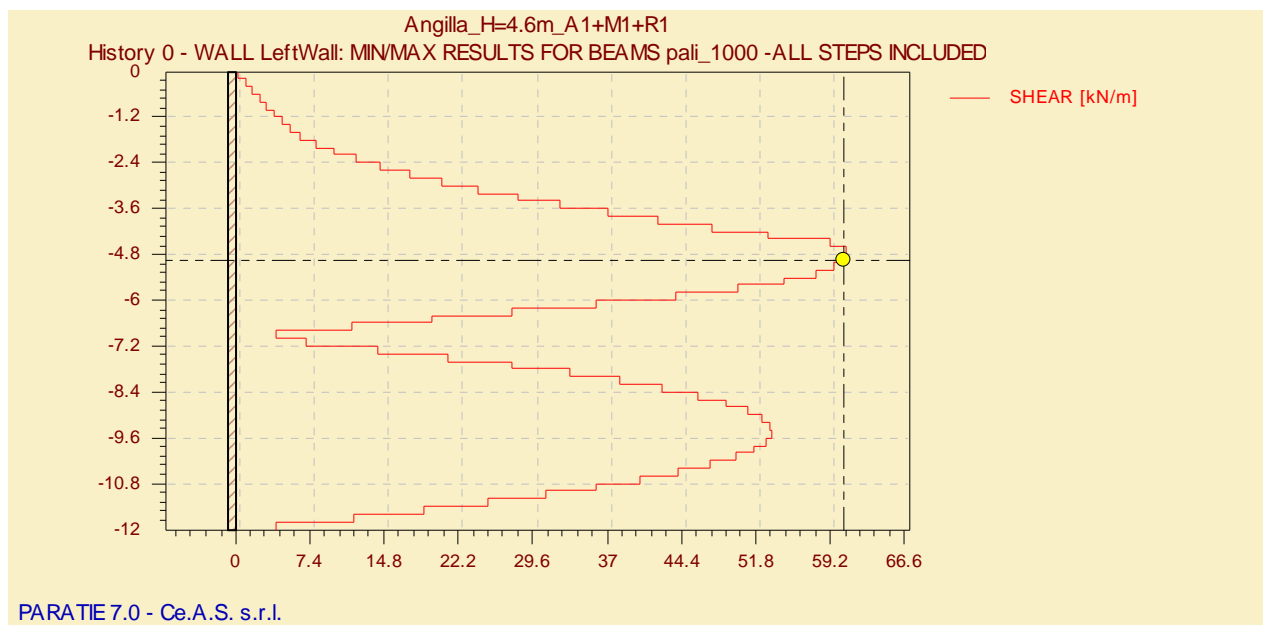
$$H_{\max} = 60.76 \times 1.1 = 66.84 \text{ kN}$$

Spostamento in testa 2 cm.

A2+M2+R1

Rapporto spinta passiva / spinta vera = 1.53.





9.2. VIA CALABRIA

L'opera sarà realizzata con pali ϕ 1000 posti ad interasse di 1.10 m.

E' stata esaminata la sezione di paratia dove lo scavo raggiunge l'altezza massima di 7.70 m. In corrispondenza di questa sezione i pali avranno una lunghezza totale di 20 m.

La falda è stata ipotizzata a -7.9 m dal p.c..

Tetto materiali detritici: p.c.

Tetto coltre alterata: -2.5 m da p.c.

Tetto substrato: -7.9 m da p.c.

E' stata considerata l'inclinazione della scarpata schematizzata con un sovraccarico di terreno di spessore 0.70 m e la presenza di un sovraccarico accidentale (fabbricato) di 20 kPa.

E' stato considerato il sisma applicato al tratto libero della paratia.

Risultati sul palo singolo:

A1+M1+R1

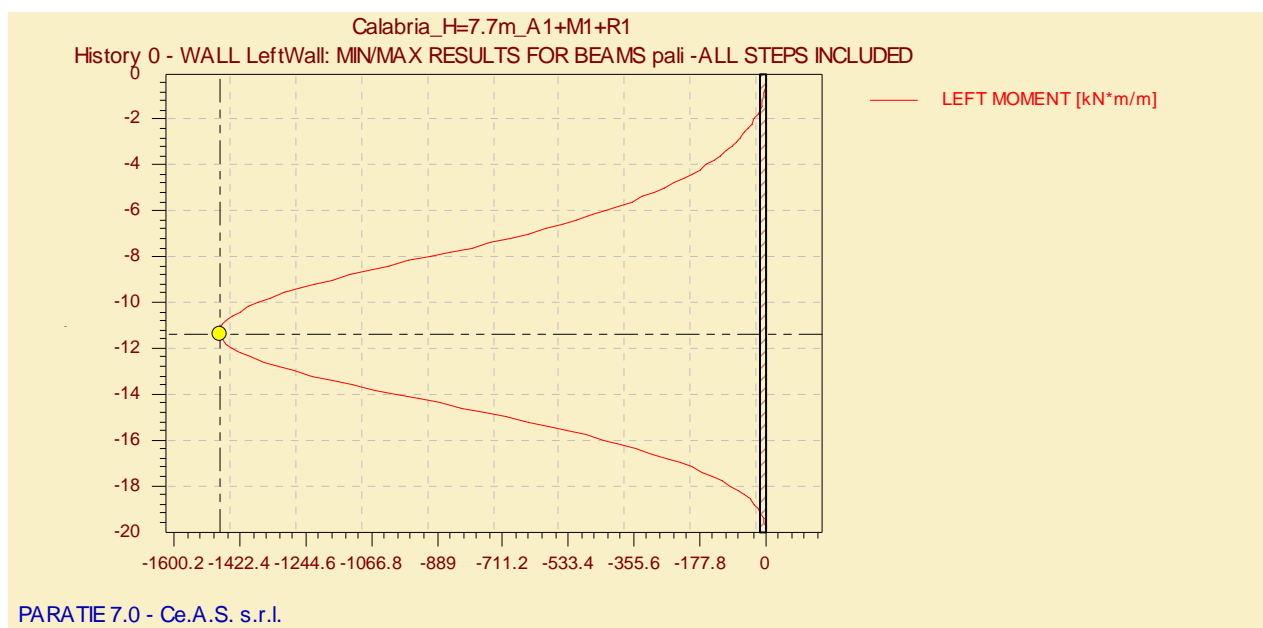
$$M_{\max} = 1480.2 \times 1.1 = 1628.2 \text{ kNm}$$

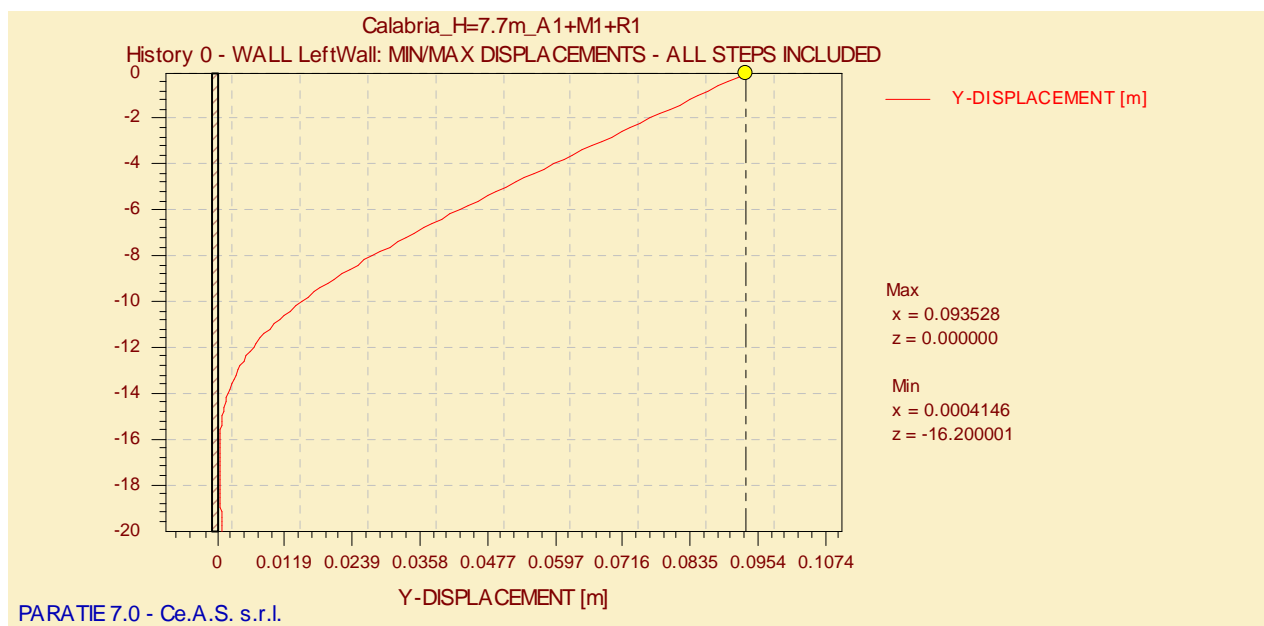
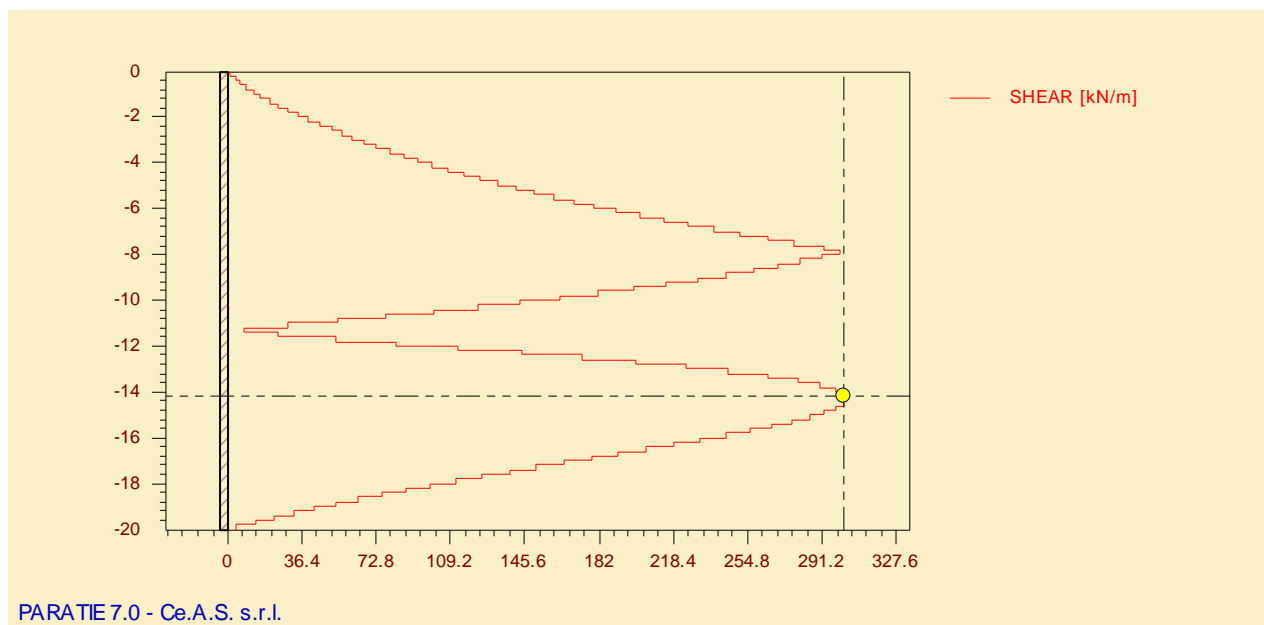
$$H_{\max} = 302.4 \times 1.1 = 332.64 \text{ kN}$$

Spostamento in testa 9 cm.

A2+M2+R1

Rapporto spinta passiva / spinta vera = 1.57.





9.3. VIA ROMA

L'opera sarà realizzata con pali ϕ 1000 posti ad interasse di 1.10 m.

E' stata esaminata la sezione di paratia dove lo scavo raggiunge l'altezza massima di 6.40 m. In corrispondenza di questa sezione i pali avranno una lunghezza totale di 16 m.

La falda è stata ipotizzata a -5.5 m dal p.c..

Tetto materiali detritici: p.c.

Tetto coltre alterata: -6.4 m da p.c.

Tetto substrato: -8.1 m da p.c.

E' stato considerato un sovraccarico accidentale di 10 kPa.

E' stato considerato il sisma applicato al tratto libero della paratia.

Risultati sul palo singolo:

A1+M1+R1

$$M_{\max} = 776.45 \times 1.1 = 854.10 \text{ kNm}$$

$$H_{\max} = 189.99 \times 1.1 = 209.0 \text{ kN}$$

Spostamento in testa 3.8 cm.

A2+M2+R1

Rapporto spinta passiva / spinta vera = 1.67.

