

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI BOLOGNA

Facoltà di Ingegneria
Corso di Laurea in Ingegneria Civile

**ESAME DI TRE SOLUZIONI FONDALI
PER UN EDIFICIO MULTIPIANO
SITUATO NELLA ZONA N-W DELLA
CITTA' DI BOLOGNA**

**Considerazioni sulla base di indagini in sito
Mediante prove penetrometriche – CPT**

Tesi di
ELIA COMASTRI

Relatore
Prof. Ing. PIER VINCENZO RIGHI

Anno Accademico
2009/2010

A mio fratello

*« Perciò chiunque ascolta queste mie parole e le mette in pratica
è simile a un uomo saggio che ha costruito la sua casa sulla roccia.
Cadde la pioggia, strariparono i fiumi, soffiarono i venti
e si abatterono su quella casa,
ed essa non cadde, perché era fondata sopra la roccia »*

(Mt 7,24-25)

RINGRAZIAMENTI

Giunto al termine di questa esperienza universitaria sento la necessità di esprimere alcuni ringraziamenti (ben consapevole di non essere in grado di tradurre per iscritto quanto è nei miei pensieri).

Un primo ringraziamento desidero rivolgerlo al professor Righi, per la paziente attenzione con cui mi ha guidato durante la stesura di questa tesi: la sua professionalità e disponibilità sono state di aiuto e di esempio.

Un grazie al “gruppo Geotecnica” dell’Università di Ferrara, in particolare al professor Fioravante e all’ing. Giretti, per la amichevole collaborazione e per il materiale di ricerca fornito.

Un ringraziamento “d’obbligo” va a tutti i componenti dello studio Thesis Engineering, con i quali sono contento di iniziare la mia carriera lavorativa: il sostegno morale prima che tecnico dimostrato ha mostrato un gruppo di amici oltre che colleghi.

Ho iniziato l’università diversi anni fa, in questo tempo molti sono i volti che mi hanno accompagnato dandomi continuamente la sicurezza di non camminare da solo...ognuno di essi ha scritto qualcosa di sé nel mio cuore ed allo stesso modo mi auguro che ciascuno di essi abbia ricevuto qualcosa da me. A ciascuno desidero rivolgere un grazie enorme...ma ci sono nomi che non posso evitare di citare in maniera diretta (non me ne vogliano gli altri).

Prima fra tutti voglio ringraziare la mia famiglia: i miei genitori e mio fratello, che mi hanno aiutato sempre nel seguire innanzitutto il mio cuore, e con pazienza e generosità continuano a sostenermi in ogni passo... dire con precisione quanto sono a loro grato mi è impossibile, ma spero di aver fatto sentire loro quanto siano importanti per me e quanto bene voglia loro.

Poi un grazie ad Alice, Lorenzo e Alessandro...per l'amicizia, consolidata negli anni che ci ha, visti gli uni sostegno degli altri: grazie per il continuo sprono nello studio (e non solo) e per la volontà di continuare a crescere assieme.

Grazie ai "miei ragazzi" che nonostante tutto continuano a seguirmi agli incontri settimanali dandomi l'illusione di essere loro educatore mentre in realtà sono io ad essere ad ogni incontro quello più arricchito!

Grazie ad Elena che, entrata nella mia vita, l'ha segnata in modo indelebile, nel "caos informe di graziose forme" che dominava i miei pensieri è riuscita (quasi sempre!!!) a porre ordine: a lei devo una parte non piccola di questo risultato (anche se non ci crederà mai!).

Infine voglio rivolgere un pensiero ai miei nonni, il cui ricordo è stato una costante durante tutto questo periodo: sono stati per me maestri in tanti aspetti dai quali spero di aver attinto il più possibile.

«...il giorno in cui ti laureerai avrai in te certezza che Dio ti ama e, ancor più, che tu ami Lui »

(d Giuseppe, «mio vero padre nella fede»)

INDICE

PARTE PRIMA

(Analisi critica criteri di indagine mediante prove CPT)

1. PROVE PENETROMETRICHE STATICHE.....	1
1.1. Premesse.....	1
1.2. Fattori che influenzano le misure.....	3
1.2.1. Considerazioni sulle incertezze legate alle prove CPT.....	8
1.3. Rapporto fra prove CPT e altre tipologie di prove in sito.....	9
1.3.1. Correlazioni fra le prove.....	9
1.3.2. Considerazioni complessive sull'utilizzo combinato di indagini in sito.....	11
2. USO PROVE PENETROMETRICHE STATICHE PER STIMA PARAMETRI GEOTECNICI.....	12
2.1. Premesse.....	12
2.2. Stratigrafia.....	13
2.3. Parametri geotecnici.....	13
2.3.1. Terreni non coesivi.....	13
2.3.1.1. Angolo di attrito.....	14
2.3.1.2. Densità relativa.....	15
2.3.1.3. Modulo di Young e modulo confinato tangente.....	15
2.3.1.4. Modulo Edometrico.....	17
2.3.1.5. Modulo di deformazione di taglio.....	17
2.3.2. Terreni coesivi.....	18
2.3.2.1. Coesione non drenata.....	18
2.3.2.2. Sensibilità.....	20
2.3.2.3. Rapporto di sovraconsolidazione (OCR).....	20
2.3.2.4. Modulo Edometrico.....	21
2.3.2.5. Indice di compressibilità.....	21
2.3.2.6. Peso di volume.....	21
2.3.2.7. Modulo di deformazione non drenato.....	22
2.4. Potenziale di liquefazione.....	22
2.4.1. Premessa.....	22

2.4.2.	Metodo di Robertson – Wride e approccio deterministico.....	23
2.4.3.	Metodo di Moss e approccio probabilistico.....	24
2.4.4.	Metodo di verifica mediante approcci incrociati.....	26
2.5.	Capacità di portanza dei pali per fondazioni profonde.....	28
2.5.1.	Metodo di Gianceselli – Bustamante (LCPC).....	28
2.5.1.1.	Premessa.....	28
2.5.1.2.	Metodo di calcolo.....	29
2.5.1.3.	Calibrazione del metodo.....	34
2.5.2.	Valutazione dei metodi di calcolo da CPT.....	35
2.6.	Velocità di propagazione delle onde di taglio.....	37
2.6.1.	Premessa.....	37
2.6.2.	Caratterizzazione geologica e geotecnica dell'area di studio.....	37
2.6.3.	Calibrazione della correlazione $V_s - q_c$	38
2.6.3.1.	Espressione di Hegazy – Mayne.....	39
2.6.3.2.	Espressione di Rix – Stokoe.....	40
2.6.3.3.	Espressione di Andrus.....	41
2.6.4.	Considerazioni.....	42
2.7.	Conclusioni.....	42
3.	ALGORITMI DI CALCOLO PER LA VALUTAZIONE DI CEDIMENTI DA PROVE CP.....	45
3.1.	Premessa.....	45
3.2.	Valutazione dei cedimenti in terreni coesivi.....	46
3.3.	Valutazione dei cedimenti in terreni non coesivi.....	47
3.3.1.	Metodo di Burland – Burbidge.....	49
3.3.2.	Metodo di Schmertmann.....	52
3.3.3.	Metodo diretto mediante database (Mayne – Illingworth).....	54
3.4.	Valutazione con metodo unificato (Righi – Piacentini).....	57
3.4.1.	Stima della pressione di sovraconsolidazione e di OCR.....	61
3.4.2.	Stima dei parametri di compressibilità.....	63
3.4.3.	Stima del coefficiente di consolidazione verticale e della permeabilità.....	65
3.4.4.	Tempi di consolidazione.....	68
4.	SPERIMENTAZIONE IN CANTIERE.....	72

4.1. Introduzione.....	72
4.2. Descrizione architettonica e strutturale dell'opera.....	73
4.2.1. Motivazioni dell'intervento.....	73
4.2.2. Inquadramento del sito.....	75
4.2.3. Caratteristiche principali del progetto.....	76
4.3. Inquadramento territoriale ed ambientale.....	77
4.3.1. Caratterizzazione dell'area.....	77
4.3.2. Definizione dell'ambito di influenza potenziale.....	79
4.3.3. Suolo, sottosuolo ed acque sotterranee.....	80
4.3.3.1. Inquadramento del sito.....	80
4.4. Indagini geognostiche eseguite e loro pianificazione.....	86
4.4.1. Pianificazione ragionata delle indagini geognostiche.....	87
4.4.2. Volume significativo di indagine.....	91
4.4.2.1. Premesse.....	91
4.4.2.2. Abaco di Newmark.....	94
4.4.2.3. Grafico di Fadum.....	95
4.4.2.4. Metodo di Boussinesq con integrazione di Newmark.....	97
4.4.2.5. Metodo di Steinbrenner.....	97
4.4.2.6. Confronto fra i metodi applicati.....	99
4.5. Campagna geognostica 2003.....	100
4.6. Campagna geognostica 2008/2009.....	104
4.7. Sperimentazione in cantiere sulla correlazione $V_S - q_C$	110
4.7.1. Indagini geofisiche per la valutazione della V_S	110
4.7.2. Risultati della prospezione sismica.....	111
4.7.2.1. Metodologia.....	111
4.7.2.2. Modalità di interpretazione.....	112
4.7.2.3. Determinazione dei litotipi presenti nei terreni indagati.....	112
4.7.3. Correlazione $V_S - q_C$	115
4.7.3.1. Applicazione formule di calcolo al caso reale.....	117
4.7.3.2. Considerazioni.....	122

PARTE SECONDA

(Studio di tre soluzioni fondali per il caso reale)

5. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO.....	125
5.1. Modellazione litostratigrafica del sito di indagine.....	125
5.1.1. Sezione litostratigrafica 1-1.....	126
5.1.2. Sezione litostratigrafica 2-2.....	132
5.1.3. Definizione unità stratigrafiche.....	141
5.2. Modellazione geotecnica.....	167
5.2.1. Peso per unità di volume.....	169
5.2.2. Coesione non drenata.....	170
5.2.3. Pressione di preconsolidazione.....	176
5.2.4. Grado di sovraconsolidazione OCR.....	182
5.2.5. Costanti di compressibilità.....	188
5.2.6. Considerazioni.....	190
6. PLATEA DI FONDAZIONE.....	191
6.1. Introduzione.....	191
6.2. Calcolo dei cedimenti per struttura a rigidità nulla.....	194
6.2.1. Calcolo dei cedimenti per strati coesivi.....	194
6.2.1.1. Calcolo dei cedimenti immediati.....	194
6.2.1.2. Calcolo dei cedimenti di consolidazione.....	195
6.2.1.3. Utilizzo programma di calcolo CEDIM per cedimenti di consolidazione.....	199
6.2.1.4. Correzione di Skempton – Bjerrum per il valore di cedimento in terreni coesivi.....	200
6.2.1.5. Valutazione complessiva del cedimento negli strati coesivi.....	201
6.2.2. Calcolo dei cedimenti per strati sabbiosi.....	202
6.2.3. Stima complessiva dei cedimenti.....	204
6.3. Cedimenti per struttura a rigidità infinita.....	205
6.3.1. Cedimenti per applicazione istantanea dei carichi.....	206
6.3.1.1. Cedimenti per solo incremento di carico.....	206

6.3.1.2.Cedimenti per effetto dell'alleggerimento e successiva applicazione del carico.....	220
6.3.1.3.Confronto fra i risultati ottenuti.....	247
6.3.2. Cedimenti differiti nel tempo.....	249
6.3.2.1.Valutazione del tempo di consolidazione per effetto di alleggerimento.....	251
6.3.2.2.Valutazione del tempo di consolidazione per effetto di fasi di costruzione.....	270
6.3.2.3.Ammissibilità dei cedimenti.....	279
6.3.3. Considerazioni sul cedimento secondario.....	283
6.4. Confronto fra i metodi di calcolo adottati.....	290
7. PALI DI FONDAZIONE.....	292
7.1. Calcolo della portata del palo isolato mediante raccomandazioni AGI.....	295
7.1.1. Stima della capacità portante di base.....	300
7.1.2. Stima della capacità portante per attrito laterale.....	300
7.1.2.1.Capacità in terreni coesivi.....	301
7.1.2.2.Capacità in terreni non coesivi.....	304
7.1.2.3.Portata limite complessiva per palo isolato.....	305
7.2. Calcolo della portata del palo isolato mediante prove CPT.....	307
7.3. Confronto fra gli approcci adottati.....	311
7.3.1. Affinamento valori di portata.....	312
7.4. Valutazione dei cedimenti secondo NTC 2008.....	315
7.5. Considerazioni sulla portata di pali in gruppo.....	318
7.6. Disposizione palificata di fondazione.....	321
7.7. Analisi dei cedimenti per fondazione su gruppo di pali.....	328
7.7.1. Cedimento per palo singolo.....	328
7.7.1.1.Approccio semplificato.....	329
7.7.1.2.Correzioni.....	335
7.7.2. Pali in gruppo.....	337
7.7.2.1.Caso semplificato.....	339
7.7.2.2.Correzione.....	342
7.8. Conclusioni.....	347

8. COLONNE DI GHIAIA.....	349
8.1. Realizzazione delle colonne di ghiaia.....	351
8.2. Caratteristiche di progetto delle colonne di ghiaia.....	355
8.2.1. Caratteristiche delle colonne.....	355
8.2.2. caratteristiche dello strato incoerente.....	356
8.3. Caratteristiche meccaniche e dati geometrici.....	357
8.4. Metodi di calcolo per la portata delle colonne di ghiaia.....	360
8.4.1. Approccio generale.....	361
8.4.2. Colonna singola.....	363
8.4.2.1. Metodo Hughes – Withers per rottura per espansione della cavità cilindrica.....	364
8.4.2.2. Metodo di Brauns per rottura a taglio.....	366
8.4.2.3. Rottura per punzonamento.....	367
8.4.2.4. Considerazioni.....	368
8.4.3. Colonne in gruppo.....	369
8.4.3.1. Approccio di Di Maggio.....	370
8.4.3.2. Metodo di Priebe.....	370
8.5. Calcolo dei cedimenti per fondazioni su colonne di ghiaia.....	372
8.5.1. Cedimento di una colonna singola.....	372
8.5.2. Cedimento per colonne di ghiaia in gruppo.....	374
8.5.2.1. metodi semplificati di calcolo.....	377
8.5.2.2. Metodo semplificato di Priebe.....	378
8.5.2.3. Trattazione semplificata in campo elastico.....	381
8.6. Studio della fondazione su colonne di ghiaia.....	390
8.6.1. Calcolo mediante metodo semplificato di Priebe.....	391
8.6.1.1. Analisi del miglioramento parametri di resistenza per terreno rinforzato.....	391
8.6.1.2. Valutazione del cedimento delle colonne di ghiaia in gruppo.....	394
8.6.2. Considerazioni sui risultati ottenuti.....	396
8.6.3. Valutazione dei cedimenti attraverso trattazione in campo elastico.....	399
8.6.4. Cedimento al di sotto della base delle colonne di ghiaia.....	403
8.6.5. Considerazioni finali.....	408

9. CONFRONTO FRA LE SOLUZIONI PROPOSTE.....	410
9.1. Analisi strutturale – costruttiva.....	410
9.2. Analisi economica.....	412
9.3. Analisi complessiva.....	413
10. CONCLUSIONI.....	415

BIBLIOGRAFIA

ALLEGATI A

ALLEGATI B

ALLEGATI C

PARTE PRIMA

(Analisi critica dei criteri di indagine mediante prove CPT)

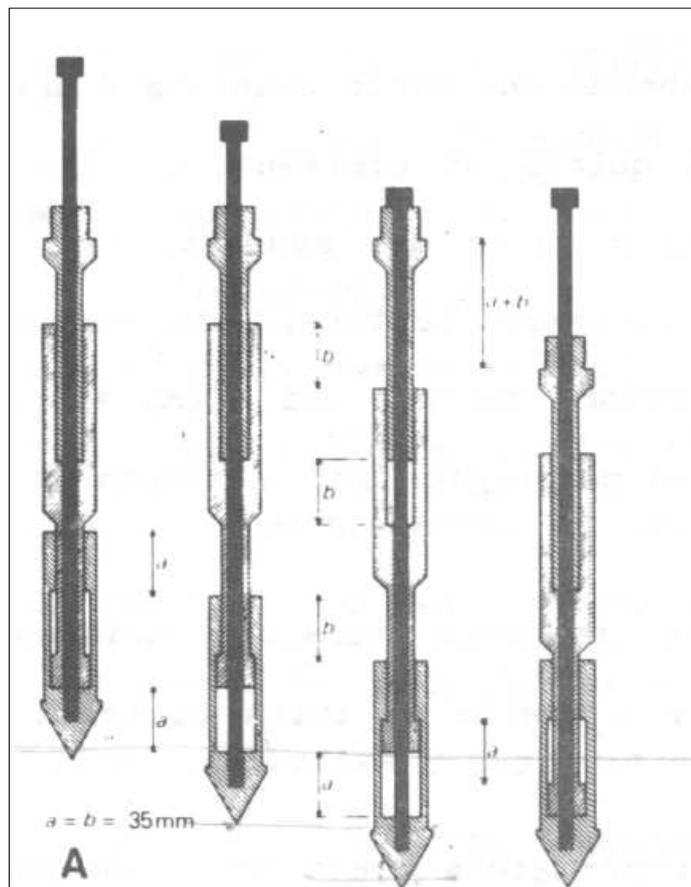
1 PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

PREMESSE

La prova penetrometrica statica rientra nella categoria delle indagini in sito: essa avviene per la progressiva infissione di una punta conica (nel caso in esame la punta meccanica e il manicotto di frizione sono di modello Begemann) nel terreno.

La velocità di infissione, pari a 20 mm/sec è tale da poter considerare tale prova come non drenata.

La punta conica è collegata ad una batteria di aste coassiali e ad un tubo di copertura: questa viene spinta attraverso le aste interne fino ad una profondità di 35 mm fornendo così una prima lettura di dati L1. Successivamente viene agganciato il manicotto e si procede ad una infissione di 35 mm ottenendo una seconda lettura di dati L2 che quindi comprende sia la resistenza offerta all'infissione della punta sia quella al movimento del manicotto. Al termine la spinta è applicata alle aste di rivestimento facendo avanzare punta e manicotto di 130 mm.



Così procedendo si ottengono letture continue per spessori di 200 mm.

Dalla lettura L1 possiamo ricavare la resistenza di punta (q_c o r_p), cioè la resistenza offerta dal terreno alla punta nel suo avanzare.

Attraverso la lettura L2 è possibile ottenere il valore della resistenza laterale (f_s o r_l) semplicemente sottraendo ad essa il valore della spinta applicata nel tratto precedente e dividendo per l'area del manicotto.

I valori delle caratteristiche geometriche dello strumento e le modalità di esecuzione delle indagini in sito, sono state codificate al fine di rendere generale la validità dei risultati.

Le normative a cui si fa riferimento sono:

- A.G.I. – Raccomandazioni sulla Programmazione ed Esecuzione delle Indagini Geotecniche
- ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing (1988) Dynamic Probing (DP) International Reference Test Procedure
- ASTM D3441-86 «Deep quasi-static, cone and friction cone penetration tests of soil»

La prova penetrometrica risulta essere particolarmente vantaggiosa per le sue caratteristiche di

- velocità di esecuzione
- semplicità
- ripetibilità
- economicità rispetto agli oneri economici delle prove eseguite in laboratorio.
- possibilità di correlare i risultati con diversi parametri geotecnici (vedi cap. 2.1)
- capacità di collaborazione con altre tipologie di indagini in sito (vane test, pocket penetrometer, SPT...)
- possibilità di valutare caratteristiche di terreni incoerenti in condizioni pressoché totalmente indisturbate (vedi cap. 2.2)

A fronte di questi vantaggi vengono sottolineati alcuni fattori che influenzano le misure effettuate e che devono, quindi, essere considerati con attenzione in fase di elaborazione dei dati.

Questa analisi critica permette un approccio più realistico nella valutazione del comportamento del terreno.

Fattori che influenzano le misure

Discontinuità del sistema di misura

Effettuando misurazioni ogni 200 mm, non si è in grado di avere una perfetta lettura degli strati presenti in questi intervalli, per cui è possibile che strati di dimensioni molto ridotte possano venire trascurati e quindi si giunga ad una modellazione geotecnica non corretta⁽¹⁾.

In particolare tale tipologia di indagine non consente di rilevare la presenza di torbe: infatti lo strumento continua a rilevare valori di resistenza di punta e di attrito laterale legati agli strati adiacenti e non riferiti allo strato torboso.

Rapporto delle quote fra resistenza di punta e attrito laterale

Il rapporto di frizione viene calcolato tenendo conto del fatto che esiste un divario nella profondità a cui viene misurata la resistenza di punta e quella a cui si riferisce la lettura della resistenza laterale.

Questo è dovuto al fatto che la lettura L_2 è data da due componenti: la resistenza di punta e l'attrito laterale misurati in due strati differenti

$$L_2 = f_{s,z} + q_{c,(z+20)}$$

Di conseguenza è necessario tenere conto della differenza di quota sia per la valutazione del solo attrito laterale, sia per il grado di incertezza connesso con il fatto che i valori sono stati rilevati in terreni diversi.

Inclinazione del penetrometro

Perché le letture siano corrette è necessario che lo strumento mantenga la verticalità durante l'esecuzione dell'intera indagine: per questo motivo si inseriscono degli inclinometri che consentono un controllo in tal senso.

⁽¹⁾ Per comprendere maggiormente il grado di incertezza dovuto a questo limite si pensi all'effetto di una lente anche millimetrica di materiale soffice e altamente deformabile inserita in un banco di materiale con elevata rigidità: risulta allora evidente come, l'impossibilità di misurare tale strato, possa comportare rischi considerevoli sul piano, ad esempio, della stabilità di un terreno.

Infatti viene sottolineato come a profondità maggiori di 25 m possano verificarsi variazioni di inclinazione superiori ai valori accettabili per i quali risultano non influenti sulla valutazione dei dati di resistenza registrati.

Tipologia di terreno per cui la prova risulta utilizzabile

La prova penetrometrica statica con punta meccanica ed elettrica è applicabile a terreni argillosi, limosi, incoerenti a grana fine e grossolana, ma, non potendo superare una certa pressione senza che lo strumento venga danneggiato, non sarà possibile utilizzare tale prova in caso di terreni ghiaiosi per i quali sarà necessario ricorrere ad altri metodi di indagine in sito (vane test, pocket penetrometer, prove penetrometriche dinamiche...).

Forma della punta

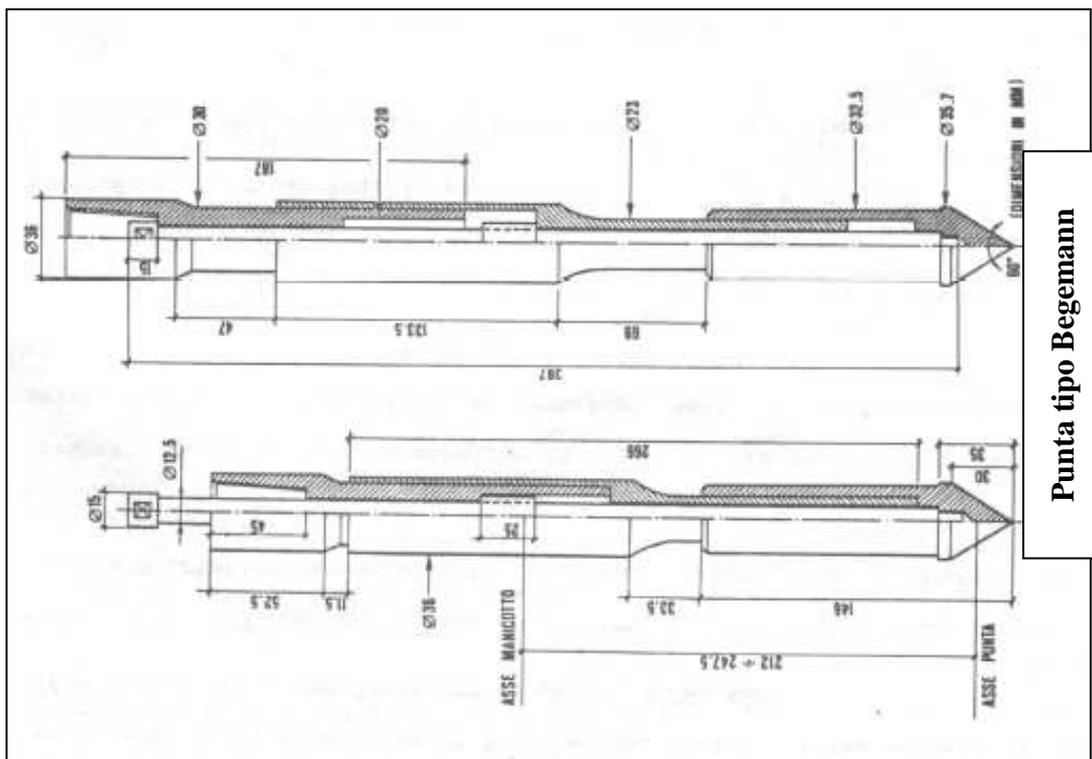
La forma della punta applicata al penetrometro (Begemann, Barentsen, Mantle cone...) è un fattore di notevole rilevanza nella definizione dei valori misurati.

Considerando la punta tipo Begemann, si fa notare come durante la fase di penetrazione non si abbia uno spostamento definitivo del terreno a causa della forma specifica di tale punta che prevede un restringimento con riduzione di diametro al di sopra della base del cono. In conseguenza a ciò il valore di q_C misurato risulterà minore di quello reale. Questa defezione è in parte compensata² dall'attrito che si sviluppa lungo il mantello di protezione al di sopra del cono, che comporta un valore di q_C superiore a quello reale.

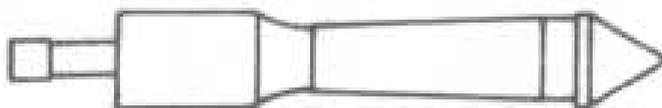
Inoltre, a causa del raccordo all'estremità inferiore del manicotto, l'attrito risente in parte di una resistenza fornita dal materiale rifluito dal passaggio della punta: mentre tale contributo non crea particolari variazioni nel caso di terreni coesivi, per terreni sabbiosi si possono riscontrare valori fino a 2 volte superiori a quelli misurati con altre punte o con punta elettrica.

² In particolare si fa notare che

- per sabbie sciolte e argille tenere prevale l'effetto legato all'attrito: $q_{C,misurato} > q_{C,reale}$
- per sabbie molto addensate prevale l'effetto dovuto al restringimento: $q_{C,misurato} < q_{C,reale}$



Punta tipo Begemann



Punta Mantle cone



Punta Barentsen

Usura dello strumento

La presenza di attriti interni fra le parti in movimento e l'effetto dell'usura sullo strumento, comportano valutazioni errate nell'esecuzione dell'indagine. Per tale motivo è necessaria una accurata manutenzione dello strumento ed in particolare delle parti in movimento così da poter minimizzare gli attriti.

Oltre agli attriti, è necessario porre attenzione alle condizioni delle aste impiegate (qualità materiali, usura, tolleranze di lavorazione...) ed alle modalità di contatto dei diversi spezzoni.

Effetto della batteria di aste interne

La batteria di aste interne ed il rivestimento esterno influiscono, in funzione del tipo di terreno considerato, sulle misurazioni.

Pertanto è necessario tener conto: per terreni di bassa resistenza, del carico legato al peso della batteria di aste interne ($q_{ASTE} = 1.4 \cdot n$ kg con n numero di aste lunghe 1 m); per suoli ben compattati, invece, l'attrito esercitato dalla flessione sotto carico delle aste che strisciano all'interno dei rivestimenti.

Inoltre con l'aumentare della lunghezza delle aste, diviene più rilevante l'effetto di accorciamento sotto carico delle aste: questo effetto, infatti, comporta un movimento della punta dello strumento diverso da quello previsto dal sistema di spinta.

Influenza strati adiacenti

I valori rilevati nell'avanzamento della punta non possono limitarsi al singolo strato dello spessore considerato: nella realtà si verifica una forte influenza degli strati immediatamente superiori o immediatamente inferiori a quello in esame.

Per questo motivo, è necessario tenere conto della alternanza degli strati in modo da poter ottenere una maggiore aderenza con le condizioni reali del suolo.

Effetti legati all'uso della punta elettrica

L'utilizzo della punta elettrica, sebbene riduca gli effetti delle condizioni sopra riportate, è fortemente influenzata dalla sensibilità alle variazioni di temperatura e all'eccentricità del carico.

Oltre ai fattori legati allo strumento, risulta rilevante la pressione interstiziale che si esercita sulla punta secondo la formulazione sperimentale proposta da Schaap e Zuidberg (1982) per cui

$$q_{C, reale} = q_{C, misurata} + U \cdot \left(1 - \frac{A_{perno}}{A_{cono}}\right)$$

Dove:

U pressione interstiziale

A_{cono} area del cono

A_{perno} area del perno del cono che non risente della pressione interstiziale.

In particolare, gli errori commessi in fase di taratura e quelli dovuti alle particolari condizioni di esercizio e alla temperatura, portano ad una stima con una imprecisione di circa 1% del fondo scala.

Effetti legati all'uso del piezocono

Mediante piezocono è possibile considerare l'effetto delle pressioni dei pori avendone la stima attraverso il filtro applicato alla punta.

È importante avere chiara consapevolezza della posizione del filtro nella punta che può essere posto nella parte conica oppure immediatamente dietro la base del cono lungo il suo perno³.

I risultati ottenuti presentano, infatti, variazioni significative nella valutazione della pressione interstiziale, in particolare per argille, limi e sabbie in condizioni di sovraconsolidazione:

³ Per limitare questi effetti Zuidberg (1987) ha proposto la realizzazione di una punta con due o più elementi porosi

$U_{cono} \cong 3 \cdot U_0 \cong 1.15 \cdot U_{perno}$ per argille e limi normal consolidati

$U_{cono} \gg U_0 > U_{perno}$ per argille limi e sabbie fini sovraconsolidate

Dove

U_0 pressione idrostatica reale

U_{cono} pressione idrostatica misurata dal filtro posto lungo il cono

U_{perno} pressione idrostatica misurata dal filtro posto lungo il perno del cono

Oltre alla posizione del filtro risulta rilevante anche la altezza dello stesso: una sua riduzione, in modo da avvicinarsi alla dimensione della base della punta, comporta una pressione nei pori inferiore a causa dell'effetto ombra esercitato dalla punta ed una minore stabilità e ripetibilità delle misurazioni delle pressioni interstiziali.

1.2.1 Considerazioni sulle incertezze legate alle prove CPT

Tutti i limiti sopra riportati, sia per punta meccanica, sia per punta elettrica e piezocono, non riducono la potenzialità delle prove penetrometriche come strumento per l'analisi del suolo.

La loro conoscenza, infatti, deve unicamente portare il tecnico ad un approccio critico che permetta una valutazione ponderata dei risultati ottenuti in sito.

Il complesso di fattori che influenzano lo sviluppo dell'indagine, deve essere infatti considerato non come limitante, ma piuttosto come ulteriore strumento di perfezionamento al fine di ottenere la massima aderenza possibile tra i valori da prova penetrometrica e quelli reali.

1.3 Rapporto fra prove penetrometriche statiche e altre tipologie di indagini in sito

É possibile combinare le prove penetrometriche statiche con altre tipologie di indagini in sito, in modo da poter ottenere una caratterizzazione più accurata del terreno in esame.

L'utilizzo di diverse prove puntuali più sofisticate⁴ consente, infatti, di colmare le incertezze connesse ad ogni singolo strumento.

Si riporta la tabella redatta da Ghionna – Robertson (1987) come esempio dell'applicabilità delle principali prove in sito: la maggiore o minore affidabilità ottenuta in relazione alle informazioni geotecniche e la possibilità di indagine in funzione del tipo di terreno, consentono una prima valutazione sul tipo di approccio da seguire.

1.3.1 Correlazioni fra le prove

- CPT - SPT

La correlazione proposta (Meyerhoff et al.) consente di legare i risultati ottenuti da CPT con quelli da SPT (standard penetration test) per lo studio sul comportamento dinamico del terreno:

$$q_c = n \cdot N_{SPT}$$

Con

$n = 2 \div 10$ con valori crescenti all'aumentare della dimensione dei granuli.

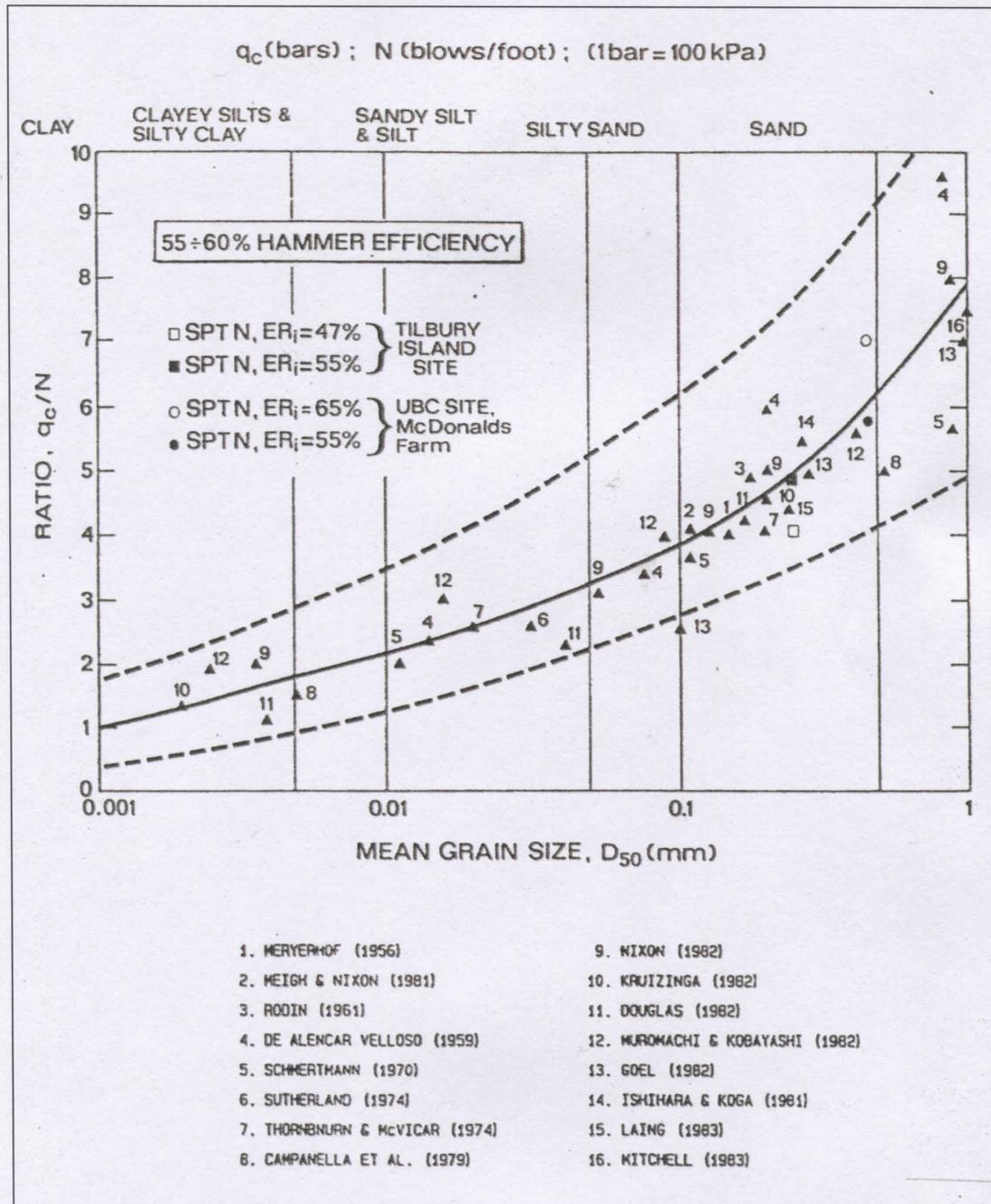
Per le sabbie viene suggerito un valore medio⁵

$$n = 4$$

In figura 1.1 si riporta una curva estrapolata attraverso lo studio di numerosi casi (Robertson – Campanella – Wightman, 1982) sul rapporto fra resistenza alla punta misurata mediante CPT e valori corrispondenti di N_{SPT} in funzione della dimensione dei grani del materiale indagato.

⁴ La maggiore precisione comporta inevitabilmente anche un aumento di onere economico, questo è in parte compensato dalla possibilità di ridurre il numero di prove grazie all'analisi eseguita mediante prove continue (CPT, DP, SPT...)

⁵ I generale per le sabbie si intende $2.5 < n < 7.5$



-*CPT – P.P.*

Il valore ottenuto da prove con Pocket Penetrometer forniscono una resistenza correlabile alla resistenza di punta secondo la formula sperimentale:

$$q_c \cong \frac{q_{PP}}{10}$$

Con

q_{pp} resistenza misurata mediante pocket penetrometer test

- *CPT – Vane test*

Il Vane test consente la definizione della coesione non drenata, questa è stata correlata sperimentalmente al valore misurato mediante pocket penetrometer e, di conseguenza, al valore risultante dalle prove penetrometriche statiche:

$$c_U = 2 \cdot q_{PP}$$

Da cui

$$q_c = \frac{c_U}{20}$$

1.3.2 Considerazioni complessive sull'utilizzo combinato di indagini in sito

La possibilità di fare diversi tipi di test sullo stesso campione di terreno comporta una precisione dei parametri, che si vogliono determinare, che si affina potendo ricorrere a diverse correlazioni.

Poiché il campione è unico, è ammissibile il pensare che esista una correlazione fra i vari tipi di indagini che vi si possono eseguire.

Questo approccio consente di creare un apparato di formule sperimentali e di combinazioni fra diverse prove che, unito alle prove di laboratorio e ai parametri da esse determinati, fornisce uno strumento di notevole importanza e affidabilità per la soluzione dei problemi di natura geotecnica.

2. USO PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

PER STIMA PARAMETRI GEOTECNICI

2.1 Premesse

Le prove penetrometriche statiche, sono divenute sempre più in uso comune come strumenti di indagini geotecniche per la loro capacità di fornire informazioni continue, e in maniera precisa, su tutta la profondità in esame.

Per queste caratteristiche, oltre che agli altri vantaggi riportati nel capitolo precedente (vedi §1.1), diversi autori si sono posti lo scopo di ricavare il maggior numero di correlazioni per poter collegare i dati forniti da prove penetrometriche con i diversi parametri geotecnici.

Questo approccio si basa sull'ipotesi fondata che l'indagine, mediante penetrometro statico, consenta una visione complessiva, e abbastanza precisa, della natura del suolo tenendo conto di tutti i suoi strati e della loro alternanza.

Poiché, dunque, i parametri di interesse sono legati alla tipologia di terreno, risulta giustificabile pensare a correlazioni che consentano di rapportare, pur ammettendo con un certo grado di incertezza, i risultati della prova penetrometrica ai valori di tali parametri.

Appare chiara, date queste premesse, l'importanza che le indagini penetrometriche hanno rivestito dalla loro nascita (Olanda, 1930) ad oggi per l'aspetto delle indagini geognostiche¹.

Si riportano nei seguenti paragrafi le correlazioni (per lo più di carattere sperimentale) reperite in letteratura che legano i risultati da prove CPT alla litologia e ai parametri geotecnici di particolare interesse.

Per mantenere una maggiore semplicità espositiva, si raccolgono i diagrammi relativi alle diverse correlazioni nell'Allegato A, riportato al termine della relazione.

¹ Nei prossimi capitoli si cercherà di sottolineare come lo sviluppo di algoritmi basati su correlazioni da dati CPT abbia portato le prove penetrometriche ad assumere un ruolo di rilievo anche nella valutazione dei cedimenti e delle portate di strutture di fondazione indirette.

2.2 Stratigrafia

Poiché la resistenza offerta dal terreno al passaggio sia della punta del penetrometro sia del manicotto, è legata alla tipologia del terreno, si sono succeduti in letteratura affinamenti e aggiornamenti sempre maggiori, sulla base di esperienze svolte, di diagrammi (vedi fig A1-A4) e correlazioni in grado di fornire una interpretazione litologica partendo dalla lettura dei dati da prove penetrometriche statiche.

- Begemann (1965) indicato per prove penetrometriche con punta meccanica (CPT) secondo Begemann (A-1)
- Schmertmann (1968) indicato per prove penetrometriche con punta meccanica (CPT) (A-2)
- Douglas Olsen (1981) indicato per prove penetrometriche con punta elettrica (CPTE) (A-3)
- Robertson (1986) indicato per prove penetrometriche con punta elettrica (CPTU) (A-4)

2.3 Parametri geotecnici

Pur tenendo conto di una certa incertezza dovuta a loro carattere sperimentale, sono state sviluppate da diversi autori, a seguito di numerose prove ed esperienze, delle correlazioni al fine di ottenere con buona approssimazione stime dei parametri geotecnici, dai dati relativi alle prove penetrometriche statiche, sia per terreni coesivi che per terreni non coesivi.

2.3.1 Terreni non coesivi

Per quanto riguarda terreni sabbiosi ed incoerenti, la maggiore difficoltà è dovuta all'impossibilità di un confronto con risultati da prove di laboratorio essendo difficile disporre di provini assolutamente indisturbati.

Per sopperire a queste condizioni, si sono sviluppate a partire dai primi anni 70 (Holden 1971, Chapman 1974, Last 1978, Bellotti et al. 1982...) delle ricerche in laboratorio in grande scala attraverso celle triassiali dette camere di calibrazione nelle quali è stato possibile realizzare campioni di sabbia a cui applicare una storia tensionale voluta e sui quali eseguire prove con determinati strumenti al fine di ottenere informazioni per la corretta interpretazione delle prove in sito.

2.3.1.1 Angolo di attrito

Tra i diversi autori che hanno posto in letteratura una correlazione fra angolo di attrito interno e dati da prove penetrometriche statiche si segnalano (per sabbie N.C. e O.C.):

- Dourgunouglu – Mitchell (1973 – 1975)

$$\varphi' = 14.4 + 4.8 \cdot \ln(q_C) - 4.5 \cdot \ln(\sigma'_{V0}) \quad (\text{A-5})$$

- Meyerhof (1951)

$$\varphi' = 17 + 4.49 \cdot q_C$$

- Caquot

$$\varphi' = 9.8 + 4.96 \cdot \ln\left(\frac{q_C}{\sigma'_{V0}}\right)$$

- De Beer (1965 – 1967)

$$\varphi' = 5.9 + 4.76 \cdot \ln\left(\frac{q_C}{\sigma'_{V0}}\right)$$

- Robertson - Campanella (1983) per sabbie non cementate quarzose

$$\varphi' = 14.4 + 4.8 \cdot \ln(q_C) - 4.5 \cdot \ln(\sigma'_{V0})$$

- Schmertmann² (1977 – 1982) valutazione in funzione della litologia

$$\varphi' = 28 + 0.14 \cdot D_R (\%) \quad \text{per sabbia fine uniforme}$$

$$\varphi' = 31.5 + 0.115 \cdot D_R (\%) \quad \text{per sabbia media uniforme}$$

$$\varphi' = 34.5 + 0.10 \cdot D_R (\%) \quad \text{per sabbia grossa uniforma}$$

$$\varphi' = 38 + 0.08 \cdot D_R (\%) \quad \text{per ghiaietto uniforme (sabbia e ghiaie poco limose)}$$

Oltre alle relazioni empiriche riportate è possibile ricorrere ad una analisi teorica basata sulla teoria dell'espansione di una cavità cilindrica. Da tale analisi deriva un

² La correlazione fornita da Schmertmann generalmente porta ad una sovrastima dei valori di angolo d'attrito interno

diagramma (vedi Fig A-6) rappresentativo della correlazione che lega l'angolo d'attrito interno alla resistenza alla punta.

2.3.1.2 Densità relativa

La densità relativa, sebbene sia un parametro rappresentativo per il comportamento di terreni sabbiosi, è andata via via perdendo di rilevanza nella valutazione del comportamento dei terreni incoerenti a favore della determinazione diretta di parametri di resistenza al taglio e compressibilità da misure rilevate in sito.

Si riportano alcuni esempi di correlazioni reperibili in letteratura:

- Schmertmann

$$D_R = -97.8 + 36.6 \cdot \ln(q_c) - 26.9 \cdot \ln(\sigma'_{v0})$$

- Harman (1976)

$$D_R = 34.36 + \ln \left[\frac{q_c}{12.3 \cdot (\sigma'_{v0})^{0.7}} \right]$$

- Lancellotta (1983)

$$D_R = -98 + 66 \cdot \ln \left[\frac{q_c}{(\sigma'_{v0})^{0.5}} \right] \quad (\text{A-7})$$

- Jamiolkowski et al. (2003)

$$D_R = \frac{1}{C_2} \cdot \ln \left(\frac{q_c}{C_0 \cdot (\sigma'_{v0})^{C_1}} \right) \quad (\text{A-8})$$

2.3.1.3 Modulo di Young e modulo confinato tangente

Nei casi di condizioni di carico non mono-dimensionali il parametro più indicato per la valutazione della compressibilità è un “modulo di Young equivalente”

(Schmertmann 1970), in particolare si considerano i valori E_{50} ed E_{25} come i moduli secanti di riferiti rispettivamente al 50% e al 25% del valore di rottura.

Gli autori di questo studio (Schmertmann, Baldi...) fanno osservare che per, i progettisti delle fondazioni che applicano un fattore di sicurezza al valore di sollecitazione che comporta rottura del terreno pari a 4, risulta più interessante il valore di E_{25} .

Mediante sperimentazione sulla base dei risultati di prove eseguite in camera di calibrazione (Baldi et al., 1981), è stata formulata una correlazione (Robertson – Campanella 1983) valida per sabbie normal consolidate non cementate (vedi fig A-9; A-11).

I risultati dalla camera di calibrazione portano a valori di rapporto:

$$\frac{E_{25}}{q_c} = 1.5 \div 3.0 \text{ per fondazioni superficiali su sabbie}^3.$$

Schmertmann (1978) ha poi portato una correzione per tenere conto del fattore di forma delle fondazioni cambiando l'intervallo di rapporto in

$$\frac{E_{25}}{q_c} = 2.5 \div 3.0$$

Per sabbie sovraconsolidate, i risultati dalla camera di calibrazione suggeriscono un rapporto da 3 a 6 volte maggiore di quello per il caso di sabbie normal consolidate:

$$\frac{E_{25}}{q_c} = 6 \div 18$$

Gli stessi autori dello studio, però sottolineano il carattere approssimativo dei valori sopra riportati dovuto alla necessità di applicare i test su provini ricostruiti: il deposito in sito, infatti, può presentare una storia tensionale tale da aumentare notevolmente la rigidità del suolo.

Un approccio cautelativo simile deve essere utilizzato nello studio del modulo confinato tangente, per il quale viene considerata una correlazione, basata sulla densità relativa e il “numero di modulo” ricavato da prove in camera di calibrazione (Janbu 1963; Baldi et al. 1981), che porta ad una sotto stima del valore cercato (vedi A-12).

³ Un'analisi posteriore (Robertson – Campanella) ha mostrato come tale intervallo sia da applicare a
 E_{50} per sabbie da sciolte a mediamente addensate
 E_{25} per sabbie da mediamente addensate a dense

Questa sottostima è dovuta oltre che alle considerazioni semplificative sul comportamento del terreno, considerato come mezzo lineare elastico, al fatto che per ottenere la correlazione suddetta sono stati utilizzati più approcci teorici combinati fra loro.

2.3.1.4 Modulo Edometrico

Si riportano in particolare due trattazioni: quella di Schmertmann e quella di Mitchell – Gardner (vedi A-13). Quest'ultima in particolare pone una dipendenza diretta fra il modulo edometrico e la resistenza di punta secondo un parametro da definire in funzione della profondità, della tipologia di sabbia, del valore di resistenza di punta.

- Schmertmann

$$E_d = 0.03 \cdot q_c + 11.7 \cdot \sigma'_{v0} + 0.79 \cdot D_R$$

- Mitchell – Gardner (vedi Tab 2.1)

$$E_d = \alpha \cdot q_c$$

Con α valutato secondo Buisman – Sanglerat:

$2 < \alpha < 5$ per sabbie argillose ed argille compatte con $15 < q_c < 30$ kg/cmq

$\alpha = 5$ per argille molli con $q_c < 10$ kg/cmq

$\alpha = 2$ per sabbie

2.3.1.5 Modulo di deformazione di taglio

Diverse ricerche, condotte in laboratorio, hanno portato ad una correlazione fra il modulo di deformazione di taglio dinamico e altre proprietà del suolo secondo la formula sperimentale:

$$G_{MAX} = k_G \cdot p_{atm} \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_{atm}} \right)^{0.5}$$

Dove

k_G numero di modulo (definito in rapporto alla densità relativa)

p_{atm} pressione atmosferica

σ'_{v0} pressione litostatica efficace

Potendo correlare le diverse grandezze espresse nella formula con il valore di resistenza di punta, è possibile giungere alla stima del modulo di deformazione di taglio dinamico dai risultati delle prove penetrometriche facendo riferimento a curve sperimentali (Seed – Idriss, 1970).

Un'ulteriore via di formulazione è stata suggerita correlando dapprima il modulo di deformazione di taglio con le prove penetrometriche dinamiche e poi rapportando queste ultime al valore di q_c :

$$G_0 = 28 \cdot q_c^{0.611} \quad \text{per sabbie e tensioni litostatiche comprese fra } \sigma'_{v0} = 0.5 \div 4.0 \text{ kg/mq}$$

Anche in questo caso, le stime effettuate per il modulo, risulteranno sottostimate e le correlazioni valide solo per sabbie normal consolidate e a prevalenza quarzose.

È necessario quindi adottare tali formule con attenzione e solo come parametri di riferimento di carattere preliminare.

2.3.2 Terreni coesivi

La prova penetrometrica statica procede con una velocità di infissione (ca. 2 cm/sec) tale da consentire a buona ragione di ritenere la prova come non drenata.

La possibilità di confrontare i valori ottenuti mediante correlazioni empiriche o semi-empiriche con risultati da prove di laboratorio, ha permesso di affinare sempre più le formule, migliorando notevolmente l'approssimazione delle stime dei parametri considerati.

2.3.2.1 Coesione non drenata

La valutazione della coesione non drenata presenta alcune difficoltà dovute in particolare alla sua non univocità: infatti questo parametro varia in funzione della modalità e velocità di prova oltre che dall'orientamento dei piani di rottura.

Tuttavia si riporta la correlazione empirica di riferimento:

$$c_U = \frac{q_c - \sigma'_{v0}}{N_K}$$

Diversi autori si sono espressi sul valore da attribuire al fattore di cono (N_K) che è funzione dell'angolo di apertura della punta del cono e dell'indice di rigidità:

- Lunne, Robertson, Powell (1977)

$$N_K = 19$$

- Begemann

$$N_K = 14$$

- Kjekstad (1978)

$$N_K = 17$$

- Kleven (1981)

$$N_K = 15$$

- Sunda

$$N_K = 12 + \frac{3}{20} \cdot q_c$$

- Lunne – Eide

$$N_K = 20.7 - 0.18 \cdot IP$$

Oltre a queste si ritiene importante ricordare la trattazione di Baligh (1975) (vedi fig A-14) che, combinando gli approcci di Meyerhof (teoria della capacità portante) e di Landanyi – Vesic (teoria dell'espansione in cavità cilindrica), ottiene una correlazione fra l'indice di rigidità, l'angolo di apertura del cono e il fattore di cono. Tale formulazione rende evidente come il valore di N_K non può essere considerato costante per tutte le argille né per le punte meccaniche standard.

Ulteriore approccio è quello formulato da Ladd – Edgers (1972) in cui è possibile ottenere una valutazione della coesione non drenata in caso di terreni sovraconsolidati mediante un confronto con il rapporto fra resistenza al taglio non drenata e pressione litostatica efficace tenuto conto del grado di sovraconsolidazione OCR:

$$\left(\frac{c_U}{\sigma'_{v0}} \right)_{OC} = \left(\frac{c_U}{\sigma'_{v0}} \right)_{NC} \cdot OCR^{0.8}$$

Generalmente, quindi, il fattore di cono viene determinato mediante correlazioni empiriche, mentre la coesione non drenata viene valutata attraverso altre prove in sito.

2.3.2.2 Sensitività

Il rapporto fra i valori di resistenza al taglio indisturbata e quella residua dopo rimaneggiamento può essere stimata riferendosi al rapporto di frizione secondo la correlazione proposta da Robertson- Campanella (1986)

$$S_T = \frac{N_s}{FR}$$

Con il coefficiente N_s definito a seconda del tipo di punta utilizzato durante l'indagine:

$$N_s = 15 \quad \text{per punta meccanica (CPT)}$$

$$N_s = 6 \div 10 \quad \text{per punta elettrica (CPTE)}$$

2.3.2.3 Rapporto di sovraconsolidazione (OCR)

Schmertmann (1978) propone un metodo di calcolo per stimare il valore del grado di sovraconsolidazione partendo dalla stima di coesione non drenata e rapportandola alla pressione litostatica efficace (vedi fig A-15; A-17).

Si considera poi una stima del rapporto $\frac{c_U}{\sigma'_{v0}}$ nel caso di argille normal consolidate

attraverso la correlazione definita da Skempton (1957):

$$\frac{c_U}{\sigma'_{v0}} = 0.11 + 0.0037 \cdot IP$$

Combinando tale valore con la correlazione elaborata da Ladd – Foott (1974)

$$c_U = \sigma'_{v0} \cdot (0.22 \pm 0.03) \cdot OCR^{0.8}$$

È possibile ricavare una stima del rapporto di sovraconsolidazione in funzione del tipo di argilla considerato⁴.

⁴ Come si rileva dal diagramma in calce al capitolo, la correlazione proposta da Ladd – Foott fornisce un range di valori che aumenta quando le argille risultino essere molto sovraconsolidate.

2.3.2.4 Modulo Edometrico

Rimane valida la correlazione, vista anche per terreni incoerenti, formulata da Mitchell – Gardner (1975) di dipendenza diretta fra il modulo edometrico e la resistenza di punta:

$$E_d = \frac{1}{m_v} = \alpha \cdot q_c$$

Con il parametro α che assume valori differenti (vedi Tab 2.1) sviluppati prima da Sanglerat poi ripresi da Mitchell – Gardner, in funzione della plasticità del terreno.

2.3.2.5 Indice di compressibilità

Noto il valore del modulo edometrico, o meglio del coefficiente di compressibilità volumetrica, è possibile ricavare una stima del valore di indice di compressibilità, in funzione dell'indice dei vuoti e della pressione verticale media (vedi Tab 2.2), mediante la correlazione elaborata da Schmertmann (1978)

$$m_v = \frac{0.435 \cdot C_c}{(1 + e_0) \cdot p_A}$$

2.3.2.6 Peso di volume

É possibile utilizzare i risultati da prove penetrometriche statiche anche per la stima del peso di volume secondo la formulazione proposta da Meyerhoff:

$$\gamma = 1.6 + 0.168 \cdot \log(c_U) + 0.373 \quad \text{per terreni coesivi non saturi}$$

$$\gamma_{sat} = \gamma + 0.08 \quad \text{per terreni coesivi saturi}$$

I valori ottenuti (espressi in t/mq) sono comunque da ritenersi validi solo come ordine di grandezza: è infatti riportato in letteratura e da esperienze dirette di professionisti, che l'utilizzo di tali correlazioni può portare a errori di valutazione notevoli.

É quindi necessario valutare con attenzione i valori così ottenuti confrontandoli con valori reperiti in correlazioni bibliografici su terreni simili e con i campioni prelevati durante le prove in sito.

2.3.2.7 Modulo di deformazione non drenato

Si considera la determinazione del modulo di Young non drenato in corrispondenza del 25% della tensione a rottura E_{U25} .

Questa stima è usualmente eseguita utilizzando la correlazione empirica che lo lega con la resistenza a taglio non drenata, nella forma:

$$E_{U25} = n \cdot c_U$$

dove

n costante che dipende dal livello dello sforzo applicato, dal grado di sovraconsolidazione, dalla sensitività e da altri fattori (Ladd et al. 1977).

La procedura raccomandata è di valutare inizialmente il valore di c_U e definire la storia tensionale come precedentemente descritto, successivamente noto l'indice plastico si stima il valore di E_{U25} tramite la correlazione grafica proposta da Duncan e Buchignani (1976).

Essendo disponibile una sola correlazione per la determinazione del parametro si è eseguita la stima in corrispondenza sia dei valori medi dello strato sia in corrispondenza della profondità del provino di riferimento per poter avere un maggiore numero di valori confrontabili.

2.4 Potenziale di liquefazione

2.4.1 Premessa

Diversi autori (Seed 1979, Lambrechts – Leonards 1978, Schmertmann 1978) hanno fatto rilevare che la resistenza alla liquefazione aumenta con la densità relativa, la cementazione, l'effetto aging, il preconsolidamento, etc.

- i fattori sopra esposti influenzano fortemente la resistenza del terreno
- i fattori esposti nel primo punto aumentano la resistenza di punta

Da queste considerazioni, deriva l'idea che debba esistere una correlazione fra i fattori di sicurezza contro la liquefazione del terreno e il valore di resistenza alla penetrazione.

Non potendo definire in maniera univoca la dipendenza del potenziale di liquefazione dai diversi fattori, il rapporto cercato non potrà che avere una connotazione approssimativa.

Perché la correlazione sia applicabile alle indagini, è necessario conoscere l'entità dell'approssimazione, o meglio dell'errore commesso. Questo prevede l'utilizzo di prove che siano ripetibili nelle quali quindi anche l'errore commesso risulti ripetuto: per questo motivo prove come SPT non possono dare contributo alla ricerca avendo un carattere di non ripetibilità⁵.

La possibilità di collegare i valori di resistenza di punta ai vari fattori elencati come influenti sul potenziale di liquefazione e la facile ripetibilità di esecuzione, rendono le prove penetrometriche statiche un valido strumento per questo tipo di indagine.

Oltre alla maggiore affidabilità dei risultati, il ricorso a metodi di stima del potenziale di liquefazione, basati su prove in sito, consentono un approccio su larga scala e quindi la possibilità di definire anche delle mappe⁶ di pericolosità di liquefazione.

Nei paragrafi successivi si fa riferimento al metodo semplificato basato su prove CPT proposto da Robertson e Wride, poi modificato da Youd et al. (2001), e il metodo formulato da Moss (2003).

Per l'applicazione di tali metodi di calcolo si ricorre a due differenti approcci: uno deterministico (Iwasaki et al. 1982, Facciorusso et al. 2008) ed uno probabilistico.

Il ricorso ad entrambi gli approcci consente un confronto per una definizione più dettagliata sulla definizione della pericolosità di liquefazione.

2.4.2 Metodo di Robertson – Wride e approccio deterministico

Tra i metodi semplificati proposti, basati sulle prove tipo CPT, si sottolinea quello formulato prima da Robertson – Wride, poi aggiornato e modificato da Youd, come approccio valido per una valutazione deterministica del potenziale di liquefazione (vedi A-18).

In primo luogo viene definita una curva limite: la curva di resistenza alla liquefazione.

⁵ I risultati dalle prove SPT, infatti, risultano fortemente influenzate dal tipo di equipaggiamento in uso come dagli operatori che elaborano le letture. Questi fattori possono portare a variazioni anche del 100% su N_{SPT} e quindi riducono fortemente l'affidabilità in caso di prove ripetute.

⁶ Tali mappe risultano particolarmente utili nella pianificazione territoriale e nelle operazioni di mitigazione del rischio sismico

Questa esprime la resistenza del terreno in termini di rapporto di tensione ciclica (CRR) in funzione di un parametro scelto (misurato, corretto e normalizzato) ed è determinata in modo quasi interamente “visuale”, cioè viene segnata dividendo in maniera netta i casi in cui è osservata la liquefazione da quelli in cui tale fenomeno non avviene (vedi A-19).

In secondo luogo, si pone una predizione della liquefazione facendo riferimento ad un fattore di sicurezza (FSL)⁷:

$$FSL = \frac{CRR}{CSR}$$

Dove

CRR resistenza alla liquefazione del terreno

CSR domanda sismica corrispondente al terremoto previsto di progetto espressa come rapporto di tensione ciclica

Per esprimere in maniera sintetica il potenziale di liquefazione di tutto lo strato preso in esame, si fa riferimento all'indice del potenziale di liquefazione (LPI) definito (Iwasaki et al. 1982) come:

$$LPI = \int F(z) \cdot W(z) \cdot dz$$

Dove

$W(z) = 10 - \frac{z}{2}$ è una funzione che tiene conto dei pesi in relazione alla profondità dello strato liquefattibile

La formulazione del potenziale di liquefazione è riportata secondo la forma proposta da Sonmez et al.(2003):

$$\begin{aligned} F(z) &= 0 && \text{per } FSL > 1.4^8 \\ F(z) &= 2 \cdot 10^{-6} \cdot e^{-18.427 \cdot FSL} && \text{per } 0.95 < FSL < 1.4 \\ F(z) &= 1 - FSL && \text{per } FSL < 0.95 \end{aligned}$$

⁷ Si pone come termine di confronto

FR < 1 liquefazione

FR > 1 non liquefazione

⁸ La soglia è stata portata da 1 (Robertson – Wride) a 1.4 Youd (2001) per un approccio più conservativo: questa corrisponde ad una probabilità pari al 25% (liquefazione improbabile) consigliata per strutture ordinarie dal Building Seismic Safety Council.

2.4.3 Metodo di Moss e approccio probabilistico

L'approccio probabilistico considera contemporaneamente l'influenza di tutte le variabili che contribuiscono alla liquefazione del terreno riducendo al massimo l'aleatorietà di tali fattori. Questo permette la definizione di una famiglia infinita di curve di resistenza alla liquefazione ciascuna corrispondente a una differente probabilità di inizio liquefazione: definito, allora, l'evento sismico previsto da progetto, è possibile descrivere il potenziale di liquefazione in termini di probabilità di inizio liquefazione (P_L).

Il metodo di Moss fra tanti metodi probabilistici proposti, viene messo in rilievo per la notevole affidabilità⁹ dei risultati legati all'ampio database, su cui il modello è stato calibrato.

Per determinare la probabilità di inizio liquefazione si fa ricorso alla formula:

$$P_L = \Phi \left\{ \frac{q_{c,1}^{7.045} + q_{c,1} \cdot (0.11 \cdot R_F) + 0.001 R_F + c \cdot (1 + 0.85 \cdot R_F) - 7.177 \ln(CSR_{7.5}) - 0.848 \ln(7.5) - 0.002 \ln(\sigma'_{v0}) - 20923}{1.632} \right\}$$

Dove

$R_F = \frac{f_s}{q_c} = \frac{1}{FR}$	rapporto di frizione in percentuale
σ'_{v0}	pressione litostatica efficace
Φ	funzione di probabilità relativa ad una distribuzione normale standard
c	coefficiente di normalizzazione
$q_{c,1} = c \cdot \frac{q_c}{\sigma'_{v0}}$	resistenza di punta normalizzata
$CSR_{7.5} = \frac{CSR}{MSF}$	domanda sismica riferita all'evento sismico atteso di magnitudo 7.5

Anche nell'approccio probabilistico è possibile unificare sinteticamente il potenziale di liquefazione di tutta la colonna in esame attraverso un unico parametro: l'indice della probabilità di liquefazione (LPbI).

⁹ L'affidabilità è garantita anche dagli strumenti di analisi probabilistica adottati, dall'applicazione di nuove formulazioni dei fattori correttivi della resistenza di punta, del fattore di scala della magnitudo e del fattore di riduzione della risposta sismica con la profondità, mediante regressione dei dati osservati.

Tale indice si ricava dalla formula vista nel caso del metodo deterministico ponendo il potenziale di liquefazione uguale alla probabilità di inizio liquefazione:

$$F(z) = P_L(z)$$

In generale, per valutare il rischio per le strutture, si può fare riferimento alla carta di classificazione delle probabilità di liquefazione proposta da Chen e Juang (2000):

$LPbI < 15\%$	non liquefazione quasi certa
$15\% < LPbI < 35\%$	liquefazione non probabile
$35\% < LPbI < 65\%$	liquefazione e non liquefazione ugualmente probabili

2.4.4 Metodo di verifica mediante approcci incrociati

Per rendere il confronto (vedi A-20) fra i risultati ottenuti dai due metodi (Robertson – Wride e Moss) in termini di potenziale di liquefazione, è possibile invertire l'applicazione degli approcci visti nei paragrafi precedenti proponendo:

- approccio probabilistico per il metodo di Robertson – Wride
- approccio deterministico per il metodo di Moss

Per il primo caso si riporta la formulazione elaborata da Juang et al. (2002), che consente di tracciare le curve di resistenza alla liquefazione per differenti livelli di probabilità e di descrivere il fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione (FSL), calcolato secondo il metodo di Robertson – Wride, in funzione della probabilità di inizio liquefazione¹⁰:

$$P_L = \frac{1}{1 + \left(\frac{FSL}{A}\right)^B}$$

Dove

$$A \cong 1.0$$

$$B \cong 3.30$$

Per applicare l'approccio deterministico al metodo di Moss, invece, è necessario determinare il valore limite della domanda sismica per l'evento sismico di magnitudo

¹⁰ Sostituendo il valore posto nella trattazione di Robertson – Wride ($FSL = 1$), a cui corrisponde la curva di stato limite, si ottiene una probabilità di inizio liquefazione del 50%

7.5 ($CSR_{7.5}$) e il valore della resistenza alla liquefazione $CRR_{7.5} = CSR_{7.5}$ a cui corrisponde un certo livello di probabilità¹¹.

Rapportando tale resistenza alla domanda sismica si ottiene il fattore di sicurezza FSL:

$$FSL = \frac{CRR_{7.5}}{CSR}$$

¹¹ Moss (2003) suggerisce per una applicazione deterministica del suo metodo un livello di probabilità pari al 15%, Facciorusso propone nella sua trattazione un valore più conservativo pari a 25% coerente con una scarsa probabilità di liquefazione secondo le classi di probabilità Chen - Juang

2.5 Capacità di portanza dei pali per fondazioni profonde

La somiglianza fra i penetrometri e i pali di fondazione ha indotto diversi studi sulla possibilità di determinare la capacità portante dei pali dai dati provenienti da prove penetrometriche statiche, mediante un metodo che risultasse relativamente veloce e al contempo affidabile.

Partendo da analisi condotte in campi con specifiche caratteristiche geologiche, le correlazioni che sono state formulate, sono andate via via calibrandosi mediante applicazione in regioni diverse.

I diversi approcci proposti (Schmertmann, 1978; De Ruiter – Beringen, 1979; LCPC, 1982; Philipponnat, 1980; Clisby et al. 1978; etc.) sono stati affinati facendo riferimento ad un database (raccolto da LA DOTD) in cui sono riportati i confronti diretti fra risultati forniti da prove CPT eseguite a ridosso dei pali di fondazione e i valori di capacità ultima di carico definita mediante il metodo grafico di Butler – Hoy (1977), per un totale di 35 casi esaminati.

Oltre a questa libreria di dati, sono state condotte comparazioni fra i metodi proposti e i risultati derivanti dai metodi statici a e b.

Tutto questo organismo di confronto, per determinare il metodo più affidabile nello studio della portanza dei pali da prove CPT, è basato su:

- migliore approssimazione fra Q_P e Q_M ¹²
- media aritmetica e la deviazione standard del rapporto Q_P/Q_M
- probabilità totale del rapporto Q_P/Q_M ¹³
- distribuzione logaritmica normale del rapporto Q_P/Q_M

2.5.1 Metodo di Gianceselli – Bustamante (LCPC)

2.5.1.1 Premessa

Viene proposto come metodo di calcolo della portata limite di un palo da dati provenienti da prove penetrometriche standard, quello formulato da Bustamante e Gianceselli (1982) in quanto considerato come tra i più affidabili¹⁴.

¹² Dove

Q_P capacità ultima di carico per ciascun palo

Q_M capacità ultima di carico per un palo valutata mediante il metodo grafico di Butler - Hoy

¹³ Questo criterio di stima si basa in particolare sul 50 e 90 % (P_{50} e P_{90}) di probabilità del rapporto Q_P/Q_M ritenendo come metodo migliore quello per il quale:

P_{50} assume valori prossimi all'unità

$P_{50} - P_{90}$ presenta il range minore

¹⁴ La motivazione di questa "elezione" risulta più chiara nel paragrafo 2.5.2

Gli autori mettono in luce, nella loro trattazione, i fattori che rendono difficoltosa una formulazione priva di incertezze:

- il numero ridotto di pali e di tecniche di posizionamento adottate per i quali sono stati sviluppati studi in questo senso
- l'inadeguatezza della strumentazione per poter distinguere la distribuzione del carico su pali fra attrito laterale e resistenza della punta
- la varietà di geometrie e di materiali (e quindi di moduli e parametri di resistenza) esistenti per i pali
- la difficoltà nel monitorare la costruzione e il posizionamento dei pali in fase esecutiva.

Questi aspetti non vengono superati, ma diventano elementi di analisi critica nella formulazione del metodo.

Lo studio si basa sull'interpretazione di una serie di 197 prove di carico in scala reale (di cui 172 eseguite da Laboratoires Central des Ponts et Chaussées) concernenti 96 fondazioni profonde realizzate in 48 siti diversi con suoli composti da materiale vario (da argilla a limi, da sabbie sciolte a sabbie grossolane).

2.5.1.2 Metodo di calcolo

L'approccio proposto tiene conto delle modalità di esecuzione delle prove di carico secondo alcuni aspetti quali:

- tutti i pali testati sono stati caricati assialmente
- si è trascurata l'influenza del fattore tempo sui risultati non tenendo conto del primo ciclo di carico per pali soggetti a più prove
- sono stati introdotti degli strumenti appositi in 57 pali per determinare la ripartizione del carico fra attrito laterale e resistenza alla punta
- il modulo di elasticità del palo è stato determinato attraverso campioni presi direttamente lungo l'asse del palo
- tutte le prove sono state eseguite seguendo le linee guida del Laboratoires Central des Ponts et Chaussées Static Test Procedure

L'algoritmo di calcolo si basa sulla trattazione di Begemann – Van der Ween, per quanto riguarda la stima della resistenza di punta, e quella di Dinesh – Mohan, per l'attrito laterale.

Il valore di carico limite per una fondazione profonda, dunque, viene calcolato come somma di due contributi:

$$Q_L = Q_L^P + Q_L^F$$

Dove

Q_L^P limite di resistenza al di sotto della punta del palo (in kN)

Q_L^F limite di attrito laterale per l'intera lunghezza del palo (in kN)

I due termini vengono calcolati attraverso i dati forniti dalle prove CPT secondo le formule:

$$Q_L^P = q_{CA} \cdot k_C \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

$$Q_L^F = \sum Q_{Li}^F = \sum q_{Si} \cdot \pi \cdot D \cdot l_i$$

Dove

D diametro della fondazione

q_{CA} resistenza equivalente di punta a livello della punta del palo

k_C fattore della capacità di portata del palo

q_{Si} valore limite di resistenza d'attrito laterale per lo strato i -esimo

l_i dimensione dello strato i -esimo

Noti i valori limite si pongono dei fattori di sicurezza¹⁵ per ottenere il valore nominale di carico ammissibile:

$$Q_N = \frac{Q_L^P}{3} + \frac{Q_L^F}{2}$$

Il risultato finale dipende, come appare dalla formula sopra riportata, da alcuni parametri caratteristici della capacità di portata quali q_{CA} , k_C , q_{Si} .

¹⁵ Si adotta un fattore pari a 3 per la componente di punta e pari a 2 per l'attrito laterale

Il metodo in esame si propone di definire, con l'indicazione dei limiti di validità connessi con le condizioni e le modalità di applicazione, tali parametri cercando una convergenza verso i valori riportati dal metodo grafico di Butler – Hoy.

Resistenza equivalente di punta

Questo valore corrisponde alla media della resistenza di punta misurata ad una profondità di

$$z(a) = (z_{palo} \pm a)$$

Con

z_{palo} profondità del palo

$a = \frac{3}{2} \cdot D$ valore dell'intorno considerato

Nella pratica viene calcolato il valore di q_{CA} secondo un iter di tre fasi:

1. si smorza la curva di q_C cercando di ridurre le irregolarità puntuali. Per un approccio più conservativo, si cerca una curva che sia più vicina possibile ai valori minimi della curva originale piuttosto che ai picchi.
2. partendo dalla nuova curva viene calcolato il valore medio di resistenza q'_{CA} come media aritmetica tra i valori misurati per le profondità $z_{palo} + a$ e $z_{palo} - a$
3. Definito il valore medio q'_{CA} si calcola il valore della resistenza equivalente di punta, considerando un ridimensionamento della curva smorzata per escludere nel calcolo i valori superiori a $1.3 \cdot q'_{CA}$ e inferiori a $0.7 \cdot q'_{CA}$ (vedi fig. A-21)

Generalmente si utilizza un calcolatore elettronico per la valutazione dei vari passaggi e la stima di q_{CA} (vedi fig. A-22)

Fattore di capacità di portata

I differenti valori di questo fattore derivano da prove di carico eseguite a larga scala. Tale parametro dipende sia dalla natura del suolo che dalla sua compattezza (misurata mediante q_C), ma anche dalla tecnica di esecuzione dei pali adottata.

Per quest'ultimo motivo viene compilata una tabella di valori che il fattore k_C assume in funzione del gruppo a cui la tipologia di pali fa riferimento secondo la

classificazione definita dal CSTB¹⁶ nel documento tecnico unificato DTU n° 13.2 (Travaux de fondations profondes pour le bâtiment, 1961)

GROUP I	GROUP II
Plain bored piles Mud bored piles Cased bored piles Hollow auger bored piles Piers Barrettes Type I micropiles (grouted under low pressure)	Cast screwed piles Driven precast piles Prestressed tubular piles Driven cast piles Jacked metal piles Driven grouted piles (low grouting pressure) Driven metal piles Driven rammed piles Jacked concrete piles High pressure grouted piles of large diameter Type II micropiles (small diameter piles grouted under high pressure)

I risultati ottenuti portano ad una valutazione del fattore di capacità di portata, due volte inferiore a quello determinato dal documento redatto da FOND.72¹⁷.

Questa riduzione riflette il fatto che la portata di punta di un palo per fondazioni profonde in realtà è notevolmente maggiore di quanto si consideri nell'approccio grafico di Butler – Hoy (vedi fig.A-23).

Natura del suolo	q_c (t/mq)	Fattore k_c	
		Group I	Group II
Argille poco addensate	< 100	0.4	0.5
Argille mediamente compattate	100 ÷ 500	0.35	0.45
Limi e sabbie sciolte	< 500	0.40	0.50
Argille da compatte a molto compatte	> 500	0.45	0.55
Sabbia addensata e ghiaiosa	500 ÷ 1200	0.40	0.50
Sabbia molto addensata e ghiaia	1200	0.30	0.40

¹⁶ CSTB - Centre Scientifique et Technique du Bâtiment

¹⁷ Fondations courantes d'ouvrages d'art: FOND.72

Valore limite di resistenza di attrito laterale

Per ogni strato di terreno, il valore limite di attrito laterale q_{Si} è calcolato come il rapporto tra la resistenza di punta ed un coefficiente α che tiene conto della natura del suolo considerato e del tipo di palo utilizzato e della tecnica di posizionamento applicata.

$$q_{Si} = \frac{q_c}{\alpha}$$

I valori di α vengono definiti attraverso prove di carico, distinguendo 3 categorie di modalità di posizionamento, all'interno delle quali vengono descritte le tipologie di esecuzione dei pali:

CATEGORY I	IA	<ul style="list-style-type: none"> - Plain bored piles - Mud bored piles - Cast screwed piles - Hollow auger bored piles - Piers - Barrettes - Type I micropiles (grouted under low pressure)
	IB	<ul style="list-style-type: none"> - Cased bored piles - Driven cast piles
CATEGORY II	IIA	<ul style="list-style-type: none"> - Driven precast piles - Prestressed tubular piles - Jacked concrete piles
	IIB	<ul style="list-style-type: none"> - Jacked metal piles - Driven metal piles
CATEGORY III	IIIA	<ul style="list-style-type: none"> - Driven grouted piles (low grouting pressure) - Driven rammed piles
	IIIB	<ul style="list-style-type: none"> - Type II micropiles - High pressure grouted piles of large diameter

Nella tabella proposta si fa rilevare che il valore massimo q_{si} , si trova in alcuni casi, indicato con due valori di riferimento.

Il primo corrisponde al caso in cui il posizionamento non influenzi in maniera sensibile la qualità di esecuzione; il secondo (posto tra parentesi) corrisponde all'esecuzione delle prove molto accurata e ad una scelta di tecnologia che comporti il minor disturbo possibile al terreno di contatto con il palo e quindi che permetta di mantenere valori ottimali di attrito laterale.

Natura del suolo	q_c	Fattore α				Valore massimo q_s					
		Categorie									
		I		II		I		II		III	
		IA	IB	IIA	IIB	IA	IB	II A	II B	III A	III B
Argille poco addensate	<10 0	30	30	30	30	0.15	0.15	0.1 5	0.1 5	0.30	-
Argille mediamente compattate	100 - 500	40	80	40	80	(0.8) 0.35	(0.8) 0.35	(0. 8) 0.3 5	0.3 5	0.8	>1. 2
Limi e sabbie sciolte	<50 0	60	150	60	120	(1.2) 0.8	(0.8) 0.35	(1. 2) 0.8	0.8	1.2	>2. 0
Argille da compatte a molto compatte	>50 0	100	200	100	200	(1.2) 0.8	(0.8) 0.35	(1. 2) 0.8	0.8 0	1.20	>2. 0
Sabbia addensata e ghiaiosa	500 - 120 0	60	80	60	80	(1.5) 1.2	(1.2) 0.8	(1. 5) 1.2	1.2 0	1.50	>2. 0
Sabbia molto addensata e ghiaia	120 0	150	300	150	200	(1.5) 1.2	(1.2) 0.8	(1. 5) 1.2	1.2 0	1.50	>2. 0

2.5.1.3 Calibrazione del metodo

L'algoritmo di calcolo descritto nel paragrafo precedente è soggetto ad affinamenti eseguiti mediante confronto diretto con i valori sperimentali di carico nominale dedotti dal valore del carico critico Q_c :

$$\overline{Q_N} = \frac{Q_C}{1.4}$$

La calibrazione riguarda i parametri caratteristici k_C e α (oltre alla capacità di carico nominale Q_N) con i valori forniti nel già citato documento FOND 72.

Il confronto, eseguito per pali soggetti a cicli di carico con valori di carico prossimi a $\overline{Q_N}$, mostra una significativa riduzione della sovrastima dei valori di capacità di portata nominale e di punta.

Questa riduzione è da attribuirsi, in particolare, all'utilizzo dei parametri k_C e α come fattori correttivi: l'adozione, infatti, di valori stimati, secondo i metodi visti nel paragrafo precedente, comporta una valutazione della portata dei pali molto prossima al caso reale.

2.5.2 Valutazione dei metodi di calcolo da CPT

Si riporta in tabella l'analisi elaborata da Briaud – Tucker (1988), in cui è posto un confronto diretto fra alcuni metodi di stima della portanza dei pali da prove penetrometriche statiche (vedi fig. A-24; A-25):

Pile capacity method	Best fit calculations			Arithmetic calculations of Q_p/Q_m			Cumulative probability			±20% Accuracy (%)			Overall rank	
	Q_{fit}/Q_m	R^2	R1	Mean	σ	R2	Q_p/Q_m at P_{50}	Q_p/Q_m at P_{90}	R3	Log normal	Histogram	R4	RI	Final rank
de Ruiter and Beringen	1.02	0.96	1	0.98	0.25	1	0.93	1.31	2	57.4	45.7	2	6	1
LCPC	0.97	0.95	2	1.07	0.26	2	1.03	1.42	1	59.5	60.0	1	6	1
α method	0.89	0.91	5	1.09	0.41	3	1.02	1.62	3	43.1	40.0	5	16	3
Philipponnat	1.23	0.95	9	1.15	0.35	4	1.17	1.78	4	47.7	48.6	3	20	4
Schmertmann	1.16	0.96	6	1.21	0.36	6	1.19	1.7	5	44.2	42.9	4	21	5
β method	1.05	0.92	3	1.22	0.33	7	1.23	1.52	6	37.9	31.4	6	23	6
Aoki and De Alencar	0.89	0.94	4	0.81	0.27	5	0.74	1.13	7	37.6	31.7	7	23	6
Price and Wardle	0.82	0.92	8	0.78	0.32	8	0.72	1.21	8	30.7	22.9	9	33	8
Tumay and Fakhroo	1.18	0.96	7	1.37	0.34	10	1.39	1.8	9	31.4	22.9	8	34	9
Penpile	0.57	0.95	10	0.63	0.22	9	0.59	0.87	10	16.8	5.7	10	39	10

Note: Rank index, RI=R1+R2+R3+R4; R^2 =coefficient of determination, σ : standard deviation; P_{50} =cumulative probability at 50%; P_{90} =cumulative probability at 90%.

Basandosi sui risultati di questa analisi, appare come i metodi di calcolo più affidabili siano quello di Bustamante – Ganeselli (LCPC, 1982) e quello di De Ruiter – Beringen (1979) secondo i criteri, già visti all'inizio del paragrafo 2.5, di:

- migliore approssimazione fra Q_P e Q_M
- media aritmetica e la deviazione standard del rapporto Q_P/Q_M

-
- probabilità totale del rapporto Q_P/Q_M
 - distribuzione logaritmica normale del rapporto Q_P/Q_M

L'approccio di De Ruiter – Beringen porta ad una sovrastima della capacità di carico pari a circa il 2%, mentre il metodo, sopra descritto, LCPC tende a sottostimare tale capacità fino ad un valore del 3%. Per questo motivo gli autori dell'analisi fatta, suggeriscono l'impiego di quest'ultimo approccio per la stima della portanza dei pali attraverso prove CPT.

Va tuttavia sottolineato il carattere empirico delle correlazioni proposte fra i risultati da CPT e valori di carico dei pali: questo aspetto motiva la possibilità di variazioni, anche rilevanti, fra prove di carico su pali, in funzione della modalità di esecuzione ed interpretazione dei risultati ottenuti.

2.6 Velocità di propagazione delle onde di taglio

2.6.1 Premessa

Sebbene la propagazione delle onde di taglio e l'avanzamento della punta penetrometrica, inducano due diversi stati deformativi¹⁸, si riporta il tentativo di correlazione fra questi due parametri in quanto entrambi strettamente connessi alla natura e allo stato tensionale in cui si trova il terreno.

La valutazione riportata si riferisce al lavoro condotto dal Gruppo Geotecnico del Dipartimento di Ingegneria (Giretti, Colombi, Fioravante) per conto della Provincia di Ferrara¹⁹ ed è stata calibrata attraverso un confronto diretto fra i valori di V_s , calcolati mediante correlazioni recentemente presentate in letteratura da diversi autori, e quelli rilevati attraverso prove down-hole.

Per ottenere una formulazione più affidabile possibile, si è superato il limite posto dalla eterogeneità dei depositi alluvionali interessati dal progetto, calibrando i vari coefficienti empirici distinguendo i terreni studiati in tre famiglie: argille, limi e sabbie.

2.6.2 Caratterizzazione geologica e geotecnica dell'area di studio

Appare importante riportare l'inquadramento geologico e geotecnico dell'area interessata dall'analisi in corso, in quanto i valori degli esponenti che verranno calibrati, risentiranno fortemente della natura dei terreni indagati.

Essendo, dunque, la validità di tali correlazioni fortemente locale e poco estensibile ad altri terreni, si ritiene necessario definire le caratteristiche dei depositi oggetti di studio.

Nei siti²⁰ indagati si possono riconoscere due ambienti di tipo principali:

- deposito di origine alluvionale, con marcata eterogeneità
- deposito di origine costiero, più evidente con l'avvicinarsi alla costa Adriatica

Le zone considerate presentano un'alternanza di strati limosi, limo – argillosi e sabbiosi (seguiti spesso da materiali con grana più grossolana: da sabbie sciolte a sabbie mediamente dense) fino a profondità:

¹⁸ Mentre l'onda di taglio non intacca la struttura del terreno propagandosi in condizioni di deformazione pressoché elastica, la punta del penetrometro avanza generando una rottura del terreno.

¹⁹ L'analisi è finalizzata all'adeguamento degli strumenti di pianificazione urbanistica e di mitigazione del rischio sismico, secondo le disposizioni legislative nazionali e regionali (OPCM 3247/2003, D.M. 14/09/2005, Del.R 1677-2005, Del.R 112/2007)

²⁰ I terreni in studio si trovano nella pianura ferrarese, all'interno della Pianura Padana.

$z = 20 \div 30 \text{ m.}$

La campagna di caratterizzazione geotecnica si è sviluppata con l'esecuzione di 54 prove penetrometriche con punta elettrica e piezocono (32 delle quali con cono sismico per misurare la V_S) fino a profondità massime di 40 m dal piano di campagna.

Sono state eseguite 854 letture per i valori delle onde di taglio (misurazioni ogni metro di profondità) e il prelievo di 110 campioni indisturbati (da 27 sondaggi geognostici a carotaggio continuo) e 46 campioni rimaneggiati per strati di materiale a grana grossa.

Sul materiale così campionato sono stati, poi, eseguite prove di laboratorio (classificazione, compressione in cella triassiale, consolidazione edometrica...) per definire le proprietà di resistenza e di compressibilità dei tipi litologici rilevati.

Si è giunti in tal maniera alla caratterizzazione geotecnica completa²¹ delle tre sequenza litostratigrafiche indagate per i siti considerati come rappresentativi.

2.6.3 Calibrazione della correlazione V_S - q_C

Confrontando gli andamenti di V_S e q_C , definiti con prove penetrometriche con cono sismico, si nota come la resistenza di punta risenta in maniera maggiore dell'inclusione di materiali di diversa natura mentre la propagazione delle onde di taglio sono sensibili solo alle variazioni stratigrafiche più significative.

Questa considerazione permette, nel corso dell'esame della correlazione, di non tener conto di picchi locali delle resistenze di punta e quindi di fare riferimento ad un valore mediato di q_C .

Per motivare la presenza in letteratura di diversi studi atti a fornire una correlazione tra i parametri in esame (Hegazy – Mayne, 1995; Andrus et al., 2001; Madiari – Simoni, 2004; Schneider et al., 2004; Tomio Inazaki, 2006; etc.) si fa notare che la resistenza alla punta e la rigidità in campo elastico dipendano entrambi da parametri di stato del materiale attraversato:

$$q_C = f_Q(e, OCR, \sigma'_{ij})$$

$$G_0 = f_G(e, OCR, \sigma'_{ij})$$

²¹ In allegato si riporta una sintesi di tale caratterizzazione per 3 siti considerati rappresentativi (Ostellato, Fossalta e Canale Boicelli) in cui vengono evidenziati i parametri di granulometria, D_{50} , coefficiente di uniformità, limiti di Atterberg, indice plastico e di consistenza.

È possibile, mediante particolari funzioni, ricondurre entrambe le caratteristiche alla dipendenza dalle tensioni verticali efficaci (Baldi et al. 1989; Fioravante, 2000; Jamiolkowski, 2003):

$$q_c = h_Q (\sigma'_{ij})^\alpha$$

$$G_0 = h_G (\sigma'_{ij})^\beta$$

Con i parametri $\alpha, \beta \cong 0.5$

Rapportando la velocità di propagazione delle onde di taglio al modulo di rigidezza di taglio secondo la formula:

$$V_s = \left(\frac{G_0}{\rho} \right)^{0.5} \text{ dove } \rho \text{ è la densità del mezzo}$$

È possibile ricondurre le correlazioni precedenti alle espressioni:

$$q_c = g_Q (\sigma'_v)^{0.5}$$

$$V_s = g_G (\sigma'_v)^{0.25}$$

Risulta quindi ammissibile l'ipotesi di poter stimare la velocità di propagazione delle onde ricorrendo ai valori determinati da prove penetrometriche.

La calibrazione del modello si articola, partendo da alcune formulazioni proposte da diversi autori, cercando una stima dei vari coefficienti attraverso il confronto con le misure di V_s e q_c disponibili.

2.6.3.1 Espressione di Hegazy – Mayne

La trattazione prende in considerazione entrambi i termini derivanti dalle prove CPT: resistenza alla punta e attrito laterale secondo la formula

$$V_s = A \cdot \left(\frac{q_c}{p_A} \right)^\alpha \cdot \left(\frac{f_s}{p_A} \right)^\beta$$

Dove

A^{22}, α, β parametri empirici da calibrare

p_A pressione atmosferica usata come riferimento

Dato che i valori di V_s sono misurati ogni metro di profondità, si è reso necessario ricorrere ad un valore mediato della resistenza alla punta escludendo, così, l'influenza legata a picchi dovuti a discontinuità locali.

²² Il parametro A è dimensionalmente una velocità mentre gli altri parametri risultano adimensionali.

I parametri sono calibrati mediante una regressione ai minimi quadrati avendo

	<i>Argilla</i>	<i>Limo</i>	<i>Sabbia</i>
<i>A</i>	63.89	41.052	48.50
α	0.37	0.408	0.37
β	-0.04	-0.057	0.06
$(V_{s,e}/V_{s,m})_{av}$	1.028	1.0267	1.0287
$(V_{s,e}/V_{s,m})_{st.dev}$	0.1739	0.171029	0.16816
<i>N</i>	231	93	179

espresso le pressioni e le resistenze in MPa e le velocità in m/sec.

Oltre alla stima dei parametri sono riportati anche il valore medio e la deviazione standard del rapporto fra i valori di velocità calcolati V_{se} e quelli misurati V_{sm} , e il numero *N* dei dati analizzati.

Si nota che con questa correlazione si giunge ad una dispersione dei valori predetti rispetto a quelli misurati con uno scarto quasi sempre inferiore al 20% (vedi A-26).

2.6.3.2 Espressione di Rix – Stokoe

Come si nota dai risultati ottenuti nella trattazione di Hegazy – Mayne, il parametro β che riguarda l'influenza della misura dell'attrito laterale, è molto piccolo o addirittura negativo. Questo comporta che al fine dello studio presente non sia un errore significativo il trascurare l'effetto dell'attrito laterale sulla valutazione delle velocità d'onde di taglio.

La formula proposta da Rix – Stokoe, si concentra sulla correlazione solo con la resistenza alla punta secondo l'espressione:

$$V_s = A \cdot \left(\frac{q_c}{p_A} \right)^\alpha$$

In cui i parametri *A*, α sono da calibrare sulla base delle misure di q_c , V_s , p_A .

	<i>Argilla</i>	<i>Limo</i>	<i>Sabbia</i>
<i>A</i>	71.54	52.98	33.40
α	0.34	0.356	0.44
$(V_{s,e}/V_{s,m})_{av}$	1.0284	1.0273	1.0291
$(V_{s,e}/V_{s,m})_{st.dev}$	0.17605	0.1719	0.1689
<i>N</i>	231	93	179

Si nota allora che i risultati non comportano forti variazioni in termini di deviazione standard, né di dispersione dei valori (vedi A-27).

L'ipotesi, dunque, di mantenere lo studio solo sulla correlazione fra la velocità di propagazione delle onde e della resistenza alla punta risulta più che motivata.

2.6.3.3 Espressione di Andrus

In questo approccio vengono utilizzati valori di V_s e q_c normalizzati rispetto allo stato tensionale:

$$q_{C1N} = \left(\frac{q_c}{p_A} \right) \cdot \left(\frac{p_A}{\sigma'_V} \right)^{0.5} \quad \text{termine adimensionale della resistenza alla punta}$$

$$V_{S1} = V_s \cdot \left(\frac{p_A}{\sigma'_V} \right)^{0.25} \quad \text{velocità corretta per tenere conto dello stato tensionale}$$

verticale

Anche in questa trattazione viene trascurato l'effetto dell'attrito laterale e viene introdotto un termine correttivo (ASF) che tiene conto dell'età del deposito²³ e quindi delle diverse caratteristiche di deformabilità e tessitura dei terreni in funzione dell'epoca di formazione.

La formula così elaborata è:

$$V_{S1} = ASF \cdot A \cdot (q_{C1N})^\alpha$$

I risultati da confronto con valori calcolati mostrano un miglioramento nella

	<i>Argilla</i>	<i>Limo</i>	<i>Sabbia</i>
<i>A</i>	80.64	77.83	53.64
α	0.28	0.24	0.33
$(V_{s,e}/V_{s,m})_{av}$	1.0267	1.0299	1.0372
$(V_{s,e}/V_{s,m})_{st.dev}$	0.16672	0.16684	0.163205
<i>N</i>	231	93	179

dispersione dei valori e rendono tale espressione la più vicina ai valori sperimentali analizzati (vedi A-28):

²³ Per i depositi indagati, formati nell'Olocene, Andrus suggerisce un valore $ASF \cong 1$

2.6.4 Considerazioni

Si riportano i risultati calcolati secondo le trattazioni sopra descritte e i valori misurati direttamente per quattro siti indagati.

In generale, è possibile considerare i valori risultanti dalle formule empiriche, a partire dai profili di resistenza di prove CPT, in buon accordo con quelli misurati con altre strumentazioni in sito.

Questa vicinanza di risultati comporta la possibilità di adottare le misurazioni da prove CPT come strumento di previsione di prima approssimazione, per lo studio della propagazione delle onde di taglio.

Sebbene la natura empirica di tale approccio abbia in sé diversi limiti, le correlazioni formulate, legate ad un certo ambito territoriale, mantengono l'errore di stima entro un margine considerato come accettabile ($< 20\%$) in prima approssimazione.

Gli autori sottolineano l'importanza di considerare questo approccio come utile supporto alle misurazioni dirette da eseguire nelle indagini geognostiche per la valutazione degli effetti di amplificazione sismica, ma di non ritenerlo in alcun caso un surrogato di tali prove dirette.

2.7 Conclusioni

In questo capitolo si è voluto fare un compendio delle correlazioni, reperite in letteratura, che consentono, partendo dai profili delle resistenze forniti da prove penetrometriche statiche, di aprire il campo delle indagini a diverse caratteristiche e parametri geotecnici e geologici.

Il carattere empirico di tali formulazioni e i limiti connessi all'utilizzo della strumentazione (già presentati al paragrafo 1.2) non hanno intimorito diversi autori, che sono avanzati nell'analisi giungendo con continue calibrazioni a modelli molto vicini alle reali condizioni del terreno.

Questi approcci sperimentali hanno reso le prove penetrometriche un più che valido strumento di indagine, in grado di spaziare dalla litografia alla determinazione della propagazione delle onde di taglio per eventi sismici, dalle caratteristiche di compressibilità al potenziale di liquefazione dei terreni sabbiosi.

Appare quindi interessante l'evoluzione di questi studi, che non vogliono sostituirsi alle prove di laboratorio o ad altre tipologie di indagini in sito, ma contribuire alla determinazione dei parametri geotecnici fornendo il massimo grado di adattamento possibile.

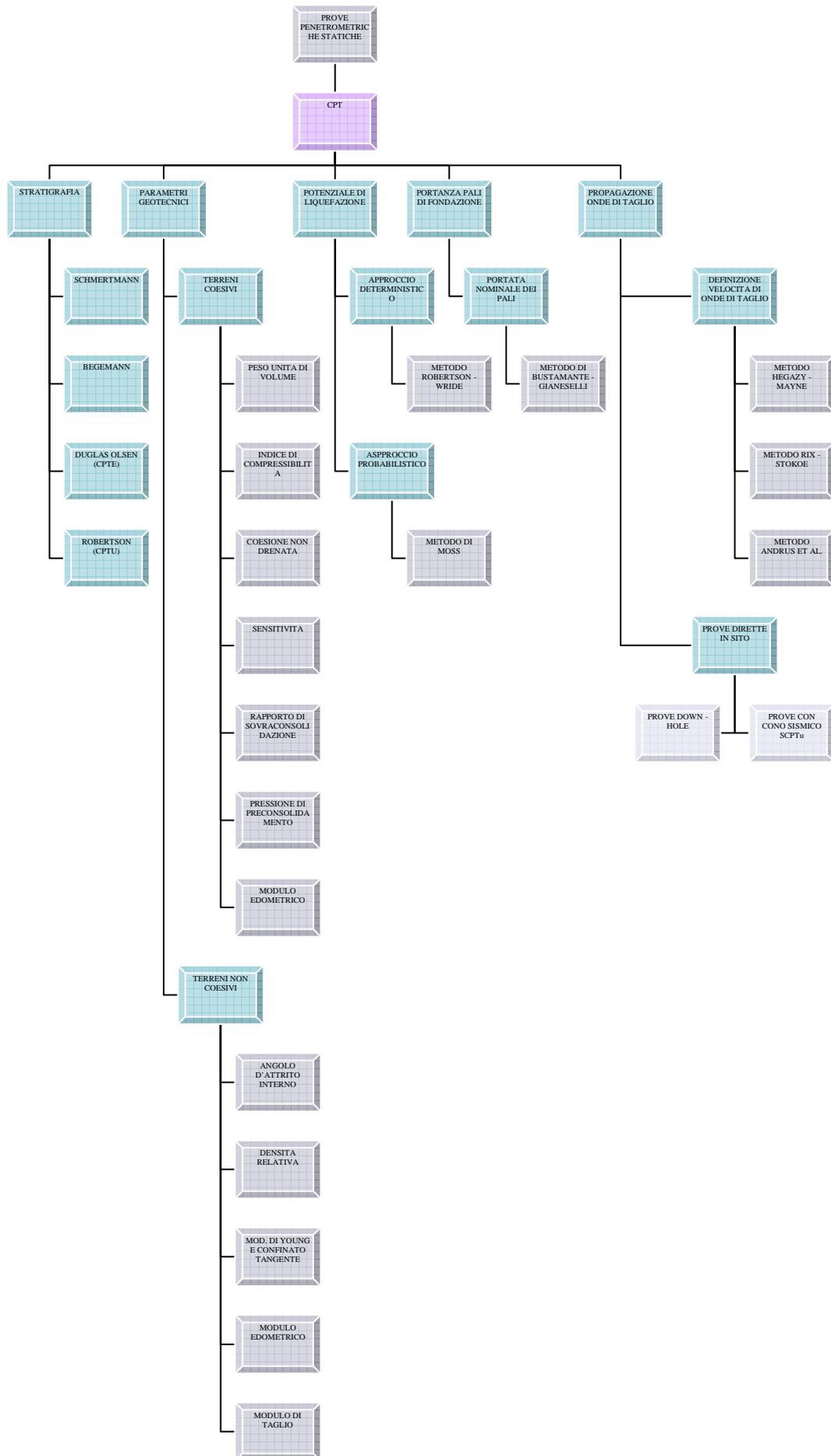
È ragionevole pensare che la ricerca di misurazioni sempre più precise e controllate, possa comportare notevoli benefici sia per quanto concerne la sicurezza delle opere, sia sotto un aspetto economico.

Nei prossimi capitoli, si vuole mostrare, attraverso l'applicazione di determinati algoritmi di calcolo ad un caso reale di un'opera in costruzione, come sia possibile condurre, a partire da misurazioni effettuate con penetrometri statici, una analisi dei cedimenti e delle possibili soluzioni per le strutture di fondazione.

Nuovamente si sottolinea come questo approccio non voglia essere un sostitutivo delle analisi effettuate mediante prove in laboratorio o attraverso programmi informatici, ma un semplice strumento per una valutazione, seppur di prima approssimazione comunque con una certa affidabilità, del comportamento di un terreno, soggetto ad un carico verticale, relativamente veloce ed economica.

Si riporta infine un diagramma di flusso in cui vengono elencati i parametri e le caratteristiche ricavabili secondo le correlazioni viste nel corso del capitolo, dalle misurazioni da prove penetrometriche statiche.

L'estensione di tale diagramma fornisce un'idea immediata delle potenzialità espresse dal ricorso a questa modalità di sondaggio, pur sempre mantenendo fermo il carattere empirico che è presente in pressoché tutte le formule visitate e che quindi ne limita, come già detto, la validità in un campo di approssimazione che in generale è risultato essere accettabile.



3 ALGORITMI DI CALCOLO PER LA VALUTAZIONE DI CEDIMENTI DA PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

3.1 Premessa

Il calcolo dei cedimenti, come conseguenza di un carico verticale applicato ad un terreno, viene eseguito partendo dalla conoscenza delle caratteristiche di compressibilità e della diffusione delle pressioni verticali, in funzione della profondità, nel suolo indagato.

Noti questi parametri, la valutazione dell'abbassamento dell'area caricata risulta relativamente agile secondo l'espressione:

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{\sigma_V}{E_{d,m}}$$

Dove

$E_{d,m}$ modulo edometrico medio del terreno

H profondità interessata dal carico

σ_V pressione verticale dovuta al carico applicato e alla pressione litostatica efficace

I fattori di compressibilità possono essere stimati attraverso prove di laboratorio (cella triassiale, prove edometriche, di taglio...) su campioni prelevati in sito.

Un limite a questo approccio è determinato dalla necessità di eseguire le prove di laboratorio su campioni indisturbati, sì da mantenere inalterate le caratteristiche geotecniche riscontrabili in sito ed ottenere quindi valori affidabili sia di parametri che di cedimenti. Si parla di limite, in quanto per terreni non coesivi risulta molto difficile poter ricavare campioni che non risentano del rimaneggiamento causato dal campionamento.

Inoltre i campioni raccolti saranno rappresentativi di un determinato strato del terreno indagato, questo comporta la necessità di parlare di valori mediati dei parametri di compressibilità.

A fronte di tali aspetti, la necessità di elaborare un metodo di calcolo che consenta una valutazione, seppur con un certo grado di approssimazione, del comportamento di un terreno soggetto a carico verticale partendo dai valori misurati con indagini in sito.

In particolare le prove penetrometriche statiche, misurando la resistenza del terreno al passaggio del cono, forniscono misurazioni con continuità e senza provocare particolari rimaneggiamenti del terreno circostante.

Si riportano, nei paragrafi successivi, le teorie e i metodi reperiti in letteratura tecnica, per la valutazione dei cedimenti partendo dalle letture eseguite da prove penetrometriche.

L'approccio adottato nelle formulazioni sperimentali di Burland - Burbidge, di Schmertmann e di Mayne - Illingworth, è quello di dividere il terreno in strati coesivi e non coesivi per poter studiare la risposta dei vari strati al carico applicato in maniera distinta, attraverso metodi differenti, e poi proseguire sommando tutti i contributi per definire il cedimento totale.

Il ricorso ai valori da prove penetrometriche è considerato solo nello studio dei terreni sabbiosi, mentre per gli strati argillosi si ricorre al calcolo del cedimento edometrico come visto in principio del presente paragrafo.

Di diversa concezione appare, invece, la trattazione proposta dal professore Righi e dall'ingegnere Piacentini, di un metodo che consenta di unificare il terreno attraverso un unico parametro (in questo caso il rapporto di frizione corretto \overline{FR}) e di considerare il cedimento di ogni strato attraverso un unico algoritmo di calcolo.

3.2 Valutazione dei cedimenti in terreni coesivi

In linea generale, per terreni coesivi, si fa riferimento a parametri di compressibilità ricavati dalle prove edometriche.

La possibilità, infatti, di ricavare campioni indisturbati dalle indagini in sito, consente una valutazione affidabile delle caratteristiche del terreno da prove di laboratorio.

La stima viene elaborata sotto le seguenti ipotesi semplificative:

- il campione sia rappresentativo di tutto lo strato coesivo (e degli strati ad esso assimilabili) da cui è stato prelevato.
- il cedimento considerato sia monodimensionale in quanto legato all'applicazione di un carico di dimensioni limitate.
- Il valore ottenuto per il calcolo del cedimento edometrico tiene conto della combinazione sia del cedimento immediato che di quello dovuto alla progressiva consolidazione del terreno¹.

I risultati ottenuti dalle prove di laboratorio contengono, per le ipotesi sopra elencate, un carattere di approssimazione e quindi forniscono una stima del cedimento a cui il terreno sarà soggetto.

Per migliorare la confidenza di tali valori si possono confrontare con quelli limite, ottenuti dalle formulazioni espresse nei paragrafi precedenti per i parametri di compressibilità in funzione delle prove penetrometriche statiche².

L'utilizzo, dunque, di correlazioni empiriche a partire da misurazioni dirette da indagini in sito, diventa uno strumento di affinamento, fornendo un intervallo di validità entro il quale devono rientrare i valori calcolati.

3.3 Valutazione dei cedimenti in terreni non coesivi

Come segnato nelle premesse, la difficoltà maggiore, riguardante l'analisi dei cedimenti in terreni non coesivi, deriva dalla reperibilità di campioni indisturbati (basti pensare alla complessità nell'estrazione dei provini dalla fustella senza modificarne la struttura).

¹ Sono state proposte in letteratura tecnica di correzioni da applicare ai parametri (Skempton e Bjerrum, Leonards et al.) per poter tenere conto dei diversi meccanismi di cedimento del terreno.

² In particolare, valutando il modulo edometrico mediante Mitchell – Gardner e applicando le pressioni verticali secondo i modelli di diffusione (teoria di Boussinesq, teoria di Frolich...) è velocemente ricavabile per lo strato di terreno considerato una stima del cedimento.

Questa problematica ha portato lo sviluppo di studi finalizzati alla valutazione dei cedimenti attraverso misurazioni dirette da prove in sito.

Come già sottolineato, fra le indagini in sito, le prove penetrometriche statiche, consentono una lettura continua della resistenza offerta dal terreno alla pressione esercitata dallo strumento.

Per questi motivi diversi autori³ hanno formulato algoritmi di calcolo e tabelle di valori di riferimento, reperibili in letteratura tecnica, al fine di correlare lo studio del comportamento del terreno quando soggetto ad un carico verticale con le letture eseguite durante l'esecuzione di prove penetrometriche in sito.

Le diverse formulazioni ottenute, hanno fornito stime di valori, ritenute valide solo per constatare se sussista o meno un problema connesso al cedimento del terreno. Questa dispersione di risultati è da legare in maniera particolare alle incertezze connesse con l'esecuzione di prove penetrometriche, già segnalate nel primo capitolo (si veda paragrafo 1.2) e qui sintetizzate in elenco:

- Discontinuità del sistema di misura
- Rapporto delle quote fra resistenza di punta e attrito laterale
- Inclinazione del penetrometro
- Tipologia di terreno per cui la prova risulta applicabile
- Forma della punta
- Usura dello strumento
- Effetto della batteria di aste interne
- Influenza strati adiacenti
- Effetti legati all'uso della punta elettrica
- Effetti legati all'uso del piezocono

Oltre a questi fattori, che contribuiscono ad una approssimazione nell'interpretazione degli indici di resistenza, si sottolinea che tali prove non forniscono indicazioni sulla storia tensionale del deposito.

³ Sutherland, 1974; Jamiolkowski – Pasqualini, 1974; Simons – Menzies, 1975; Nixon, 1982; Pasqualini, 1983; etc.

Nei paragrafi seguenti si riportano brevemente gli algoritmi ritenuti tra i più significativi ed affidabili.

Tali metodi non presentano ipotesi di base o condizioni di validità, in quanto di natura puramente sperimentale: il tentativo è quello di ricavare una relazione univoca partendo dal confronto fra i cedimenti misurati o calcolati direttamente e i valori risultanti dalle indagini in sito, mettendo in evidenza le caratteristiche ritenute maggiormente influenzanti.

La differenza principale tra i metodi esposti riguarda, infatti, i parametri posti come variabili indipendenti e ai quali viene attribuito un ruolo discriminante nel comportamento del suolo.

Una menzione a parte viene fatta per il contributo apportato da Mayne – Illingworth, in cui non si ha una formulazione analitica delle relazioni, quanto la definizione di un database di riferimento per confronti diretti fra terreni incoerenti con caratteristiche fra loro assimilabili.

3.3.1 Metodo di Burland e Burbidge

Il metodo proposto da Burland e Burbidge si basa su risultati da prove penetrometriche dinamiche eseguite in oltre 2020 casi reali.

Generalizzando i valori ottenuti si è giunti alla seguente espressione:

$$\Delta H = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\left(\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot \frac{I_C}{3} \right) + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right] \text{ (cedimenti espressi in mm)}$$

In cui si hanno:

q' pressione efficace lorda espressa in kPa

$f_s = \left(\frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2$ fattore di forma

$f_H = \frac{H}{z_i} \cdot \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$ fattore di spessore dello strato compressibile⁴

⁴ Questo fattore tiene conto del rapporto tra la profondità dello spessore e la profondità significativa

z_i

$f_i = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3}\right)$ fattore di componente viscosa dei cedimenti⁵

$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$ indice di compressibilità

N_{AV} valore medio di N_{SPT} per una data profondità significativa

La profondità significativa viene indicata in funzione della larghezza della platea di fondazione nella tabella sottostante elaborata da Burland- Burbidge (1984)

z_i (m)	B (m)
1.63	2
2.19	3
3.24	5
6.56	10
13.00	30
19.86	50
34.00	100

Tab. 3.1

Con il termine $\left(\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot \frac{I_C}{3}\right)$ si considera il contributo fornito dalla ricompressione del terreno fino al raggiungimento della pressione litostatica efficace, mentre il termine $(q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C$ esprime la parte di compressione legata alla pressione eccedente il valore iniziale di pressione litostatica efficace.

⁵ Questo fattore correttivo contiene due parametri costanti funzione della tipologia di carico applicato:
 carichi statici: R3=0.3 e R=0.2
 carichi pulsanti: R3=0.7 e R=0.8

I valori di N_{SPT} devono essere corretti nel caso in cui l'indagine riguardi terreni limo-sabbiosi sotto falda o depositi ghiaiosi - sabbiosi:

$$N_C = 15 + 0.5 \cdot (N_{SPT} - 15) \quad \text{per terreni limo-sabbiosi con } N_{SPT} > 15 \quad (\text{Terzaghi - Peck, 1948})$$

$$N_C = 1.25 \cdot N_{SPT} \quad \text{per terreni ghiaiosi o ghiaiosi - sabbiosi}$$

3.3.2 Metodo di Schmertmann

Il metodo elaborato da Schmertmann et al. (1978)⁶ propone la possibilità di ottenere una stima dei cedimenti sulla base di dati da prove penetrometriche statiche mediante la formula:

$$\Delta H = C_1 \cdot C_2 \cdot (q' - \sigma'_{v0}) \cdot \sum_0^H \frac{I_z \cdot \Delta z}{E'}$$

Con

$C_1 = (1 - 0.5 \cdot \sigma'_{v0} / (q' - \sigma'_{v0}))$ coefficiente per l'approfondimento relativo della fondazione

$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log\left(\frac{t}{0.1}\right)$ coefficiente per il cedimento secondario

I_z coefficiente di influenza

E' modulo di deformazione in funzione della forma delle fondazioni⁷

Il coefficiente di influenza dipende dalla geometria della fondazione e dall'entità della pressione verticale applicata secondo il diagramma elaborato da Schmertmann

⁶ I primi tentativi di correlare cedimenti di fondazioni su terreni incoerenti e prove penetrometriche statiche risalgono a De Beer – Martens (1957)

⁷ Tale modulo è assunto pari a:

$$E' = 2.5 \cdot q_C \text{ per fondazioni quadrate o circolari}$$

$$E' = 3.5 \cdot q_C \text{ per fondazioni nastroformi}$$

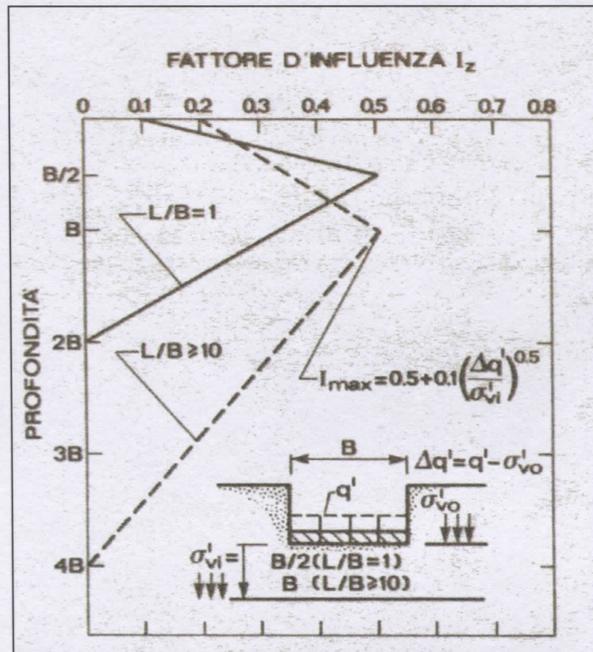


Fig. 3.1

Da tale dipendenza si nota come la profondità per la quale si verificano deformazioni non trascurabili valga:

- $z_i = 4 \cdot B$ per fondazioni nastriformi
- $z_i = 2 \cdot B$ per fondazioni quadrate o circolari

Dove B è la dimensione della fondazione.

Noti quindi i valori di resistenza di punta e tenendo conto della variazione del coefficiente di influenza, è possibile suddividere la profondità significativa in strati di spessore Δz in cui considerare costanti i valori di modulo di deformazione e indice di influenza.

I cedimenti valutati mediante l'approccio di Schmertmann risultano avere una buona approssimazione per quanto riguarda depositi normal consolidati mentre risultano essere fortemente sovrastimati nel caso di terreni preconsolidati.

3.3.3 Metodo diretto mediante database⁸ (Mayne – Illingworth)

La valutazione dei cedimenti di strutture di fondazioni su terreni non coerenti può essere affrontato secondo un approccio razionale ed indiretto attraverso il ricorso ai parametri caratteristici del deposito (densità relativa, angolo d'attrito interno, modulo edometrico, coefficiente di Poisson, peso per unità di volume...) secondo le correlazioni sperimentali viste, con le misurazioni da prove penetrometriche statiche, applicando in un secondo momento la teoria del limite plastico secondo l'espressione:

$$\Delta H = q \cdot \frac{(1 - \nu^2)}{E'} \cdot B \cdot I$$

Dove la maggiore incertezza è legata al comportamento non lineare del modulo elastico drenato E' , che decresce progressivamente con la profondità, e alla valutazione del fattore di influenza dei cedimenti elastici I .

In alternativa è possibile ricorrere a metodi diretti per poter effettuare una valutazione immediata di cedimenti attraverso misurazioni da CPT.

Questo approccio ha portato a diverse soluzioni basate su studi analitici (Schmertmann, 1978; Eslaamizaad – Robertson, 1996; Eslami – Gholami, 2005), sperimentazioni in camere di calibrazione (Berardi – Bovolenta, 2003), analisi ad elementi finiti (Lee – Salgado, 2005).

Il metodo proposto da Mayne – Illingworth rientra fra gli approcci diretti e prevede la definizione di un database di 30 fondazioni superficiali (con larghezze da 0.5 a 6 m) situate su 12 differenti tipologie di terreni incoerenti.

Per compilare un simile sistema di riferimento è stato necessario definire un comportamento carico-cedimento che risultasse unico per una determinata sabbia: diversi autori (Fellenius, 1994; Briaud – Gibbens, 1999; Lutenegeger – Adams, 2003;

⁸ Si riporta tale metodo come sviluppo più recente (2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, maggio 2010) reperito in letteratura sullo studio delle fondazioni superficiali mediante prove penetrometriche statiche.

etc.) hanno ricercato il giusto rapporto fra le caratteristiche di sollecitazione e i valori di cedimento rilevati.

Mentre il semplice rapporto fra sollecitazione e cedimento portava a dati con ampia dispersione, si è notato che tale dispersione di valori diminuiva notevolmente se definita attraverso i valori normalizzati di pressione e di cedimenti:

$$q = \frac{Q}{B^2}; s = \frac{\Delta H}{B}$$

Un risultato ancor più dettagliato è stato ottenuto (Decourt, 1999) sostituendo al valore di cedimento normalizzato, la sua radice quadrata secondo il rapporto:

$$q = r_s \cdot \sqrt{s}$$

Confrontando i risultati ottenuti mediante l'analisi regressiva con i dati risultanti dalle prove penetrometriche si è ricavata una certa proporzionalità fra la pendenza ricavata dalla formula proposta e il valore di resistenza di punta.

Un criterio applicato per la valutazione della capacità di carico del deposito (q_{cap}) è quello di definire tale valore come il carico richiesto per un ottenere un cedimento pari al 10% della larghezza della fondazione⁹.

Procedendo nel confronto fra valori dei cedimenti misurati e dei risultati da prove penetrometriche, si è giunti (Briaud, 2007) alla definizione di una correlazione che tiene conto della normalizzazione della pressione verticale applicata (q_{appl}) mediante i valori di resistenza di punta:

$$\frac{q_{appl}}{q_c} = \frac{3}{5} \cdot \sqrt{s}$$

in cui il valore di resistenza di punta corrisponde al valore medio calcolato per una profondità¹⁰ superiore a $z = 1.5 \cdot B$.

⁹ Lee – Salgado (2005) suggeriscono di fermarsi alla pressione che comporti un valore di cedimento pari al 20% della larghezza della fondazione.

Questa espressione, con validità statistica, fornisce valori molto vicini a quelli dei cedimenti calcolati secondo il metodo degli elementi finiti espressa da Lee – Salgado.

Applicando, alla espressione sopra riportata, il criterio per la stima della capacità di carico si ottiene un valore di resistenza:

$$q_{cap} = 0.18 \cdot q_C$$

Relazione molto simile al valore di $q_{cap} = 16\% \cdot q_C$ suggerito secondo il metodo analitico formulato da Eslaamizaad – Robertson (1996).

I valori così ottenuti hanno dato origine ad un database di riferimento per un metodo diretto per la risposta di terreni non coesivi.

Risulta evidente che i dati così raccolti presentano un carattere fortemente locale e quindi presentino una certa confidenza solo per depositi con caratteristiche geotecniche molto simili fra loro.

Pertanto il metodo descritto fornisce uno strumento da considerare con particolare attenzione e per una stima, di prima approssimazione, dell'entità dei cedimenti previsti al fine di valutarne l'accettabilità o meno in fase di analisi preliminare.

In appendice alla relazione (Vedi B-1; B-4 e Tab 3.2) si riportano diagrammi e tabelle di riferimento per il metodo descritto, in particolare sono riportati grafici rappresentativi dei gradi di dispersione relativi ai valori ottenuti mediante l'approccio Mayne – Illingworth e i valori misurati nel caso reale.

¹⁰ Il valore di profondità oltre al quale considerare la resistenza di punta media è un valore mediato tra quella definita per la teoria del limite plastico ($z = 1 \cdot B$) e quello della teoria del comportamento elastico ($z = 2 \cdot B$)

3.4 Valutazione dei cedimenti con metodo unificato (Righi – Piacentini)

Come esposto nella premessa di questo capitolo (vedi paragrafo 3.1), lo sviluppo degli studi riportati nei paragrafi precedenti, ha, come notevole limite, la necessità di dividere il terreno in strati di materiale coesivo e di depositi incoerenti: non vengono dunque considerate possibili infiltrazioni di materiale coesivo in materiale incoerente e viceversa.

Appare però più realistico pensando a suoli nei quali i materiali si presentano senza una perfetta distinzione fra loro, ma con elementi di inclusione (sabbie argillose, argille limose, argille sabbiose...). Questa considerazione comporta una maggiore difficoltà dovuta all'aver discretizzato la colonna di terreno indagata in diversi strati pensandoli come fra loro indipendenti.

Obiettivo della trattazione sviluppata dal professor Righi e dall'ingegnere Piacentini, è quello di definire un metodo unico che permetta la valutazione dei cedimenti, in funzione di carichi applicati facendo riferimento ai soli dati derivanti da prove penetrometriche statiche con punta meccanica, applicabile ad ogni tipologia di terreno.

Questo approccio consente uno sguardo più aperto sul comportamento del suolo, tenendo conto in maniera complessiva di tutti gli strati che lo compongono.

A questo scopo si fa notare come la reazione del terreno a un carico verticale, la sua storia tensionale, i parametri geotecnici di resistenza al taglio e compressibilità, siano tutti esprimibili in funzione della natura del terreno stesso.

Per descrivere in maniera affidabile la tipologia del terreno, si fa riferimento al rapporto di frizione, definito secondo l'espressione:

$$FR = \frac{q_c}{f_s}$$

Questo parametro adimensionale consente una analisi immediata della natura del terreno e dell'alternanza dei vari strati di materiale non omogeneo. Si adotta, come convenzione, che terreni con valore di $FR < 25$ abbiano una forte matrice di materiale fine e quindi mentre per valori di $FR > 25$ il terreno risulti composto in prevalenza da materiale più grossolano.

Gli autori, partendo dunque dal rapporto di frizione, hanno elaborato un metodo di calcolo, mediante correlazioni sperimentali¹¹, che consente di ricavare, caratteristiche geotecniche e di compressibilità per una valutazione dei cedimenti in funzione dei carichi verticali applicati.

Le correlazioni formulate sono riportate, per la maggior parte, ai valori ricavati dalle prove: questo continuo ritorno a dati diretti consente una limitazione nel grado di approssimazione del metodo potendo escludere un accumulo di errori dovuto alla combinazione di più espressioni empiriche.

Attraverso queste formule e alla teoria del cedimento edometrico, si riporta un algoritmo di calcolo che consenta la stima della pressione di consolidazione e delle costanti di compressibilità, in funzione della storia tensionale dei vari strati, e quindi permetta di valutare l'entità dei cedimenti dovuti alla realizzazione di un'opera, sul terreno indagato, considerandone la profondità di influenza in maniera unitaria.

Questa unitarietà, punto forte del metodo proposto, deve tenere conto del diverso comportamento offerto da materiali argillosi rispetto, ad esempio, a quelli sabbiosi.

È importante, infatti, sottolineare che mentre nei materiali coesivi, il valore di resistenza al taglio, è legato all'effetto della coesione e quindi alla resistenza offerta dai legami fra le particelle, nei terreni non coesivi, tale resistenza, è legata al fenomeno dell'ingranamento fra i singoli grani.

Per questo motivo, il valore di resistenza laterale riportato mediante le letture delle prove penetrometriche statiche, deve essere considerato come sottostimato essendo nullo l'effetto di ingranamento nel contatto terreno – manicotto.

Date queste considerazioni sul comportamento del terreno, viene introdotto un fattore correttivo

$$\overline{FR} = 4.38 + 0.76 \cdot FR - 0.0032 \cdot FR^2$$

Per valori inferiori a 20 il fattore correttivo e il rapporto di frizione sono pressoché¹² uguali, mentre si coglie una differenza non trascurabile che aumenta con l'addentrarsi nel campo dei materiali incoerenti (vedi fig 3.2).

¹¹ La base empirica è valicata dal numero di casi in cui tale algoritmo di calcolo ha portato risultati molto vicini a quelli misurati direttamente in sito

¹² In realtà il fattore correttivo risulta essere leggermente superiore al valore del rapporto di frizione

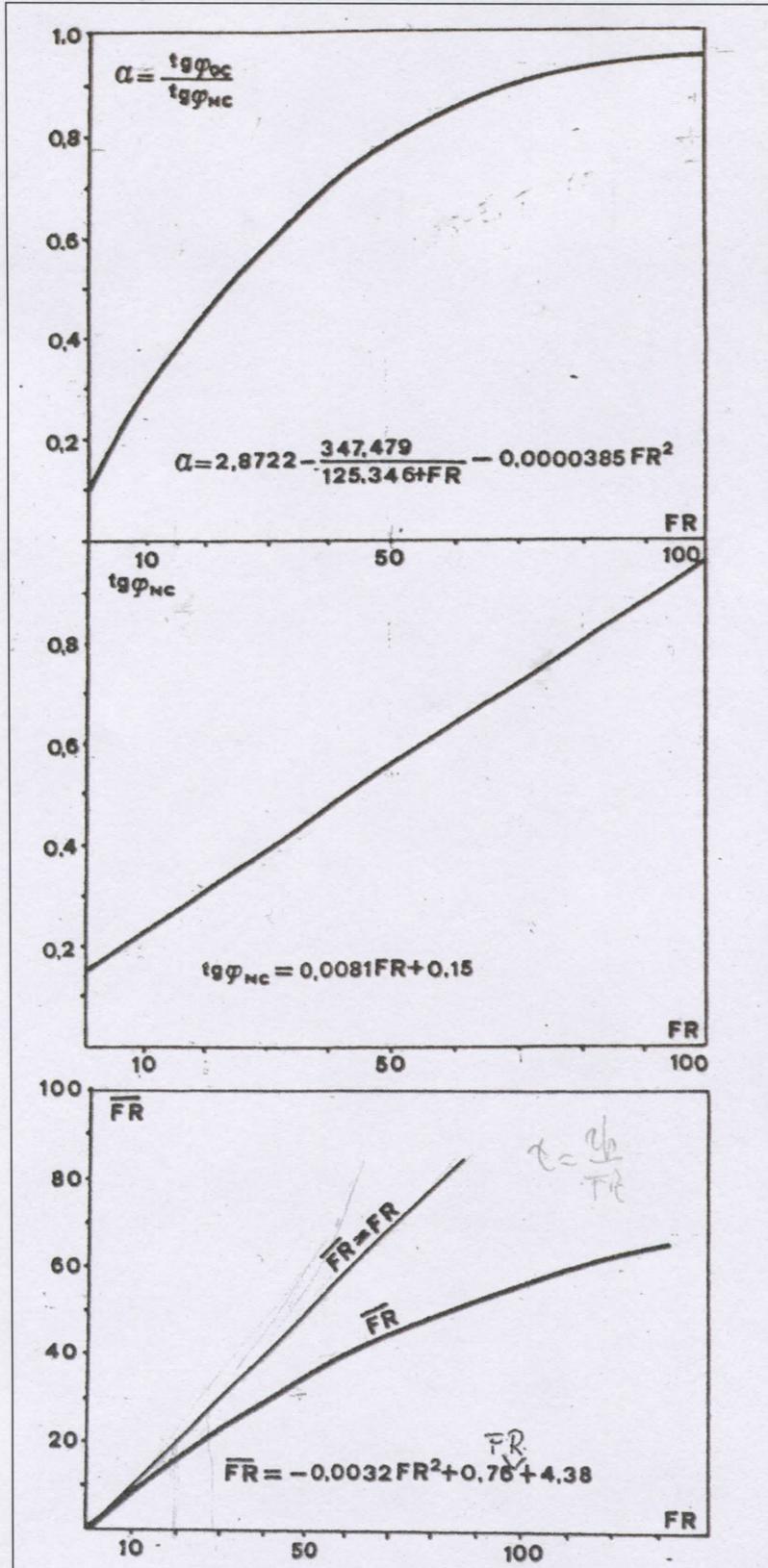


Fig. 3.2

Mediante tale correzione si prosegue nell'analisi, considerando il terreno come omogeneo per tutta la profondità di interesse, ponendo, comunque, attenzione, in fase di studio della compressibilità, al comportamento degli strati sabbiosi rispetto a quelli argillosi.

Si fa notare, infatti, che l'utilizzo di un linguaggio unico, per lo studio della risposta dei terreni ai carichi verticali, non coincide con l'assunzione "tout court" di un comportamento unico.

Dunque, mentre per materiali coesivi è appropriato parlare di pressione di preconsolidamento, di situazioni di sovra, normal o sotto consolidazione; per i materiali incoerenti - in cui la deformazione subita a seguito di un carico applicato dipende non tanto dalla pressione litostatica a cui è stato sottoposto, quanto al grado di addensamento, alla sua composizione granulometrica e all'ambiente nel quale è avvenuta la sedimentazione - risulta più corretto definire la condizione rilevata in rapporto ad una situazione limite di stabilità¹³.

Pertanto è possibile considerare terreni incoerenti in condizioni di sottoconsolidazione o sovraconsolidazione, intendendo questi termini in rapporto alla condizione di stabilità e quindi con valori di riferimento di densità relativa e indice dei vuoti, più che con la storia tensionale del terreno.

3.4.1 Stima della pressione di preconsolidamento e del grado di sovraconsolidazione (OCR)

La valutazione della pressione di preconsolidamento si basa sull'analisi della storia tensionale, subita dal deposito indagato, e sull'evoluzione nel tempo della sua resistenza al taglio.

Eseguendo prove di taglio diretto in laboratorio su provini totalmente rimaneggiati, portati a condizioni di materiale fluidificato, poi consolidati sotto carichi differenti.

Queste prove hanno fornito una curva limite del materiale, in condizioni di normal-consolidazione, in cui la resistenza al taglio aumenta con l'aumentare del carico verticale, e quindi con l'aumentare della pressione litostatica durante la formazione del deposito.

¹³ Si intende con situazione limite di stabilità un valore caratteristico dell'indice dei vuoti e di densità relativa caratteristico per un determinato tipo di sabbia o di limo.

Applicando le stesse prove di taglio dirette a provini che dopo la consolidazione hanno subito uno scarico, si ottiene una curva limite per le condizioni di sovraconsolidazione: infatti i provini soggetti a questa diminuzione di pressione prima della prova a taglio, mantengono una memoria dello stato tensionale sotto cui sono stati consolidati, restituendo una maggiore resistenza al taglio rispetto al caso del materiale normal-consolidato.

Le curve, approssimate con buona confidenza a rette, possono essere rapportate ai parametri di pressione verticale e angoli d'attrito interno f_{NC} e f_{OC} .

Considerando la prova penetrometrica, per la sua velocità¹⁴, una prova in condizioni non drenate, si è in grado di definire la resistenza al taglio non drenata, attraverso la pressione verticale normale σ'_{v0} .

Di conseguenza, conoscendo la resistenza effettiva del materiale in sito ($\bar{\tau}$) secondo la formula inversa

$$\bar{\tau} = \frac{q_c}{FR}$$

e i valori di angoli d'attrito interno nei casi di materiale normale consolidato e sovraconsolidato si può calcolare il valore di pressione di sovraconsolidazione e quindi ottenere la stima della pressione di preconsolidamento, per i diversi casi ammessi, secondo le relazioni:

- Situazione di normal consolidamento

$$\tau = \bar{\tau} = \sigma'_{v0} \cdot \text{tg}(\varphi_{NC})$$

$$\text{tg}(\varphi_{NC}) = 0.0081 \cdot FR + 0.15$$

$$\sigma_p = \sigma'_{v0}$$

$$\alpha = \frac{\text{tg}(\varphi_{OC})}{\text{tg}(\varphi_{NC})} = 2.8722 - \frac{347.479}{125.346 + FR} - 0.0000385 \cdot FR^2$$

¹⁴ La punta avanza ad una velocità costante di 2 cm/sec

- Situazione di sovraconsolidamento

$$\Delta\sigma'_{v,OC} = \frac{(\bar{\tau} - \sigma'_{v0} \cdot \text{tg}(\varphi_{NC}))}{(1 - \alpha) \cdot \text{tg}(\varphi_{NC})}$$

$$\sigma_P = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_{v,OC}$$

- Situazione di sottoconsolidamento

$$\Delta\sigma'_{v,UC} = \frac{(\sigma'_{v0} \cdot \text{tg}(\varphi_{NC}) - \bar{\tau})}{\text{tg}(\varphi_{NC})}$$

$$\sigma_P = \sigma'_{v0} - \Delta\sigma'_{v,UC}$$

Note che σ_P è possibile calcolare il grado di sovraconsolidazione¹⁵ (OCR) secondo il rapporto

$$OCR = \frac{\sigma_P}{\sigma'_{v0}}$$

3.4.2 Stima dei parametri di compressibilità.

Le grandezze che concorrono a determinare lo schiacciamento subito dal terreno in conseguenza all'applicazione di un carico verticale, sono principalmente

- lo spessore dello strato
- la pressione litostatica efficace
- l'incremento di pressione dovuto ai carichi esterni
- la pressione di preconsolidamento
- le costanti di compressibilità per i rami di carico e ricarico

¹⁵ Nello sviluppo del caso reale preso in considerazione si è eseguito un confronto fra i valori di OCR così ottenuti e i valori stimati attraverso le formule di Ladd e Skempton ottenendo errori dell'ordine del 6% che possono essere legati ad una incertezza nella valutazione del coefficiente di Ladd

I primi tre elementi sono desunti dalle condizioni dell'intervento da eseguire, mentre la pressione di preconsolidamento è ricavabile dalle correlazioni viste nel paragrafo precedente.

Le costanti che caratterizzano il comportamento del ramo di carico e di ricarico, assieme agli angoli d'attrito interno, dipendono esclusivamente dalla natura del terreno, così come il rapporto di frizione ne è strettamente correlato.

Questa considerazione ha portato gli autori del metodo in esame, a definire correlazioni empiriche in grado di riportare le costanti di compressibilità ai valori ottenibili da prove penetrometriche statiche secondo le espressioni:

$$C = \frac{1.3}{FR} + 0.067 \quad \text{Costante di compressibilità per il ramo di carico}$$

$$C_{rm} = 0.13 \cdot C \quad \text{Costante media di compressibilità per il ramo di ricarico}$$

$$\rho = 0.25 \cdot \frac{FR^2}{q_c} + 1 \quad \text{Parametro correttivo che tiene conto dei cicli di carico e scarico}$$

$$C_r = C_{rm} \cdot \frac{\log\left(\frac{\sigma'_{V0} + \Delta\sigma'_V}{\sigma'_{V0}} \cdot \rho\right)}{\log\left(\frac{\sigma_P}{\sigma'_{V0}} \cdot \rho\right)} \quad \text{Costante di compressibilità per il ramo di ricarico}$$

Noti i coefficienti di compressibilità, è possibile ricavare agilmente i valori dei cedimenti conoscendo l'entità della pressione verticale applicata e lo stato tensionale iniziale e confrontando l'incremento di pressione con la pressione di preconsolidamento:

$$\Delta H = H_0 \cdot C \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right)$$

nel caso di terreni coesivi
sottoconsolidati o terreni
incoerenti poco addensati

$$\Delta H = H_0 \cdot C_r \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right)$$

nel caso di terreni coesivi
sovracosolidati o terreni
incoerenti fortemente
addensati

$$\Delta H = H_0 \cdot \left(C \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma_p}\right) + C_r \cdot \log\left(\frac{\sigma_p}{\sigma'_{v0}}\right) \right)$$

nel caso di terreni poco
sovracosolidati in cui
l'incremento di carico sia
maggiore della pressione
di preconsolidamento

3.4.3 Stima del coefficiente di consolidazione verticale e della permeabilità

L'analisi del processo di consolidazione ha lo scopo di prevedere il decorso nel tempo del cedimento e della sovrappressione interstiziale. Nel caso più generale, la formulazione matematica di tale problema deve prendere in esame:

- _ la condizione di continuità del flusso dell'acqua
- _ l'equazione di stato dell'acqua
- _ la condizione di equilibrio dinamico dell'acqua
- _ le condizioni di equilibrio del mezzo poroso
- _ l'interazione tra particelle solide e fluido interstiziale
- _ le condizioni di compatibilità delle deformazioni nel mezzo poroso

Facendo riferimento alla teoria della consolidazione di Terzaghi, l'approccio proposto, consente lo studio del comportamento del terreno, in relazione alle caratteristiche di consolidazione degli strati che lo compongono, in funzione dei dati

forniti da prove penetrometriche statiche e, in particolare, del rapporto di frizione FR .

Come già visto nel paragrafo precedente, la velocità con la quale la punta procede nel terreno (circa 2 cm/sec) è tale da rendere la prova in condizioni non drenate. Questo comporta che la risposta del suolo soggetto a tale azione, dipenda dallo sviluppo della superficie di confinamento esterna del volume di materiale che si plasticizza e rifluisce nella zona attorno alla punta stessa, man mano che si procede con la prova. Poiché la resistenza di punta è funzione della resistenza di taglio globale del terreno su queste superfici, ne consegue che, a parità di resistenza di taglio unitaria, l'aumento della superficie del bulbo plasticizzato comporta un aumento di resistenza di punta.

Di conseguenza, l'angolo d'attrito interno risulta essere elemento discriminante nella valutazione del comportamento complessivo del terreno: materiali in condizioni totalmente drenate mobilitano l'angolo di attrito interno per intero, mentre, con il peggiorare delle condizioni di drenaggio, si considereranno valori di angoli sempre minori fino al caso limite di condizione totalmente non drenata (condizione per la quale l'angolo d'attrito risulta nullo).

Essendo la resistenza totale di attrito laterale legata al contatto manicotto-terreno, si nota come questa sia indipendente dalle condizioni di drenaggio: la superficie del manicotto, infatti, rimane sempre costante. Questa considerazione comporta che sia possibile correlare in maniera diretta le caratteristiche di permeabilità e di consolidazione del terreno con il rapporto di frizione e con la resistenza di punta: un terreno totalmente drenato presenta massimi valori di superfici di scorrimento attorno alla punta e quindi massimi valori di resistenza di punta (caso di materiali sabbiosi e ghiaiosi), mentre in depositi totalmente non drenati si avranno valori minimi di tali superfici e quindi di resistenza di punta e di rapporto di frizione (caso delle argille).

Data la stretta connessione fra le caratteristiche di permeabilità e i valori rilevati mediante prove penetrometriche, gli autori dello studio (Righi – Piacentini, 1990) hanno formulato la seguente espressione sperimentale:

$$-\left(\frac{165}{FR_i} + \frac{160 \cdot q_{C,i}}{(FR_i)^{3.5}}\right)$$

$$K_i = 10$$

Con i valori limite¹⁶:

$K = 8 \cdot 10^{-8}$ cm/sec valore limite inferiore

$K = 10^{-3}$ cm/sec valore limite superiore

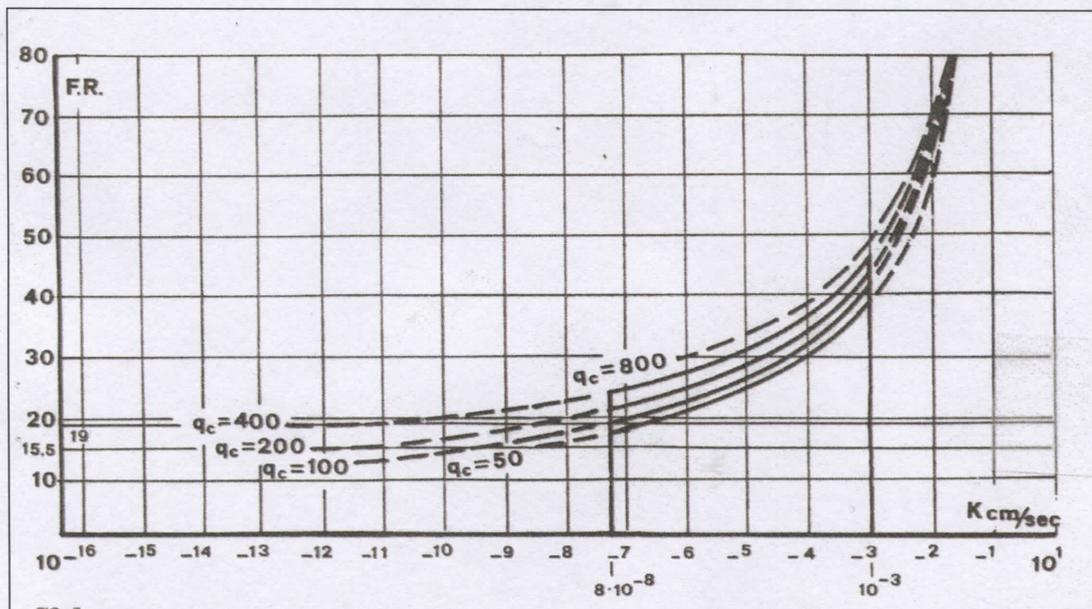


Fig. 3.3

Attraverso il valore del modulo edometrico, per lo stesso strato *i*-esimo considerato, calcolato secondo le correlazioni empiriche presentate nei paragrafi precedenti (vedi § 2.3.1.4 e §2.3.2.4) o, noti che siano i cedimenti degli strati indagati, secondo la formula:

$$E_{di} = \frac{\Delta\sigma_{vi}}{\Delta Hi / Hi} \text{ kg/cm}^2$$

è possibile stimare il valore della costante di consolidazione primaria per un generico strato attraverso la formula

$$C_{vi} = \frac{K_i \cdot E_{di}}{\gamma_w}$$

dove

γ_w peso per unità di volume dell'acqua.

¹⁶ I valori limite sono posti in quanto si considera che esistano sempre delle discontinuità macrostrutturali (per argille compatte) o delle componenti sabbiose e limose (per terreni a granulometria grossa) che condizionano il reale valore di permeabilità

3.4.4 Tempi di consolidazione

Nello studio del comportamento di un suolo soggetto all'applicazione di un carico verticale, risulta importante la conoscenza dei tempi di consolidazione, cioè del tempo necessario perché il deposito completi il suo processo di consolidazione con l'esaurimento, in particolare, delle pressioni interstiziali.

Tale tempistica è determinata dal movimento delle particelle d'acqua da zone a maggiore carico piezometrico verso zone a minor carico piezometrico. Questo spostamento avviene come combinazione di due direzioni: una verticale ed una orizzontale.

- Considerando la sola filtrazione verticale, si ricorre al procedimento del Glick (1945) per un pacco di strati di cui si conoscono spessore e coefficiente di consolidazione:

$$t_v = \frac{T_v \cdot \left(\sum H_i \cdot \sqrt{\frac{\bar{C}_v}{C_{vi}}} \right)^2}{\bar{C}_v} = T_v \cdot \left(\sum \frac{H_i}{\sqrt{C_{vi}}} \right)^2$$

dove

$$\bar{C}_v = \frac{H^2}{(\sum H_i \cdot m_{vi}) \cdot \frac{H_i}{K_i} \cdot \gamma_w} \quad \text{coefficiente di consolidazione medio equivalente del}$$

pacco di strati

T_v fattore di durata di Terzaghi

- Per la filtrazione orizzontale, si considera il gradiente idraulico e la lunghezza di filtrazione (vedi Fig 3.4). Questo fattore possiede una certa incertezza in quanto dipende dalle condizioni al contorno dell'elemento di terreno considerato, che possono variare in maniera significativa da caso a caso.

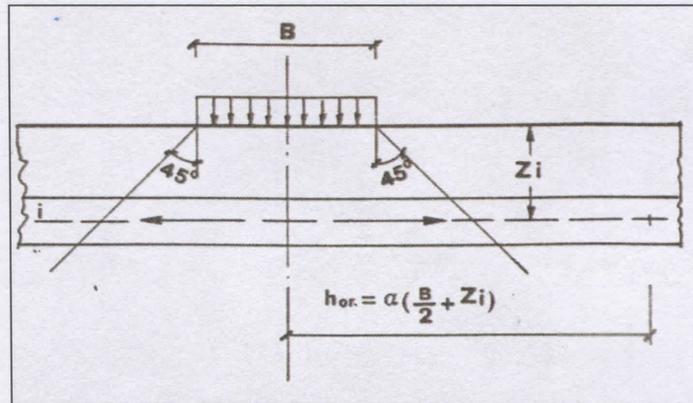


Fig. 3.4

Sulla base di diverse osservazioni, gli autori del metodo in esame, sono giunti ad una relazione per una valutazione approssimata della lunghezza di filtrazione secondo l'espressione:

$$l_i = \alpha \cdot \left(\frac{B}{2} + Z_i \right)$$

dove il coefficiente α dipende da numerosi fattori legati all'alternarsi delle stratificazioni nel sottosuolo e le varie interconnessioni fra gli strati drenanti. Da prove su depositi alluvionali variamente stratificati è stato definito, con buona aderenza alla realtà, un valore indicativo $\alpha = 10$.

Nota tale lunghezza si può ricorrere, per la valutazione del tempo di filtrazione orizzontale, alla formula:

$$t_{OR,i} = \frac{L}{L+B} \cdot \frac{T_V \cdot \left[\alpha \cdot \left(\frac{B}{2} + Z_i \right) \right]^2}{C_{OR}}$$

dove

C_{OR} coefficiente di consolidazione orizzontale

$\frac{L}{L+B}$ fattore di correzione per carichi di forma rettangolare

Note le componenti dei due moti di filtrazione è possibile ricavare il tempo complessivo di consolidazione:

$$\overline{t_{V,i}} = \frac{1}{\frac{1}{t_{Vi}} + \frac{1}{t_{ORi}}} = \frac{t_{Vi}}{1 + \tau_i}$$

dove

$$\tau_i = \frac{t_{Vi}}{t_{ORi}}$$

Dai risultati sopra esposti, è possibile suddividere l'intera colonna di terreno indagata in strati suddivisi in funzione della maggiore o minore permeabilità: tenendo conto di un valore discriminante del rapporto di frizione ($FR = 40$) si considera l'alternarsi di strati drenanti ($FR > 40$) e non drenanti ($FR < 40$) per i quali calcolare i tempi di consolidazione, il grado di consolidazione e il valore di schiacciamento in funzione del tempo.

Nell'applicazione del metodo, si ritiene ammissibile l'assunzione di filtrazione monodimensionale, valutando, quindi, solo l'effetto dovuto al movimento verticale delle particelle d'acqua.

Questo approccio risulta giustificato in particolare per due fattori:

- l'incertezza relativa alla filtrazione orizzontale è significativa per la difficoltà nella valutazione della lunghezza di filtrazione e del valore α
- l'assunzione del solo movimento verticale porta a una valutazione a favore di sicurezza, infatti, la filtrazione orizzontale contribuisce ad una diminuzione di tali tempi e quindi ad una consolidazione più veloce.

Si riporta di seguito un elenco di casi in cui è stato applicato il metodo sopra esposto per il calcolo dei cedimenti, confrontandone i valori con quelli realmente misurati.

Tale confronto mostra come l'approccio sia da considerare affidabile e possa essere impiegato per lo studio del comportamento del terreno in seguito all'applicazione di un carico.

Punto del diagramma	FR_p	$\varepsilon_{int.}$	$\varepsilon_{calc.}$	Errore percentuale
A.1	35,6	9,0	10,8	16,1
A.2	34,4	10,2	11,6	12,9
B.3	20,6	17,0	16,8	-2,5
B.6	22,4	27,0	27,4	1,5
B.7	22,6	14,0	18,0	28,8
B.8	22,2	17,5	19,1	8,8
B.10	22,0	24,5	22,3	-8,9
B.11	22,9	14,0	17,1	21,9
B.12	22,8	11,5	13,6	18,3
B.14	22,3	8,7	9,0	-3,9
C1.7	28,7	38,0	33,6	-11,6
C1.8	28,7	43,0	38,0	-11,6
C1.9	28,6	35,0	32,5	-7,1
C1.10	25,3	33,0	33,5	1,5
C2.1	26,9	35,0	25,6	-26,8
C2.2	26,5	28,0	29,1	3,9
C2.3	27,3	31,0	25,3	-18,5
C2.4	31,4	32,0	33,8	5,6
C2.5	31,4	30,0	30,5	1,5
C3	31,0	18,7	20,8	10,4
C4	31,4	27,0	28,5	5,6
P	39,1	59,2	64,3	7,9
E.1	17,1	36,0	49,8	38,3
E.2	17,1	36,5	50,5	38,3
E.3	15,1	56,0	60,9	8,8
E.4	15,1	52,0	58,7	12,9
E.5	15,3	65,0	58,6	9,8
T.1	29,2	12,0	17,4	45,2
T.2	29,2	14,0	17,4	24,4
T.3	29,2	13,0	15,6	20,3

Tab. 3.3

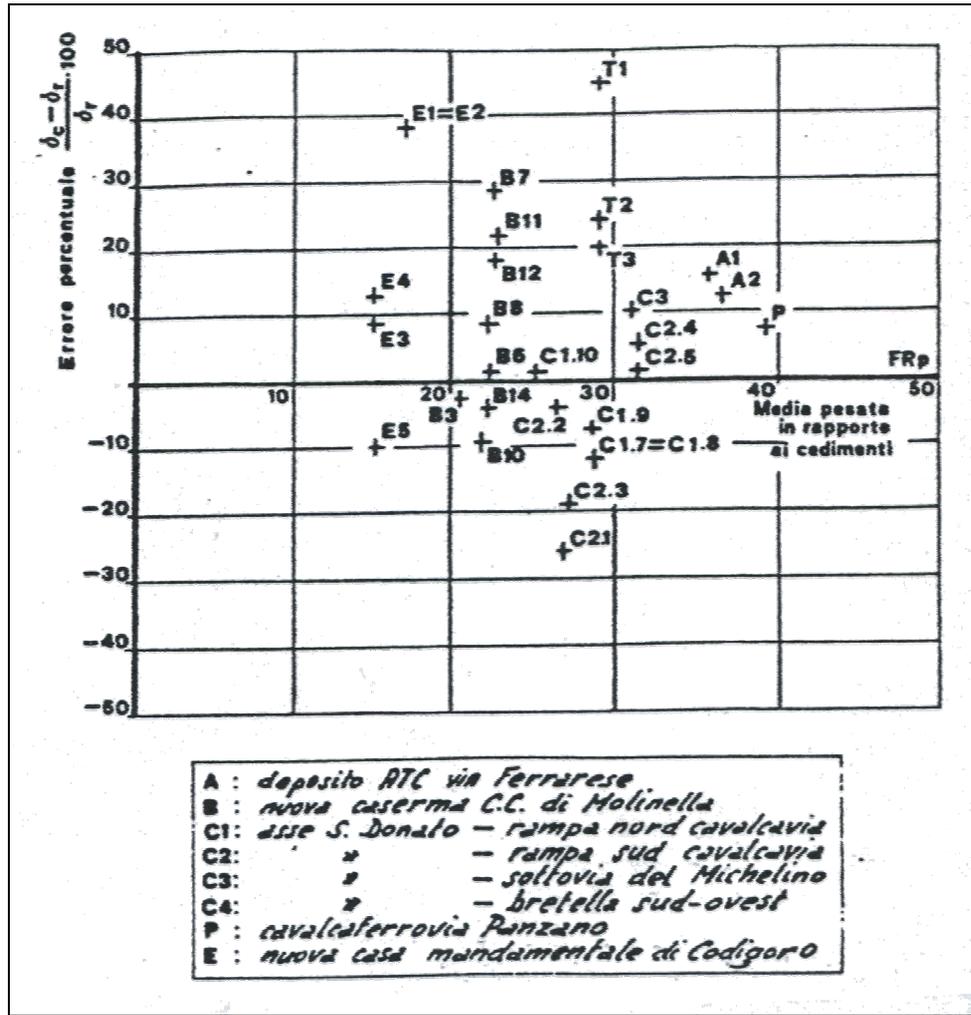


Fig. 3.5

4. SPERIMENTAZIONE IN CANTIERE

4.1 Introduzione

Nella prima parte della relazione, si è presentato lo stato dell'arte riguardo all'utilizzo di prove penetrometriche statiche nel campo dello studio delle caratteristiche geotecniche e dei cedimenti del suolo in conseguenza all'applicazione di una pressione verticale.

Obiettivi principali di questa seconda parte sono:

- contribuire alla ricerca sul legame fra resistenza di punta del terreno e velocità di propagazione delle onde di taglio, attraverso una sperimentazione diretta sul caso reale di un edificio, in fase di costruzione, nella periferia di Bologna¹.
- contribuire alla valutazione dei cedimenti legati alla realizzazione dello stabile in esame attraverso un confronto dei risultati ottenuti attraverso i dati forniti dalle prove penetrometriche con i valori ottenuti in fase di progetto mediante altri algoritmi di calcolo.

Per quanto riguarda il primo obiettivo, si fa riferimento alla prospezione geofisica eseguita nell'area EX ASAM con metodologia sismica a rifrazione per la rilevazione delle onde sismiche di compressione e di taglio.

Conoscendo i valori di V_S e le misurazioni dalle prove CPT eseguite in sito, si vuole eseguire una "back analysis", ripercorrendo la trattazione proposta nel paragrafo "Calibrazione della correlazione $V_S - q_c$ " (vedi § 2.6.3), cercando di approssimare i coefficienti il più possibile i valori calcolati con quelli misurati.

Apportando questo, seppur minimo, contributo, si vuole partecipare all'affinamento di tale approccio unendo i risultati alle sperimentazioni già eseguite in diversi siti come presentato nel già citato paragrafo.

Per il secondo obiettivo, si fa riferimento all'approccio proposto dal professore Righi e dall'ingegnere Piacentini per correlare direttamente il calcolo dei cedimenti ai valori di resistenza di punta e di rapporto di frizione ottenuti dalle prove CPT.

Questo studio si sviluppa in due "fasi":

¹ A correzione di quanto riportato sull'intestazione della tesi si segnala che l'area indagata è situata nella zona a NE della città di Bologna e non a nord ovest come erroneamente indicato.

-
- l'applicazione diretta del metodo di calcolo elaborato da Righi – Piacentini, per ottenere una stima degli schiacciamenti subiti dalla struttura di fondazione (pensata come platea ad elevata rigidità) e valutarne l'evoluzione relativamente al tempo di realizzazione dell'opera e l'ammissibilità secondo i valori dettati da Sowers;
 - il confronto dei risultati ottenuti con i valori di cedimenti per la stessa opera stimati secondo il metodo di Boussinesq e attraverso un programma di calcolo (CEDIM).

Questo confronto presenta una doppia valenza: da una parte contribuisce ad un maggior affinamento dei valori di cedimenti calcolati per il caso specifico, dall'altra fornisce un'ulteriore verifica della validità del metodo empirico proposto.

Per procedere si riporta una descrizione del sito e dell'opera in costruzione al fine di fornire un inquadramento preciso, sebbene sintetico, delle condizioni in cui si sviluppa la trattazione proposta.

4.2 Descrizione architettonica e strutturale dell'opera

4.2.1 Motivazioni dell'intervento

All'interno del territorio del Comune di Bologna è possibile individuare aree definite le "Sette Città". Tali zone sono figure del territorio, un modo nuovo per identificare i sette più importanti progetti di trasformazione urbanistica previsti dal PSC.

Ognuna delle "Sette Città" corrisponde ad un insieme di trasformazioni da realizzare nella catena di luoghi in cui sono presenti caratteristiche simili (dal punto di vista territoriale, sociale ed urbanistico). Queste caratteristiche consentono di pianificare per ognuna delle città omogenee strategie di sviluppo urbanistico ispirate dagli orientamenti strategici di sostenibilità.

L'area oggetto dell'intervento in esame ricade all'interno della Città del Savena, con il cui progetto si riprende il tema, ormai radicato nell'urbanistica bolognese, del doppio parco fluviale (a est come a ovest) spostando però l'accento sul "pieno" del parco, facendo emergere la differenza che contraddistingue l'ambiente del Savena da quello del Reno, quindi il diverso ruolo che possono giocare gli spazi aperti nei due differenti contesti. A est la nuova strada lungo Savena, l'alta velocità, le aree di

nuova urbanizzazione nel comune di Bologna e nei comuni contermini, configurano una vera e propria città metropolitana, dove si susseguono aggregati residenziali e produttivi di qualità, intercalati da ampi spazi aperti, attrezzati e non.

L'ambito specifico per nuovi insediamenti specializzati Quarto di Sopra è quello che riguarda da vicino l'area di intervento, si tratta di aree già pianificate dal Prg. del 1985, esterne al perimetro del CAAB, non ancora urbanizzate, che consentono l'aggiunta di nuove funzioni capaci di arricchire il comparto produttivo, logistico e direzionale.

Con riferimento alle ipotesi di delocalizzazione della sede operativa di Hera nel comune di Castenaso e vista la presenza del termovalorizzatore nel comune di Granarolo, parte dell'area CAAB potrà anche configurarsi come polo energetico e ambientale.

Le nuove funzioni da insediare dovranno essere di qualità e non convenzionali, corrispondere alla domanda emergente generata dalla capacità di attrazione di Bologna, in grado di fornire valore aggiunto al sistema locale. In questo Ambito possono trovare adeguata sistemazione anche funzioni non collocabili in aree più centrali, come spettacolo, sperimentazione culturale giovanile e sport.

La realizzazione dell'intervento oggetto del presente studio è quindi inserita all'interno del progetto di riqualificazione e conversione urbanistica della zona Ex ASAM.

Il progetto trae origine dalle potenzialità edificatorie e dall'assetto del territorio previste dal Piano Regolatore del Comune di Bologna.

L'intervento si colloca in una zona della città in decisa trasformazione e che conta già una significativa offerta commerciale ed altri importanti insediamenti quali il CAAB, la nuova Facoltà di Agraria, Parco Commerciale Meraville, Link.

La zona comprende la parte del territorio destinata all'insediamento di attrezzature annonarie mercantili, quali macello, mercati, industrie di trasformazione e conservazione prodotti agroalimentari, stazioni stoccaggio merci, magazzini all'ingrosso, il tutto con i relativi servizi. Sono inoltre previsti uffici, complessi direzionali e supermercati.

L'area in esame fa parte del "territorio urbano da ristrutturare". Queste sono aree oggetto di ristrutturazione intensiva (ambiti per i nuovi insediamenti, ambiti di sostituzione di porzioni consistenti dell'agglomerato urbano) ed aree interessate da

strumenti urbanistici approvati o adottati in attuazione del PRG vigente, che concorrono alla ristrutturazione complessiva (ambiti in trasformazione).

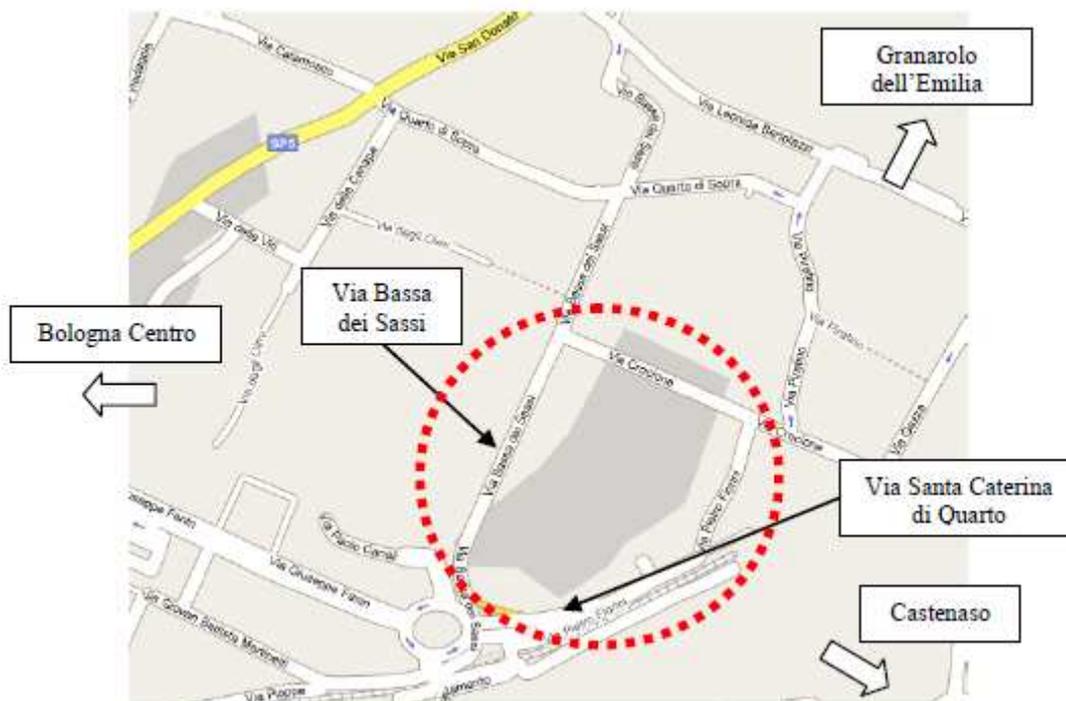
In particolare l'area di intervento è classificata come Ambito di Trasformazione Specializzato.

Il complesso, che si articola su una porzione di terreno di superficie territoriale pari a 170768 mq, si articola in tre distinti subcomparti per una superficie utile totale di 49790 mq tra gli usi U2-U6-U8-U10-U11.

4.2.2 Inquadramento del sito

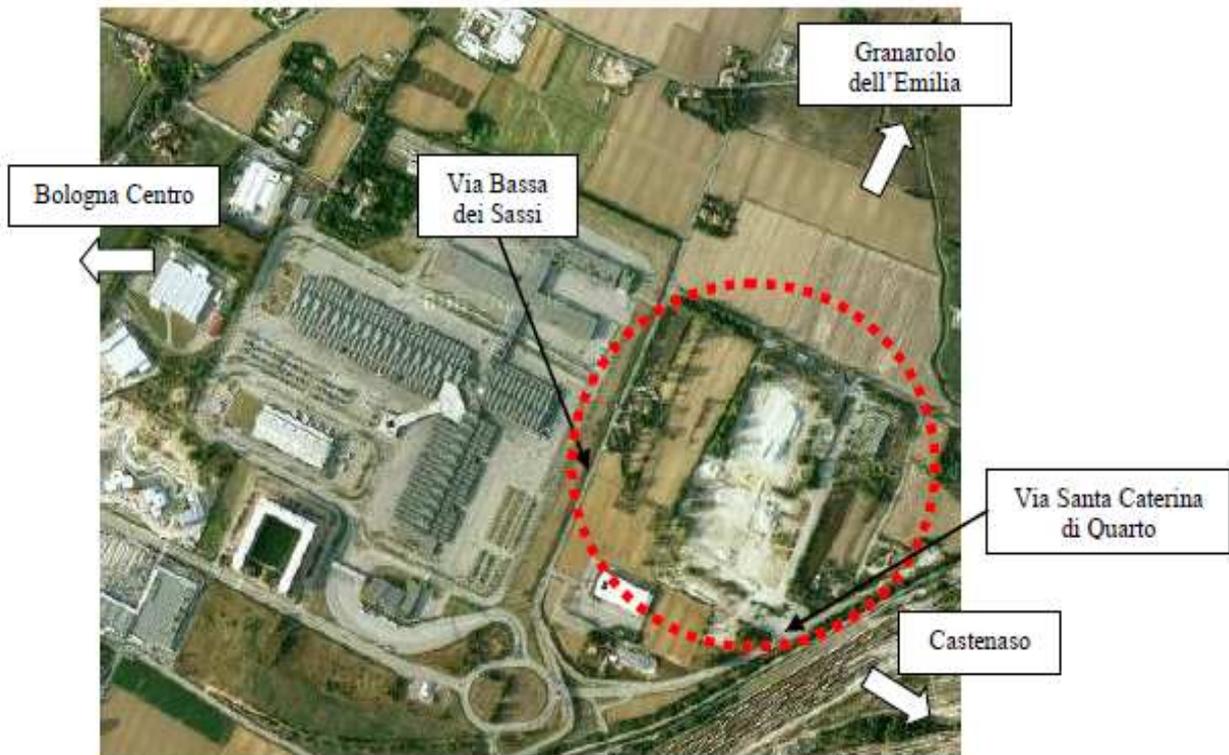
L'ara Ex ASAM costituisce un comparto della più vasta area denominata "centro alimentare CAM" (situata nella zona omogenea F: parti del territorio destinate ad attrezzature ed impianti di interesse generale) ed è ubicata nella periferia nord-est di Bologna, a nord della Tangenziale e della zona industriale Roveri, oltre lo scalo merci di San Donato.

Attualmente la rete viaria di adduzione al comparto è costituita da Via di Santa Caterina di Quarto, da Via Bassa dei Sassi e Via Crocione. Inoltre la Tangenziale di Bologna (uscite San Donato, Massarenti, Due Madonne e San Lazzaro) rappresenta l'asse di grande distribuzione della mobilità urbana ed extraurbana da e per l'area in esame (Figura 3.1). 3 - Descrizione architettonica e strutturale dell'opera



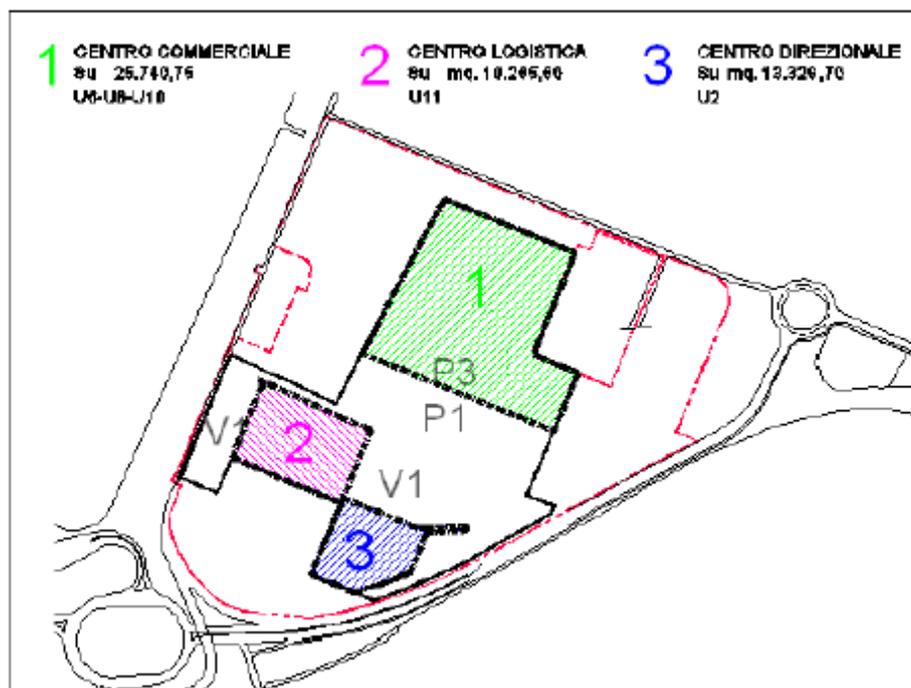
Si tratta di un'area complessivamente caratterizzata da limitata edificazione, benché interessata da recenti importanti realizzazioni già ricordate (CAAB, nuova Facoltà di Agraria, Parco Commerciale Meraville, Link).

Nel lotto di intervento sono presenti edifici degli anni '70, attualmente inutilizzati e destinati ad essere demoliti.



4.2.3 Caratteristiche principali del progetto

Come precedentemente descritto il complesso si articola in tre distinti subcomparti per complessivi 49790 mq circa di superficie utile tra gli usi U2-U6-U8-U10-U11, come indicato in figura



In particolare sono previsti:

SUBCOMPARTO 1: Centro Commerciale (U6-U8-U10) di Su pari a circa 25740,75 mq

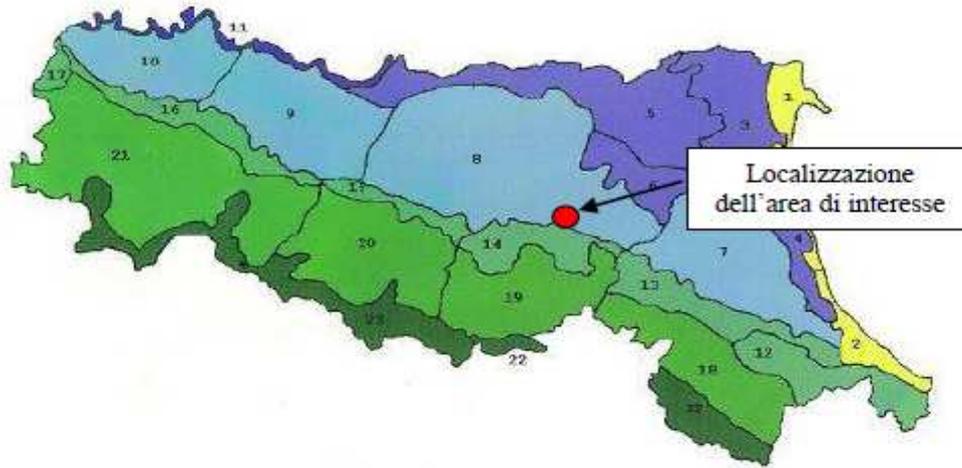
SUBCOMPARTO 2: Centro per la Logistica (U11) di Su pari a circa 10193,20 mq

SUBCOMPARTO 3: Centro Direzionale (U2) di Su pari a circa 13856,10 mq

4.3 Inquadramento territoriale ed ambientale

4.3.1 Caratterizzazione dell'area

Una prima caratterizzazione dell'area sotto l'aspetto territoriale ed ambientale è individuata all'interno del Piano Territoriale Paesaggistico Regionale (PTPR). In tale piano i paesaggi regionali sono infatti caratterizzati mediante "Unità di Paesaggio". L'area in studio ricade nell'Unità di Paesaggio n°8: pianura bolognese, modenese e reggiana.



Le principali caratterizzazioni dell'Unità di Paesaggio n°8 sono riportate all'interno del PTPR:

Elementi geofisici

- grande presenza di paleo alvei e dossi;
- grande evidenza dei conoidi alluvionali;
- presenza di frontali.

Invarianti del paesaggio

- fontanili;
- dossi;
- vie d'acqua navigabili;
- centuriazione e insediamento storico, sistema infrastrutturale della Via Emilia.

Lo studio delle tavole del quadro conoscitivo del PSC mettono inoltre in luce che l'area in esame non comprende elementi di particolare valore del territorio e non sono presenti vincoli (archeologici, monumentali, ambientali, paesaggistici e idrogeologici) né all'interno né nelle immediate vicinanze del lotto considerato.

Ulteriore caratteristica di tale area è la sua vicinanza alla fascia di tutela fluviale dello Scolo Zenetta.

Per quanto riguarda la presenza di aree naturali protette, siti di interesse comunitario (SIC) e zone di protezione speciale (ZPS) il lotto di progetto è ubicato in un contesto peri-urbano e si trova a considerevoli distanze dalle aree protette presenti nel comune di Bologna e nei comuni limitrofi.

4.3.2 Definizione dell'ambito di influenza potenziale

L'ambito di influenza potenziale è stato definito in base alla tipologia dell'opera in progetto ed alle caratteristiche del territorio ospitante, considerando le possibili interferenze dell'opera stessa sull'ambiente.



In analogia con altri studi di carattere ambientale di impianti similari è stata individuata un'area di influenza potenziale di raggio di qualche centinaio di metri, comunque non superiore a 1 km, avente per centro l'area in esame. Tale distanza è in grado di circoscrivere i principali effetti dell'opera sull'ambiente.

L'area di studio può variare da componente a componente analizzata e può assumere confini meno "geometrici" di quelli sopra individuati in rapporto alle specifiche caratteristiche ambientali e territoriali.

4.3.3 Suolo, sottosuolo ed acque sotterranee

La presente caratterizzazione ha la finalità di descrivere la componente ambientale suolo e sottosuolo dell'area interessata dalla realizzazione del Comparto area Ex ASAM.

In particolare, dopo un primo inquadramento di geologia del territorio di riferimento inerente la provincia di Bologna, sono forniti elementi di geologia della zona. Tali elementi riguardano l'assetto litostratigrafico, i lineamenti geomorfologici, lo schema idrogeologico e la caratterizzazione pedologica dell'area di studio.

Lo studio esamina in oltre la situazione delle risorse non rinnovabili connesse alla componente suolo-sottosuolo come le acque sotterranee.

4.3.3.1 Inquadramento del sito

Storia geologica

La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito consiste nella ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio.

La formazione della Pianura Padana (al cui interno si trova il sito oggetto del presente studio) ha inizio subito dopo il processo orogenetico che ha determinato la formazione litogenetica degli Appennini. La rotazione del blocco sardo-corso, che ha portato alla collocazione attuale le regioni della Corsica e della Sardegna precedentemente attaccate al margine meridionale della Francia, ha determinato la formazione dei rilievi appenninici mediante un regime tettonico compressivo.

La Pianura Padana rappresenta l'avampese di tale catena montuosa, dove, a seguito del sollevamento e dell'emersione di sedimenti più antichi ha avuto inizio l'azione erosiva e di trasporto da parte delle acque superficiali con la formazione di terrazzi fluviali, dei conoidi e delle alluvioni di pianura.

Geolitologia

Il territorio dell'area vasta di riferimento del presente studio si trova nel comune di Bologna e precisamente a nord/est dello stesso, al confine col comune di Castenaso.

Per lo studio dell'area vasta si sono prese in considerazione la litologia e la geologia di un contorno del sito di interesse, avente un raggio di circa 10 km.

Tale area risulta quasi interamente occupata dai depositi alluvionali di pianura, che si possono ulteriormente suddividere in conoidi e terrazzi alluvionali e depositi della pianura alluvionale.

Solamente a sud del sito (a circa 8-9 km) si rinvengono alcune unità litologiche dell'Appennino Emiliano Romagnolo.

Geologicamente l'area ricade quindi in un ambiente distale del conoide del Savena caratterizzato dalla prevalenza di sabbie e limi variabilmente sabbiosi con intercalazioni argillose e più raramente ghiaiose in lenti di spessore relativamente contenuto.

Di seguito si riporta l'elenco delle formazioni geologiche dell'area, con riferimento all'estratto di carta Geologica di Pianura (Regione Emilia Romagna):

DEPOSITI ALLUVIONALI (Pleistocene Olocene)

Conoidi e terrazzi alluvionali

1. ghiaie e sabbie in corpi canalizzati e lenticolari amalgamati, intercalate a sabbie e sabbie limose in strati di spessore decimetrico (depositi di conoide e di terrazzo);
2. sabbie, limi sabbiosi e limi, in strati di spessore decimetrico, ghiaie sabbiose e sabbie in corpi canalizzati e lenticolari (depositi di conoide e di terrazzo);
3. limi e limi sabbiosi, in strati di spessore decimetrico, subordinatamente ghiaie e ghiaie sabbiose in corpi canalizzati e lenticolari (depositi di conoide e di terrazzo);
4. ghiaie, sabbie, limi e limi argillosi (depositi alluvionali indifferenziati).

Piana alluvionale

5. sabbie medie e fini in strati di spessore decimetrico passanti lateralmente ed intercalate a sabbie fini e finissime limose, subordinatamente limi argillosi; localmente sabbie medie e grossolane in corpi lenticolari nastriformi (depositi di canale e argine prossimale);
6. limi sabbiosi, sabbie fini e finissime, argille limose e subordinatamente sabbie limoso argillose intercalate in strati di spessore decimetrico (depositi di argine distale);

7. sabbie medie e fini, limi e argille intercalati in strati di spessore decimetrico, localmente sabbie medie e grossolane in corpi lenticolari nastriformi (depositi di canale e argine indifferenziati);
8. limi argillosi e limi sabbiosi, subordinatamente sabbie fini e finissime in strati di spessore decimetrico, localmente sabbie in corpi lenticolari e nastriformi (depositi di canale e argine indifferenziati);
9. argille limose, argille e limi argillosi laminati, localmente concentrazioni di materiali organici parzialmente decomposti (area interfluviale e depositi di palude);
10. sabbie medie e grossolane subordinatamente ghiaie e ghiaie sabbiose, limi e limi sabbiosi in strati di spessore decimetrico (depositi di piana a meandri).

UNITÀ LITOLOGICHE DELL'APPENNINO (Eocene medio Pleistocene inferiore)

11. sabbie gialle o del Millaziano. Sono state depositate in ambienti di mare basso. Queste sabbie si presentano scarsamente cementate e miste a volte ad argilla e a rari corpi ghiaiosi, per cui i fenomeni erosivi sono abbastanza sviluppati;
12. formazione Gessoso-solfifera o vena del gesso, che ha nel gesso (solfato di calcio) il suo componente principale e più noto. Il gesso che si presenta in banchi alternati a straterelli di marne e di calcari ha origini evaporitiche (deriva, cioè, da precipitazioni di Sali da una soluzione acquosa per raggiunta sopra saturazione). Si forma in bacini marini con scarsa circolazione e bassa profondità ed in presenza di forte evaporazione;
13. formazione della Marnoso-arenacea, la quale è costituita da depositi di origine sedimentaria marina di notevole spessore (alcune migliaia di metri), dato dall'alternanza di potenti bancate arenacee con altre, in genere più sottili, marnose o argillose.

Geomorfologia e stabilità dei versanti

Come descritto nel paragrafo riguardante la geolitologia, la pianura occupa la maggior parte dell'area indagata. Essa si mostra come un'estesa superficie orizzontale con una debolissima inclinazione verso nord/est (zona del litorale adriatico) e, naturalmente, non sono presenti fenomeni di instabilità.

I principali corsi d'acqua sono il fiume Reno ad ovest del sito ed il torrente Idice ad est. Per quanto riguarda la propensione al dissesto idrogeologico la zonizzazione del territorio contenuta nei Piani Stralcio per l'Assetto Idrogeologico dell'Autorità di Bacino del Reno non comprende il sito in esame fra le aree a rischio di frane né fra quelle a rischio di esondazione.

Idrogeologia

Nel sottosuolo della Pianura e sul Margine Appenninico Padano sono presenti tre Acquiferi, separati da barriere di permeabilità di estensione regionale, denominati informalmente A, B e C a partire dal piano campagna.

Il Gruppo Acquifero A è attualmente sfruttato in modo intensivo, il Gruppo Acquifero B è sfruttato solo localmente ed il Gruppo C, isolato rispetto la superficie per gran parte della sua estensione, è raramente sfruttato.

Nel caso in esame si focalizza principalmente l'attenzione sul Gruppo Acquifero A essendo il più soggetto a prelievi e a contaminazioni esterne, la cui definizione fa riferimento alla carta "Riserve Idriche Sotterranee della Regione Emilia-Romagna".

La profondità dello strato basale di tale acquifero varia secondo una direttrice sud/ovest-nord/est passando da valori compresi tra 0 e -50 m s.l.m. nelle immediate vicinanze dell'area pedeappenninica (occupata dalle zone dei conoidi e dei terrazzi) a valori compresi tra 250 e -300 m s.l.m. nella zona centrale di pianura.

Dal punto di vista di tutela idrogeologica l'area Ex ASAM non ricade in zona soggetta a tutela, (estratto dal Piano Tutela delle acque, 2005 ed estratto del PTCP), l'area oggetto di interesse non ricade infatti nella zona dei terrazzi e delle conoidi ad alta o elevata vulnerabilità dell'acquifero.

Subsidenza

La subsidenza è un fenomeno che va inteso come movimento della superficie del terreno che interessa aree relativamente estese, con direzione prevalentemente verticale (Viggiani, 1978). Si tratta di un movimento, generalmente lento, graduale e costante che può avere origini sia di tipo naturale sia antropico ma che, sempre più spesso, viene attivato o accelerato dalla compartecipazione delle due cause.

La subsidenza derivante da cause naturali si presenta generalmente con ritmi gradualmente e tempi piuttosto lenti e a tale proposito sono stati stimati valori di abbassamento dell'area bolognese compresi tra i 0,2 e 0,4 cm. Quella attivata invece da azioni antropiche si presenta con velocità di abbassamento elevate ed elementi di imprevedibilità circa gli sviluppi e gli effetti. Spessissimo il fenomeno risulta indotto dalla azione integrata delle cause naturali e quelle antropiche ed in tal caso assume la connotazione del rischio ambientale e come tale occorre che venga valutato in relazione alla vulnerabilità territoriale.

La Pianura Padana è da sempre soggetta ad un fenomeno di subsidenza naturale

Nel caso della pianura bolognese il fenomeno della subsidenza si presenta come effetto di cause naturali e antropiche, con una prevalenza nettissima delle seconde sulle prime, e riconducibili negli elevati emungimenti fluidi dal sottosuolo che determinano un bilancio idrico negativo degli acquiferi dell'alta pianura bolognese. Importante comunque anche il fenomeno dovuto a cause tettoniche e di costipamento dei terreni, che si presenta con velocità variabile a seconda delle zone e stimabile nell'intorno di alcuni mm/anno.

A partire dagli anni '50, in seguito a cause antropiche, come l'eccessivo prelievo idrico dalle falde sotterranee ed in parte anche l'estrazione di gas, questo fenomeno è notevolmente incrementato con valori dell'abbassamento di picco di qualche cm/anno.

Per affrontare questa notevole criticità ambientale la regione Emilia Romagna negli ultimi decenni ha adottato politiche volte alla limitazione degli emungimenti idrici da falde profonde, incentivando infrastrutture acquedottistiche di uso industriale nelle zone dei grandi centri abitati e sistemi di approvvigionamento alternativi per gli usi irrigui in agricoltura (in particolare la realizzazione del Canale Emiliano Romagnolo che, derivando l'acqua dal fiume Po, ha consentito di ridurre i prelievi agricoli nella parte mediana della pianura tra Bologna e la Romagna, invertendo la tendenza dei livelli di falda).

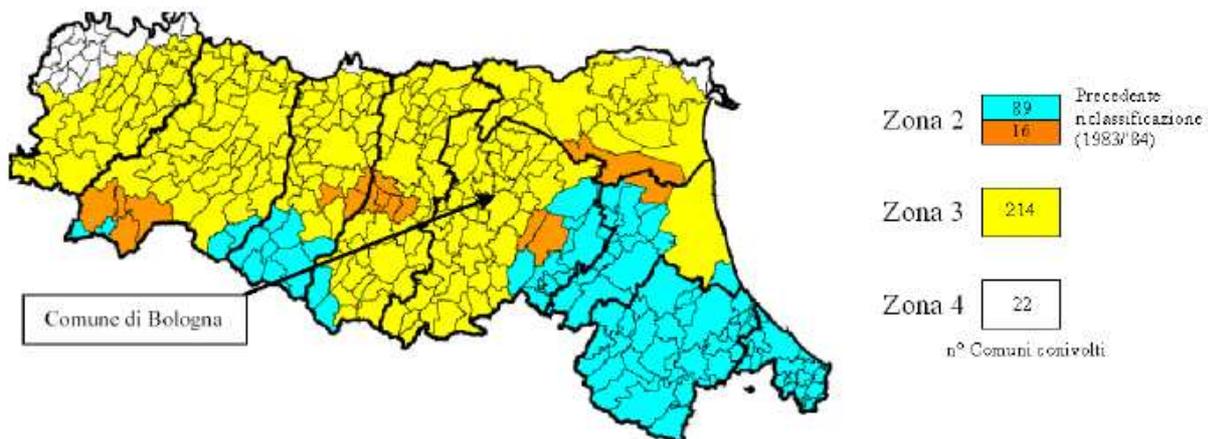
Tali interventi si sono rivelati nel tempo piuttosto efficaci determinando una notevole riduzione della velocità di abbassamento nella maggior parte dei territori colpiti da questo fenomeno.

A tale riduzione generalizzata fa eccezione l'area indagata (area a nord/est di Bologna) in cui l'aumento degli emungimenti, causato dall'apertura di nuovi pozzi, ha determinato un ulteriore abbassamento dei livelli di falda.

Sismica e tettonica

Il territorio dei comuni di Bologna e Castenaso secondo la zonizzazione sismica introdotta dall'ordinanza del Consiglio dei Ministri n°3274/'03 e successivo Decreto Ministeriale 14/01/'08 rientra in zona classificata 3 (scuotimenti modesti), pertanto la progettazione delle strutture e degli edifici deve tenere conto degli opportuni coefficienti sismici.

L'attività sismica del territorio provinciale risulta connessa alla più estesa attività orogenetica appenninica e definita nell'ambito di specifiche zone sismo genetiche nelle quali gli eventi possono ritenersi circoscritti o definiti in relazione all'assetto tettonico del territorio. 4 - Inquadramento territoriale ed ambientale.



L'attività sismica del territorio provinciale risulta connessa alla più estesa attività orogenetica appenninica e definita nell'ambito di specifiche zone sismo genetiche nelle quali gli eventi possono ritenersi circoscritti o definiti in relazione all'assetto tettonico del territorio.

I lineamenti sismo tettonici presenti nel territorio bolognese sono rappresentati da:

Sinclinale intrappenninica (direzione Nord/ Ovest-Sud/ Est);

Anticlinale di Monte Capra – S. Luca - Monte Calvo (separazione tra la sinclinale intrappenninica e la depressione padana);

Sistema di Sinclinali e Anticlinali di Pianura (direzione Nord-Nord/Est e direzione Est-Nord/Est).

Recenti studi hanno messo in luce il legame sismogenetico tra la Pianura Padana ed il fonte della Catena Appenninica. La struttura tettonica dell'Appennino prosegue sepolta al di sotto dei sedimenti che formano la pianura alluvionale, per circa 40 km fino a nord di Ferrara ed è costituita da un sistema di grandi faglie inverse (accavallamenti) con superfici di sovrascorrimento a basso angolo (circa 30°), immerse verso sud-sud/ovest e con trasporto verso nord-nord/est. Questi sovrascorrimenti hanno determinato un sistema a grandi pieghe superficiali che si sono sviluppate durante le traslazioni degli elementi appenninici.

L'attività tettonica più intensa e prolungata nel tempo si è sviluppata lungo la fascia pedeappenninica più interna, mentre i fronti settentrionali più esterni risultano in prevalenza disattivi dalla fine del Pliocene inferiore a al massimo dal Pliocene medio

4.4 Indagini geognostiche eseguite e loro pianificazione

Le prove eseguite in sito, rispetto quelle eseguite in laboratorio, presentano sia dei vantaggi che degli svantaggi, nel caso in esame quindi, come è la prassi più comune, vengono eseguite entrambe le tipologie di indagini; nessuna è stata preferita all'altra ed i due tipi di prova sono visti come procedure complementari che, se applicate in parallelo, possono dare informazioni utili e soprattutto complete sul comportamento dei terreni.

Relativamente all'intervento in esame i vantaggi delle prove in sito risultano essere:

- rapidità ed economicità: è stato quindi possibile eseguire un elevato numero di prove tale da permettere di caratterizzare l'intera area oggetto di studio;
- descrizione con continuità delle caratteristiche geotecniche con la profondità, anche in relazione alla presenza di terreni difficilmente campionabili (quali ad esempio sabbie, sabbie limose, ghiaie e ghiaie sabbiose) e quindi non caratterizzabili tramite prove di laboratorio. Le prove di sito sono state scelte per la presenza di questi tipi di terreni perché garantiscono un migliore grado di confidenza e una maggiore attendibilità dei risultati;
- permettono di esaminare un volume maggiore di terreno: in relazione all'opera da realizzare ed in conformità con le nuove NNTT il volume significativo di terreno da indagare (si rimanda al paragrafo 5.2 per la determinazione) risulta rilevante e quindi le prove in sito permettono di ottenerne una prima caratterizzazione.

Le profondità indagate variano a seconda delle tipologie di prova: arrivano fino a 30,00 - 35,00 m per i sondaggi, mentre le prove CPT e SPT non vanno oltre circa i 20,00 - 25,00 m per la riduzione dell'energia trasmessa alla punta con l'incremento della profondità.

Lo svantaggio principale è quello di ottenere:

- risultati non di agevole interpretazione in quanto l'esecuzione della prova può introdurre dei fattori di disturbo che falsano i risultati: durante tutta la fase di indagine sono state controllate le condizioni di prova e le fasi di avanzamento per avere una conoscenza diretta di eventuali anomalie e per avere un controllo sulle condizioni al contorno (difficilmente determinabili per prove in sito) e sul grado di confidenza delle prove stesse.

4.4.1 Pianificazione delle indagini geognostiche

Per la pianificazione delle indagini in sito si fa riferimento all'EC7 - parte 3 – nel quale vengono individuati i criteri per la progettazione e la pianificazione delle campagne geognostiche:

- le indagini devono essere definite per il suolo sottostante e circostante il sito di costruzione nella misura in cui il comportamento del suolo può influire sui lavori di costruzione (si rimanda quindi alla definizione del volume di terreno significativo);
- la composizione del programma di indagine del suolo e l'individuazione dei punti di indagine deve considerare le dimensioni dell'area, la topografia, la geologia, le condizioni di acqua di falda: si individuano quindi le aree interessate dai tre subcomparti di futura realizzazione e si concentrano in tali zone le indagini geognostiche.
- l'area indagata dovrebbe estendersi in quella adiacente per una distanza di almeno 1,5 volte la profondità di scavo prevista o la profondità dello strato di terreno che può generare cedimenti nell'area adiacente: considerando l'assenza di opere esistenti nelle aree adiacenti a quella di interesse si limitano le indagini geognostiche alle aree di intervento;
- il numero dei punti di indagine dovrebbe essere ampliato qualora fosse necessaria una più accurata analisi della complessità e della variabilità del sottosuolo del sito di costruzione. Se le condizioni del sottosuolo sono relativamente uniformi, può essere sufficiente una maggior distanza o un

-
- minor numero dei punti di indagine: nel caso specifico si cerca di mantenere una distribuzione omogenea delle indagini eseguite, per permettere un'analisi accurata dell'intera area senza penalizzarne o particolareggiarne alcuna;
- per l'identificazione e la classificazione dei terreni, si deve disporre di almeno un sondaggio con campionamento. I campioni devono essere ricavati da ogni singolo strato di terreno che influenza il comportamento della struttura effettiva: si pianificano un numero di sondaggi maggiore ad uno, per i quali si programma l'estrazione di campioni lungo la verticale di indagine che permettano un'analisi delle diverse tipologie del terreno attraversato.

Nel caso in esame è da considerare la presenza di prove già esistenti prima dell'ultima campagna geognostica, la quale ha lo scopo di affinare la conoscenza del sito in esame.

L'intero quadro delle indagini in sito si divide quindi in due fasi di indagine affrontate in due diversi periodi temporali e caratterizzati da finalità di dettaglio diverse, infatti le due diverse campagne geognostiche sono successive l'una all'altra sia per cronologia sia per livello di approfondimento:

- campagna conoscitiva eseguita nel 2003: caratteristica principale di questa fase preliminare è che le indagini sono eseguite nella parte dell'area interessata dagli edifici preesistenti. Scopo primario è infatti quello di caratterizzare il terreno con particolare interesse all'esistente e al rapporto tra l'esistente stesso e le caratteristiche di qualità del terreno e della falda.
- campagna conoscitiva eseguita nel 2008/2009: maggiormente di dettaglio, il terreno interessato dall'opera in esame viene studiato ed analizzato nella sua interezza e le indagini risultano distribuite in modo più omogeneo, soprattutto in corrispondenza dei subcomperti di intervento, che sono così indagati nella loro totalità.

Entrambe le campagne geognostiche precedentemente individuate sono state svolte dalla ditta GEO-PROBE S.r.l. - Indagini geognostiche - sita a Casalecchio di Reno (BO).

Per pianificare le tipologie di prove in sito da eseguire è necessario conoscere lo scopo dell'analisi del terreno che si vuole realizzare. Prima di affrontare la fase di prova vera e propria sono stati individuati gli aspetti del terreno in sito da studiare e quindi si sono scelte le prove idonee per tali studi.

Si individuano, per quanto riguarda le indagini in sito, le principali finalità di tali prove:

Finalità	Mezzi e metodi di indagine in sito	
Definizione della stratigrafia	Metodi indiretti	Metodi diretti
Indagini geofisiche Prove penetrometriche	Sondaggi Pozzi Trincee Cunicoli	
Misure delle pressioni interstiziali	Piezometri Celle piezometriche	
Determinazione delle proprietà meccaniche	Prove penetrometriche dinamiche Prove penetrometriche statiche Prove scissometriche Prove pressiometriche Prove di carico su piastra	
Misura della permeabilità	Prove di emungimento da pozzi prove di immissione ed emungimento da sondaggi	

Note le finalità delle diverse indagini si sono pianificate ed individuate quelle necessarie. Si determinano quindi:

- sondaggi a carotaggio continuo: permettono di estrarre e conservare carote di terreno, ricostruire il profilo stratigrafico del sottosuolo, prelevare campioni indisturbati di terreno da testare in laboratorio, porre in opera strumenti per prove in foro;
- prove in foro SPT: permettono di determinare lo stato di addensamento di terreni sabbiosi e alcune loro caratteristiche meccaniche, mentre per terreni argillosi e limosi permettono caratterizzazioni di addensamento e meccaniche ma con applicabilità più limitata;
- prove penetrometriche statiche: in combinazione con i sondaggi sono utili per la ricostruzione della stratigrafia. Presentano alcuni importanti vantaggi quali la possibilità di ottenere un'ottima suddivisione stratigrafica degli spessori del terreno attraversato, un'ottima caratterizzazione geotecnica dei terreni attraversati e la caratterizzazione della composizione granulometrica dei terreni attraversati.

Presentano però anche limiti, ad esempio sono prove non idonee in terreni a granulometria grossa (sabbie ghiaiose, ghiaie, ciottoli) o formazioni litoidi e hanno profondità raggiungibili a volte limitate, nel caso in esame per la riduzione dell'energia trasmessa alla punta con l'incremento della profondità:

- prove con Pocket Penetrometer: sono state eseguite per ottenere un'indicazione veloce e sul posto delle caratteristiche del terreno; i risultati sono poi utilizzati successivamente nella fase di modellazione geotecnica in quanto forniscono informazioni aggiuntive alle prove penetrometriche standard;
- prove scissometriche con Tor Vane: anch'esse eseguite per ottenere informazioni direttamente in cantiere e per dare ulteriori informazioni nella fase di modellazione geotecnica;
- installazione in foro di sondaggio di piezometri tipo Norton e/o Casagrande: sono stati utilizzati per determinare e monitorare nel tempo il livello della falda superficiale.

4.4.2 Volume significativo di indagine

4.4.2.1 Premesse

Nella pianificazione delle indagini geognostiche da eseguire si è determinato quello che è il volume significativo di terreno da indagare, ovvero la porzione di sottosuolo che può interagire con l'opera in esame e per la quale le variazioni di sollecitazioni indotte dall'opera stessa producono conseguenze non trascurabili.

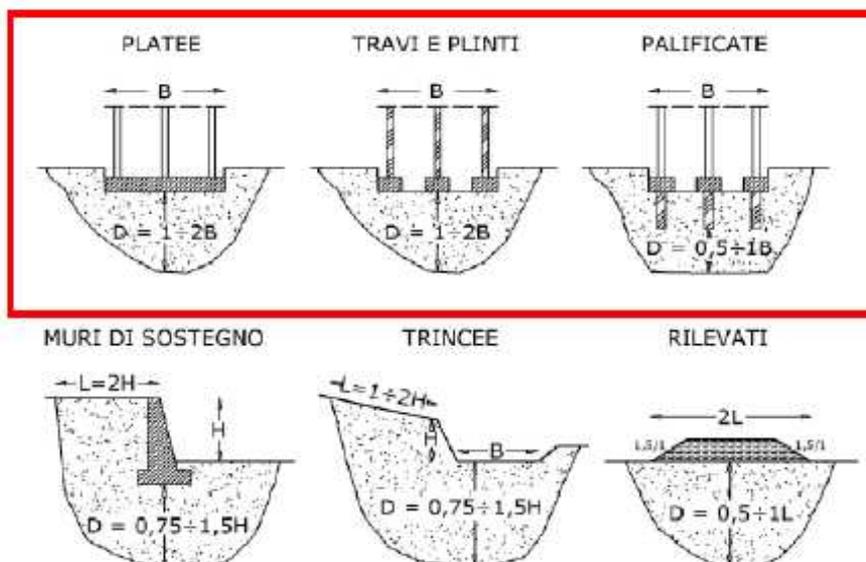
Le indicazioni per la determinazione di tale volume di terreno individuano la necessità di ricondurlo alla porzione di sottosuolo in cui l'incremento di pressione indotto dall'intervento è maggiore del 10% della pressione litostatica efficace preesistente.

Per la determinazione del volume significativo si tiene conto di quanto riportato all'interno del D.M. 14 gennaio 2008, paragrafo 3.2.2, nel quale si individua, unitamente alla definizione del volume significativo, la necessità di caratterizzare ai fini della caratterizzazione sismica del sottosuolo i primi 30 metri di terreno a partire dal piano di posa della fondazione.

Per la progettazione delle prove in sito si considera quindi una profondità di indagine di almeno 30 metri soprattutto per le analisi di prospezione sismica.

Per la determinazione del volume significativo si fa riferimento anche a quelle che sono le Raccomandazioni A.G.I. (1977) e nelle Normative Europee (EC7).

Le Raccomandazioni A.G.I. forniscono un'indicazione di quello che può essere il volume di terreno da indagare in funzione della tipologia e delle dimensioni della struttura di fondazione.



Tali raccomandazioni indicano che la profondità alla quale vengono spinti sia i sondaggi sia le indagini penetrometriche dipende dalle caratteristiche dimensionali delle fondazioni progettate e dalle caratteristiche dell'opera in oggetto di studio.

Nel caso in esame si hanno dimensioni delle fondazioni in pianta elevate e seguire alla lettera le Raccomandazioni AGI porterebbe a profondità da indagare elevate e senza alcun controllo.

Per considerare tali caratteristiche si esegue il calcolo di quelle che sono le sovrappressioni attese indotte nel terreno dall'opera e, sulla base di queste e del loro andamento nel terreno con la profondità, si determina la profondità alla quale spingere le indagini.

Considerando le indicazioni A.G.I. se si considera B equivalente alla minore delle dimensioni in pianta dell'edificio si ha una profondità di indagine di circa 12 volte B, che equivale a 25-50 metri di profondità.

Per l'edificio direzionale, oggetto di questa analisi, si esegue il calcolo delle sovrappressioni indotte nel terreno dal carico che l'edificio stesso trasmette al sottosuolo, per ottenere una migliore definizione del volume significativo.

Per la definizione del carico agente si fa riferimento ai dati forniti dalla progettazione strutturale, che permette la definizione dei carichi permanenti strutturali e non e dei carichi accidentali.

Nella definizione del carico totale esterno sono quindi considerati:

peso proprio della struttura in elevazione (travi e pilastri)

peso proprio della fondazione a platea nervata (70 cm di spessore con nervature di 80 cm)

peso proprio dei solai (carico permanente non strutturale)

sovraccarichi accidentali, per la definizione dei quali si considera la Tabella 3.1.II del DM 14/01/2008 considerando i piani in elevazione dell'edificio adibiti ad uffici (categoria B2), mentre il piano interrato, di altezza pari a 2,40 metri, risulta adibito a parcheggio (categoria F).

I carichi finali definiti dalla progettazione strutturale sono di seguito riportati:

Definizione del carico agente sul sottosuolo			
Carico permanente strutturale	$q_{perm,1}$	0,652	[kg/cm ²]
Carico permanente non strutturale	$q_{perm,2}$	0,250	[kg/cm ²]
Carico accidentale totale	q_{acc}	0,300	[kg/cm ²]
Carico totale	q_0	1,202	[kg/cm ²]

Nel calcolo dei cedimenti, per motivi di semplicità, si è tenuto conto di un carico verticale pari a 1 [t/mq] per piano.

Anche per la platea di fondazione date le dimensioni si è voluto mantenere lo stesso valore pi carico agente sul sottosuolo.

Confrontando i valori finali con l'analisi dei carichi puntuali si nota come l'errore commesso possa essere considerato accettabile:

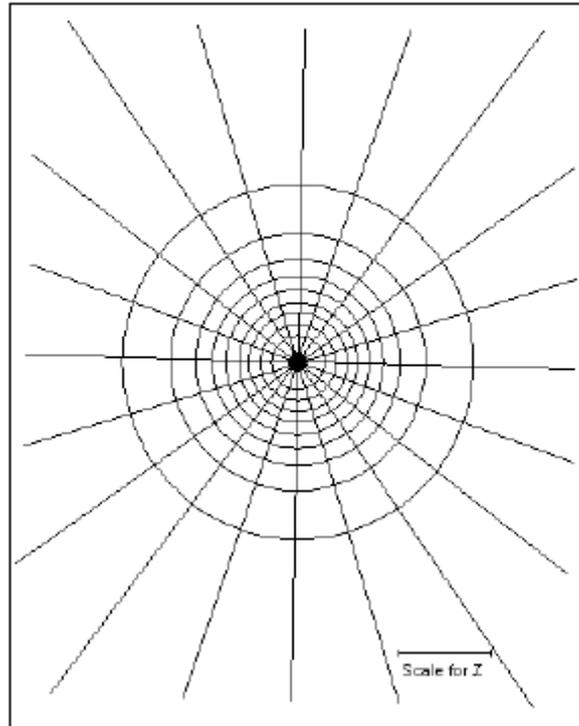
Carico agente sul sottosuolo (valori semplificati)			
Area platea	A_{pl}	2200,00	mq
Area piani	A_{pi}	1800,00	mq
n° piani	N	11	
Peso platea	q_{pl}	2,50	t/mq
Peso complessivo piani	Q_{pi}	19800,00	t
Peso per unità di superficie	q_{per}	11,50	t/mq
Peso terreno su platea	q_t	1,38	t/mq
Carico complessivo	q_0	12,88	t/mq

Per la definizione del volume significativo si confrontano 4 differenti approcci:

- Abaco di Newmark;
- Grafico di Fadum;
- Metodo di Boussinesq con integrazione di Newmarki;
- Metodo di Steinbrenner.

4.4.2.2 Abaco di Newmark

Si utilizza questo speciale abaco nel quale si procede graficamente al calcolo dell'andamento delle sovrappressioni. Il grafico (riportato in Figura) è costituito da aree di influenza delimitate da due archi di circonferenza e da due linee radiali.

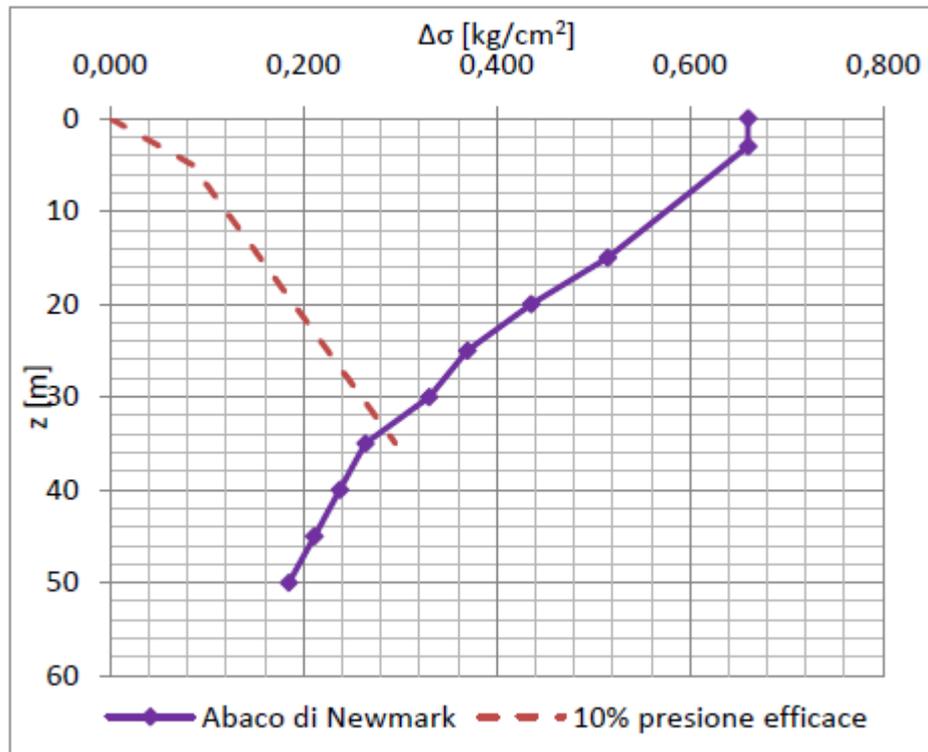


Si procede disegnando l'area caricata nella scala della profondità a cui di volta in volta si vuole calcolare lo stato tensionale verticale e posizionando l'area caricata con il vertice in corrispondenza del quale si vuole determinare lo stato tensionale al centro della carta stessa, nel caso in esame si vuole valutare l'andamento delle sovrappressioni in corrispondenza del centro dell'area caricata. Si contano le aree di influenza coperte dalla superficie e si determina il numero N . Per ogni area si considera un fattore di influenza pari a $0.005 \cdot q_0$:

$$\Delta\sigma = 0.005 \cdot N \cdot q_0$$

Con l'incremento della profondità si ha una diminuzione delle sovrappressioni indotte nel terreno. In accordo con la letteratura tecnica si determina la profondità alla quale si ha una sovrappressione pari al 10% del valore della pressione litostatica efficace. ; tale viene raggiunto ad una profondità di circa 34 m, la quale individua la profondità del volume significativo di terreno da indagare.

Di seguito si riportano i risultati dell'analisi ottenuta tramite il metodo precedentemente descritto:



4.4.2.3 Grafico di Fadum

Permette di calcolare in modo grafico l'andamento delle sovrappressioni al di sotto di una superficie di larghezza B e lunghezza L (nel caso in esame $B = 22$ m e $L = 100$ m).

Per entrare all'interno del grafico è necessario definire le grandezze adimensionali:

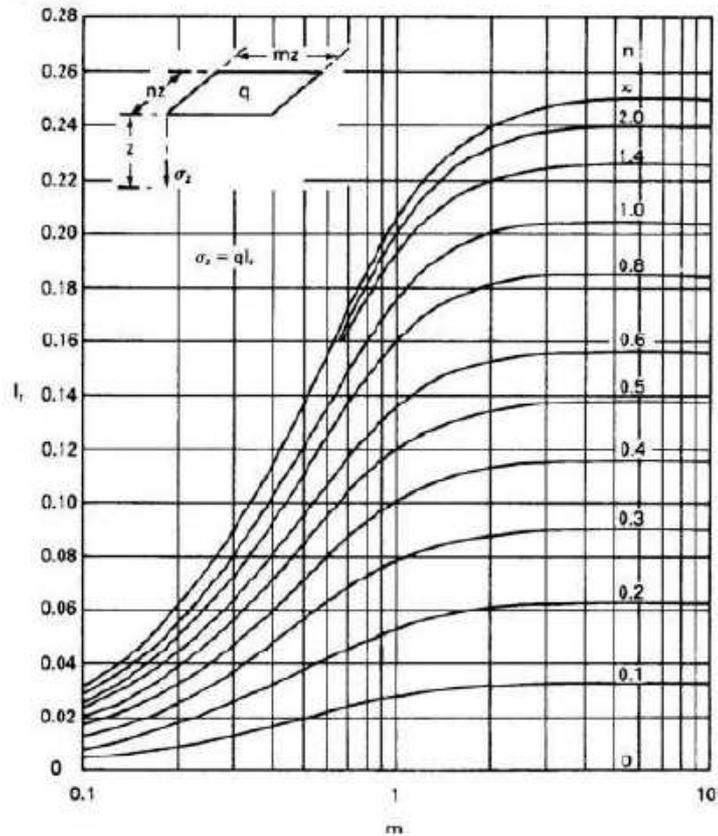
$$n = \frac{B}{z}$$

$$m = \frac{L}{z}$$

con

z profondità alla quale si calcola progressivamente la sovrappressione.

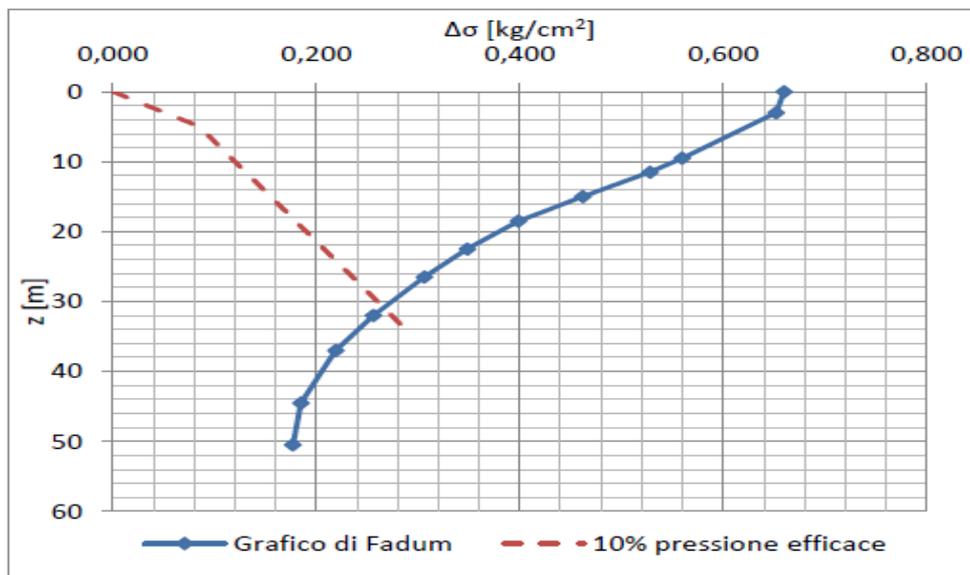
Conoscendo la superficie $nz \times mz$ e il carico applicato dalla struttura sovra stante si può ricavare l'indice I_z rispetto al quale valutare la sovrappressione.



Questo metodo considera il punto di riferimento come un vertice della struttura di fondazione, di conseguenza è necessario dividere la fondazione in 4 aree di uguali dimensioni e calcolare la diffusione delle pressioni sotto al punto centrale della platea come la somma dei contributi delle aree:

$$\Delta\sigma = q_0 \cdot \sum I_z$$

da cui i risultati esposti nel grafico:



4.4.2.4 Metodo di Boussinesq con integrazione di Newmark

E' un metodo di calcolo che determina l'andamento delle pressioni in modo analitico, e non grafico come i metodi precedenti, secondo la formula

$$\Delta\sigma = q_0 \cdot \frac{1}{4 \cdot \pi} \cdot \left[\frac{2 \cdot M \cdot N \cdot \sqrt{V}}{V + V_1} \cdot \frac{V + 1}{V} + \tan^{-1} \left(\frac{2 \cdot M \cdot N \cdot \sqrt{V}}{V - V_1} \right) \right]$$

con

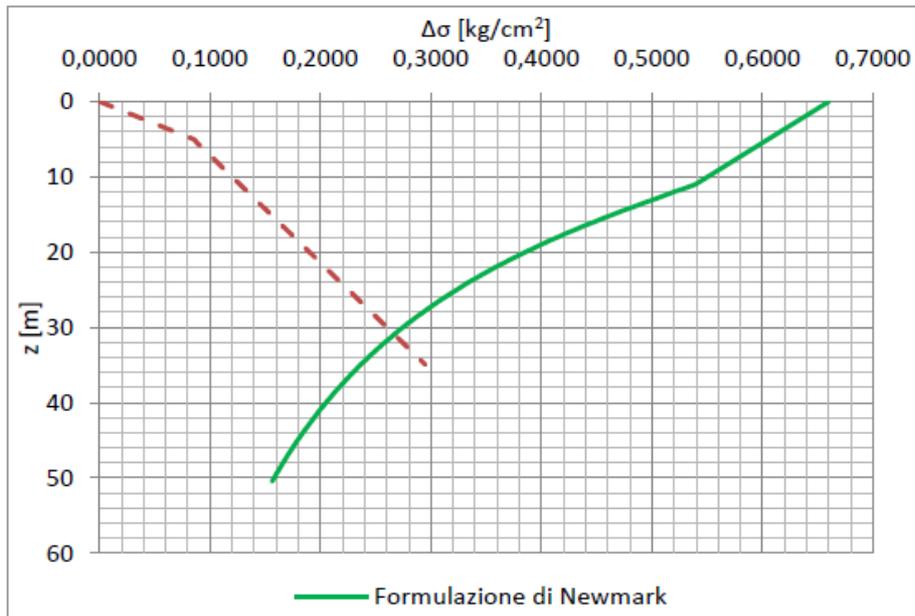
$$M = \frac{B}{z}$$

$$N = \frac{L}{z}$$

$$V = M^2 + N^2 + 1$$

$$V_1 = (M \cdot N)^2$$

Come nel caso precedente si considerano 4 aree con la stessa dimensione ottenendo l'andamento delle pressioni al di sotto del punto centrale della platea:

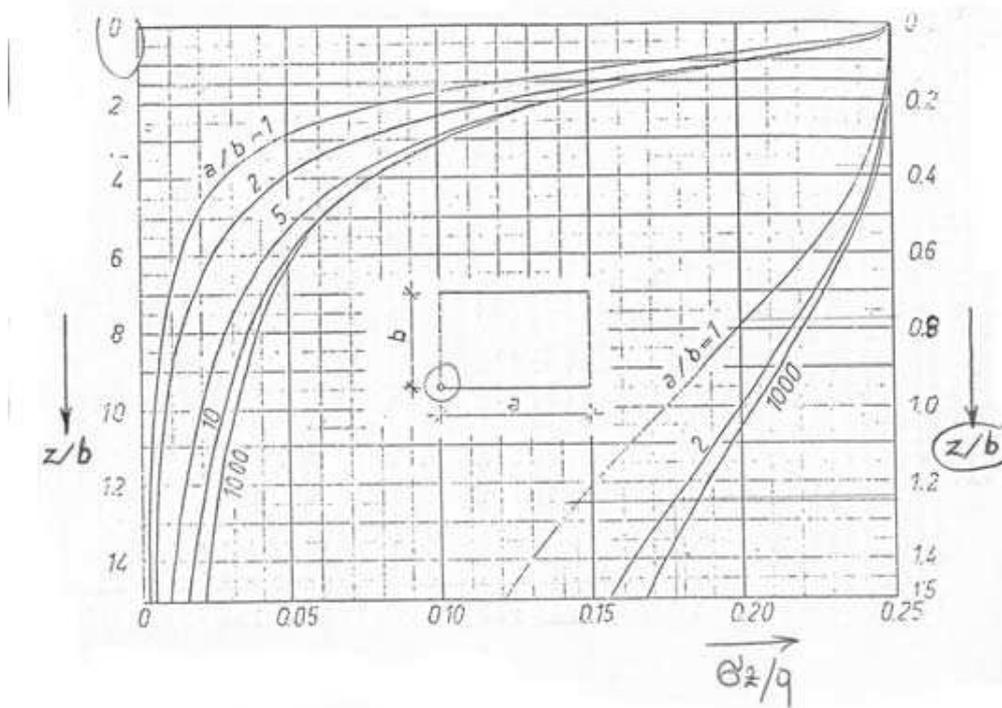


4.4.2.5 Metodo di Steinbrenner

Il metodo di Steinbrenner consente la valutazione della diffusione delle pressioni al di sotto di un punto posto a vertice della platea di fondazione secondo la formula:

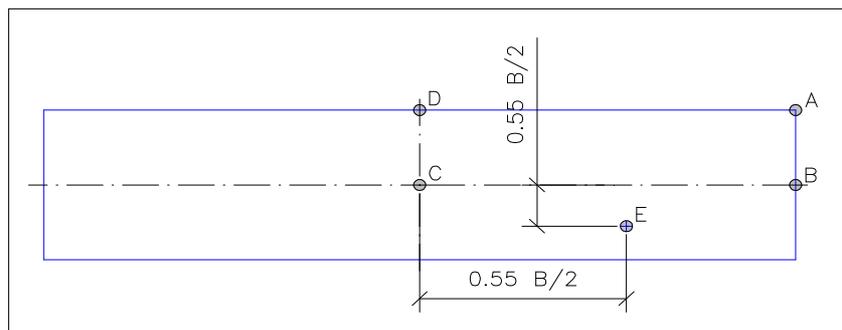
$$\sigma_z = \frac{\Delta\sigma_v}{2\pi} \cdot \left(\arctg \left(\frac{a_i \cdot b_i}{z \cdot \sqrt{a_i^2 + b_i^2 + z^2}} \right) + \left(\frac{1}{a_i^2 + z^2} + \frac{1}{b_i^2 + z^2} \right) \cdot \frac{a_i \cdot b_i \cdot z}{\sqrt{a_i^2 + b_i^2 + z^2}} \right)$$

o più direttamente ricorrendo al diagramma:

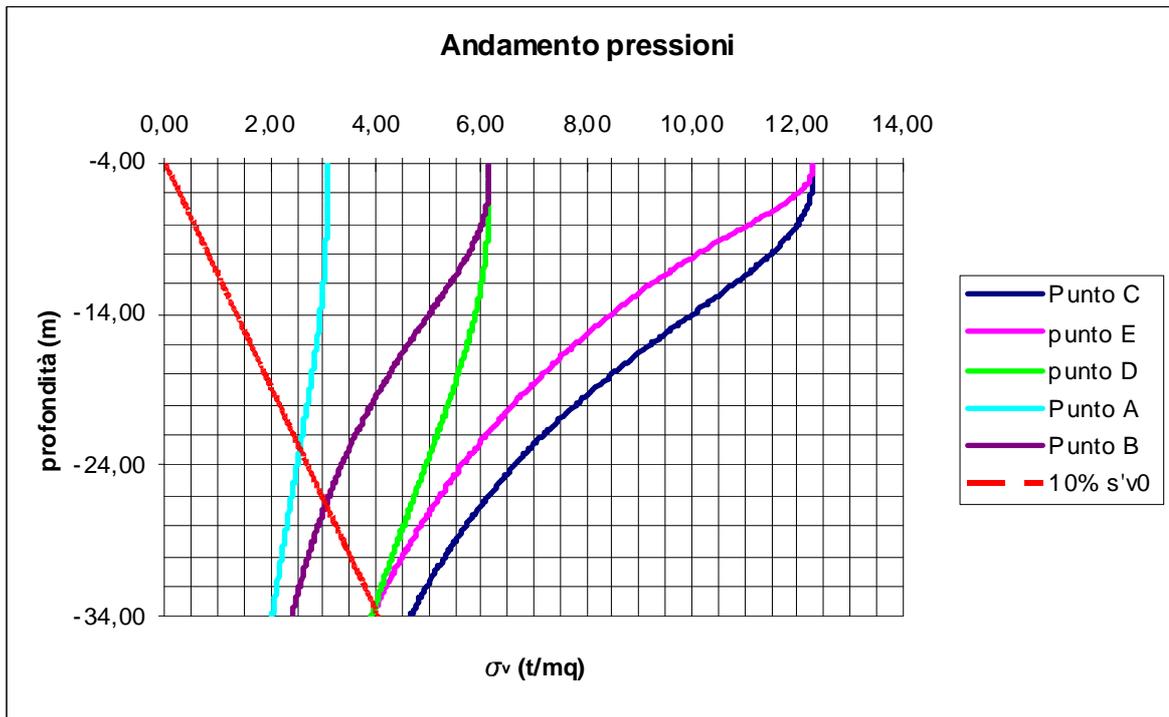


Considerando 5 punti di riferimento:

Punti di riferimento per il calcolo delle pressioni				
	lato a	lato b		rapporto a/b
Punto A (vertice platea)	95,72	19,73	m	5
Punto B (mezzaria lato minore)	95,72	9,87	m	10
Punto C (punto centrale)	47,86	9,87	m	5
Punto D (mezzaria lato maggiore)	47,86	19,73	m	2
Punto E (di Jelinek)	20,24	4,17	m	5



si ottengono i risultati rappresentati in grafico:



4.4.2.6 Confronto fra i metodi applicati

Vengono confrontati fra loro i risultati ottenuti con i diversi approcci al fine di valutare il volume significativo più indicato.

Tale dimensione sarà importante per la valutazione delle profondità a cui le prove in sito dovranno essere portate per ottenere valori interessanti per il successivo calcolo dei cedimenti e delle strutture di fondazione.

Confronto volumi significativi stimati			
Abaco di Newmark	Carta di Fadaum	Boussinesq – Newmark	Steinbrenner
z	z	z	z
[m]	[m]	[m]	[m]
34.0	31.0	31.0	33.8

Il volume significativo di terreno è valutato, quindi ad una profondità di 30 – 35 m, nel rispetto dei valori consigliati sia dalle indicazioni contenute nelle Raccomandazioni AGI, sia dei valori prescritti nel D.M. 14 gennaio 2008, paragrafo 3.2.2.

Le campagne geognostiche eseguite, come riportato in seguito nel dettaglio, sono due ed è importante sottolineare che per la prima campagna geognostica il volume di terreno indagato si spinge fino a profondità inferiori dei 30 - 35 metri sopra determinati, in quanto è caratterizzata dallo scopo primario di determinare le caratteristiche di qualità del terreno in sito nei rapporti con le strutture preesistenti e non dallo scopo di caratterizzare a pieno il sottosuolo dal punto di vista geotecnico.

La seconda campagna è eseguita con la finalità di determinare la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo e viene quindi spinta fino alla profondità necessaria, precedentemente determinata, di 30 - 35 metri. In particolare tale profondità di indagine viene raggiunta con i sondaggi e le prove sismiche, mentre le prove penetrometriche si spingono fino a profondità minori, circa 20 metri a causa della diminuzione dell'energia trasmessa alla punta al crescere della profondità.

4.5 Campagna geognostica: 2003

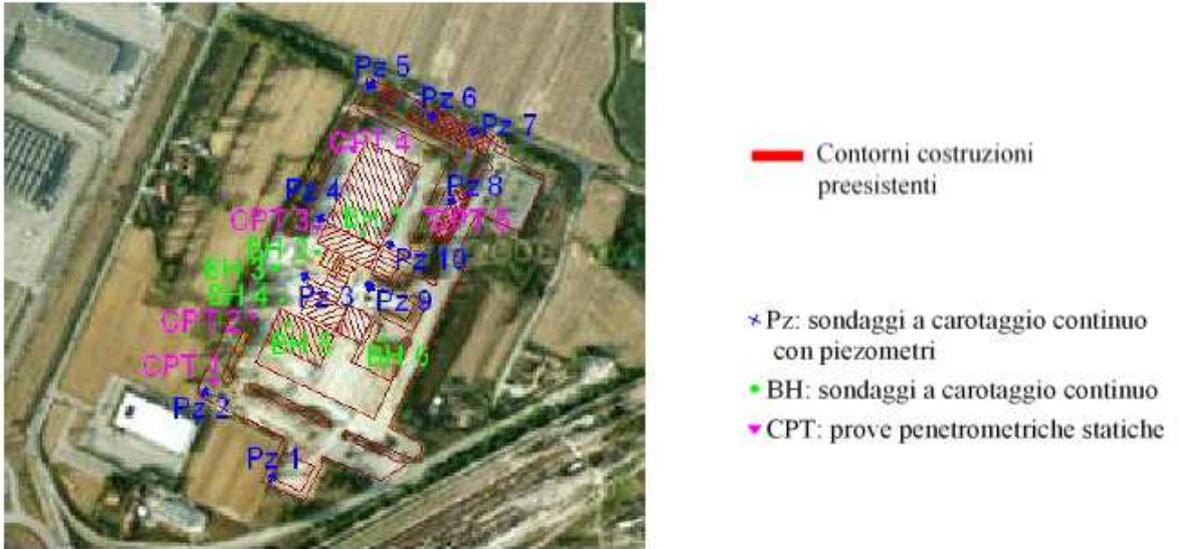
La campagna geognostica effettuata nel 2003 è stata eseguita dalla ditta GEO-PROBE S.r.l. per conto di COGEI Costruzioni S.p.A. e rappresenta uno studio geologico - tecnico preliminare del primo sottosuolo, atto alla redazione dello Studio Ambientale per la procedura di verifica (screening).

Caratteristica principale di questa fase preliminare è che le indagini sono eseguite nell'area interessata dagli edifici preesistenti. Scopo primario è infatti quello di caratterizzare il terreno con particolare interesse all'esistente e al rapporto tra l'esistente stesso e le caratteristiche di qualità del terreno e della falda.

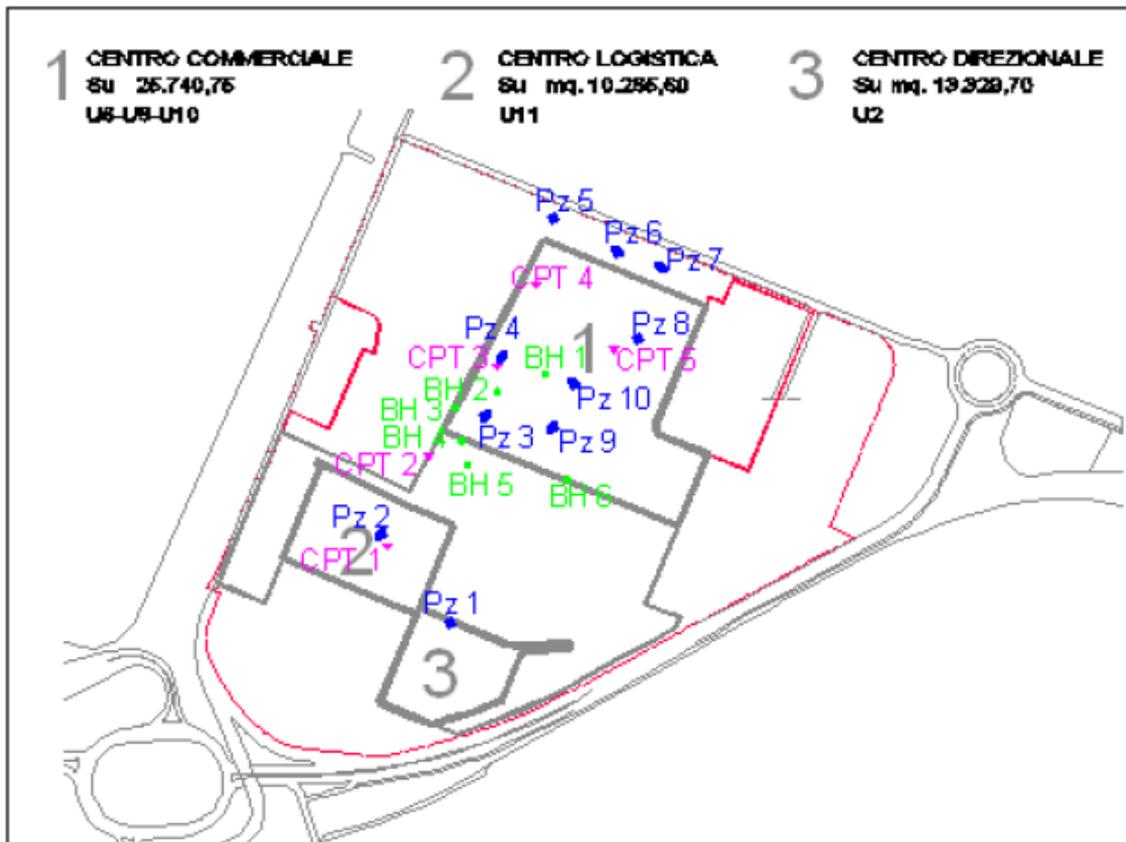
Come riportato nel Capitolo 5, infatti, durante queste indagini sono stati prelevati anche campioni di terreno e di acqua poi sottoposti ad analisi chimico-fisiche e di qualità.

I punti di indagine, compatibilmente con l'accessibilità dei luoghi e con la presenza di eventuali utenze sotterranee, sono stati distribuiti nell'area di interesse per essere rappresentativi della stessa.

L'ubicazione delle prove di sito eseguite in tale fase conoscitiva è riportata in figura e come precedentemente sottolineato tali prove sono concentrate nell'area interessata dalle precedenti costruzioni, riportate in figura.



In Figura si riporta l'ubicazione delle indagini in relazione all'opera oggetto del presente studio:



Le indagini geognostiche pianificate consistono in:

- 5 prove penetrometriche statiche con punta meccanica (CPT)

PROVE CPT	
ID prova	Profondità massima raggiunta
CPT 1	18,6 m
CPT 2	18,2 m
CPT 3	20,0 m
CPT 4	17,4 m
CPT 5	18,6 m

- 16 sondaggi (denominati PZ e BH) con il metodo del carotaggio continuo

SONDAGGI			
ID prova	Profondità massima raggiunta	N° campioni prelevati	Tipo piezometro
Pz 1	12,0 m	0	Norton
Pz 2	12,0 m	0	Norton
Pz 3	11,0 m	1	Norton
Pz 4	10,0 m	0	Norton
Pz 5	10,0 m	0	Norton
Pz 6	10,0 m	1	Norton
Pz 7	10,3 m	1	Norton
Pz 8	9,2 m	1	Norton
Pz 9	12,0 m	1	Norton
ID prova	Profondità massima raggiunta	N° campioni prelevati	Tipo piezometro
BH 2	8,0 m	1	non presente
BH 3	8,0 m	1	non presente

Di questi però ne vengono eseguiti soltanto 11 e non sono disponibili notizie sulle motivazioni che hanno portato a questa scelta finale.

In media i sondaggi eseguiti rispetto al piano campagna raggiungono profondità tra gli 8,00 ed i 12,00 metri.

All'interno del foro di sondaggio sono state eseguite prove "veloci", quali le prove Pocket Penetrometro e Tor Vane, mentre nel corso dei sondaggi stessi sono stati prelevati campioni di terreno a quote diverse poi sottoposti ad analisi chimiche di laboratorio con l'obiettivo di verificare l'idoneità del terreno di scavo all'utilizzo in cantiere come materiale inerte per la formazione dei rilevati, per i sottofondi stradali, per la formazione delle collinette del parco e dei giardini e per la formazione delle piste di cantiere.

Come precedentemente riportato nel Capitolo 5 dall'analisi dei risultati delle prove chimico-fisiche sui campioni prelevati si evince che il terreno in sito allo stato di fatto (ovvero prima dell'intervento in oggetto) è idoneo alla riutilizzazione, essendo i valori relativi alle varie componenti esaminate minori dei corrispondenti valori di concentrazione limite accettabili ai sensi del DM 471 del 25/10/'99 (con riferimento sia alla destinazione d'uso commerciale/industriale che residenziale).

I sondaggi denominati PZ sono un totale di 10 e sono attrezzati con piezometri a tubo aperto tipo Norton di diametro ϕ di 60/77 mm, al fine di monitorare nel tempo la presenza e la soggiacenza della falda freatica di superficie. Per la misurazione del livello freatico è stato utilizzato un freatimetro elettrico fornito di segnalatore acustico e visivo, con bandinella graduata al mm della lunghezza di 50,00 m.

La chiusura dei fori PZ2, PZ3 e PZ4 non ha consentito la misurazione del livello statico nei successivi anni (2008), mentre il foro PZ9 non è stato ritrovato a causa della presenza di cumuli nell'area di cantiere.

In Tabella 5.7 si riporta il livello statico della falda misurato in corrispondenza dei piezometri installati durante la campagna geognostica del 2003, le misurazioni si sono protratte anche negli anni successivi e si riportano misurazioni relative agli anni 2003 e 2008.

I dati di monitoraggio risultano essere in buon accordo con i livelli della falda rispetto al piano quotato individuati all'interno del documento di screening, nel quale era già stato individuato un flusso di acqua sotterranea da sud verso nord.

MONITORAGGIO LIVELLO FALDA						
ID prova	Lettura 18/03/2003		Lettura 23/09/2003		Lettura 06/02/2008	
Profondità falda da p.c. [m]	Profondità falda da piano quotato [m]	Profondità falda da p.c. [m]	Profondità falda da piano quotato [m]	Profondità falda da p.c. [m]	Profondità falda da piano quotato [m]	Profondità falda da p.c. [m]
PZ1	-2,91	-2,57	-3,62	-3,28	-4,12	-3,78
PZ2	-2,42	-3,98	-4,97	-4,53	foro chiuso	-
PZ3	-5,08	-5,29	-5,26	-5,47	foro chiuso	-
PZ4	4,58	-4,76	-4,03	-5,21	foro chiuso	-
PZ5	-3,88	-5,06	-4,53	-5,71	-4,70	-5,88
PZ6	-3,86	-5,19	-4,42	-5,74	-4,52	-5,85
PZ7	-3,61	-4,75	-4,38	-5,52	-4,35	-5,49
PZ8	-3,25	-4,42	-4,11	-5,28	-3,87	-5,04
PZ9	-2,89	-4,08	-3,38	-4,68	non rintracciabile	-
PZ10	-3,11	-4,29	-3,74	-4,92	-3,75	-4,93

Tra le prove in sito inizialmente pianificate e quelle realmente eseguite si riscontra una differenza: non si ha nota dei certificati delle prove BH1, BH4, BH5, BH6, PZ10, per le quali non è possibile avanzare ipotesi in quanto non sono disponibili informazioni specifiche a riguardo.

Per gli esiti delle prove eseguite ed i relativi certificati si rimanda all'Allegato 1.

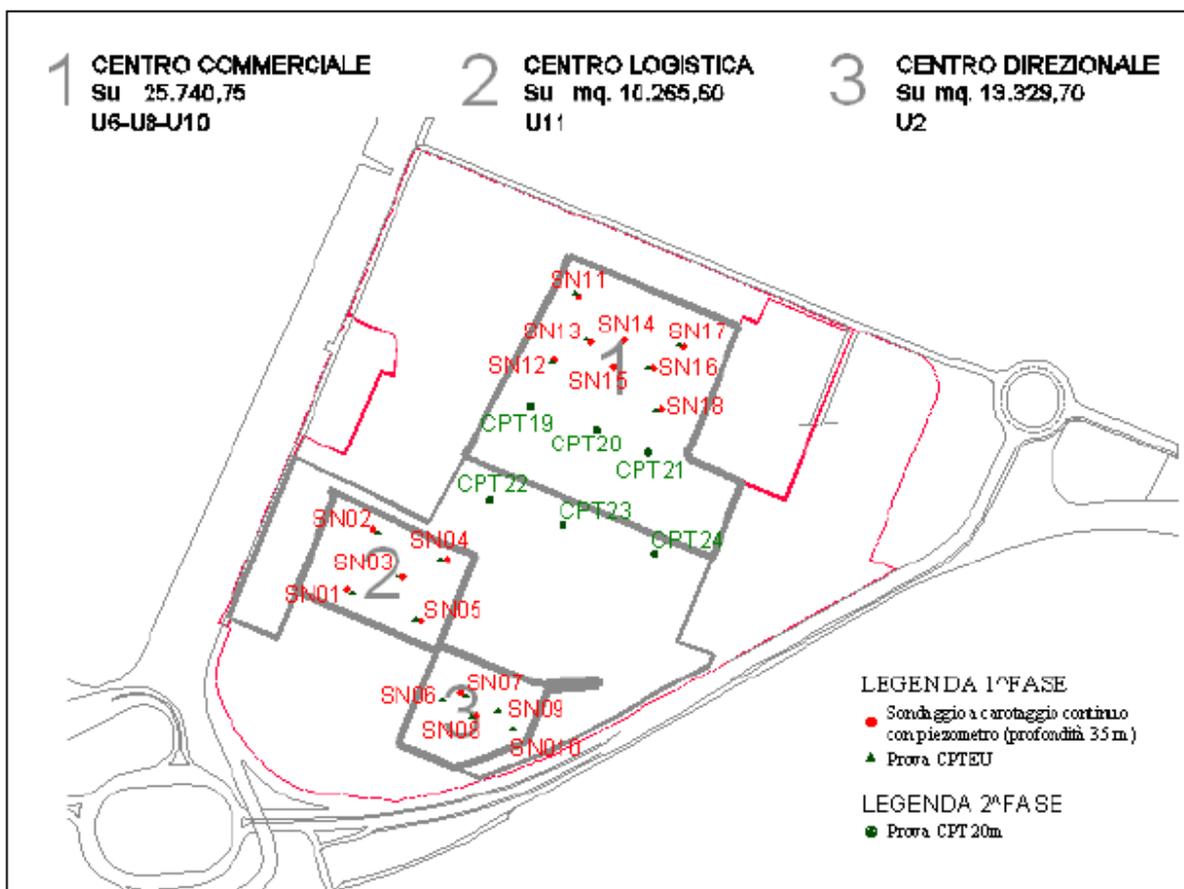
4.6 Campagna geognostica: 2008/2009

Allo scopo di verificare con maggior dettaglio le caratteristiche del terreno del primo sottosuolo e della falda superficiale è stata condotta un'ulteriore campagna geognostica (2008-2009): l'indagine è stata progettata e realizzata con l'intento di rilevare la successione litostratigrafia dell'immediato sottosuolo, di valutare l'eventuale presenza di falde separate e di raccogliere informazioni utili per la successiva fase di caratterizzazione geotecnica del sito di intervento.

Caratteristica è la sua finalizzazione alla caratterizzazione dell'intero sito di intervento e non come nella fase preliminare solo della zona già precedentemente edificata.

Tale campagna di indagini è stata eseguita dalla ditta GEO-PROBE S.r.l. - Indagini Geognostiche - per conto del committente COGEI Costruzioni S.p.A..

Questa seconda campagna geognostica risulta essere maggiormente di dettaglio, il terreno interessato dall'opera in esame viene studiato ed analizzato nella sua interezza e le indagini pianificate, come si evince da figura, risultano distribuite in modo più omogeneo, soprattutto in corrispondenza dei subcomparti di intervento, che sono così indagati nella loro totalità.



Si ritiene importante, in questa fase, caratterizzare in modo dettagliato ed esauriente il terreno in corrispondenza dei subcomparti relativi al Centro Commerciale, al Centro Direzionale ed al Centro per la Logistica in previsione di una valida modellazione geotecnica, strumento essenziale e di primaria importanza per una corretta progettazione geotecnica e strutturale.

Le zone dedicate a parcheggio pubblico (P1, P3) ed al verde pubblico (V1) risultano anch'esse oggetto di indagini geognostiche di approfondimento, anche per queste aree si ritengono pertanto non sufficienti le conoscenze pregresse relative alla campagna di indagini precedentemente descritta.

Le indagini geognostiche consistono in:

- 6 prove penetrometriche statiche con punta meccanica (CPT) che raggiungono profondità dai 18,00 ai 20,00 metri circa nella zona destinata all'urbanizzazione pubblica (P1, P3 e V1):

PROVE CPT Urbanizzazione pubblica	
ID prova	Profondità massima raggiunta
CPT 19	18,0 m
CPT 20	18,0 m
CPT 21	19,0 m
CPT 22	17,0 m
CPT 23	17,2 m
CPT 24	19,6 m

- 16 prove CPT con profondità che variano dai 7,40 ai 35,00 metri. In Figura 5.10 sono individuate prove CPTU, inizialmente pianificate ma poi non eseguite nel momento di campagna geognostica a causa di un mal funzionamento dell'attrezzatura di prova.

PROVE CPT Centro per la Logistica		PROVE CPT Centro Direzionale	
ID prova	Profondità massima raggiunta	ID prova	Profondità massima raggiunta
CPT 1	20,4 m	CPT 6	21,0 m
CPT 2	30,0 m	CPT 7	20,0 m
CPT 3	17,6 m	CPT 8	34,0 m
CPT 4	7,4 m	CPT 9	35,0 m
CPT 5	30,0 m	CPT 10	20,4 m

PROVE CPT Centro commerciale	
ID prova	Profondità massima raggiunta
CPT 11	18,0 m
CPT 12	19,0 m
CPT 13	19,0 m
CPT 16	19,0 m
CPT 17	19,0 m
CPT 18	19,2 m

- 13 sondaggi con il metodo del carotaggio continuo, che rispetto al piano campagna raggiungono profondità di circa 35,00 metri.

Tali sondaggi sono stati attrezzati con piezometri a tubo aperto tipo Norton e/o con piezometri tipo Casagrande, allo scopo di verificare con maggior dettaglio le caratteristiche della falda superficiale presente nell'immediato sottosuolo.

All'interno del foro di sondaggio sono state eseguite prove penetrometriche dinamiche (SPT) per le zone di terreni granulari e prove "veloci", quali la prova Pocket Penetrometer (PP) e la prova scisso metrica Vane Test (VT).

Subcomparto Centro per la Logistica				
ID prova	Profondità massima raggiunta	N° campioni prelevati	N° prove SPT	Tipo di piezometro
SN 1	20,0 m	4	6	Norton
SN 2	20,0 m	4	3	non presente
SN 3	36,0 m	0	6	Norton e Casagrande
SN 4	20,0 m	2	3	Norton
SN 5	20,0 m	4	1	Norton

Subcomparto Centro Direzionale				
ID prova	Profondità massima raggiunta	N° campioni prelevati	N° prove SPT	Tipo di piezometro
SN 7	35,0 m	4	4	Norton e Casagrande
SN 8	35,0 m	8	8	Norton e Casagrande

Subcomparto Centro Commerciale				
ID prova	Profondità massima raggiunta	N° campioni prelevati	N° prove SPT	Tipo di piezometro
SN 12	34,0 m	2	6	Norton
SN 13	36,0 m	4	4	Norton e Casagrande
SN 15	35,0 m	5	3	Norton
SN 16	35,0 m	3	5	Norton e Casagrande
SN 17	35,0 m	4	4	Norton e Casagrande
SN 18	35,0 m	3	5	Norton e Casagrande

Di tutte le prove pianificate in questa seconda campagna geognostica non vengono eseguiti i sondaggi SN11 e SN14 a causa della presenza di cumuli di macerie dovuti alla demolizione delle preesistenti costruzioni che hanno impedito e limitato l'accessibilità alle aree da indagare.

Per gli esiti delle prove ed i relativi certificati si rimanda all'Allegato C posto in calce alla tesi.

Le misurazioni ottenute dal monitoraggio della falda durante la campagna geognostica del 2008/2009 sono riportate nella tabella seguente:

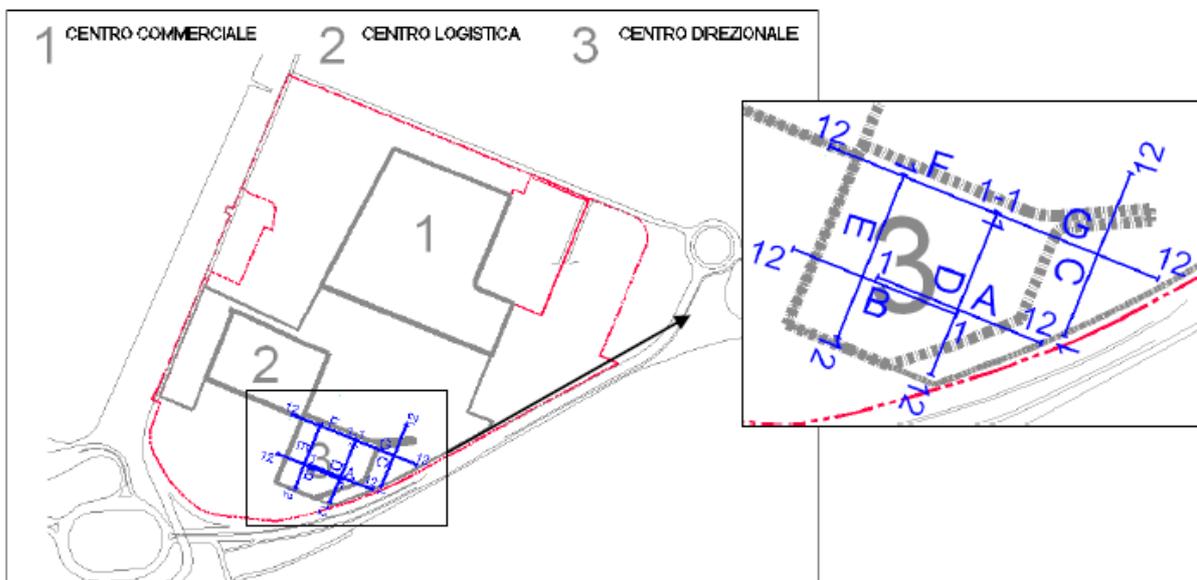
Monitoraggio livello falda						
Area	ID prova	Profondità falda dal p.c. [m]				
		Giugno 2009		Agosto 2009		
		Piezometro tipo Norton	Piezometro tipo Casagrande Lettura 1 Lettura 2	Piezometro tipo Norton	Piezometro tipo Casagrande Lettura 1 Lettura 2	Piezometro tipo Casagrande Lettura 1 Lettura 2
CL	SN1	-	non presente	-4,40	non presente	non presente
	SN2	non presente	non presente	non presente	non presente	non presente
	SN3	-3,60	-6,55 -7,02	-4,06	-6,98	-6,95
	SN4	-7,15-	non presente	-7,52	non presente	non presente
	SN5	-4,85	non presente	-5,42	non presente	non presente
CD	SN7	-2,73	-6,73 -6,76	-3,86	-7,07	-7,07
	SN8	-2,60	-5,50 -6,76	-3,77	-4,49	-7,12
	SN12	-5,60	non presente	-6,08	non presente	non presente
CC	SN13	-4,20	-6,55 -6,80	-4,70	-7,22	-7,21
	SN15	-6,18	non presente	-6,71	non presente	non presente
	SN16	-3,34	-5,37 -5,28	-4,00	-6,10	-5,85
	SN17	-3,90	-5,85 -5,93	-4,40	-6,44	-6,42
	SN18	-3,10	-4,80 -4,83	-3,71	bloccato a -2,47	-5,50

4.7 Sperimentazione in cantiere sulla correlazione $V_S - q_C$

4.7.1 Indagini geofisiche per la valutazione della V_S

Nel settore adibito a futura edificabilità si eseguono, per l'area destinata al Centro Direzionale:

n° 7 basi sismiche di lunghezza 110 m con n° 5 tiri nei punti geofonici, 1, 3-4, 6-7, 9-10, 12, per la rilevazione delle velocità V_P e V_S per profondità investigativa media di 30 m



Per il settore indagato, le analisi sismiche ottenute sono atte alla:

- interpretazione delle basi sismiche con determinazione delle velocità V_P e V_S
- rappresentazione dei risultati ottenuti mediante diagrammi dromo cronici
- definizione di sezioni sismiche con velocità V_S

Dai dati così ottenuti si vuole eseguire, mediante una “back analysis”, una verifica delle correlazioni viste in precedenza fra velocità di propagazione di onde di taglio e resistenze di punta misurate in sito.

4.7.2 Risultati della prospezione sismica

La prospezione sismica a rifrazione consiste nell'eseguire una serie di misure in superficie per determinare le variazioni di velocità sismica dei terreni e/o delle rocce in profondità.

Tale metodo richiede l'immissione nel terreno di una certa quantità di energia, la cui intensità, data la distanza variabile tra sorgente di energia e sensori di ricezione, può essere regolata al fine di rispondere, nel modo più esauriente possibile, ai quesiti posti dall'indagine.

Il metodo sismico a rifrazione utilizza i dati forniti dalla rifrazione subita dalle onde elastiche nell'attraversare i terreni e le rocce investigate; più in particolare, attraverso una serie di geofoni (ricevitori) posti a distanze variabili dalla sorgente di energia, tali onde vengono trasformate in impulsi elettrici che, opportunamente amplificati e decodificati dall'apparecchiatura di registrazione, permettono la lettura su uno schermo dei tempi di arrivo delle onde sismiche ed essendo memorizzati vengono trasferiti successivamente sul computer di servizio.

L'elaborazione dei valori di tali tempi rispetto alle distanze dei geofoni, permette di determinare le velocità dei sismostrati e le loro profondità rispetto alla superficie topografica.

Scopo principale del rilievo sismico a rifrazione è quello di ricostruire il bed rock, ossia l'orizzonte caratterizzato dalle velocità di propagazione più elevate e quindi dalle migliori caratteristiche di elasticità e resistenza meccanica.

4.7.2.1 Metodologia

Le basi sismiche a rifrazione sono state realizzate con il sistema delle dromocrone reciproche, in modo da ottenere un controllo sulle reali velocità sismiche dei rifrattori.

Gli stendimenti sono stati eseguiti con lunghezza di 110 m con schema tipico di 12 geofoni ad interdistanza di 10 metri.

Per ogni base sismica sono stati effettuati cinque punti doppi di energizzazione (scoppi e registrazioni per V_P e V_S) ubicati secondo uno schema che ne prevede due alle estremità in corrispondenza dei geofoni 1 e 12, uno tra i geofoni 3 e 4, uno al centro tra i geofoni 6 e 7, uno tra i geofoni 9 e 10.

Operando in tal modo, si sono ottenuti dati sufficienti per una corretta interpretazione delle velocità, dell'andamento dei rifrattori e della loro profondità di separazione dal piano campagna.

Gli impulsi nel terreno sono stati prodotti mediante cannoncino Minibang della Four Ltd, alimentato con cartucce calibro 8 SM tipo industriale.

Per ogni punto di energizzazione è stata effettuata una registrazione dei tempi di arrivo ai vari geofoni degli impulsi sismici mediante memorizzazione.

Tali tempi sono stati successivamente riportati su un grafico tempi/distanze, ottenendo dei tratti di velocità chiamate dromocrone.

L'interpretazione opportuna di tali dromocrone ha permesso di determinare le velocità sismiche dei terreni e delle rocce investigate e le loro profondità dal piano campagna.

4.7.2.2 Modalità di interpretazione

L'interpretazione delle basi sismiche a rifrazione è stata effettuata partendo dalle dromocrone con l'aiuto di un PC e di software opportuno (WinSism) basato su algoritmi matematici relativi al metodo dei tempi di intercetta.

Le operazioni effettuate risultano:

- input dei primi tempi di arrivo ai geofoni previa correzione topografica;
- output con visualizzazione dei diagrammi tempi/distanze geofoni;
- input con scelta dei tratti delle dromocrone attribuibili ai diversi strati sismici;
- output con calcolo delle velocità e delle profondità dei sismostrati, con visualizzazione e restituzione grafica delle sezioni interpretative.

4.7.2.3 Determinazione dei litotipi presenti nei terreni indagati

L'interpretazione delle basi sismiche eseguite ha permesso d'individuare unità caratterizzate da diversi valori di velocità delle onde sismiche longitudinali (V_P medie) e trasversali (V_S medie) crescenti con le profondità.

Sono stati adottati modelli interpretativi a tre strati:

- strato di copertura;
- strato intermedio;
- substrato.

Per le correlazioni tra velocità sismiche e litologia, disponendo della geologia locale, delle stratigrafie di sondaggi meccanici e di prove penetrometriche statiche eseguite nella zona di indagine, si sono effettuati i seguenti abbinamenti:

Strato	Velocità sismiche (Km/s)		Litotipi
	V _P	V _S	
1	0.25 – 0.35	0.05 – 0.07	<u>Copertura</u> : prevalenza di argille limose, limi argillosi, limi sabbiosi e sabbie limose
2	1.0 – 1.2	0.25 – 0.30	<u>Intermedio</u> : prevalenza di argille limose, limi argillosi, limi sabbiosi e sabbie limose con presenza di sabbie
3	1.6 – 1.7	0.48 – 0.52	<u>Substrato</u> : prevalenza di argille limose, limi argillosi, limi sabbiosi e sabbie limose con intercalazioni ghiaiose

Considerando le basi sismiche utilizzate nell'indagine sul settore relativo al Centro Direzionale, si riportano i valori di riferimento per le diverse sezioni sismiche, localizzate come in figura

Sezione A - B

Si presenta una situazione omogenea lungo tutta la sezione.

L'analisi della sezione permette di distinguere una copertura con prevalenza di argille limose, limi argillosi, limi sabbiosi e sabbie limose (V_S 0.05 - 0.06 Km/s) per profondità comprese tra 3 e 3.2 m da p.c.

Segue un intermedio caratterizzato dagli stessi materiali con presenza di sabbie e di acqua (V_S 0.25 - 0.27 Km/s) per profondità variabili da 12 a 13 m da p.c.

Oltre tali profondità e fino a 30 m di profondità da p.c. è visibile il substrato costituito dagli stessi materiali con intercalazioni ghiaiose in matrice limoso – sabbiosa e sabbiosa (V_S 0.48 – 0.50 Km/s).

Sezione C

Si presenta una situazione omogenea lungo tutta la sezione.

L'analisi della sezione permette di distinguere una copertura con prevalenza di argille limose, limi argillosi, limi sabbiosi e sabbie limose (V_S 0.06 - 0.07 Km/s) per profondità comprese tra 3 e 3.5 m da p.c.

Segue un intermedio caratterizzato dagli stessi materiali con presenza di sabbie e di acqua (V_S 0.28 - 0.30 Km/s) per profondità variabili da 12 a 13 m da p.c.

Oltre tali profondità e fino a 30 m di profondità da p.c. è visibile il substrato costituito dagli stessi materiali con intercalazioni ghiaiose in matrice limoso – sabbiosa e sabbiosa (V_S 0.49 – 0.51 Km/s).

Sezione D

Si presenta una situazione omogenea lungo tutta la sezione.

L'analisi della sezione permette di distinguere una copertura con prevalenza di argille limose, limi argillosi, limi sabbiosi e sabbie limose (V_S 0.06 - 0.064 Km/s) per profondità comprese tra 3 e 3.3 m da p.c.

Segue un intermedio caratterizzato dagli stessi materiali con presenza di sabbie e di acqua (V_S 0.27 - 0.29 Km/s) per profondità di 12 m da p.c.

Oltre tali profondità e fino a 30 m di profondità da p.c. è visibile il substrato costituito dagli stessi materiali con intercalazioni ghiaiose in matrice limoso – sabbiosa e sabbiosa (V_S 0.50 – 0.51 Km/s).

Sezione E

Si presenta una situazione omogenea lungo tutta la sezione.

L'analisi della sezione permette di distinguere una copertura con prevalenza di argille limose, limi argillosi, limi sabbiosi e sabbie limose (V_S 0.06 - 0.066 Km/s) per profondità comprese tra 3 e 3.5 m da p.c.

Segue un intermedio caratterizzato dagli stessi materiali con presenza di sabbie e di acqua (V_S 0.25 - 0.29 Km/s) per profondità variabili tra 12 e 13 m da p.c.

Oltre tali profondità e fino a 30 m di profondità da p.c. è visibile il substrato costituito dagli stessi materiali con intercalazioni ghiaiose in matrice limoso – sabbiosa e sabbiosa (V_S 0.48 – 0.51 Km/s).

Sezione F - G

Si presenta una situazione omogenea lungo tutta la sezione.

L'analisi della sezione permette di distinguere una copertura con prevalenza di argille limose, limi argillosi, limi sabbiosi e sabbie limose (V_S 0.058 - 0.070 Km/s) per profondità comprese tra 2.8 e 3.5 m da p.c.

Segue un intermedio caratterizzato dagli stessi materiali con presenza di sabbie e di acqua (V_S 0.25 - 0.30 Km/s) per profondità variabili da 11 a 12 m da p.c.

Oltre tali profondità e fino a 30 m di profondità da p.c. è visibile il substrato costituito dagli stessi materiali con intercalazioni ghiaiose in matrice limoso - sabbiosa e sabbiosa (V_S 0.48 - 0.52 Km/s).

4.7.3 Correlazione VS - qC

Come visto nel capitolo 2 (vedi § 2.6.3) diversi autori si sono impegnati nell'affinare un metodo che consenta di correlare la velocità di propagazione delle onde di taglio con i valori di resistenza di punta e di attrito laterale misurati mediante prove penetrometriche.

Tenendo conto degli strati come definiti nel modello interpretativo, si suddivide il sottosuolo indagato in funzione della stratigrafia:

Strato	Prova 6			Prova 7			Prova 8			Prova 9		
	z	$q_{C,m}$	$f_{S,m}$	z	$q_{C,m}$	$f_{S,m}$	z	$q_{C,m}$	$f_{S,m}$	z	$q_{C,m}$	$f_{S,m}$
	[m]	[t/mq]	[t/mq]	[m]	[t/mq]	[t/mq]	[m]	[t/mq]	[t/mq]	[m]	[t/mq]	[t/mq]
1	0.0 - 6.40	213.5	7.8	0.0 - 4.0	207.6	6.41	0.0- 6.0	175.8	6.88	0.0- 4.8	178.4	6.0
2	6.40- 16.40	188.4	6.2	4.0 - 18.0	156.86	5.09	6.0- 18.0	210.67	5.99	4.8- 16.6	199.8	6.19
3	16.40- 20.80	798.6	9.3	18.0- 35.0	796.22	7.93	18.0- 34.0	563.7	10.3	16.6- 34.0	655.7	12.9

I valori medi di resistenza alla punta e di attrito laterale sono stati calcolati come media aritmetica fra i valori misurati dalle prove CPT nelle profondità considerate per i diversi strati.

Espressione di Hegazy – Mayne

Il metodo di Hegazy tiene conto dei contributi apportati sia dalla resistenza alla punta sia dall'attrito misurato lungo il manicotto del penetrometro secondo l'applicazione di alcuni fattori:

$$V_s = A \cdot \left(\frac{q_c}{p_A} \right)^\alpha \cdot \left(\frac{f_s}{p_A} \right)^\beta$$

I parametri caratteristici del metodo sono ricavabili, in funzione del litotipo esaminato:

Litotipo	Argilla	Limo	Sabbia
A	63.89	41.052	48.50
α	0.37	0.408	0.37
β	-0.04	-0.057	0.06

Espressione di Rix – Stokoe

Il metodo di Rix-Stokoe ammette la trascurabilità del parametro dovuto all'attrito laterale. La formula proposta lega direttamente, quindi, la velocità di propagazione delle onde di taglio con il valore di resistenza di punta, sempre adimensionalizzato attraverso la pressione atmosferica:

$$V_s = A \cdot \left(\frac{q_c}{p_A} \right)^\alpha$$

I parametri caratteristici di questo metodo sono riassunti nella tabella in funzione del litotipo considerato

Litotipo	Argilla	Limo	Sabbia
A	71.54	52.98	33.40
α	0.34	0.356	0.44

Espressione di Andrus

L'espressione proposta da Andrus tiene conto di una adimensionalizzazione delle pressioni secondo lo stato tensionale.

$$q_{C1N} = \left(\frac{q_C}{p_A} \right) \cdot \left(\frac{p_A}{\sigma'_V} \right)^{0.5} \quad \text{termine adimensionale della resistenza alla punta}$$

$$V_{S1} = V_S \cdot \left(\frac{p_A}{\sigma'_V} \right)^{0.25} \quad \text{velocità corretta per tenere conto dello stato tensionale}$$

verticale

Anche in questa trattazione viene trascurato l'effetto dell'attrito laterale e viene introdotto un termine correttivo (ASF) che tiene conto dell'età del deposito e quindi delle diverse caratteristiche di deformabilità e tessitura dei terreni in funzione dell'epoca di formazione.

La formula così elaborata è:

$$V_{S1} = ASF \cdot A \cdot (q_{C1N})^\alpha$$

Noti i valori di V_{S1} dalla formula si ricava il valore della velocità di propagazione attraverso la formula inversa:

$$V_S = V_{S1} \cdot \left(\frac{\sigma'_V}{p_A} \right)^{0.25}$$

4.7.3.1 Applicazione formule di calcolo al caso reale

La disposizione dei sondaggi penetrometrici eseguiti, consente di valutare quale sia la sezione sismica più affidabile rispetto alla quale applicare le espressioni di correlazione $V_S - q_C$

Si riportano, nella tabella sottostante, le sezioni sismiche di riferimento per le diverse prove.

La distinzione fra sezioni vicine e sezioni considerate è mantenuta per sottolineare come le prime siano quelle ritenute più significative, mentre le seconde siano state utilizzate come strumento di affinamento nella valutazione dei valori di velocità d'onda e di profondità degli strati sismici.

NUMERO PROVA	6	7	8	9
Sezione sismica più vicina	E	E	A-B	D
Sezioni sismiche considerate	A-B	A-B F-G	D E	A-B F-G

Si è proceduto all'applicazione delle espressioni sopra elencate per un confronto fra i valori di velocità di propagazione di onda di taglio calcolati (V_{SE}) e quelli riportati dall'indagine sismica (V_{SM}) in relazione ai diversi strati sismici.

Il fattore di maggiore incertezza sui risultati riguarda il valore da attribuire ai diversi coefficienti presenti nelle espressioni in esame.

Le indicazioni degli autori, infatti, sono riferite a litologie omogenee, ma nel caso in esame risultano abbastanza rari i casi in cui uno strato si presenti in condizioni di omogeneità.

Per tale motivo si è fatto riferimento al litotipo dominante in funzione del rapporto di frizione:

$FR < 25$ Litotipo dominante: Argilla

$25 < FR < 30^2$ Litotipo dominante: Limo

$FR > 30$ Litotipo dominante: Sabbia

Dopo aver definito il valore delle velocità V_{SEi} per ogni strato del terreno fino alla profondità di 34 m dal piano di campagna³, si è proceduto alla definizione del valore medio di velocità per ogni strato sismico.

² In realtà si sono presentati strati in cui il rapporto di frizione superava, anche se di poco, il valore di 30 ma si è comunque voluto considerare limo il litotipo dominante per tenere conto del valore della resistenza di punta misurata.

³ Le profondità sono legate alle profondità di esecuzione delle prove penetrometriche, di conseguenza per la prova 6 la profondità di indagine si ferma a 21 m dal p. c., mentre per le restanti procede fino a 34 m dal p.c..

Si riportano in forma sintetica i risultati della sperimentazione eseguita secondo le espressioni già viste di Hegazy, Rix e Andrus.

La tabella contiene:

- le profondità degli strati sismici z
- il valore medio di velocità misurata considerato V_{SM}
- i valori medi di velocità di propagazione V_{SE}
- il valore medio del rapporto $\left(\frac{V_{SE}}{V_{SM}}\right)$
- il valore di dispersione dei dati attraverso la deviazione standard $\sigma^2\left(\frac{V_{SE}}{V_{SM}}\right)$

Prova 6									
Strato sismico	copertura (C)			intermedio (I)			profondo (P)		
z da p.c. (m)	3.4			13.0			21.0		
V_{SM} (km/s)	0.06			0.26			0.48		
Metodo	Hegazy - Mayne			Rix - Stokoe			Andrus		
Strato sismico	C	I	P	C	I	P	C	I	P
V_{SE} (km/s)	0.157*	0.162	0.183	0.159*	0.159	0.189	0.137*	0.165	0.191
$\left(\frac{V_{SE}}{V_{SM}}\right)$	2.624*	0.622	0.381	2.646*	0.613	0.379	2.279*	0.635	0.398
$\sigma^2\left(\frac{V_{SE}}{V_{SM}}\right)$	0.455*	0.152	0.191	0.426*	0.116	0.193	0.623*	0.184	0.171

Prova 7			
Strato sismico	copertura (C)	intermedio (I)	profondo (P)
z da p.c. (m)	3.4	12.6	34.0

V_{SM} (km/s)	0.07			0.30			0.48		
Metodo	Hegazy - Mayne			Rix - Stokoe			Andrus		
Strato sismico	C	I	P	C	I	P	C	I	P
V_{SE} (km/s)	0.159*	0.138	0.172	0.158	0.136	0.172	0.135*	0.145	0.186
$\left(\frac{V_{SE}}{V_{SM}}\right)$	2.275*	0.492	0.358	2.258*	0.485	0.358	1.934*	0.515	0.387
$\sigma^2\left(\frac{V_{SE}}{V_{SM}}\right)$	0.491*	0.145	0.184	0.394*	0.144	0.180	0.570*	0.139	0.158

Prova 8									
Strato sismico	copertura (C)			intermedio (I)			profondo (P)		
z da p.c. (m)	3.4			12.0			34.0		
V_{SM} (km/s)	0.064			0.27			0.50		
Metodo	Hegazy - Mayne			Rix - Stokoe			Andrus		
Strato sismico	C	I	P	C	I	P	C	I	P
V_{SE} (km/s)	0.153*	0.152	0.199	0.161*	0.148	0.195	0.133*	0.157	0.210
$\left(\frac{V_{SE}}{V_{SM}}\right)$	2.385*	0.563	0.398	2.510*	0.549	0.390	2.082*	0.580	0.421
$\sigma^2\left(\frac{V_{SE}}{V_{SM}}\right)$	0.477*	0.190	0.110	0.466*	0.196	0.105	0.598*	0.177	0.09

Prova 9			
Strato sismico	copertura (C)		profondo (P)
z da p.c. (m)	3.4		34.0

Prova 9									
Strato sismico	copertura (C)			intermedio (I)			profondo (P)		
V_{SM} (km/s)	0.064			0.28			0.51		
Metodo	Hegazy - Mayne			Rix - Stokoe			Andrus		
Strato sismico	C	I	P	C	I	P	C	I	P
V_{SE} (km/s)	0.147*	0.160	0.212	0.150*	0.156	0.210	0.126*	0.163	0.214
$\left(\frac{V_{SE}}{V_{SM}}\right)$	2.30*	0.573	0.415	2.344*	0.558	0.412	1.971*	0.583	0.419
$\sigma^2\left(\frac{V_{SE}}{V_{SM}}\right)$	0.428*	0.092	0.131	0.379*	0.087	0.125	0.533*	0.074	0.126

I valori contrassegnati con un asterisco sono quelli a cui corrisponde un grado di approssimazione non accettabile.

Si riferiscono allo strato di copertura che in generale non supera la profondità di 3.50 m dal piano di campagna.

In questi strati il terreno presenta caratteristiche di difficile interpretazione, si conviene, quindi, che tali errori non siano da attribuire, nel caso specifico, ad una imprecisione dei metodi considerati, quanto ad una maggiore difficoltà nel definire i coefficienti di correzione A, α, β presenti nelle formule.

Per quanto riguarda gli strati intermedio e profondo si riportano alcune considerazioni:

- I valori ottenuti presentano una dispersione inferiore al 20% e pertanto possono essere considerati in prima approssimazione come accettabili (vedi §2.6.4).
- Confrontando i valori ottenuti si nota che, in generale, i risultati mediante l'applicazione dell'espressione di Andrus, comportano una diminuzione di dispersione pari al 2÷3% mentre i valori medi di velocità di propagazione risultano leggermente maggiori di quelli ottenuti con gli altri approcci (in particolare si nota un aumento massimo del 1.5% per lo strato profondo e del 0.9% per lo strato intermedio).

- Considerando i diversi siti in cui si sono eseguiti i sondaggi, si nota che i valori di velocità media di propagazione rimangono pressoché costanti, mantenendo una variazione massima:

Metodo di calcolo	Variazione massima strato intermedio	Variazione massima strato profondo
Hegazy – Mayne	2.4%	3.0%
Rix – Stokoe	2.3%	3.8%
Andrus	2%	2.8%

- Le correlazioni considerate forniscono valori di velocità di propagazione inferiori a quelli ottenuti nell'interpretazione delle indagini sismiche in sito:

Strati	Valori stimati	Valori max e min calcolati	Approssimazione	Variazioni minima	Variazioni massima
copertura	0.05 – 0.07	0.126 – 0.161	eccesso	+ 5.6%	+11%
intermedio	0.25 – 0.30	0.136 – 0.165	difetto	- 4%	- 16.4%
profondo	0.48 – 0.52	0.172 – 0.214	difetto	- 27%	- 34.8%

Tale valutazione risulta comunque conservativa, infatti, a parità di intensità, onde più lente comportano una maggiore sollecitazione sulle strutture colpite dal sisma.

4.7.3.2 Considerazioni

La propagazione delle onde di taglio all'interno del terreno dipende, fra gli altri fattori, dalla storia tensionale del deposito e dalla sua natura. Queste caratteristiche si possono stimare attraverso una indagine in sito quale la prova penetrometrica,

sebbene l'avanzamento della punta crei una rottura e quindi intacchi la struttura del terreno a differenza dell'onda sismica che si propaga in condizioni di deformazione pressoché elastica.

Sulla base di queste considerazioni si sono riportati gli approcci proposti da alcuni autori, per definire una formula che consenta una correlazione diretta tra i due parametri geotecnici in esame.

Le espressioni così ottenute mantengono un forte grado di approssimazione che necessita ancora di nuovi affinamenti sulla base di ulteriori prove ed indagini.

Scopo dell'applicazione delle correlazioni esposte al capitolo 2 (vedi § 2.6) al caso in esame dell'area di costruzione EX-ASAM, ed in particolare al subcomparto in cui è prevista la realizzazione di un centro Direzionale, è stato quello di contribuire ad una verifica di applicabilità di tali formule.

La sperimentazione ha portato alla valutazione di velocità di propagazioni medie inferiori a quelle proposte attraverso l'uso di un software opportuno (WinSism) basato sulla definizione di dromocrone e su algoritmi matematici relativi al metodo dei tempi di intercetta.

Il fattore di incertezza maggiore, che ha limitato l'applicazione delle formule proposte, è legato alla definizione dei litotipi e dei coefficienti correttivi ad essi relativi.

Come visto nelle premesse (vedi § 2.6.1) relative alla possibilità di correlare le V_s con le misurazioni da CPT, l'eterogeneità dei terreni ha portato ad una semplificazione, necessaria per una formulazione che fosse più affidabile e mantenesse un carattere generale, nel considerare i depositi come composti solo da argille, limi e sabbie, escludendo di conseguenza condizioni miste (sabbie argillose, limi sabbiosi, argille limose...).

Questa "forzatura" ha comportato l'applicazione di coefficienti empirici basandosi sul litotipo prevalente nello strato considerato.

Gli abbinamenti sono stati eseguiti attraverso l'esame del rapporto di frizione, così da mantenere un certo grado di confidenza con le misurazioni da prove penetrometriche.

Queste incertezze hanno prodotto, nello strato più superficiale (copertura), un errore notevole nella valutazione della velocità di propagazione e una notevole dispersione di dati (in alcuni casi superiore al 50%).

Per gli strati inferiori si è ottenuta una dispersione dei dati ridotta: la variazione massima rilevata attorno al valore medio del rapporto $\left(\frac{V_{SE}}{V_{SM}}\right)^4$ risulta inferiore al 20% e quindi accettabile.

Al termine della sperimentazione, si sottolinea come le correlazioni applicate comportino valori in accordo (con un certo margine di approssimazione) con i valori misurati attraverso l'interpretazione delle basi sismiche a rifrazione, conservando il campo di applicazione anche a terreni eterogenei, come quello considerato, per i quali non è stato possibile una valutazione puntuale di ogni singolo strato.

È importante sottolineare, come l'utilizzo di correlazioni empiriche per la valutazione delle V_S dal solo contributo delle q_C sia da ritenersi in maniera assoluta una valutazione di prima approssimazione e quindi necessaria solo per evidenziare o meno l'entità del rischio legato al sisma, anche se i valori risultano essere stimati a favore di sicurezza.

Appare, comunque, che una espressione che colleghi queste due caratteristiche geotecniche in maniera diretta, non sia lontana dal venire raggiunta: è in crescita, infatti, il campo di sperimentazione per un progressivo affinamento dei coefficienti correttivi da applicare alle formule, sì da poter ottenere un metodo di calcolo applicabile ad ogni strato di terreno superando il limite imposto dall'eterogeneità dei depositi.

⁴ dove

V_{SE} velocità di propagazione media calcolata
 V_{SM} velocità di propagazione media misurata

PARTE SECONDA

(Studio di tre soluzioni fondali per il caso reale)

5 MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO

5.1 Modellazione litostratigrafica del sito di indagine

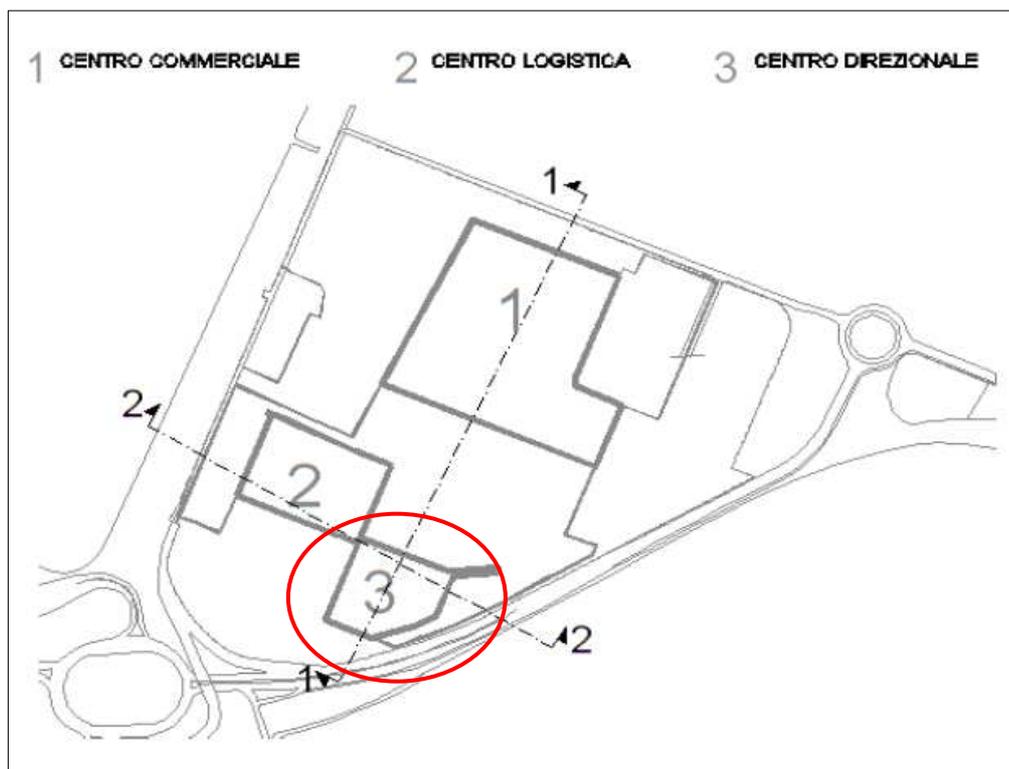
Durante la fase di modellazione geotecnica si definiscono i parametri e le caratteristiche geotecniche dei terreni che compongono il sottosuolo.

Prima di intraprendere tale fase di modellazione è necessario definire il modello della struttura del terreno, per individuare in modo schematico ed inizialmente indicativo le formazioni presenti ed il loro andamento nel sottosuolo stesso.

Nella presente fase non si giunge alla suddivisione del sottosuolo in unità geotecniche, ma ad una conoscenza di come il sottosuolo stesso si sviluppa spazialmente, ovvero in profondità e lungo le sezioni definite.

Le sezioni del terreno sviluppate, senza entrare nel dettaglio della determinazione dei parametri geotecnici, ne permettono una iniziale suddivisione e rappresentazione. Scopo principale di tali sezioni è quello di individuare l'eventuale ripetizione di formazioni lungo la sezione e con la profondità, quindi visualizzare in modo grafico l'andamento spaziale del sottosuolo, rappresentando anche la presenza di eventuali lenti all'interno di formazioni più estese.

Per una caratterizzazione completa si definiscono due sezioni nelle due direzioni principali dell'area in esame che si intersecano in corrispondenza del subcomparto del Centro Direzionale, oggetto della successiva analisi e modellazione geotecnica.



Per definire le sezioni individuate si utilizzano le prove di campo, di facile e relativamente veloce interpretazione, a disposizione in corrispondenza di ciascuna di esse. In particolare si utilizzano i sondaggi e le prove penetrometriche statiche provenienti da entrambe le campagne geognostiche e si spinge la caratterizzazione della sezione, ove possibile, alla profondità significativa di 30 - 34 metri dal piano campagna.

L'individuazione delle sezioni è stata eseguita attraverso il ricorso alla carta di classificazione di Schmertmann (vedi §2.2) e quindi rapportandosi ai soli valori di rapporto di frizione e di resistenza alla punta.

5.1.1 Sezione litostratigrafica 1-1

Come visto nel primo capitolo, parlando dei limiti connessi all'interpretazione di dati da prove penetrometriche (vedi §1.2), lo strumento non può cogliere a pieno la fitta alternanza dei terreni fini.

Inoltre, per la fitta alternanza di strati argilloso - limosi e strati maggiormente sabbioso - limosi, è da tenere in considerazione che i valori ottenuti dalla prova CPT per i singoli intervalli di avanzamento possono essere influenzati dal contrasto di rigidità degli strati adiacenti e possono non rappresentare a pieno le caratteristiche del terreno alla profondità indicata.

Analizzando in parallelo sia le prove penetrometriche statiche CPT sia i sondaggi e le eventuali prove SPT disponibili è possibile aggiustare e meglio interpretare le prove CPT sulla base della classificazione visiva e più di dettaglio ottenuta dai sondaggi.

Per quanto concerne la sezione litostratigrafica 1-1, si fa riferimento ai sondaggi 7 e 8 in quanto più vicini alla linea di sezione.

Si pone attenzione, in particolare, alla possibilità di una linearizzazione dei valori di resistenza alla punta e di rapporto di frizione, in maniera da considerare un valore medio come rappresentativo di un pacco di strati, escludendo, così, singoli ed isolati picchi¹.

Di seguito si riportano i risultati dell'interpretazione delle prove CPT, corredati da grafici che permettono una migliore comprensione dell'andamento dei valori medi dei parametri di tali prove; per tali interpretazioni, come precedentemente

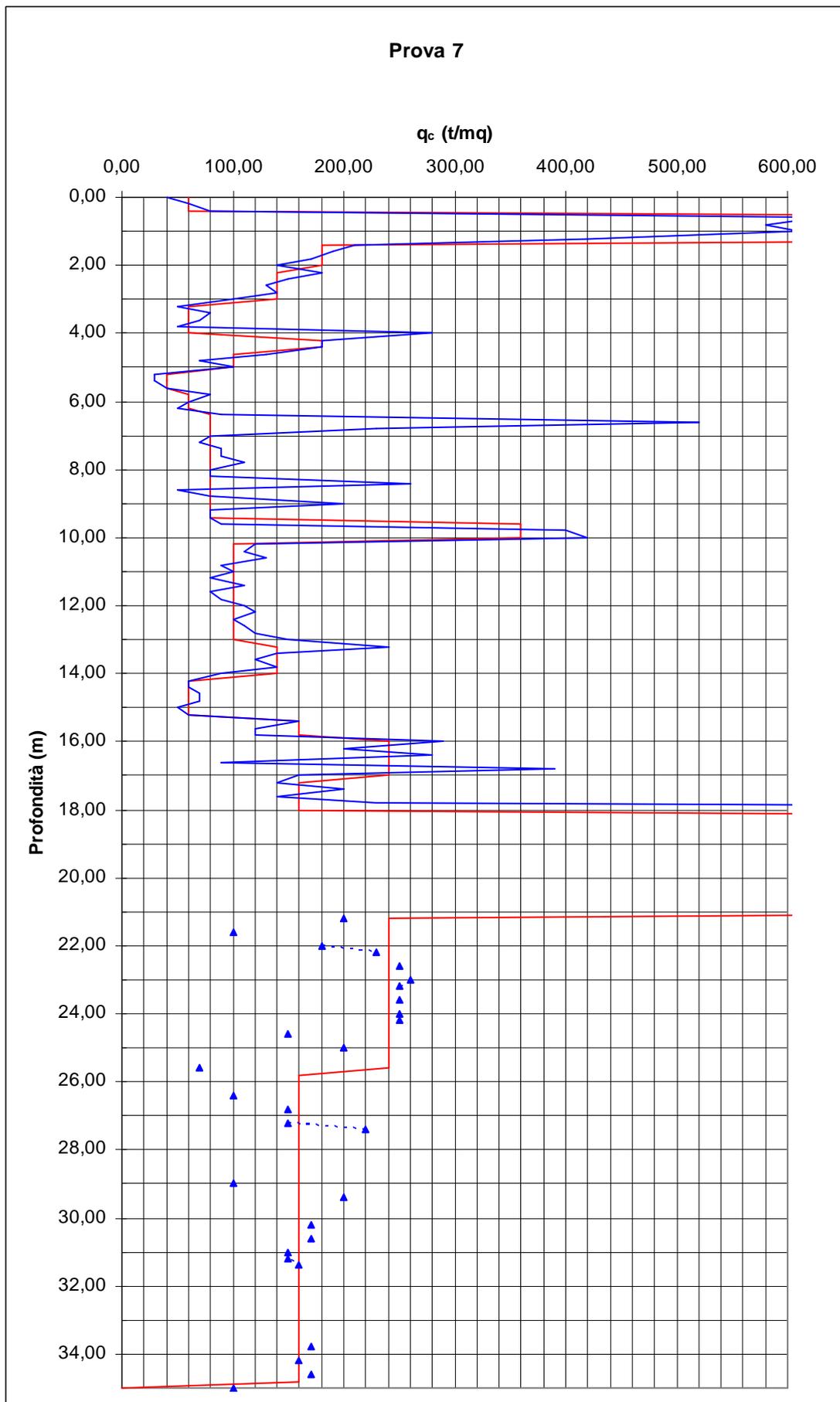
¹ Nel progressivo sviluppo del modello geotecnico si è comunque tenuto conto, nella valutazione dei diversi parametri, della presenza di picchi, in particolare di quelli legati a lenti di materiale sabbioso all'interno di pacchi di strati argillosi.

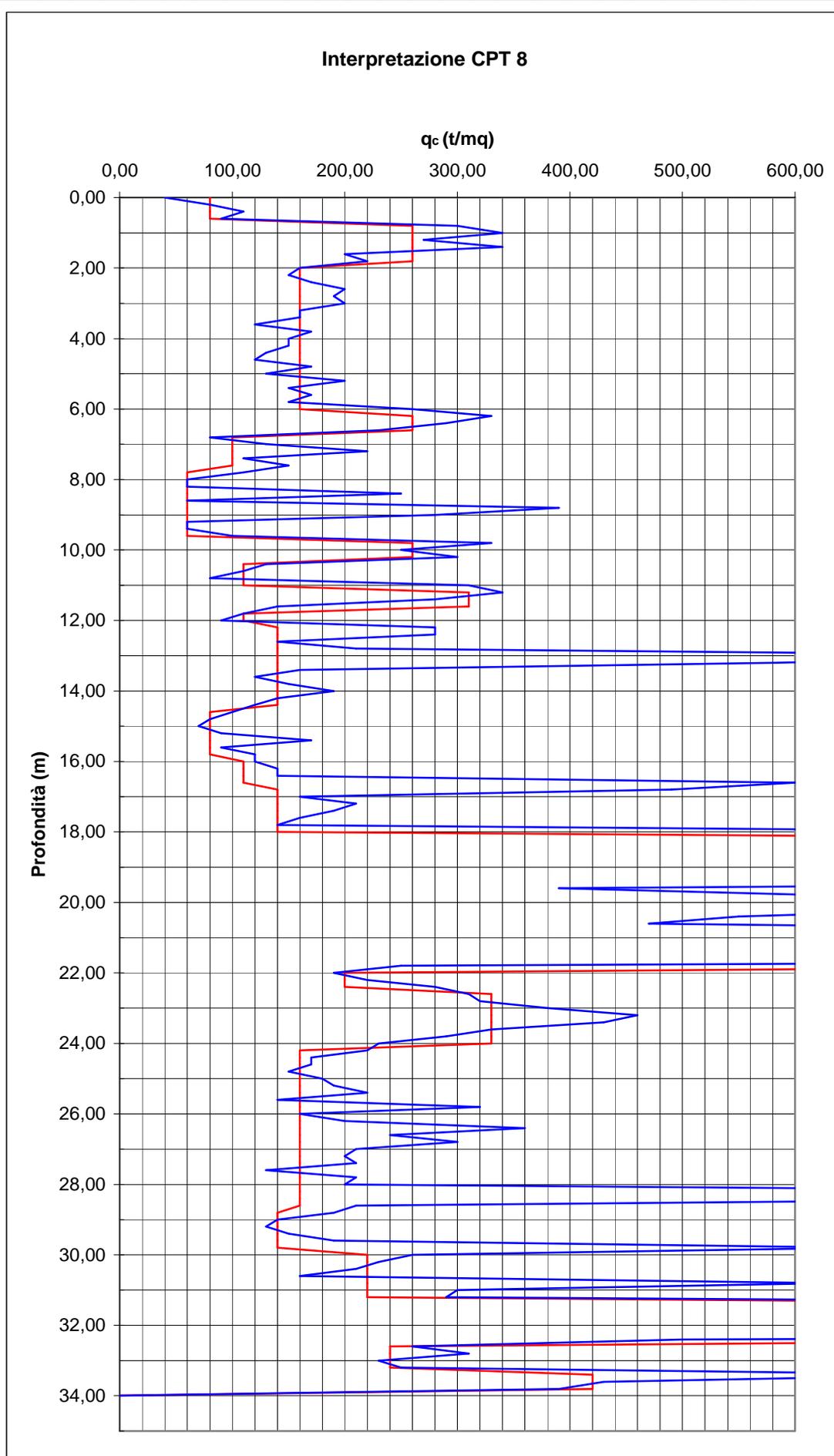
sottolineato, si è voluto determinare un andamento medio dei parametri di resistenza per caratterizzare il sottosuolo esaminato.

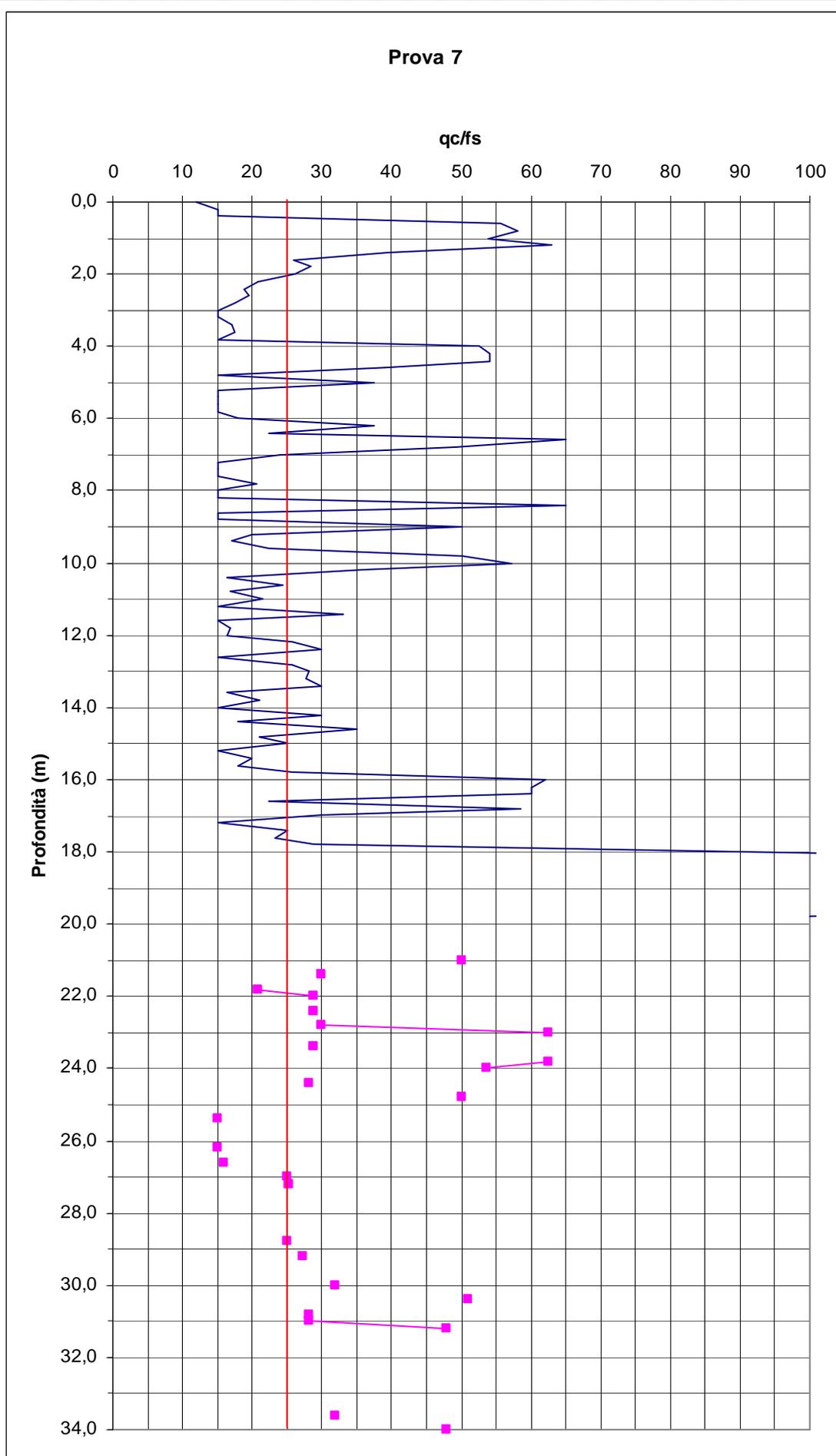
Si sottolinea che per quanto concerne la prova numero 7 oltre alla profondità di 20 m dal piano campagna, è stato necessario procedere mediante prove penetrometriche dinamiche SPT e prove mediante Pocket Penetrometer. Questo ha comportato il rilevamento di misurazioni puntuali e quindi una discontinuità di valori.

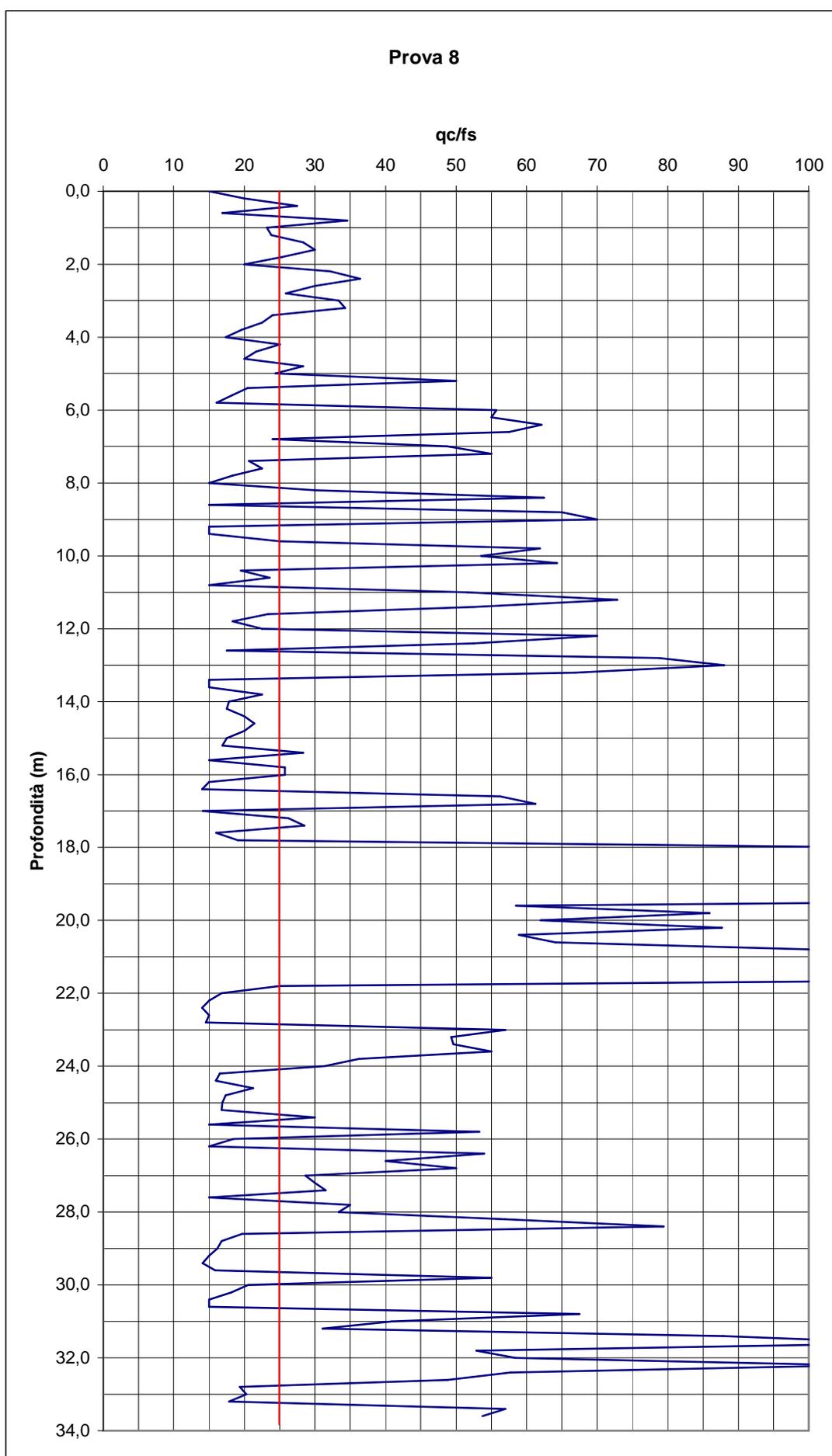
Per la valutazione del rapporto di frizione in corrispondenza di questi valori si è fatto riferimento a valori di resistenza rilevati per strati con caratteristiche assimilabili a quelli in esame.

Per l'interpretazione dei sondaggi si rimanda alle stratigrafie di prova riportate nell'Allegato sopra citato, alle immagini delle casse catalogatrici relativamente ai sondaggi eseguiti e alla sezione 1-1 finale (Appendice A), nella quale sono riportate le stratificazioni individuate sia dalle prove CPT sia dai sondaggi.









Nei grafici relativi al rapporto di frizione calcolato come

$$FR = \frac{q_c}{f_s}$$

si è sottolineato il valore discriminante $FR=25$ come termine di distinzione fra terreni coesivi ($FR < 25$) e terreni non coesivi ($FR > 25$).

Dalle analisi precedentemente riportate è possibile individuare, al variare della profondità del sottosuolo, alcune tipologie di terreno che si ripetono longitudinalmente lungo la sezione tracciata. In particolare si possono individuare, in questa fase iniziale di modellazione geotecnica, alcuni strati predominanti caratterizzati da analoghi valori medi dei parametri di resistenza ottenuti dalla prova di penetrazione statica:

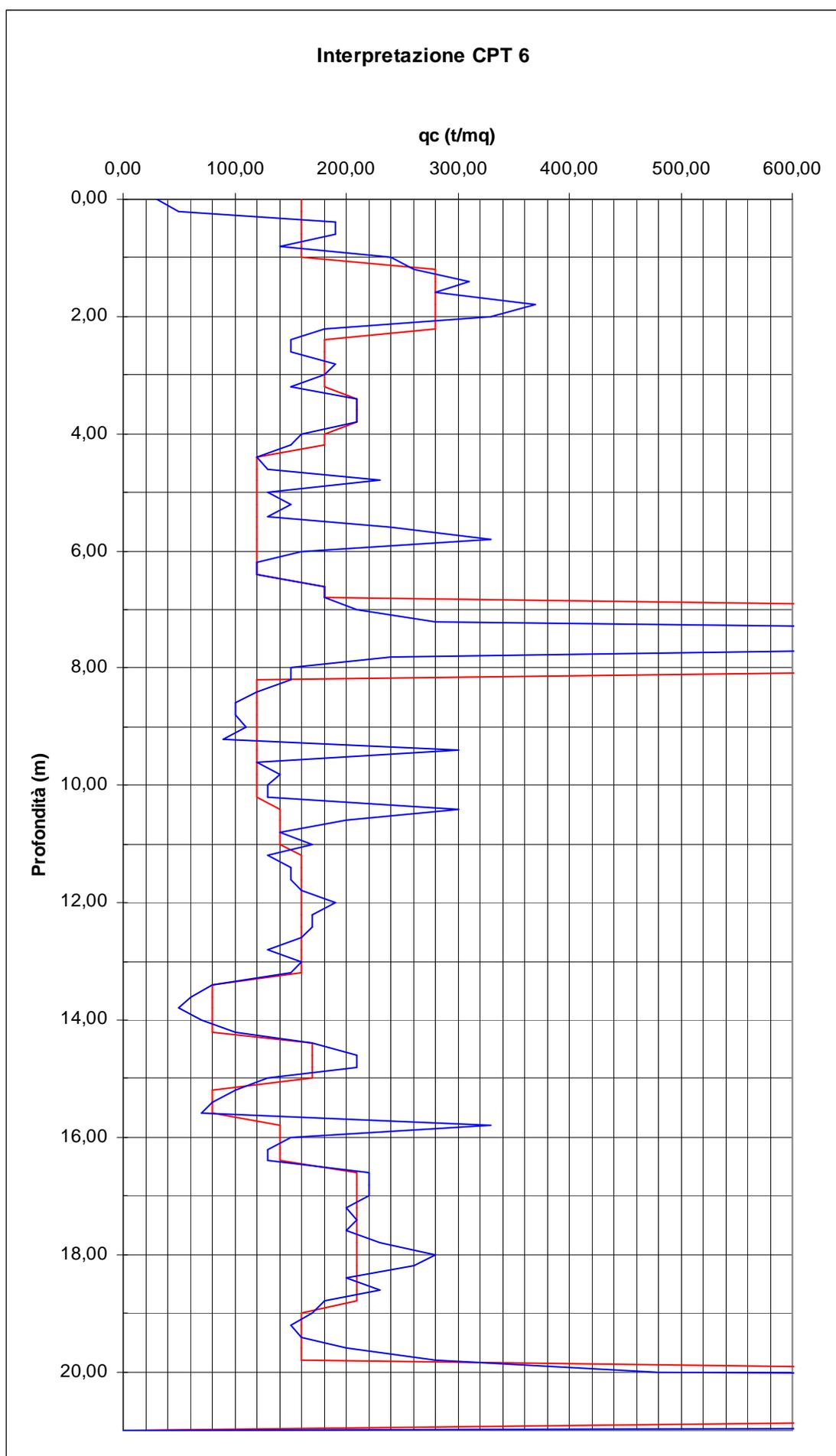
5.1.2 Sezione lito-stratigrafica 2-2

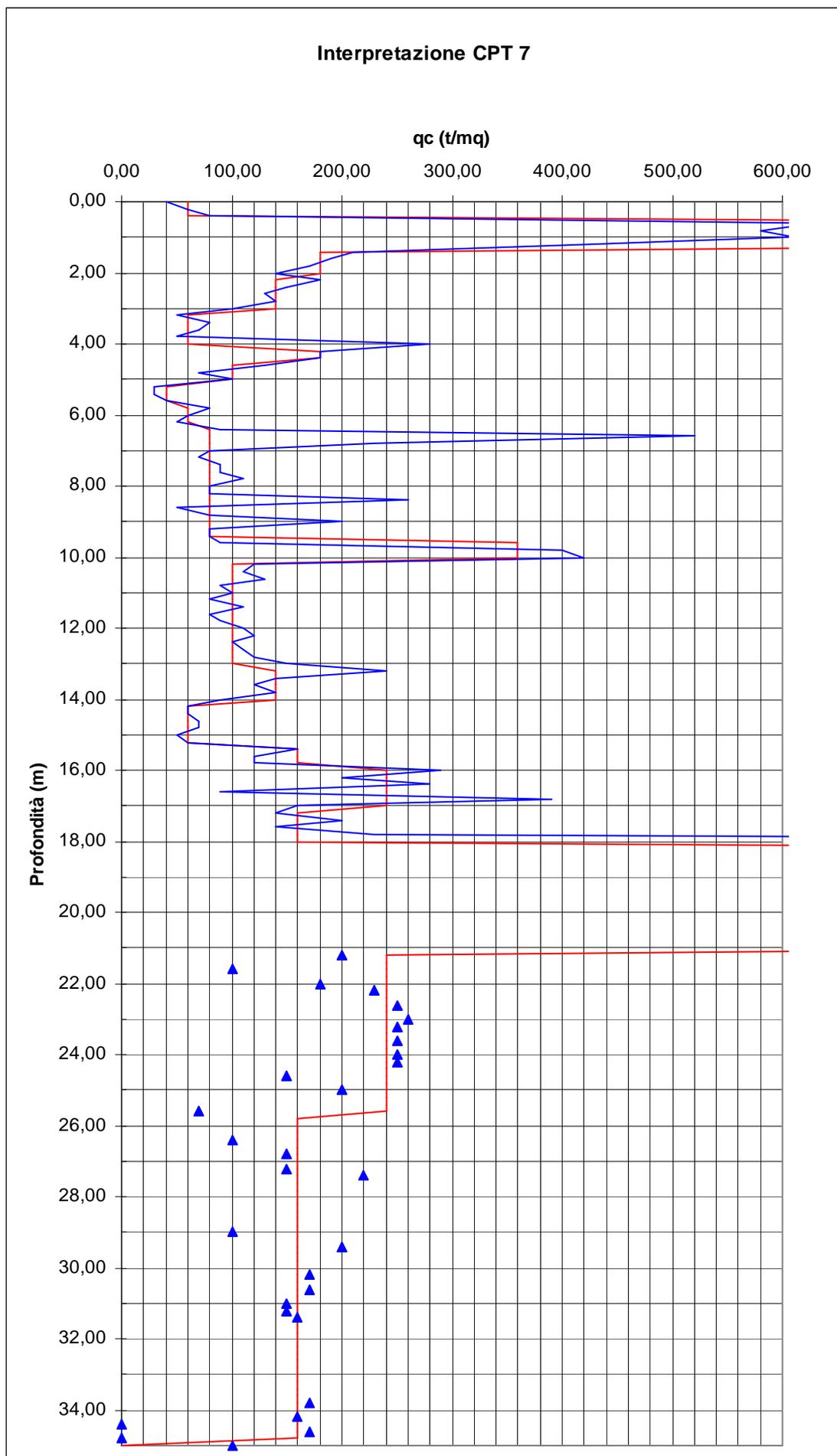
Come nel caso precedente si considerano i risultati delle prove CPT applicati alla carta di classificazione di Schmertmann, si da poter definire una suddivisione del terreno indagato in unità stratigrafiche.

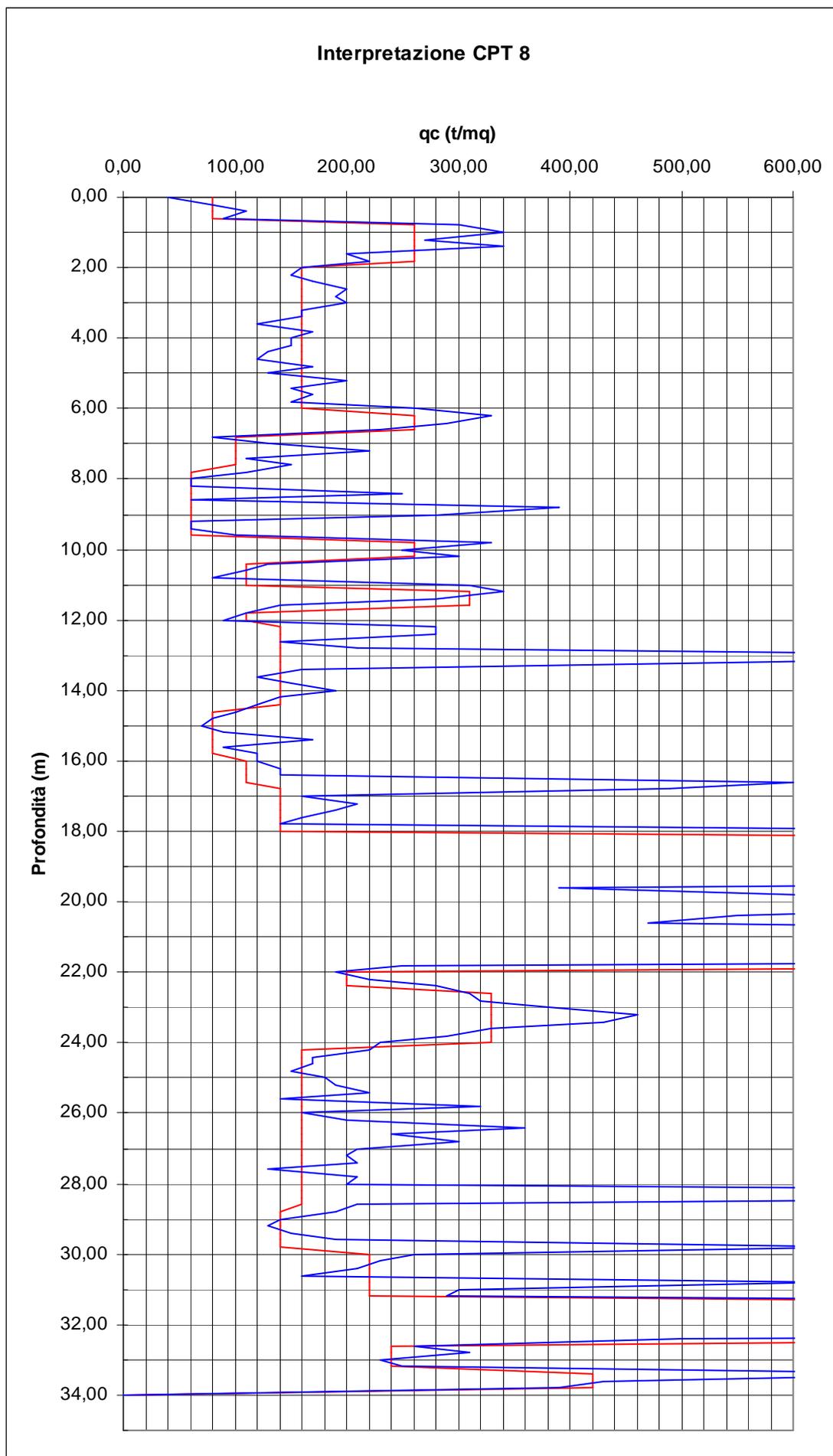
La linea di sezione risulta prossima alle posizioni dei sondaggi 7 e 9, tuttavia, considerando la disponibilità di dati e le relativamente ridotte distanze trasversali fra i siti di sondaggio, si prosegue tenendo conto di tutte le prove penetrometriche a disposizione.

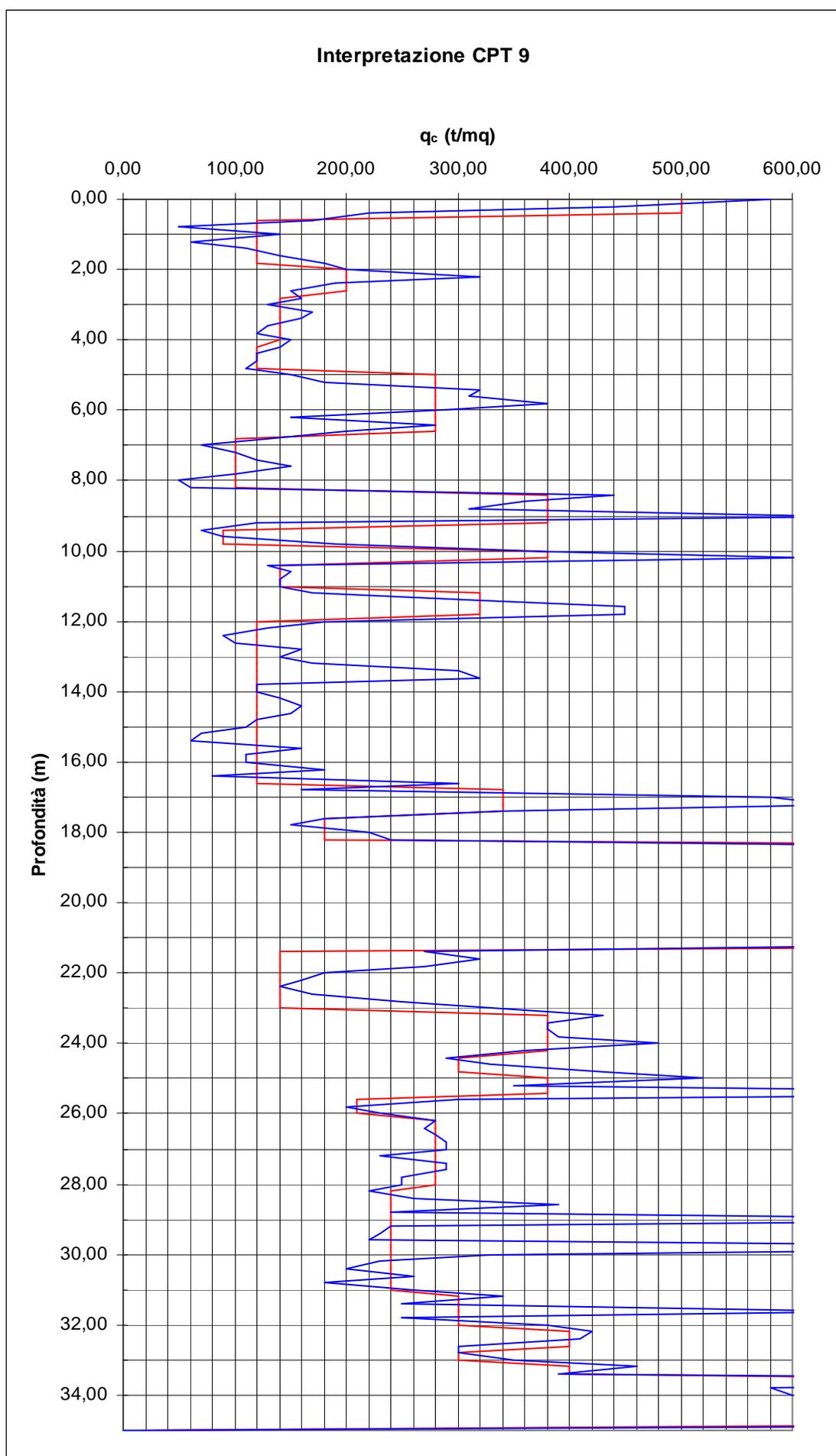
Come nel paragrafo precedente si riportano i diagrammi relativi all'andamento in funzione della profondità delle resistenza alla punta e il valore mediato², considerato per la classificazione lito-stratigrafica.

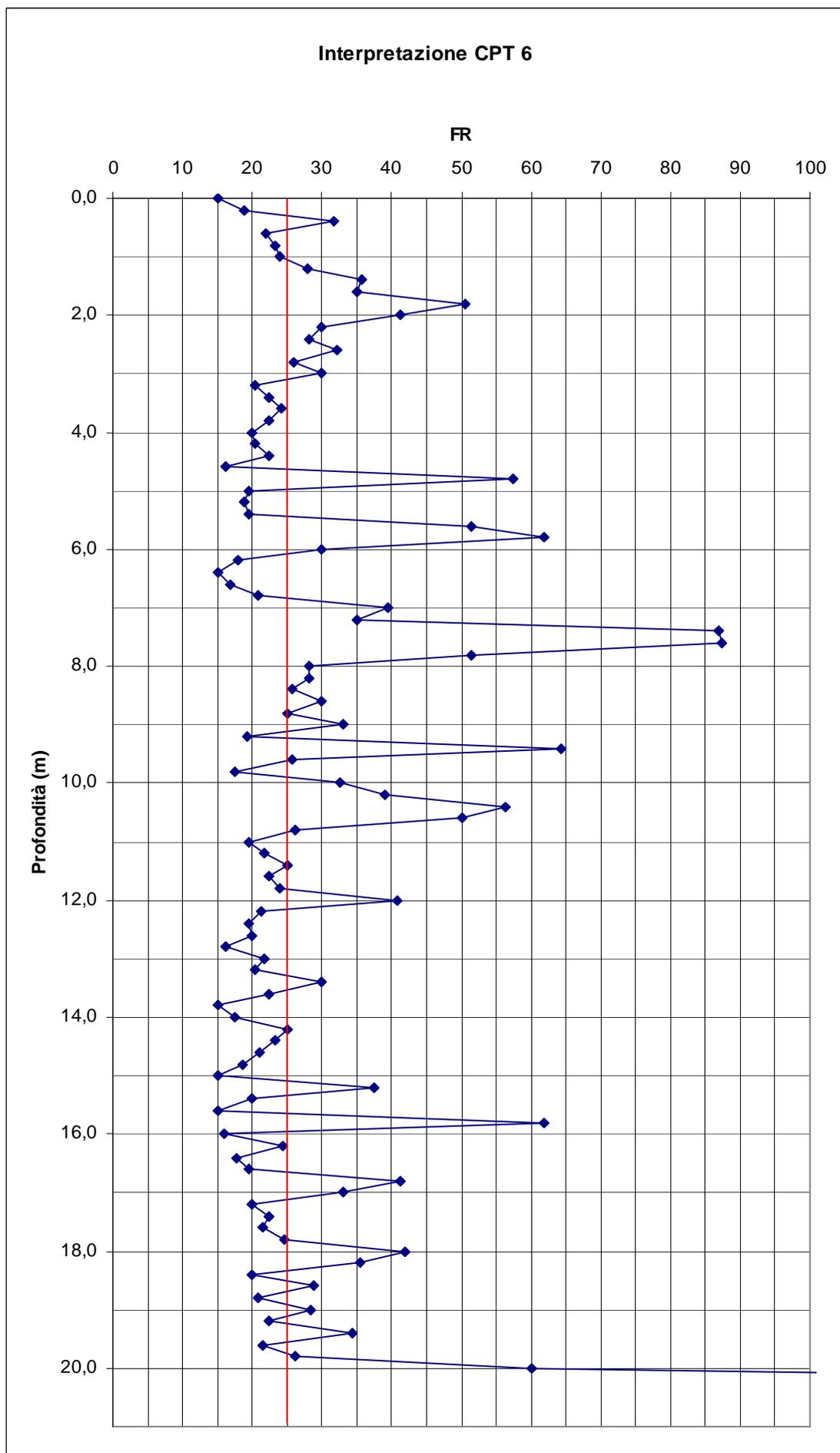
² Il valore, come già ricordato, non viene calcolato come media aritmetica, ma è pesato in funzione anche delle caratteristiche degli strati adiacenti e escludendo valori puntuali di picco.

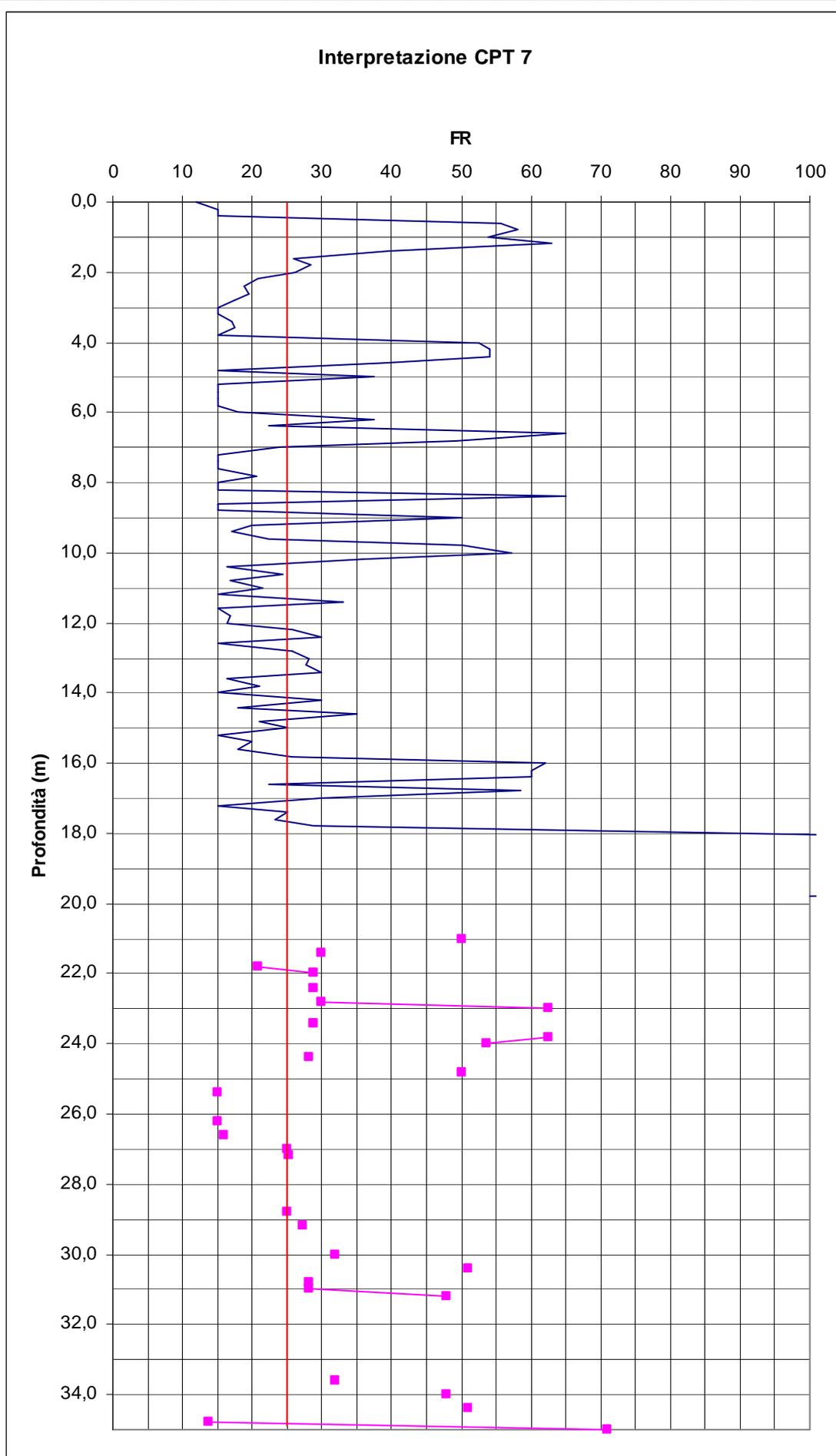


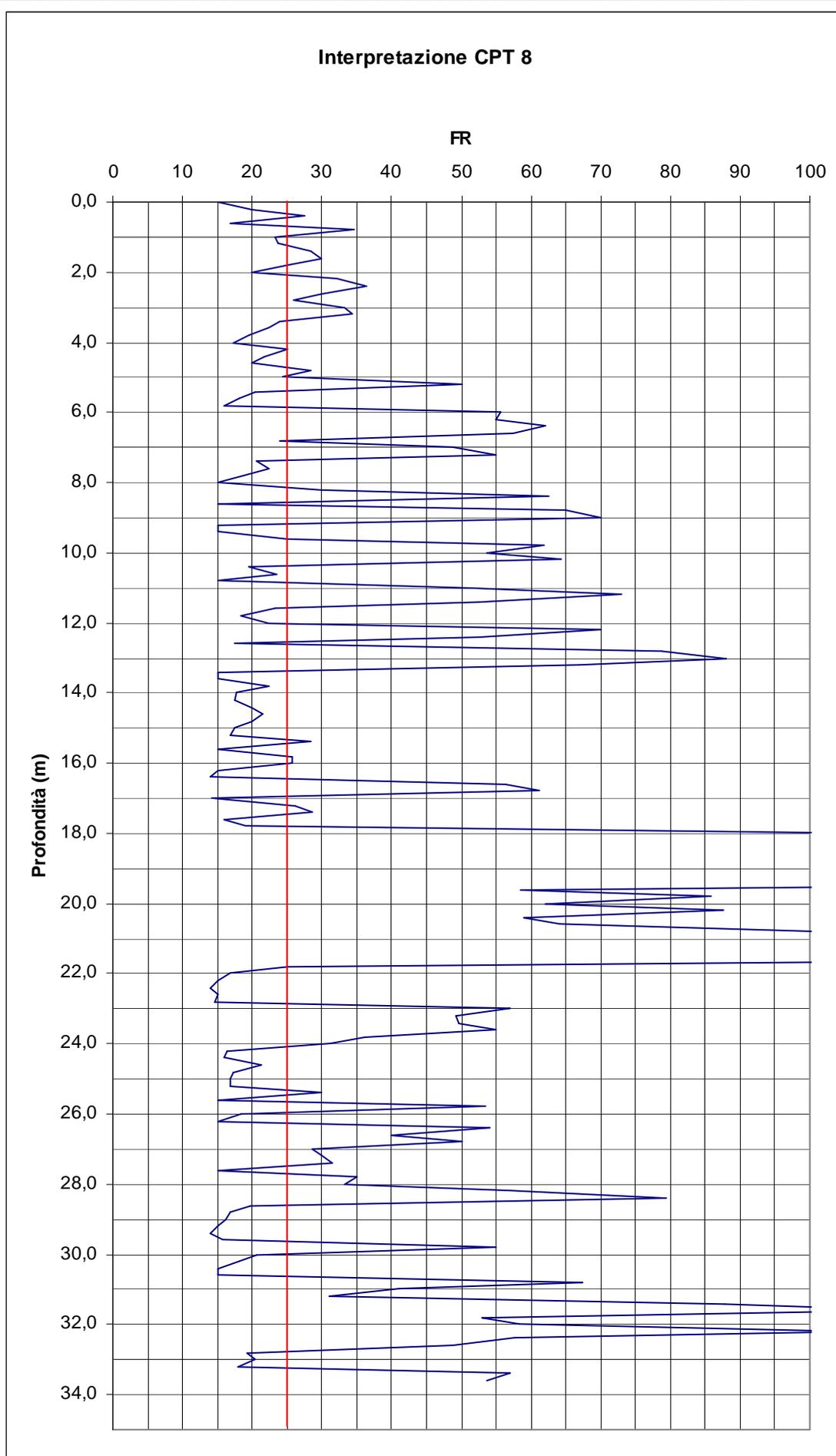


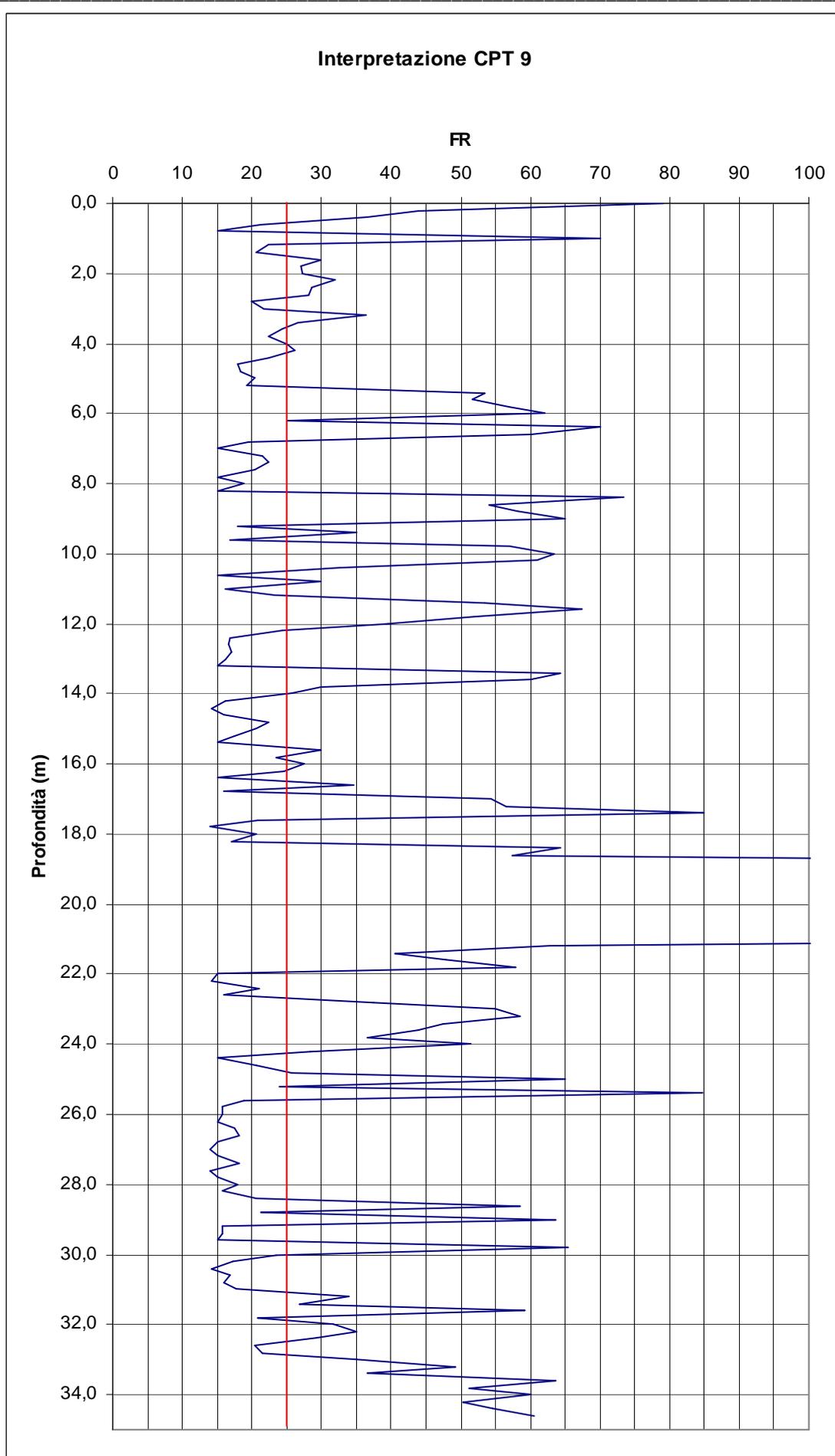












Si riportano i diagrammi relativi all'andamento del rapporto di frizione in funzione della profondità.

Viene sottolineato il valore discriminante di $FR = 25$ come termine di distinzione fra terreni coesivi ($FR < 25$) e terreni non coesivi ($FR > 25$).

In rapporto ai diagrammi sopra riportati e attraverso l'uso della classificazione secondo Schmertmann, è stato possibile definire una divisione del sottosuolo in pacchi di strati accumulati da caratteristiche litologiche simili.

L'approccio ha un valore approssimativo, basandosi sull'utilizzo di un diagramma stilato su base empirica e su valori di riferimento mediati.

Per questo motivo è necessario un confronto con la colonna stratigrafica redatta dal geologo in fase di esecuzione dei sondaggi.

Il confronto fra le 4 prove a disposizione consente la definizione di macrounità stratigrafiche.

Si sottolinea che all'interno di tali macrounità è presente una litologia complessa di materiali fini che si mantiene nello spessore, in particolar modo la variabilità nello strato è data da un andamento non costante della consistenza: ovvero sono presenti strati metrici più o meno consistenti a causa della presenza di strati con concrezioni calcaree che ne incrementano la consistenza stessa o di strati con colorazioni nerastre e quindi con presenza di materiale organico.

Non è stata rilevata la presenza di sabbie pulite, ma come si evince dagli andamenti delle interpretazioni delle prove CPT e dai sondaggi sono presenti nel sottosuolo indagato strati di sabbie limose che portano ad una elevata permeabilità strutturale, soprattutto orizzontale ($k_h \gg k_v$), dell'intero sottosuolo proprio a causa della struttura stessa.

5.1.3 Definizione unità stratigrafiche

In accordo con i dati raccolti dalle prove penetrometriche, si distinguono, nel sottosuolo, pacchi di strati assimilabili fra loro per caratteristiche lito-stratigrafiche comuni.

Questa suddivisione consente un primo panorama delle caratteristiche geologiche del terreno al di sotto dei punti in cui sono stati eseguiti i sondaggi.

Si riportano nelle tabelle seguenti i valori medi di resistenza alla punta, una valutazione litologica mediante la carta di classificazione di Schmertmann e una

suddivisione degli strati in macrounità stratigrafiche per le sezioni lito-stratigrafiche esaminate.

Profondità da piano di campagna	SEZIONE LITO-STRATIGRAFICA 1-1											
	Prova CPT 7				Prova CPT 8							
	qc linearizzata	Unità stratigrafiche	Litologia secondo trattazione di Schmertmann	AGI	qc linearizzata	Unità stratigrafiche	Litologia secondo trattazione di Schmertmann	AGI				
0,00	60,00	O	Argilla organica		80,00	O	Argilla medio compatta					
0,20	60,00				80,00							
0,40	60,00				80,00							
0,60	1000,00	A	Sabbia		80,00	A	Argilla sabbiosa					
0,80	1000,00				260,00							
1,00	1000,00				260,00							
1,20	1000,00				260,00							
1,40	180,00				260,00							
1,60	180,00		260,00									
1,80	180,00		260,00									
2,00	180,00		160,00									
2,20	140,00		B2	Argilla compatta					160,00	B1a	Argilla compatta con presenza di argille sabbiose e lenti di sabbie sciolte	
2,40	140,00								160,00			
2,60	140,00	160,00										
2,80	140,00	160,00										
3,00	140,00	160,00										
3,20	60,00	Argilla organica			160,00							
3,40	60,00				160,00							
3,60	60,00				160,00							
3,80	60,00				160,00							
4,00	60,00				160,00							
4,20	180,00	Sabbia		160,00								
4,40	180,00			160,00								
4,60	100,00			Sabbia argillosa		160,00						
4,80	100,00	160,00										
5,00	100,00	160,00										
5,20	40,00	Argilla organica		160,00								
5,40	40,00			160,00								
5,60	40,00	Argilla medio compatta		160,00								
5,80	60,00			160,00								
6,00	60,00	Argilla limosa con componenti organiche		160,00	B2	Argilla compatta con componente limosa						
6,20	60,00			260,00								
6,40	80,00			260,00								
6,60	80,00			260,00								
6,80	80,00			100,00								
7,00	80,00			100,00								
7,20	80,00			100,00								
7,40	80,00			100,00								
7,60	80,00			100,00								

Profondità da piano di campagna	SEZIONE LITO-STRATIGRAFICA 1-1								
	Prova CPT 7				Prova CPT 8				
	qc linearizzata	Unità stratigrafiche	Litologia secondo trattazione di Schmertmann	AGI	qc linearizzata	Unità stratigrafiche	Litologia secondo trattazione di Schmertmann	AGI	
7,80	80,00	B2	Argilla limosa e componenti organiche		60,00	B2	Argilla organica e sabbia limosa		
8,00	80,00				60,00				
8,20	80,00				60,00				
8,40	80,00				60,00				
8,60	80,00				60,00				
8,80	80,00				60,00				
9,00	80,00	B2	Argilla limosa		60,00	B2	Argilla organica e sabbia limosa		
9,20	80,00			60,00					
9,40	80,00			60,00					
9,60	360,00		Sabbia			60,00	Sabbia		
9,80	360,00				260,00				
10,00	360,00		Argilla medio compatta con presenza di sabbia argillosa			260,00	B1b	Argilla compatta con presenza di sabbie limose	
10,20	100,00					260,00			
10,40	100,00					110,00			
10,60	100,00					110,00			
10,80	100,00					110,00			
11,00	100,00					110,00			
11,20	100,00					310,00			
11,40	100,00				310,00				
11,60	100,00				310,00				
11,80	100,00				110,00				
12,00	100,00			110,00					
12,20	100,00			140,00					
12,40	100,00			140,00					
12,60	100,00			140,00					
12,80	100,00			140,00					
13,00	100,00			140,00					
13,20	140,00	Argilla compatta e sabbiosa			140,00	Argilla compatta con presenza di sabbie limose			
13,40	140,00				140,00				
13,60	140,00				140,00				
13,80	140,00				140,00				
14,00	140,00	Argilla limosa			140,00	Argilla medio compatta con argilla sabbiosa			
14,20	60,00				140,00				
14,40	60,00				80,00				
14,60	60,00				80,00				
14,80	60,00	B1b	Argilla compatta		80,00	Argilla medio compatta con argilla sabbiosa			
15,00	60,00				80,00				
15,20	60,00				80,00				
15,40	160,00				80,00				
15,60	160,00			80,00					
15,80	160,00			80,00					

Profondità da piano di campagna	SEZIONE LITO-STRATIGRAFICA 1-1							
	Prova CPT 7				Prova CPT 8			
	qc linearizzata	Unità stratigrafiche	Litologia secondo trattazione di Schmertmann	AGI	qc linearizzata	Unità stratigrafiche	Litologia secondo trattazione di Schmertmann	AGI
16,00	240,00	B1b	Sabbia		110,00	B1b	Argilla compatta e sabbiosa	
16,20	240,00				110,00			
16,40	240,00				110,00			
16,60	240,00				110,00			
16,80	240,00				140,00			
17,00	240,00		140,00	Argilla compatta e presenza di argilla sabbiosa e limosa				
17,20	160,00		140,00					
17,40	160,00		140,00					
17,60	160,00		140,00					
17,80	160,00		140,00					
18,00	160,00		140,00	C	Sabbie ghiaiose			
18,20	1000,00	1000,00						
18,40	1000,00	1000,00						
18,60	1000,00	1000,00						
18,80	1000,00	1000,00						
19,00	1000,00	1000,00						
19,20	1000,00	1000,00						
19,40	1000,00	1000,00						
19,60	1000,00	1000,00						
19,80	1000,00	1000,00						
20,00	1000,00	C	Sabbie ghiaiose					
20,20	1000,00			1000,00				
20,40	1000,00			1000,00				
20,60	1000,00			1000,00				
20,80	1000,00			1000,00				
21,00	1000,00			1000,00				
21,20	240,00	D	Argilla sabbiosa					
21,40	240,00				1000,00	Argilla molto compatta		
21,60	240,00				1000,00			
21,80	240,00				1000,00			
22,00	240,00				200,00			
22,20	240,00				200,00			
22,40	240,00				200,00	Sabbia		
22,60	240,00				330,00			
22,80	240,00				330,00			
23,00	240,00				330,00			
23,20	240,00				330,00			
23,40	240,00	330,00						
23,60	240,00	330,00						
23,80	240,00	330,00						
24,00	240,00	330,00						

Profondità da piano di campagna	SEZIONE LITO-STRATIGRAFICA 1-1							
	Prova CPT 7				Prova CPT 8			
	qc linearizzata	Unità stratigrafiche	Litologia secondo trattazione di Schmertmann	AGI	qc linearizzata	Unità stratigrafiche	Litologia secondo trattazione di Schmertmann	AGI
24,20	240,00	D	Argilla sabbiosa		160,00	D	Argilla compatta con presenza di argille sabbiose e limose	
24,40	240,00							160,00
24,60	240,00							160,00
24,80	240,00							160,00
25,00	240,00							160,00
25,20	240,00							160,00
25,40	240,00							160,00
25,60	240,00							160,00
25,80	160,00							160,00
26,00	160,00							160,00
26,20	160,00			160,00				
26,40	160,00			160,00				
26,60	160,00			160,00				
26,80	160,00			160,00				
27,00	160,00			160,00				
27,20	160,00			160,00				
27,40	160,00			160,00				
27,60	160,00			160,00				
27,80	160,00			160,00				
28,00	160,00			160,00				
28,20	160,00			160,00				
28,40	160,00			160,00				
28,60	160,00			160,00				
28,80	160,00			160,00				
29,00	160,00			140,00				
29,20	160,00			140,00				
29,40	160,00			140,00				
29,60	160,00			140,00				
29,80	160,00			140,00				
30,00	160,00			220,00				
30,20	160,00			220,00				
30,40	160,00			220,00				
30,60	160,00			220,00				
30,80	160,00			220,00				
31,00	160,00			220,00				
31,20	160,00			220,00				
31,40	160,00			1000,00				
31,60	160,00			1000,00				
31,80	160,00			1000,00				
32,00	160,00			1000,00				
			Argilla sabbiosa				Argilla molto compatta e lenti sabbiose	
							Argilla molto compatta	
							Sabbie ghiaiose	

Profondità da piano di campagna	SEZIONE LITO-STRATIGRAFICA 1-1							
	Prova CPT 7				Prova CPT 8			
	qc linearizzata	Unità stratigrafiche	Litologia secondo trattazione di Schmertmann	AGI	qc linearizzata	Unità stratigrafiche	Litologia secondo trattazione di Schmertmann	AGI
32,20	160,00	D	Argilla sabbiosa		1000,00	D	Sabbie ghiaiose	
32,40	160,00				1000,00			
32,60	160,00				240,00			
32,80	160,00				240,00			
33,00	160,00				240,00			
33,20	160,00				240,00			
33,40	160,00				420,00			
33,60	160,00				420,00			
33,80	160,00				420,00			
34,00	160,00				0,00			
34,20	160,00							
34,40	160,00							
34,60	160,00							
34,80	160,00							

Profondità da piano di campagna	SEZIONE LITO-STRATIGRAFICA 2-2															
	Prova CPT 6				Prova CPT 7				Prova CPT 8				Prova CPT 9			
	qc linearizzata	Unità	stratigrafiche	Litologia secondo Schmertmann	AGI	qc linearizzata	Unità	stratigrafiche	Litologia secondo Schmertmann	AGI	qc linearizzata	Unità	stratigrafiche	Litologia secondo Schmertmann	AGI	
	0,00	160,00				60,00					80,00					500,00
	0,20	160,00			Argilla organica	60,00	O		Argilla medio compatta		80,00	O		Argilla medio compatta		500,00
0,40	160,00	O			60,00					80,00					500,00	
0,60	160,00		Argilla compatta		1000,0					80,00					120,00	
0,80	160,00			Sabbie ghiaiose	1000,0					260,00					120,00	
1,00	160,00				1000,0					260,00					120,00	
1,20	280,00				1000,0					260,00					120,00	
1,40	280,00				180,00		A		Argille sabbiose	260,00		A		Argilla compatta e limosa	120,00	
1,60	280,00		Sabbia argillosa		180,00					260,00					120,00	
1,80	280,00				180,00					260,00					120,00	
2,00	280,00	A			180,00					160,00					200,00	
2,20	280,00				140,00				Argilla compatta con argille sabbiose e limose	160,00				Argilla sabbiosa	200,00	
2,40	180,00				140,00		B1a			160,00		B1a			200,00	
2,60	180,00		Argilla sabbiosa		140,00					160,00					200,00	
2,80	180,00				140,00		B2			160,00					140,00	

SEZIONE LITO-STRATIGRAFICA 2-2												
Profondità da piano di campagna	Prova CPT 6			Prova CPT 7			Prova CPT 8			Prova CPT 9		
	qc linearizzata	Unità stratigrafiche	Litologia secondo Schmertmann	A\	qc linearizzata	Unità stratigrafiche	Litologia secondo Schmertmann	AGI	qc linearizzata	Unità stratigrafiche	Litologia secondo Schmertmann	AGI
3,00	180,00	A	Argilla sabbiosa		140,00		Argilla		160,00		Argilla compatta e sabbie argillose	
3,20	180,00			60,00		Argille organiche	Argilla compatta con argille sabbiose e limose		160,00			140,00
3,40	210,00			60,00					160,00			140,00
3,60	210,00		Argilla compatta	60,00					160,00			140,00
3,80	210,00			60,00					160,00			140,00
4,00	180,00		Argilla compatta	60,00					160,00			140,00
4,20	180,00			180,00		Sabbia			160,00			120,00
4,40	120,00			180,00					160,00			120,00
4,60	120,00	B1a		100,00		Sabbia argillosa			160,00			120,00
4,80	120,00			100,00					160,00			120,00
5,00	120,00		Argilla compatta	100,00					160,00			280,00
5,20	120,00			40,00		Argilla organica			160,00			280,00
5,40	120,00			40,00					160,00			280,00
5,60	120,00			40,00					160,00			280,00
5,80	120,00			60,00		Argilla medio compatta			160,00			280,00
6,00	120,00			60,00					160,00			280,00

SEZIONE LITO-STRATIGRAFICA 2-2																
Profondità da piano di campagna	Prova CPT 6				Prova CPT 7				Prova CPT 8				Prova CPT 9			
	qc linearizzata	Unità stratigrafiche	Litologia secondo Schmermann	A)	qc linearizzata	Unità stratigrafiche	Litologia secondo Schmermann	AGI	qc linearizzata	Unità stratigrafiche	Litologia secondo Schmermann	AGI	qc linearizzata	Unità stratigrafiche	Litologia secondo Schmermann	AGI
6,20	120,00				60,00		Argilla		260,00				280,00			
6,40	120,00				80,00				260,00		Sabbia		280,00		Sabbia	
6,60	180,00				80,00				260,00				280,00			
6,80	180,00				80,00				100,00				100,00			
7,00	1000,0				80,00				100,00				100,00			
7,20	1000,0				80,00				100,00				100,00			
7,40	1000,0				80,00				100,00				100,00			
7,60	1000,0				80,00				100,00				100,00			
7,80	1000,0				80,00				60,00				100,00			
8,00	1000,0				80,00				60,00				100,00			
8,20	120,00				80,00				60,00				100,00			
8,40	120,00				80,00				60,00				100,00			
8,60	120,00				80,00				60,00				380,00			
8,80	120,00				80,00				60,00				380,00			
9,00	120,00				80,00				60,00				380,00			
9,20	120,00				80,00				60,00				380,00			

SEZIONE LITO-STRATIGRAFICA 2-2																				
Profondità da piano di campagna	Prova CPT 6				Prova CPT 7				Prova CPT 8				Prova CPT 9							
	qc linearizzata	Unità	stratigrafiche	Litologia secondo Schmertmann	AGI	qc linearizzata	Unità	stratigrafiche	Litologia secondo Schmertmann	AGI	qc linearizzata	Unità	stratigrafiche	Litologia secondo Schmertmann	AGI	qc linearizzata	Unità	stratigrafiche	Litologia secondo Schmertmann	AGI
9,40	120,00					80,00	B2		Limo		60,00			Argilla limosa		90,00				
9,60	120,00		Argilla		360,00				Argilla limosa		60,00			Argilla limosa		90,00		B1a	Argilla limosa	
9,80	120,00	A	sabbiosa e limosa		360,00			Sabbia		260,00				Sabbia		90,00				
10,00	120,00				360,00			Sabbia		260,00				Sabbia		380,00				
10,20	120,00				100,00			Sabbia argillosa		260,00				Sabbia		380,00				
10,40	140,00		Argilla		100,00					110,00				Argilla compatta		140,00			Argilla compatta	
10,60	140,00		compatta e limosa		100,00					110,00				Argilla compatta		140,00				
10,80	140,00				100,00					110,00				Argilla compatta		140,00				
11,00	140,00				100,00			Argille medio compatte con presenza di sabbie argillose		110,00			B1b	Sabbia		140,00		B1b	Sabbia	
11,20	160,00		Argilla compatta con presenza di sabbie argillose		100,00					310,00				Sabbia		320,00				
11,40	160,00	B1a			100,00					310,00				Sabbia		320,00				
11,60	160,00				100,00					310,00				Sabbia		320,00				
11,80	160,00				100,00					110,00				Argilla compatta		320,00				
12,00	160,00				100,00					110,00				Argilla e sabbia limosa		120,00			Argilla compatta e sabbia limosa	
12,20	160,00				100,00					140,00						120,00				
12,40	160,00				100,00					140,00						120,00				

SEZIONE LITO-STRATIGRAFICA 2-2																							
Profondità da piano di campagna	Prova CPT 6				Prova CPT 7				Prova CPT 8				Prova CPT 9										
	qc linearizzata	Unità	stratigrafiche	Litologia secondo Schmertmann	AGI	qc linearizzata	Unità	stratigrafiche	Litologia secondo Schmertmann	AGI	qc linearizzata	Unità	stratigrafiche	Litologia secondo Schmertmann	AGI	qc linearizzata	Unità	stratigrafiche	Litologia secondo Schmertmann	AGI			
12,60	160,00	B1a		Argilla compatta con sabbie argillose		100,00	B1b		Argilla sabbiosa		140,00	B1b		Argilla compatta e sabbia limosa		120,00	B1b			Argilla compatta con presenza di sabbia limosa		120,00	
12,80	160,00			Argilla medio compatta		140,00			Argilla medio compatta e sabbia limosa		140,00			Argille medio, compatte e argilla limosa		120,00							
13,00	160,00			Argilla medio compatta		140,00			Argilla compatta		140,00										120,00		
13,20	160,00	B2				60,00	B2				60,00	B2				120,00	B2				120,00		
13,40	80,00				Argilla medio compatta					60,00	Argilla medio compatta e sabbia limosa					80,00							120,00
13,60	80,00				Argilla medio compatta					60,00	Argilla medio compatta e sabbia limosa					80,00							120,00
13,80	80,00	B2				60,00	B2				60,00	B2				120,00	B2				120,00		
14,00	80,00				Argilla medio compatta					60,00	Argilla medio compatta e sabbia limosa					80,00							120,00
14,20	80,00				Argilla medio compatta					60,00	Argilla medio compatta e sabbia limosa					80,00							120,00
14,40	170,00	B2				60,00	B2				60,00	B2				120,00	B2				120,00		
14,60	170,00				Argilla medio compatta					60,00	Argilla medio compatta e sabbia limosa					80,00							120,00
14,80	170,00				Argilla medio compatta					60,00	Argilla medio compatta e sabbia limosa					80,00							120,00
15,00	170,00	B2				60,00	B2				60,00	B2				120,00	B2				120,00		
15,20	80,00				Argilla medio compatta					60,00	Argilla medio compatta e sabbia limosa					80,00							120,00
15,40	80,00				Argilla medio compatta					60,00	Argilla medio compatta e sabbia limosa					80,00							120,00
15,60	80,00	B2				60,00	B2				60,00	B2				120,00	B2				120,00		
					Argilla medio compatta					60,00	Argilla medio compatta e sabbia limosa					80,00							120,00
					Argilla medio compatta					60,00	Argilla medio compatta e sabbia limosa					80,00							120,00

SEZIONE LITO-STRATIGRAFICA 2-2												
Profondità da piano di campagna	Prova CPT 6			Prova CPT 7			Prova CPT 8			Prova CPT 9		
	qc linearizzata	Unità stratigrafiche	Litologia secondo Schmertmann	AGI	qc linearizzata	Unità stratigrafiche	Litologia secondo Schmertmann	AGI	qc linearizzata	Unità stratigrafiche	Litologia secondo Schmertmann	AGI
15,80	140,00	B1b	Litologia secondo Schmertmann	Argilla	80,00		Argilla	120,00	120,00		Argilla	120,00
16,00	140,00		Argilla	Argilla	110,00		Argilla compatta e limosa	120,00	120,00		Argilla compatta e sabbia limosa	120,00
16,20	140,00		Argilla compatta e limosa	Sabbia	110,00			120,00				120,00
16,40	140,00		Argilla molto compatta con presenza di sabbie argillose	Sabbia	110,00			120,00				120,00
16,60	210,00				140,00	B1b		340,00	340,00	C		340,00
16,80	210,00				140,00			340,00	340,00			340,00
17,00	210,00				140,00			340,00	340,00			340,00
17,20	210,00				140,00			180,00	180,00			180,00
17,40	210,00				140,00			180,00	180,00			180,00
17,60	210,00				140,00			180,00	180,00			180,00
17,80	210,00				140,00			180,00	180,00			180,00
18,00	210,00				140,00			180,00	180,00			180,00
18,20	210,00				1000,0	C	Sabbia ghiaiosa	1000,0	1000,0	C	Sabbia ghiaiosa	1000,0
18,40	210,00				1000,0			1000,0	1000,0			1000,0
18,60	210,00				1000,0			1000,0	1000,0			1000,0

SEZIONE LITO-STRATIGRAFICA 2-2																						
Profondità da piano di campagna	Prova CPT 6				Prova CPT 7				Prova CPT 8				Prova CPT 9									
	qc linearizzata	Unità stratigrafiche	Litologia secondo Schmermann	AGI	qc linearizzata	Unità stratigrafiche	Litologia secondo Schmermann	AGI	qc linearizzata	Unità stratigrafiche	Litologia secondo Schmermann	AGI	qc linearizzata	Unità stratigrafiche	Litologia secondo Schmermann	AGI	qc linearizzata	Unità stratigrafiche	Litologia secondo Schmermann	AGI		
18,80	210,00				1000,0				1000,0				1000,0				1000,0					
19,00	160,00				1000,0				1000,0				1000,0				1000,0					
19,20	160,00				1000,0				1000,0				1000,0				1000,0					
19,40	160,00				1000,0				1000,0				1000,0				1000,0					
19,60	160,00				1000,0				1000,0				1000,0				1000,0					
19,80	160,00				1000,0				1000,0				1000,0				1000,0					
20,00	1000,0				1000,0				1000,0				1000,0				1000,0					
20,20	1000,0				1000,0				1000,0				1000,0				1000,0					
20,40	1000,0				1000,0				1000,0				1000,0				1000,0					
20,60	1000,0				1000,0				1000,0				1000,0				1000,0					
20,80	1000,0				1000,0				1000,0				1000,0				1000,0					
21,00	0,00				1000,0				1000,0				1000,0				1000,0					
21,20					240,00				240,00				240,00				240,00					
21,40					240,00				240,00				240,00				240,00					
21,60					240,00				240,00				240,00				240,00					
21,80					240,00				240,00				240,00				240,00					

SEZIONE LITO-STRATIGRAFICA 2-2																
Profondità da piano di campagna	Prova CPT 6				Prova CPT 7				Prova CPT 8				Prova CPT 9			
	qc linearizzata	Unità stratigrafiche	Litologia secondo Schmertmann	AGI	qc linearizzata	Unità stratigrafiche	Litologia secondo Schmertmann	AGI	qc linearizzata	Unità stratigrafiche	Litologia secondo Schmertmann	AGI	qc linearizzata	Unità stratigrafiche	Litologia secondo Schmertmann	AGI
22,00					240,00				200,00	D	Argilla compatta		140,00			
22,20					240,00	D			200,00	D	Argilla compatta		140,00	D		
22,40					240,00				200,00				140,00			
22,60					240,00				330,00				140,00			
22,80					240,00				330,00				140,00			
23,00					240,00				330,00				140,00			
23,20					240,00				330,00				380,00			
23,40					240,00				330,00				380,00			
23,60					240,00				330,00				380,00			
23,80					240,00				330,00				380,00			
24,00					240,00				330,00				380,00			
24,20					240,00				160,00				380,00			
24,40					240,00				160,00				300,00			
24,60					240,00				160,00				300,00			
24,80					240,00				160,00				300,00			
25,00					240,00				160,00				380,00			

SEZIONE LITO-STRATIGRAFICA 2-2																					
Profondità da piano di campagna	Prova CPT 6				Prova CPT 7				Prova CPT 8				Prova CPT 9								
	qc linearizzata	Unità	stratigrafiche	Litologia secondo Schmertmann	AGI	qc linearizzata	Unità	stratigrafiche	Litologia secondo Schmertmann	AGI	qc linearizzata	Unità	stratigrafiche	Litologia secondo Schmertmann	AGI	qc linearizzata	Unità	stratigrafiche	Litologia secondo Schmertmann	AGI	
25,20						240,00					160,00					380,00					
25,40				Argilla sabbiosa*		240,00	D		Argilla sabbiosa e limosa		160,00	D		Argilla		380,00	D		Argilla		
25,60				Argilla compatta con presenza di argilla sabbiosa e limosa*		240,00			Argilla sabbiosa e limosa		160,00			Argilla molto compatta		210,00			Argilla molto compatta		
25,80						160,00					160,00					210,00					
26,00						160,00					160,00					160,00					
26,20						160,00					160,00					160,00					
26,40						160,00					160,00					160,00					
26,60						160,00					160,00					160,00					
26,80						160,00					160,00					160,00					
27,00						160,00					160,00					160,00					
27,20						160,00					160,00					160,00					
27,40						160,00					160,00					160,00					
27,60						160,00					160,00					160,00					
27,80						160,00					160,00					160,00					
28,00						160,00					160,00					160,00					
28,20						160,00					160,00					240,00					

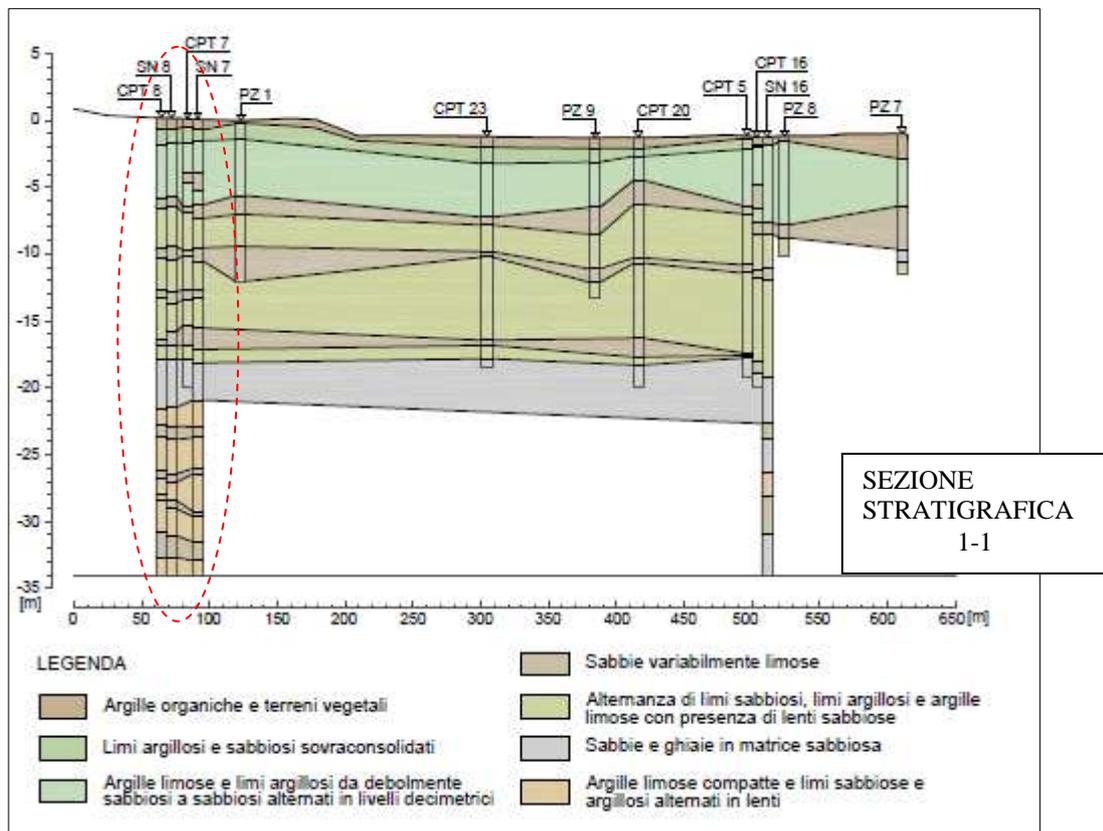
Profondità da piano di campagna	SEZIONE LITO-STRATIGRAFICA 2-2																				
	Prova CPT 6				Prova CPT 7				Prova CPT 8				Prova CPT 9								
	qc linearizzata	Unità	stratigrafiche	Litologia secondo Schmertmann	AGI	qc linearizzata	Unità	stratigrafiche	Litologia secondo Schmertmann	AGI	qc linearizzata	Unità	stratigrafiche	Litologia secondo Schmertmann	AGI	qc linearizzata	Unità	stratigrafiche	Litologia secondo Schmertmann	AGI	
28,40	160,00					160,00					160,00			compatta		240,00			compatta		
28,60	160,00		D	Argilla compatta con presenza di argilla sabbiosa e limosa*		160,00	D	D	Argilla compatta		160,00					240,00					
28,80	160,00					140,00					140,00					240,00					
29,00	160,00					160,00					140,00					240,00					
29,20	160,00					160,00					140,00					240,00					
29,40	160,00					160,00					140,00					240,00					
29,60	160,00					160,00					140,00					240,00					
29,80	160,00					160,00					140,00					240,00					
30,00	160,00					160,00					220,00					240,00					
30,20	160,00					160,00					220,00					240,00					
30,40	160,00					160,00					220,00					240,00					
30,60	160,00					160,00					220,00					240,00					
30,80	160,00					160,00					220,00					240,00					
31,00	160,00					160,00					220,00					240,00					
31,20	160,00					160,00					220,00					300,00	B1c			Argilla sabbiosa	
31,40	160,00					160,00					1000,0					300,00					

SEZIONE LITO-STRATIGRAFICA 2-2																
Profondità da piano di campagna	Prova CPT 6				Prova CPT 7				Prova CPT 8				Prova CPT 9			
	qc linearizzata	Unità	stratigrafiche	Litologia secondo Schmertmann	AGI	qc linearizzata	Unità	stratigrafiche	Litologia secondo Schmertmann	AGI	qc linearizzata	Unità	stratigrafiche	Litologia secondo Schmertmann	AGI	
31,60						160,00					1000,0				300,00	
31,80						160,00			ghiaiosa		1000,0			Argilla sabbiosa		300,00
32,00						160,00			Sabbia ghiaiosa		1000,0					300,00
32,20						160,00					1000,0					400,00
32,40						160,00					1000,0					400,00
32,60						160,00			Argilla compatta con presenza di argilla sabbiosa e limosa*		240,00					400,00
32,80						160,00		D			240,00					300,00
33,00						160,00			Argilla molto compatta		240,00		D			300,00
33,20						160,00					240,00					400,00
33,40						160,00					420,00					400,00
33,60						160,00			Sabbia		420,00					1000,0
33,80						160,00					420,00					1000,0
34,00						160,00					0,00					1000,0

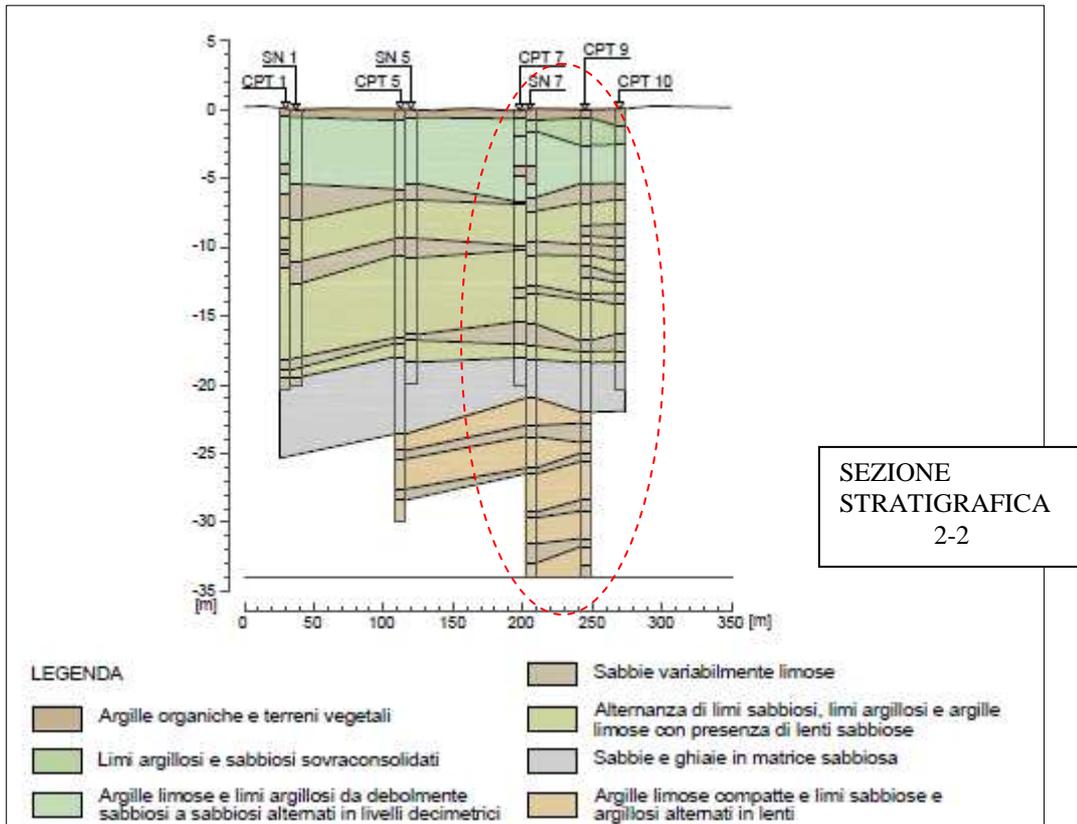
Le componenti contrassegnate con l'asterisco si riferiscono agli strati per i quali non sono forniti valori da CPT. I relativi valori di resistenza alla punta e rapporto di frizione sono stati dedotti da altre tipologie di prove in sito (Pocket Penetrometer e SPT) e affinati mediante confronto con caratteristiche in strati simili.

Collegando fra loro strati rilevati appartenenti ai diversi siti di indagine, è possibile anche una rappresentazione, sempre approssimativa ed esclusivamente indicativa, grafica dell'alternanza degli strati in funzione della profondità.

Tale rappresentazione, per ragioni di completezza, è stata elaborata dalla società che



ha gentilmente fornito il materiale, tenendo conto dei sondaggi che riguardano anche i sub comparti non in esame (Centro Logistico e Centro Commerciale):



Vengono individuate le macrounità e le eventuali sottounità presenti nel modello lito-stratigrafico di progetto.

Per ogni macrounità vengono definiti i principali aspetti di classificazione desunti dalle prove in laboratorio e dalle indagini in sito.

Unità 0:

da p.c. fino a 0,60 m

classificazione: argille organiche e terreni misti di riporto, in parte costituiti anche da asfalto, stabilizzato e da detrito ghiaioso in matrice sabbiosa contenete frammenti di laterizio e cemento

colore: nocciola con intercalazioni nerastre

umidità: medio - scarsa

Non è stata eseguita una caratterizzazione in quanto questo strato presenta un alto grado di rimaneggiamento e verrà asportato durante le fasi di costruzione dell'opera.

Unità A:

da 0,60 m a 2,20 m

classificazione: argille sabbiose e limose sovraconsolidate e consistenti con presenza di deboli percentuali di sabbie limose e di concrezioni calcaree

colore: nocciola

umidità: medio - scarsa

parametri di resistenza da prove CPT:

$$q_{Cm} = 210.0 \text{ t/mq} \quad (120 \div 280)$$

$$f_{Sm} = 8.33 \text{ t/mq} \quad (2.33 \div 14.67)$$

$$FR_m = 25.21$$

Unità B:

da 2,20 m a 18,40 m

classificazione: alternanza di argille sabbiose e limose e limi argillosi da mediamente consistenti a consistenti e da debolmente sabbiosi a sabbiosi in livelli sciolti centimetrici, intervallati a strati di sabbie variabilmente limose, contenenti concrezioni calcaree di piccole

dimensioni, di addensamento da scarso a medio. Zone con presenza di argille organiche di bassa consistenza

Sottounità B1a:

da 2,20 m a 10,20 m

classificazione: argille limose e limi argillosi da debolmente sabbiosi a sabbiosi in livelli sciolti centimetrici di media consistenza alternati con lenti di sabbie variabilmente limose

colore: nocciola

umidità: da terreno saturo ad umidità medio - elevata

classificazione USCS: CL/ML

$$IG = 4,710,8$$

classificazione AASHTO: A4/A6

granulometria: % in peso < 2,00 mm = 99,78 99,93

% in peso < 0,40 mm = 98,52 98,73

% in peso < 0,075 mm = 54,40 90,79

caratteristiche fisiche:

limite liquido WL = 29 38 %

limite plastico WP = 17 21 %

indice plastico IP = 12 17 %

indice di liquidità IL = 0,321 0,525

indice di consistenza IC = 0,475 0,679

contenuto naturale d'acqua W = 23,3 24,5 %

indice dei vuoti iniziale e_0 : = 0,759

parametri di resistenza da prove CPT:

$$q_{Cm} = 161.9 \text{ t/mq} \quad (180 \div 380)$$

$$f_{Sm} = 6.67 \text{ t/mq} \quad (2.33 \div 9.33)$$

$$FR_m = 24.27$$

Sottounità B2:

da 2,0 m a 6,40 m (Sondaggio 6) e da 6,60 m a 10,00 m

classificazione: argille limose e limi argillosi da debolmente sabbiosi a sabbiosi in livelli sciolti centimetrici con presenza di argille organiche e torbose che ne determinano una bassa consistenza

colore: nerastro

umidità: medio - scarsa

classificazione USCS: CH

IG = 18,820,0

classificazione AASHTO: A 7-5

granulometria: % in peso < 2,00 mm = 97,45 99,69

% in peso < 0,40 mm = 94,87 98,92

% in peso < 0,075 mm = 71,06 96,90

caratteristiche fisiche:

limite liquido WL = 68,69 %

limite plastico WP = 28,34 %

indice plastico IP = 34,41 %

indice di liquidità IL = 0,181-0,849

indice di consistenza IC = 0,151-0,819

contenuto naturale d'acqua W = 35,4 %

indice dei vuoti iniziale e_0 : = 0,697

parametri di resistenza da prove CPT:

$$q_{Cm} = 80.0 \text{ t/mq} \quad (40 \div 380)$$

$$f_{Sm} = 4.21 \text{ t/mq} \quad (1.96 \div 7.19)$$

$$FR_m = 19.0$$

Sottounità B1b:

da 10,00 m a 18,60 m

classificazione: argille limose e limi argillosi da debolmente sabbiosi a sabbiosi in livelli sciolti centimetrici di media consistenza e alternanza con lenti di sabbie variabilmente limose

colore: grigio

umidità: media, medio - scarsa

classificazione USCS: CL/ML

IG = 3,312,2

classificazione AASHTO: A4/A6

granulometria: % in peso < 2,00 mm = 99,97-99,99

% in peso < 0,40 mm = 89,51-90,48

% in peso < 0,075 mm = 49,62-70,36

caratteristiche fisiche:

limite liquido WL = 28,42 %

limite plastico WP = 17,20 %

indice plastico IP = 11,22 %

indice di liquidità IL = 0,0120,192

indice di consistenza IC = 0,8080,988

contenuto naturale d'acqua W = 19,120,3 %

indice dei vuoti iniziale e0: = 0,669

parametri di resistenza da prove CPT:

$$q_{Cm} = 167.7 \text{ t/mq} \quad (92.0 \div 245.0)$$

$$f_{Sm} = 8.15 \text{ t/mq} \quad (3.92 \div 9.16)$$

$$FR_m = 20.58$$

Sottounità B1c:

da 30,80 m a 34,00 m

classificazione: argille limose e limi argillosi da debolmente sabbiosi a sabbiosi in livelli sciolti centimetrici con presenza di argille organiche e torbose che ne determinano una bassa consistenza

colore: nerastro

umidità: medio - scarsa

classificazione USCS: CL/ML

IG = 11,2

classificazione AASHTO: A 7-6

granulometria: % in peso < 2,00 mm = 99,95

% in peso < 0,40 mm = 55,53

% in peso < 0,075 mm = 79,00

caratteristiche fisiche:

limite liquido WL = 36 %

limite plastico WP = 18 %

indice plastico IP = 18 %

indice di liquidità IL = 0,692

indice di consistenza IC = 0,308

contenuto naturale d'acqua W = 30,4 %

indice dei vuoti iniziale $e_0 = 0,866$

parametri di resistenza da prove CPT:

$$q_{Cm} = 350 \text{ t/mq} \quad (300 \div 400)$$

$$f_{Sm} = 17.29 \text{ t/mq} \quad (9.33 \div 19.33)$$

$$FR_m = 20.25$$

Unità C:

da 18,60 m a 21,80 m

classificazione: sabbie e ghiaie in matrice sabbiosa di colore grigio

colore: grigio

umidità: terreno saturo

numero di colpi da prova SPT:

NSPTmedio = 37 [colpi/30cm]

parametri di resistenza da prove CPT:

$$q_{Cm} > 1000 \text{ t/mq}$$

$$f_{Sm} = 15.33 \text{ t/mq}$$

$$FR_m > 40$$

Unità D:

da 21,80 m a 34,00 m circa

classificazione: argille limose compatte e limi sabbiosi e limi argillosi alternati in lenti centimetriche e decimetriche mediamente consistenti, con localizzate lenti di sabbie variabilmente limose

colore: nocciola

umidità: terreno da saturo a umidità media

classificazione USCS: CL/ML

IG = 13,417,2

classificazione AASHTO: A 7-6

granulometria: % in peso < 2,00 mm = 98,45 99,99

% in peso < 0,40 mm = 86,29 99,83

% in peso < 0,075 mm = 20,57 94,74

caratteristiche fisiche:

limite liquido WL = 41 50 %

limite plastico WP = 18 22 %

indice plastico IP = 23 28 %

indice di liquidità IL = 0,122 0,203

indice di consistenza IC = 0,797 0,878

contenuto naturale d'acqua W = 22,0 26,6 %

indice dei vuoti iniziale e_0 : = 0,627 0,769

parametri di resistenza da prove CPT:

$$q_{Cm} = 307.0 \text{ t/mq} \quad (194.0 \div 428.0)$$

$$f_{Sm} = 13.60 \text{ t/mq} \quad (5.89 \div 20.27)$$

$$FR_m = 22.57$$

I valori riportati riferiti alle caratteristiche edometriche (granulometria, limiti di Atterberg, indice dei vuoti, umidità del terreno, etc.) sono stati stimati attraverso prove in laboratorio su provini reputati rappresentativi dell'intero pacco di strati.

Si sottolinea, quindi, che tali valori non sono da ritenersi costanti per tutta la profondità interessata dalla unità stratigrafica, ma come stime approssimate, con un forte valore locale, utili per dare una prima indicazione sulle caratteristiche delle dette unità.

5.2 Modellazione geotecnica

La determinazione dei parametri di progetto, che permettono di caratterizzare le unità stratigrafiche individuate sotto gli aspetti deformativi e di resistenza è stata elaborata sulla base delle prove CPT precedentemente analizzate in via preliminare, dei risultati dei sondaggi disponibili e delle prove SPT eseguite. Ulteriori informazioni sono ottenute affiancando i risultati delle prove di laboratorio.

Per tale stima, si è tenuto conto dell'approccio proposto dal professore Righi e dall'ingegnere Piacentini (vedi § 3.4): i parametri di interesse sono dunque stati valutati attraverso correlazioni dirette con le misurazioni ottenute da prove CPT.

Per migliorare la precisione dei valori risultanti, si è fatto ricorso alle correlazioni presentate al capitolo 2 (vedi § 2.3).

L'utilizzo delle correlazioni, reperite in letteratura tecnica per la determinazione dei parametri, può essere eseguito in corrispondenza della mezzeria dello strato considerato e per ottenere informazioni aggiuntive in corrispondenza del provino (o dei provini) di riferimento e delle prove SPT eseguite: è necessario introdurre all'interno delle correlazioni i valori dei parametri richiesti rispettivamente presenti alla profondità di metà strato, del provino o alla profondità delle prove SPT eseguite. Nell'utilizzo di tali correlazioni è importante tenere sempre in considerazione che si tratta di determinazioni empiriche e che quindi non sono caratterizzate da un elevato grado di confidenza, per quanto i risultati delle prove di sito siano invece controllati e caratterizzati da un buon grado di attendibilità.

Il margine di errore, dovuto principalmente all'applicazione di coefficienti correttivi, all'interno delle formule, derivanti da sperimentazioni e quindi fortemente variabili, fa sì che il ricorso a tali correlazioni permetta di individuare un intervallo di accettabilità all'interno del quale considerare il parametro indagato.

Questo approccio permette un migliore grado di confidenza della modellazione geotecnica, superando il progressivo accumulo di approssimazioni (e quindi dell'errore) nella valutazione di un singolo valore, attraverso l'apertura di un campo di validità (range) entro il quale il valore più attendibile risulta essere vicino al valore minore per il basso numero di dati a disposizione (in linea con le prescrizioni dell'Eurocodice EC7) e se possibile vicino a valori che derivano da determinazioni dirette in laboratorio del parametro stesso.

Le valutazioni derivanti da prove eseguite in laboratorio, infatti, forniscono un importante strumento di verifica per quanto concerne la affidabilità dei risultati ottenuti.

Il ricorso al metodo Righi-Piacentini è motivato dalla possibilità offerta di ottenere stime affidabili con un minor grado di approssimazione essendo tutti i parametri determinati in funzione dei valori di resistenza alla punta e di rapporto di frizione e quindi escludendo un progressivo accumulo di approssimazioni nel passare da un parametro geotecnico ad un altro.

Oltre al vantaggio sul piano della precisione delle valutazioni, si sottolinea la possibilità offerta, dallo stesso metodo, di valutare le caratteristiche indagate rapportandole alle misurazioni da prove CPT e quindi di poter ottenere una stima del parametro per strati di 20 cm.

Questo consente una lettura pressoché continua dei parametri indagati ed una individuazione immediata del loro evolversi in funzione della profondità.

5.2.1 Peso per unità di volume

Per determinare il peso per unità di volume del terreno indagato si è fatto ricorso ai valori risultanti da campioni prelevati in sito.

Tenendo conto della profondità a cui è stato eseguito il prelievo si è proceduto facendo riferimento alle macrounità lito-stratigrafiche definite (vedi § 5.1) mediante la carta di classificazione di Schmertmann.

L'abbinamento fra i valori di peso per unità di volume ottenuti da laboratorio e le diverse unità stratigrafiche ha permesso una media ponderata di un valore ritenuto rappresentativo di tutto il volume significativo.

Questo procedimento è stato sviluppato in riferimento ai sondaggi 7 e 8, ritenuti più rappresentativi e completi per la valutazione di tutto il sottosuolo dell'area indagata.

Sondaggio	Campione di riferimento	Profondità di prelievo da p.c. (m)	WL (%)	WP (%)	IP	passante al vaglio 200 (%)	peso unità volume (t/mc)
7	1	3.50-4.0	29	17	12	54.4	1.91
	2	6.00-6.50	68	34	34	71.06	1.46
	3	12.00-12.50	42	20	22	70.36	1.94
	4	25.00-25.50	50	22	28	94.73	1.92
8	1	3.50-4.00	38	21	17	90.79	1.93
	2	7.70-8.10	69	28	41	96.90	1.97
	3	12.00-12.50	28	17	11	49.61	1.93
	4	15.00-15.50	36	18	18	79	1.88
	5	25.50-26.00	nd	nd	0	20.57	2.01
	6	27.50-28.00	44	19	25	94.74	1.99
	7	30.00-30.50	41	18	23	90.72	1.98
	8	34.00-34.50	27	16	11	52.90	1.93

L'analisi comparata fra i diversi provini ha portato alla definizione di un valore medio rappresentativo per tutta l'area indagata³ di

$$\gamma_m = 1.95 \text{ t/mq}$$

Attraverso questo valore si è calcolata la pressione litostatica totale ed efficace, tenendo conto della presenza della falda alla quota di 4.50 m dal piano di campagna, secondo le note formule:

$$\sigma_{v0} = \sigma'_{v0} = \gamma_m \cdot z \quad \text{per il terreno al di sopra della falda } (z = 0.0 \div 4.50 \text{ m})$$

$$\sigma'_{v0} = (\gamma_m - \gamma_w) \cdot z \quad \text{per il terreno sotto falda } (z > 4.50 \text{ m})$$

5.2.2 Coesione non drenata

Per la stima della coesione non drenata, si fa riferimento alla formula (vedi § 2.3.2.1)

$$c_U = \frac{q_c - \sigma'_{v0}}{N_K}$$

in cui si applica al coefficiente a denominatore il valore, definito secondo l'approccio di Kleven (1981): $N_K = 15$. Questo valore è stato definito mediante confronto con stime ottenute da altri approcci quale quello di Ladd – Edgers secondo l'espressione:

$$\left(\frac{c_U}{\sigma'_{v0}} \right)_{OC} = \left(\frac{c_U}{\sigma'_{v0}} \right)_{NC} \cdot OCR^{0.8}$$

in cui il valore di OCR è stato valutato sulla base delle prove da laboratorio.

Per i materiali argillosi è noto che la coesione non drenata, sia valore rappresentativo, in termini di tensioni totali, della resistenza al taglio.

Ipotesi avanzata nel metodo in uso (Righi-Piacentini) è che, basandosi su esperienze in sito, la resistenza al taglio in sito del terreno, per materiali con componente argillosa, sia assai prossima alla resistenza laterale del manicotto di frizione.

³ Nel considerare la pressione di alleggerimento dovuto allo scavo che interesserà i primi 4 m di terreno, non si farà riferimento al valore di γ_m , ma ad un nuovo valore mediato ottenuto considerando solo i provini rappresentativi del volume asportato.

Nei diagrammi seguenti vengono riportati i valori calcolati secondo Kleven di coesione non drenata e i valori dalle letture eseguite in sito della resistenza laterale per i diversi siti di indagine.

Il confronto visivo tra le due curve mostra come, laddove il banco di strati presenti una forte matrice argillosa, effettivamente i valori di c_U e di $\bar{\tau}$ ⁴ siano molto prossimi se non, in alcuni casi, coincidenti.

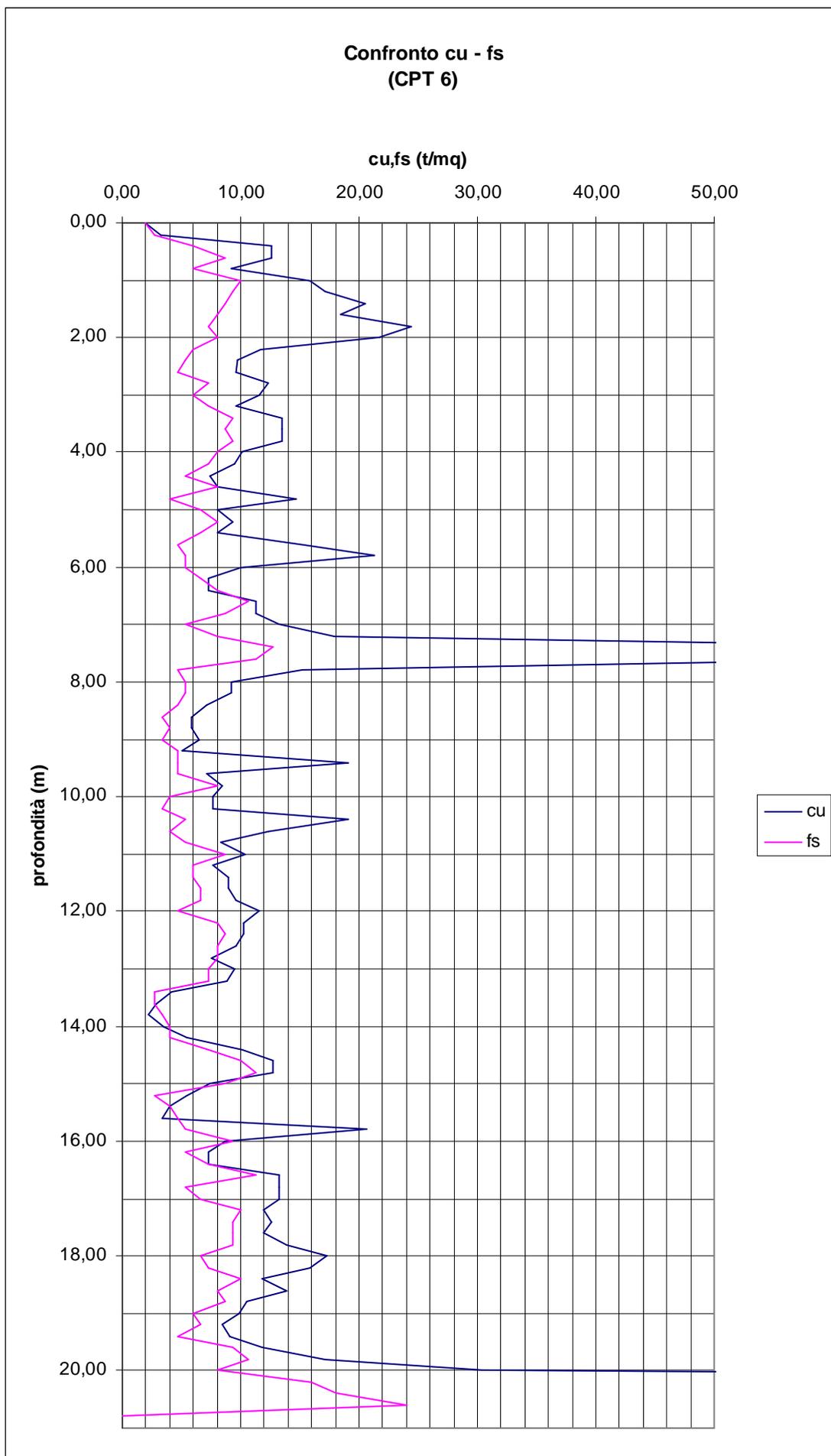
La differenza si accentua all'aumentare della componente sabbiosa, fino a divenire massima nel caso di sabbie ghiaiose.

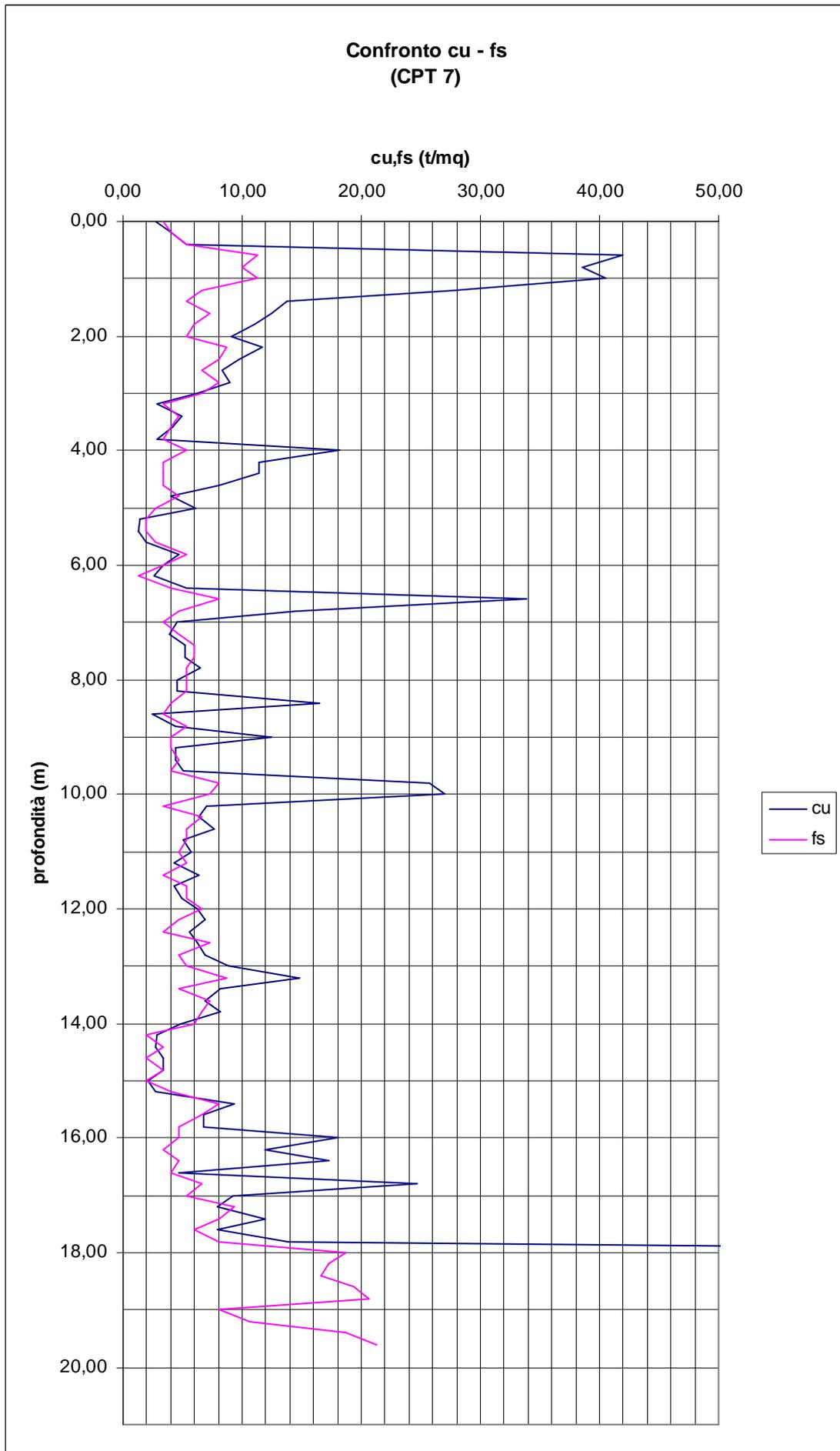
Si sottolinea che, per la CPT 7, si è voluto fermare il confronto alla profondità di 21 m da p.c. per non fare ricorso ai valori ottenuti da altre prove in sito, ma rimanere al confronto con i soli dati di resistenza forniti dalle prove penetrometriche statiche.

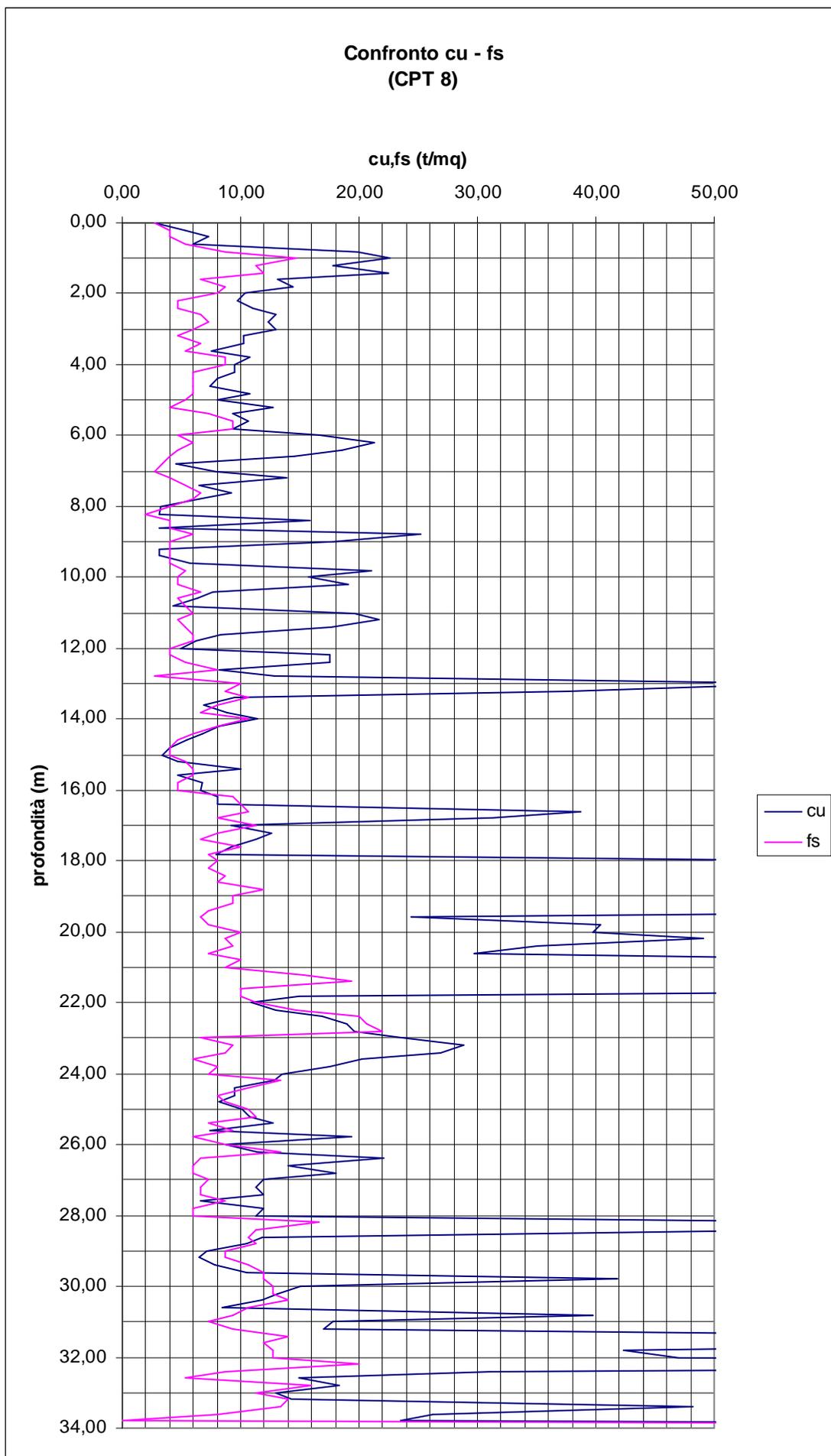
Oltre alla profondità detta, infatti, non si hanno più letture da penetrometro, ma solo valori puntuali da prove SPT, Pocket Penetrometer e Torvane.

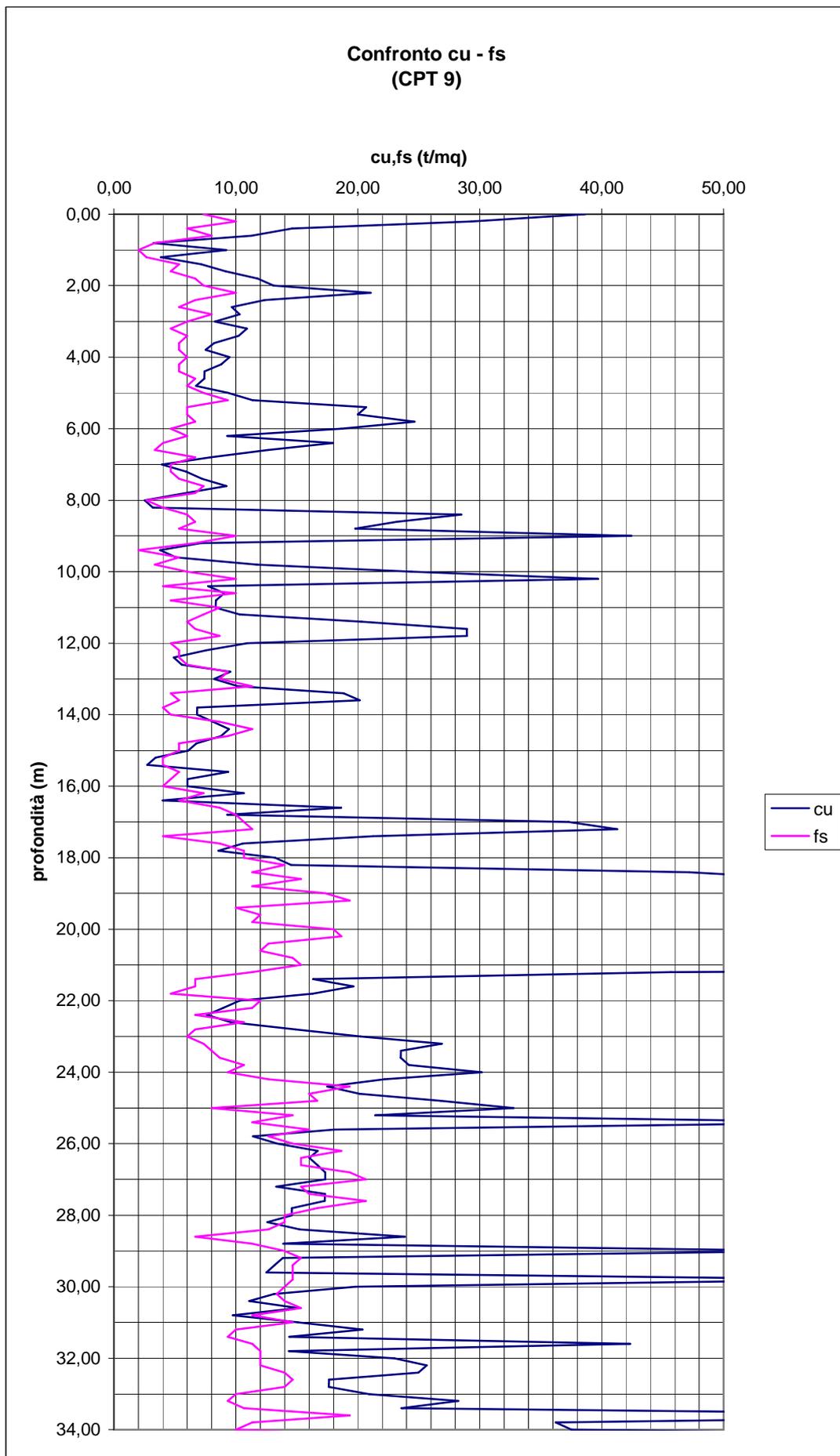
⁴ Definiamo $\bar{\tau}$ come resistenza al taglio in sito per differenziarla dal valore τ rappresentativo della resistenza al taglio in condizioni normal consolidate dovuta alla pressione litostatica efficace

$$\tau = \sigma'_{V0} \cdot \operatorname{tg} \varphi_{NC}$$









5.2.3 Pressione di preconsolidazione

Per la determinazione della pressione di preconsolidazione si è fatto riferimento alle considerazioni espresse sui risultati da prove di taglio diretto su campioni di materiale rimaneggiato.

Confrontando i valori di resistenza al taglio rilevata in sito attraverso il rapporto:

$$\bar{\tau} = \frac{q_c}{FR}$$

e i valori di resistenza al taglio previsti per la pressione litostatica efficace presente alla stessa profondità:

$$\tau = \sigma'_{V0} \cdot \operatorname{tg}(\varphi_{NC})$$

si è proceduto all'applicazione delle formule espresse nell'approccio Righi-Piacentini:

- *Situazione di sovra consolidamento: $\bar{\tau} > \tau$*

$$\Delta\sigma'_{VOC} = \frac{(\bar{\tau} - \sigma'_{V0} \cdot \operatorname{tg}(\varphi_{NC}))}{\operatorname{tg}(\varphi_{NC}) - \operatorname{tg}(\varphi_{OC})}$$

da cui

$$\sigma'_P = \sigma'_{V0} + \Delta\sigma'_{VOC}$$

- *Situazione di sottoconsolidamento: $\bar{\tau} < \tau$*

$$\Delta\sigma'_{VUC} = \frac{(\sigma'_{V0} \cdot \operatorname{tg}(\varphi_{NC}) - \bar{\tau})}{\operatorname{tg}(\varphi_{NC})}$$

da cui

$$\sigma'_P = \sigma'_{V0} - \Delta\sigma'_{VUC}$$

- *Situazione di normalconsolidamento: $\bar{\tau} = \tau$*

$$\bar{\tau} = \sigma'_{V0} \cdot \operatorname{tg}(\varphi_{NC})$$

da cui

$$\sigma'_P = \sigma'_{V0}$$

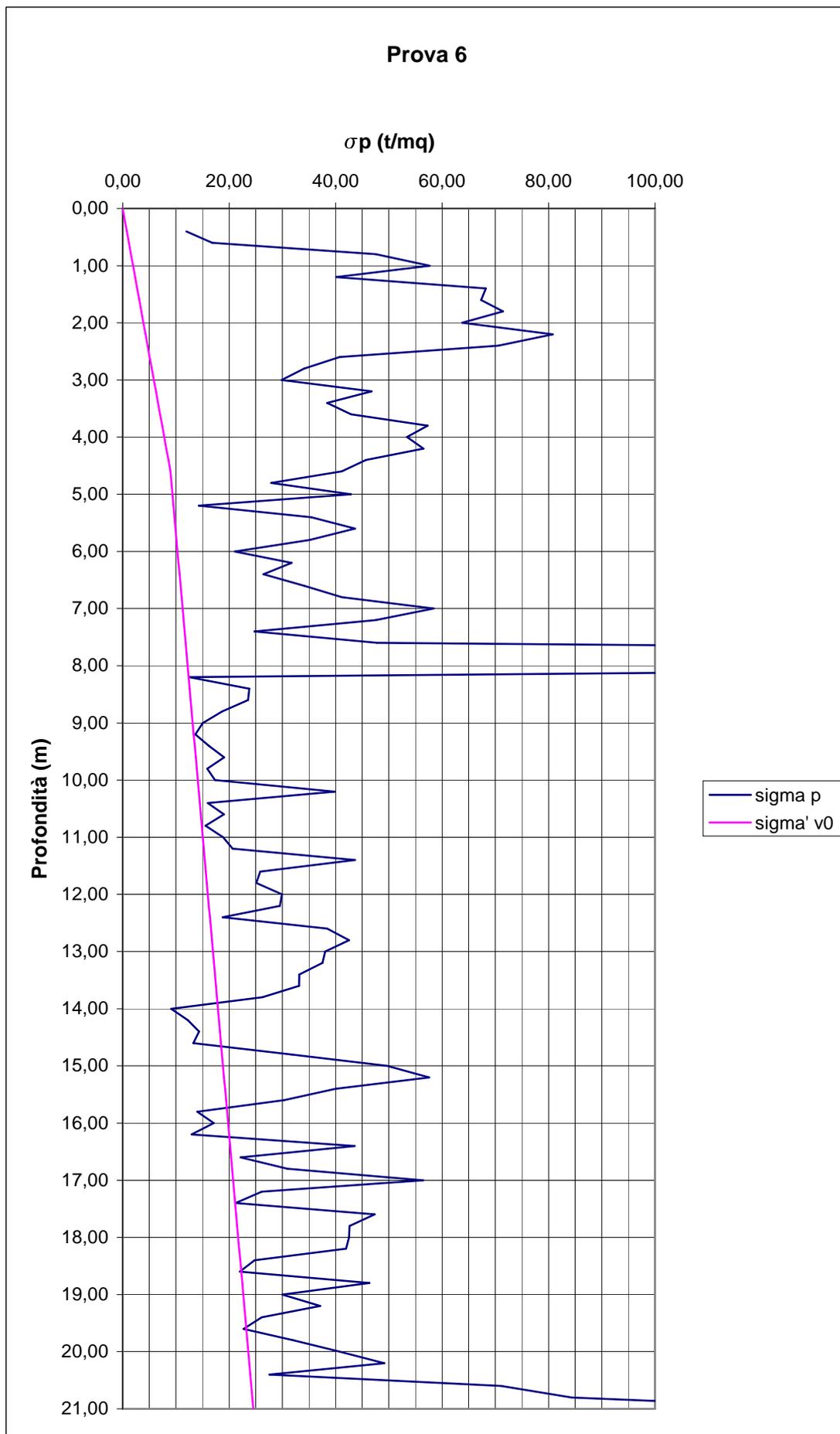
Poiché la trattazione adottata considera in un unico approccio tutte le tipologie di terreni, è stato necessario procedere con attenzione nella stima della pressione di preconsolidazione per i materiali incoerenti a granulometria più grossa.

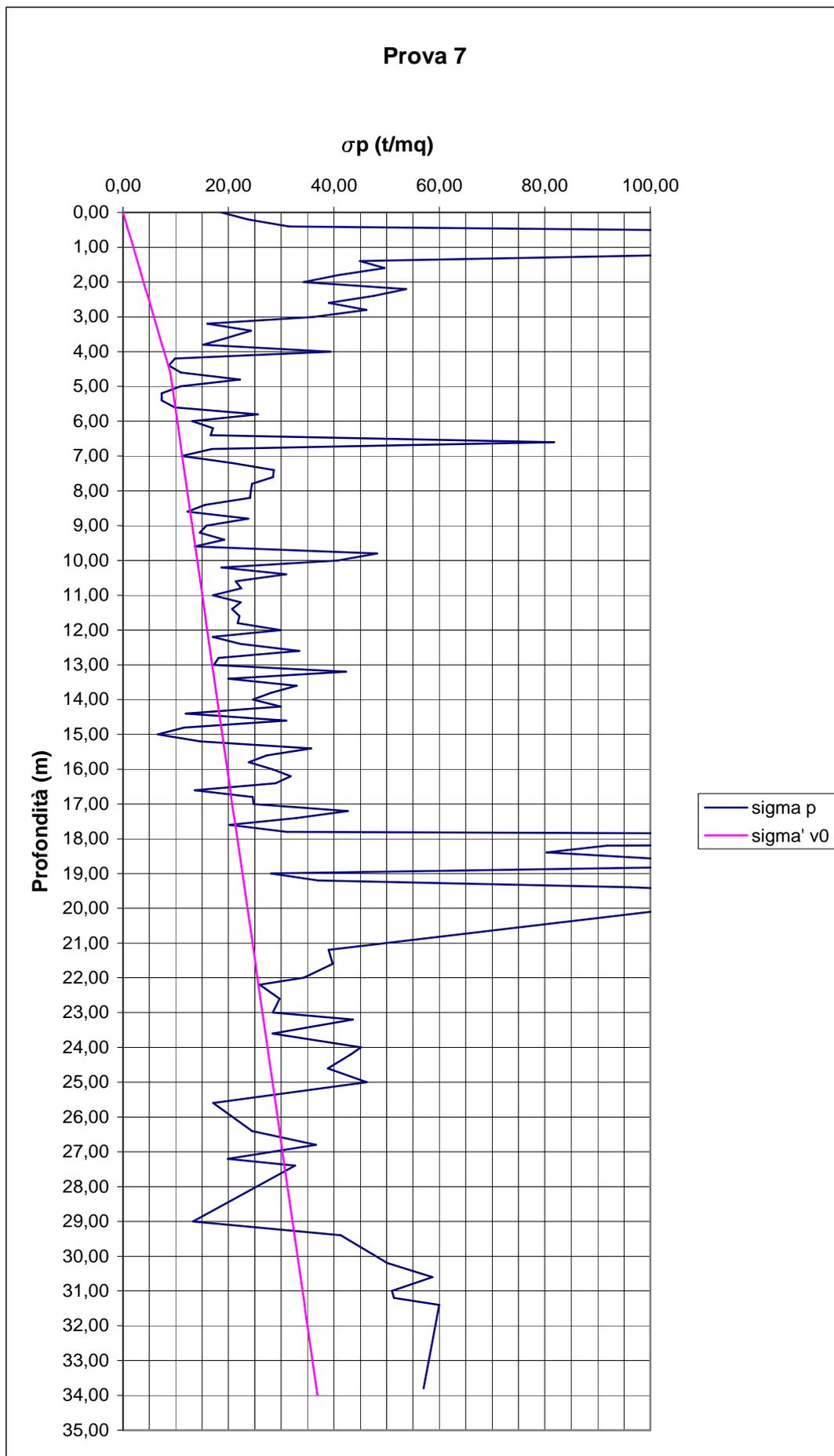
Per questo motivo si sono adottate alcune ipotesi quali:

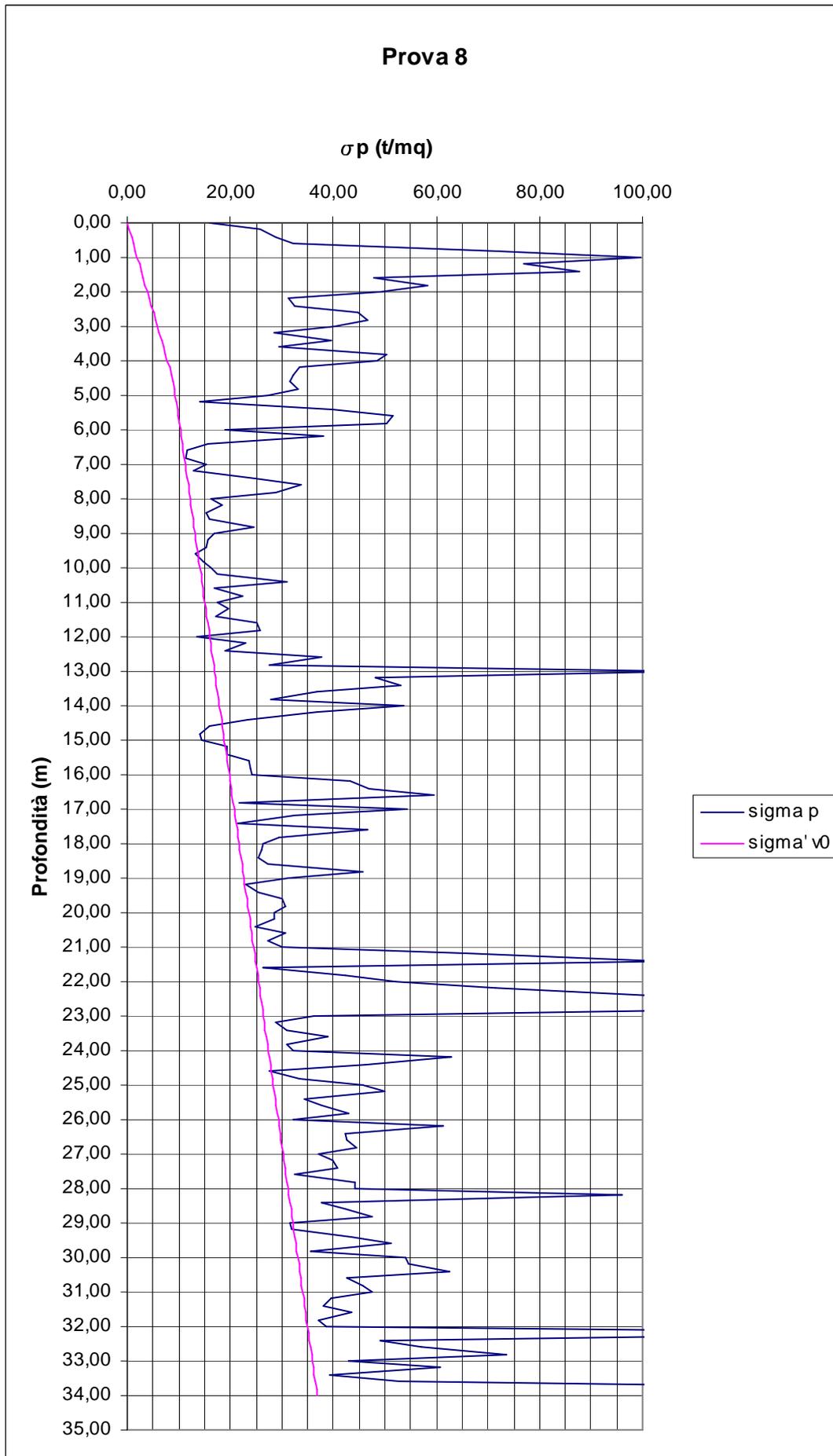
- l'utilizzo del valore corretto \overline{FR} per la stima della resistenza al taglio
- terreni incoerenti a profondità elevate sono stati considerati sempre in condizioni di sovra consolidamento o al limite di normalconsolidamento per la stima della pressione di preconsolidazione⁵

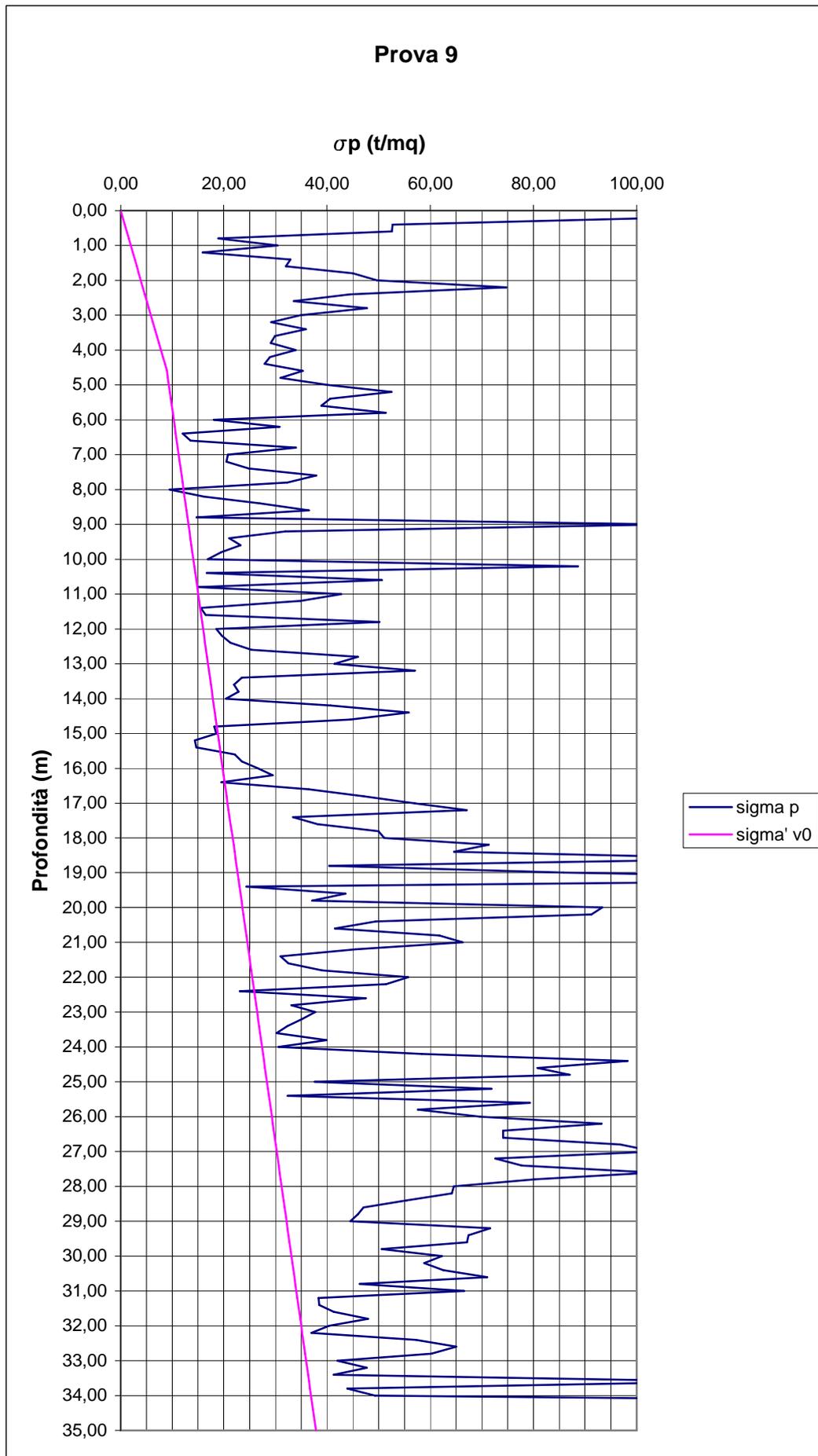
Da queste ipotesi si è proceduto valutando, per strati di spessore di 20 cm, l'andamento della pressione di preconsolidazione ponendola in confronto con l'andamento della pressione litostatica efficace per le quattro prove penetrometriche a disposizione.

⁵ Questa ipotesi si basa sull'analisi delle curve qualitative di carico e di scarico ottenute dalle prove di taglio diretto eseguite in laboratorio: tali curve risultano tra loro poco discoste e per tale motivo si è considerata la situazione di normalconsolidamento come più vicina alla realtà rispetto alla condizione di sottoconsolidamento.









5.2.4 Grado di sovraconsolidazione OCR

Nota il valore di pressione di preconsolidazione, è immediato il calcolo del relativo valore di grado di sovraconsolidazione attraverso il semplice rapporto:

$$OCR = \frac{\sigma'_P}{\sigma'_{V0}}$$

eseguito per strati di 20 cm.

Questo rapporto fornisce valori puntuali di OCR sempre sotto le ipotesi poste per la stima della pressione di preconsolidazione e della pressione litostatica efficace.

Facendo un confronto con i gli altri approcci visti al capitolo 2 (vedi § 2.3.2.3) si nota un errore inferiore al 10% e quindi considerato come trascurabile.

Questo confronto viene eseguito per strati argillosi ed in particolare solo per alcuni di questi, questa limitazione è legata all'utilizzo di un parametro definito secondo la trattazione di Ladd – Foot

$$c_U = \sigma'_{V0} \cdot (0.22 \pm 0.03) \cdot OCR^{0.8}$$

che risulta difficilmente determinabile e quindi fonte di maggiore incertezza.

Si riportano alcuni esempi dei valori ottenuti con i due metodi considerati per le prove in esame:

Prova 6			
Profondità strato	FR	OCR	OCR
		Trattazione Righi - Piacentini	Trattazione Skempton - Ladd
6,20	18,00	3,25	3,30
9,80	17,50	2,86	2,81
14,00	17,50	0,80	0,86
16,40	17,73	1,53	1,61

Prova 7			
Profondità strato	FR	OCR	OCR
		Trattazione Righi - Piacentini	Trattazione Skempton - Ladd
3,60	17,50	2,83	2,78
5,60	15,00	0,99	0,90
8,60	15,00	0,96	0,86
9,40	17,14	1,42	1,45
10,80	16,88	1,51	1,49
14,40	18,00	0,65	0,69
26,80	16,07	1,22	1,17

Prova 8			
Profondità strato	FR	OCR	OCR
		Trattazione Righi - Piacentini	Trattazione Skempton - Ladd
14,00	17,81	3,00	3,01
14,20	17,50	2,03	2,03
15,00	17,50	0,76	0,81
15,20	16,88	1,02	1,09
24,80	17,31	1,19	1,27
25,00	16,88	1,62	1,58
25,20	16,76	1,75	1,68
28,80	16,76	1,48	1,46
29,00	16,15	0,98	0,99
29,20	15,00	0,98	0,89
33,20	17,86	1,68	1,76

Prova 9			
Profondità strato	FR	OCR	OCR
		Trattazione Righi - Piacentini	Trattazione Skempton - Ladd
4,60	18,00	3,94	4,01
9,20	18,00	2,39	2,44
9,60	16,88	1,69	1,65
12,40	16,88	1,30	1,32
15,20	17,50	0,75	0,80
16,40	15,00	0,97	0,88
26,40	17,61	2,50	2,48
26,60	18,26	2,48	2,57
27,40	18,13	2,54	2,61
30,20	17,25	1,77	1,76
30,60	16,96	2,11	2,02
31,00	17,73	1,96	1,99

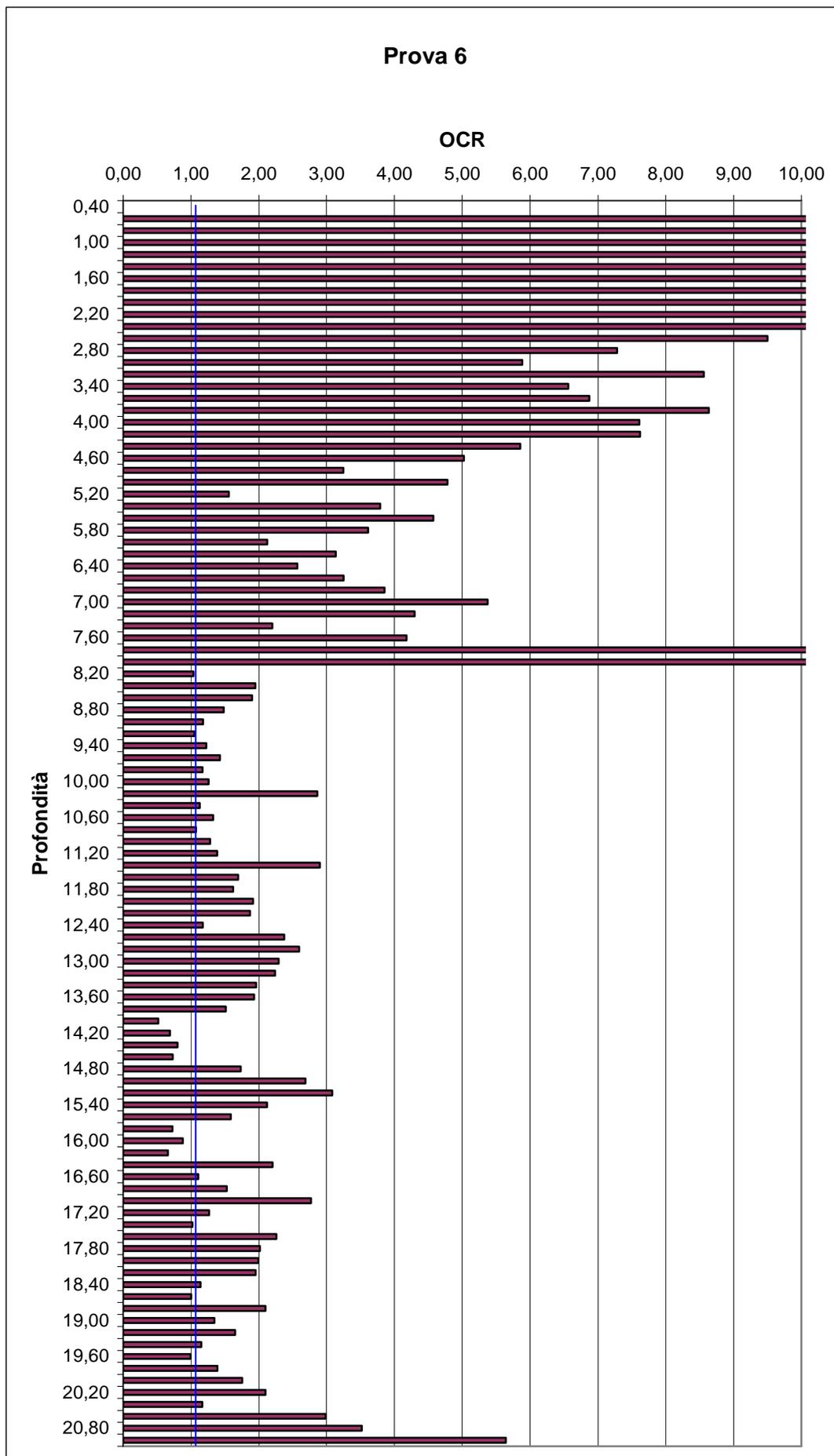
Nel calcolo secondo la teoria di Skempton – Ladd si è mantenuto un valore del coefficiente di Ladd pari a:

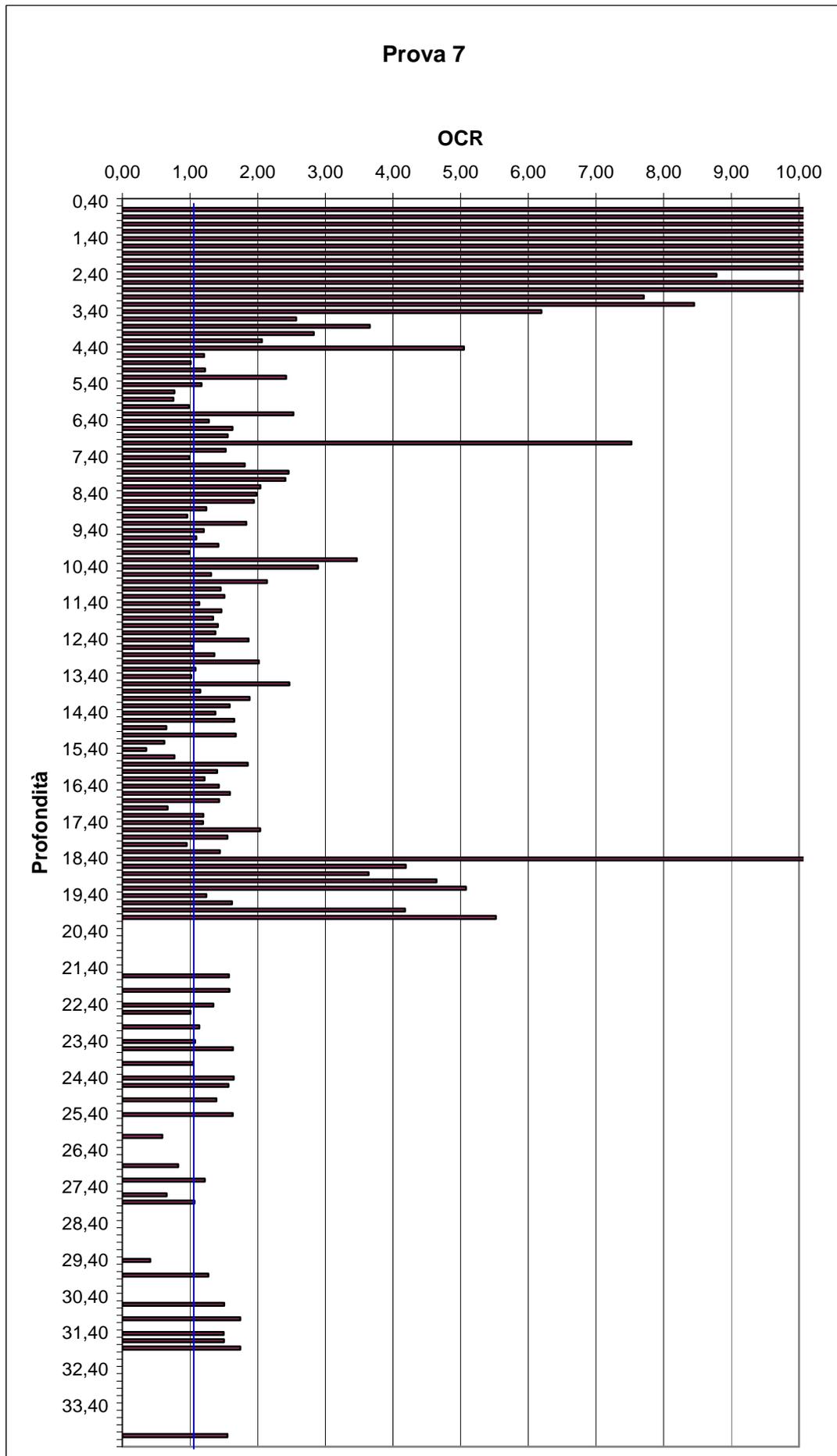
$$coeff_{Ladd} = 0.22$$

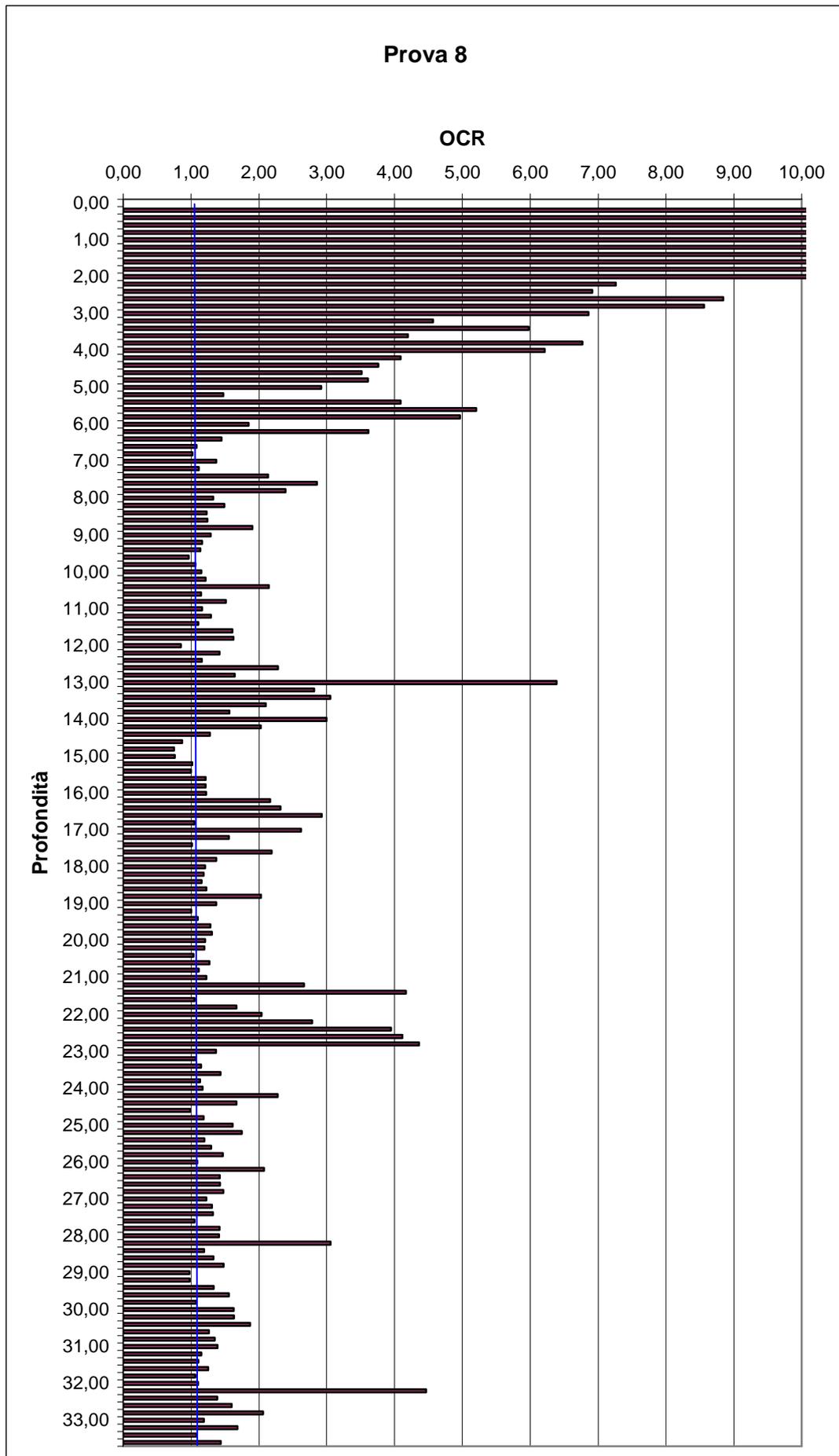
Il confronto mostra come l’algoritmo di calcolo utilizzato non comporti variazioni importanti per la stima del grado di sovraconsolidazione in materiali coesivi.

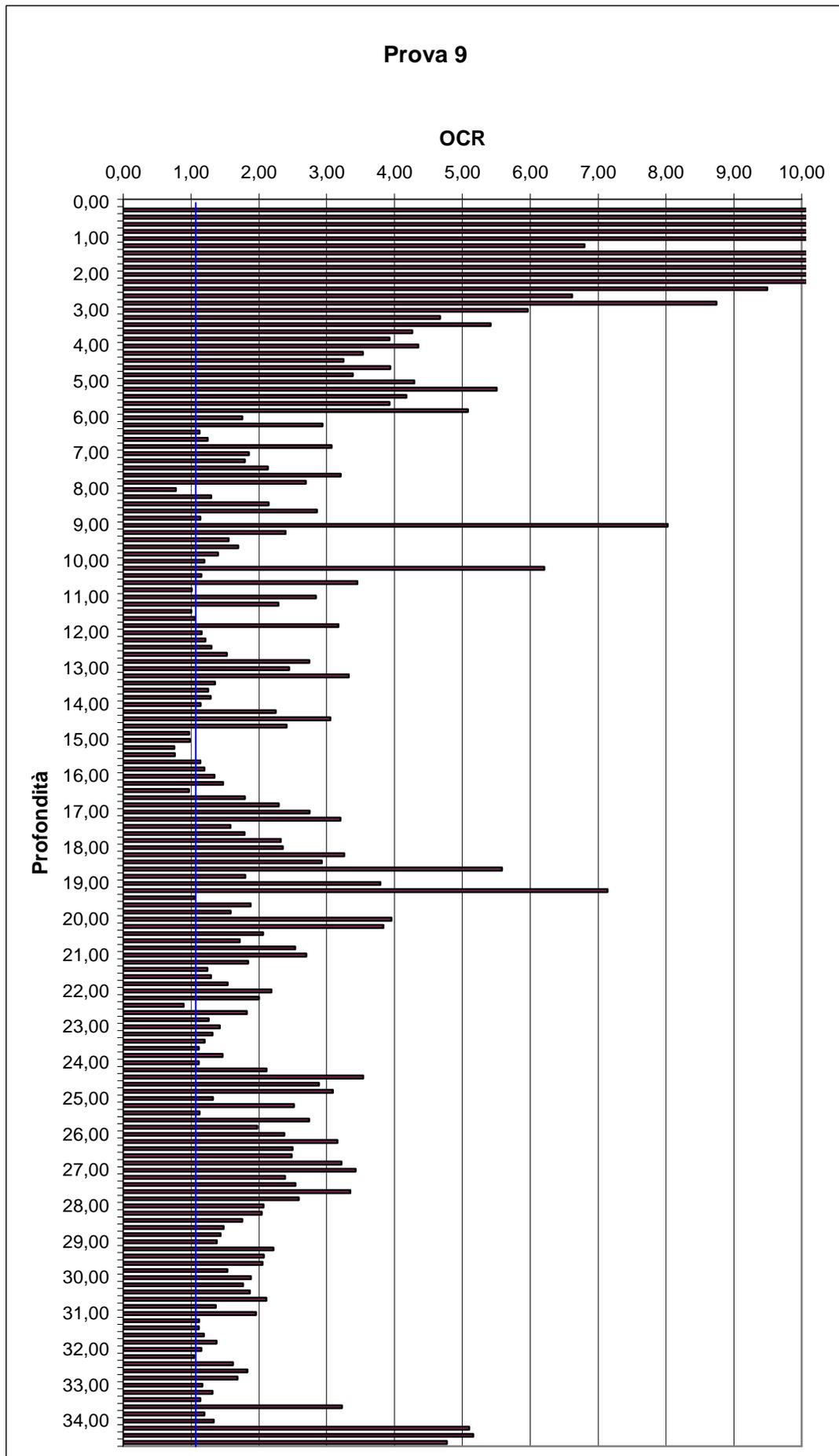
Per i materiali incoerenti, si è considerato, sempre attraverso l’approccio di Righi – Piacentini, un grado di sovraconsolidazione, tenendo conto del fatto che per tali terreni sia più appropriato parlare di una situazione limite piuttosto che di normale consolidazione.

I risultati sono proposti in forma di istogrammi in cui si sottolinea il valore 1 del rapporto, al di sotto del quale lo strato risulta essere sottoconsolidato.









Come si evince dai grafici e come era prevedibile dalla classificazione stratigrafica (vedi § 5.1.3) il banco, che comprende terreni a profondità 14.00 ÷ 16.00 m circa, presenta una forte condizione di sottoconsolidazione.

Questo banco corrisponde in gran parte all'unità lito-stratigrafica B1b composta da argille limose e limi argillosi con presenza di lenti di sabbia variabilmente limose. Altra zona in condizioni limite è quella posta a profondità 5.00 ÷ 6.00 m, corrispondente alla sottounità lito-stratigrafica B2.

In questo caso la presenza di argille organiche e torbose determina una bassa consistenza solo in parte recuperata dalla alternanza con limi da debolmente sabbiosi a sabbiosi.

Queste zone risulteranno particolarmente sensibili all'applicazione di un carico verticale, fornendo valori di cedimento relativamente elevati se paragonati agli altri strati interessati.

5.2.5 Costanti di compressibilità

Per una valutazione delle costanti di compressibilità attraverso l'algoritmo di Righi-Piacentini, è necessario conoscere l'entità della sovrappressione, creata dalla realizzazione dell'edificio previsto, sul terreno e la sua diffusione in funzione della profondità.

Tale diffusione è stata studiata, secondo la formula di Steinbrenner, per i 5 punti già definiti per la valutazione del volume significativo (vedi § 4.4.2.5) e qui in tabella riportati.

Punti di riferimento per il calcolo delle pressioni				
	lato a	lato b		rapporto a/b
Punto A (vertice platea)	95,72	19,73	m	5
Punto B (mezzaria lato minore)	95,72	9,87	m	10
Punto C (punto centrale)	47,86	9,87	m	5
Punto D (mezzaria lato maggiore)	47,86	19,73	m	2
Punto E (di Jelinek)	20,24	4,17	m	5

Le costanti sono state stimate secondo le formule sperimentali espresse dall'algoritmo in esame (vedi § 3.4.2):

$$C = \frac{1.3}{FR} + 0.067$$

Costante di compressibilità per il ramo di carico

$$C_{rm} = 0.13 \cdot C$$

Costante media di compressibilità per il ramo di ricarico

$$\rho = 0.25 \cdot \frac{FR^2}{q_c} + 1$$

Parametro correttivo che tiene conto dei cicli di carico e scarico

$$C_r = C_{rm} \cdot \frac{\log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \cdot \rho\right)}{\log\left(\frac{\sigma_p}{\sigma'_{v0}} \cdot \rho\right)}$$

Costante di compressibilità per il ramo di ricarico

Le costanti di compressibilità così calcolate sono state valutate per strati di 20 cm, sì da poter stabilire il contributo di ogni singolo strato indagato al cedimento complessivo della colonna di terreno.

La pressione $\Delta\sigma'_{v0}$ è stata calcolata secondo 3 diverse condizioni considerate limite:

- pressione di alleggerimento dovuta allo scavo per la posa della platea di fondazione
- pressione dovuta alla realizzazione dell'intero edificio su suolo già consolidato
- pressione dovuta al solo incremento di carico rappresentato dal peso dell'edificio decurtato dell'alleggerimento dovuto allo sbancamento

Le prime due condizioni di carico rappresentano il caso limite di un terreno lasciato rigonfiare completamente (prima condizione) e successivamente caricato in maniera istantanea di tutto l'edificio previsto (seconda condizione). L'ultima condizione di carico, invece, rappresenta il caso in cui non ci sia particolare interazione fra la fase di scarico e quella di carico del terreno, per cui è ammissibile tenere conto del solo incremento di pressione dovuto all'esecuzione dell'opera decurtata del peso del terreno scavato assunto come pressione di alleggerimento (considerata con segno negativo).

5.2.6 Considerazioni

I restanti parametri geotecnici sono ricavabili attraverso le formule presentate nel capitolo 2, mediante le misurazioni in sito effettuate con prove penetrometriche meccaniche.

Nell'attuale trattazione non vengono riportate le stime di tali parametri, in quanto ritenuti non indispensabili per il proseguo della tesi che propone lo studio della reazione del terreno indagato alla realizzazione dell'opera prevista in termini di cedimenti.

Infatti, l'algoritmo preso in considerazione (Righi – Piacentini) consente di valutare, in maniera relativamente agile, l'entità dei cedimenti causati dalle pressioni, nelle condizioni limite segnalate nel precedente paragrafo, senza ricorrere alla definizione diretta del modulo edometrico, né di altri parametri quali la densità relativa, l'angolo di attrito interno, il modulo di taglio, etc.

Questo risulta essere un ulteriore vantaggio del metodo proposto rispetto ad altri approcci per la valutazione dei cedimenti: la possibilità, cioè, di prescindere da altri parametri geotecnici e quindi di poter riportare tutta la valutazione dei cedimenti dovuti alla applicazione di un carico sul terreno, ai valori di resistenza alla punta e di rapporto di frizione ottenuti dalle prove CPT⁶.

La possibilità di ricorrere in maniera diretta a queste misurazioni effettuate in sito, consente una valutazione dei cedimenti che non risente del progressivo aumento di approssimazione legato all'utilizzo concatenato di formule empiriche, inoltre consente di aggirare l'incertezza legata all'utilizzo di valori ritenuti caratteristici di intere unità lito-stratigrafiche, desunti da prove di laboratorio, attraverso una analisi puntuale che permette una stima di valori caratteristici per il singolo strato di spessore 20 cm.

Si vuole sottolineare che l'approccio in esame non ha l'intenzione di escludere l'utilizzo di prove in laboratorio, ma piuttosto quello di creare uno strumento di indagine da affiancare a queste al fine di sviluppare un metodo di valutazione e di controllo dei parametri geotecnici, ottenendo così valori sempre più prossimi alle reali condizioni del terreno.

⁶ Come si evince dalle formule per la stima delle costanti di compressibilità, è necessaria anche la conoscenza della pressione litostatica efficace e della diffusione delle pressioni verticali in funzione della profondità.

6 PLATEA DI FONDAZIONE

6.1 Introduzione

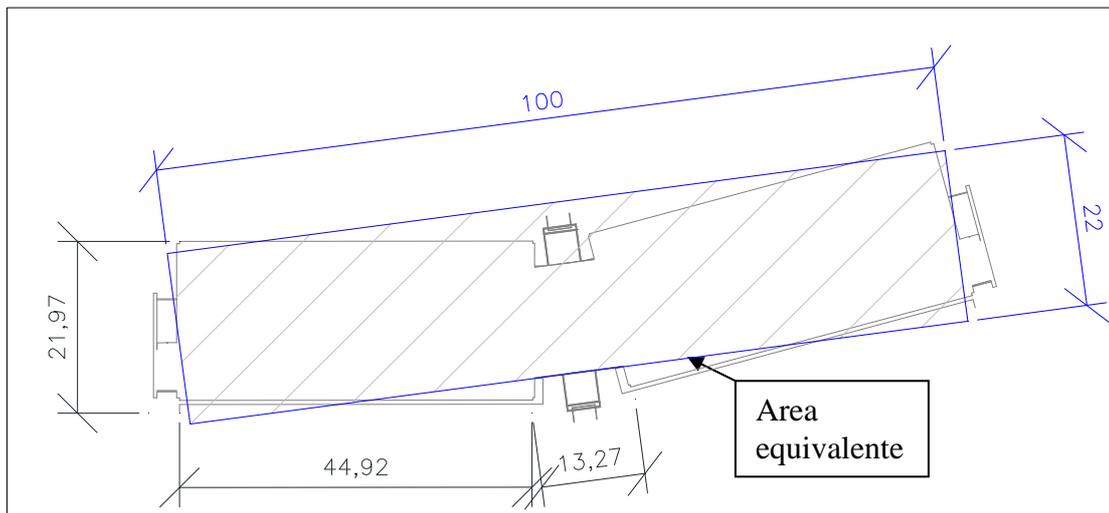
Si considera come struttura di fondazione per l'edificio indagato, una platea realizzata in cemento armato.

La forma geometrica della platea non è regolare, pertanto si preferisce fare riferimento ad una area equivalente rettangolare.

Tale area semplificata ha le seguenti dimensioni:

$$L = 100.0 \text{ m}$$

$$B = 22.0 \text{ m}$$



La platea è realizzata alla base dello scavo alla profondità di 4.00 m dal piano di campagna ed ha uno spessore complessivo (anche questo semplificato) di

$$s = 1.00 \text{ m}$$

Le dimensioni della platea sono tali da eccedere rispetto alla proiezione dei piani dell'edificio per un area di circa 400 mq: su tale area verrà poi ricoperta riportata parte del terreno sbancato.

Il peso complessivo della struttura di fondazione risulterà, dunque, essere:

$$P_{PLATEA} = 2.5 \cdot (1 \cdot 100 \cdot 22) = 5500 \text{ t}$$

dove si è considerato

$$\gamma_{C.A.} = 2.5 \text{ t/mc} \quad \text{peso cemento armato}$$

La platea così realizzata deve distribuire sul terreno la pressione esercitata dagli 11 piani sovrastanti oltre che dal peso proprio della platea stessa.

L'analisi che segue si pone l'obiettivo di valutare attraverso diversi approcci i cedimenti che la platea di fondazione subirà, in seguito alla realizzazione dei piani sovrastanti, al fine di confrontarli con i valori limite definiti dalle esperienze di Sowers (1962):

<i>Tipo di movimento</i>	<i>Fattore di limitazione</i>	<i>Valore ammissibile</i>
Cedimento massimo ρ_{\max} (cm)	Collegamento a reti di servizi	15÷30
	Accessibilità	30÷60
	Probabilità di cedimenti differenziali in:	
	a) murature portanti	2,5÷5
	b) strutture intelaiate	5÷10
	c) ciminiere, silos	7,5÷30

In particolare, per il tipo di edificio considerato, si può mantenere come valida la prescrizione per le strutture intelaiate:

$$S_{\max} = 5 \div 10 \text{ cm}$$

La valutazione dei cedimenti in relazione all'utilizzo di una platea come struttura di fondazione, viene eseguita facendo ricorso a 3 particolari approcci, al fine di ottenere una stima il più vicino possibile alla realtà:

- calcolo analitico con riferimento a strati di spessore pari a 1 m
- utilizzo di un programma di calcolo (CEDIM)
- utilizzo dell'algoritmo Righi-Piacentini

I primi due metodi si possono accumunare fra loro, in quanto entrambi sono sviluppati nell'ipotesi di struttura elastica ed inoltre considerano esclusivamente i cedimenti subiti dalle unità stratigrafiche con elevata presenza di materiali coesivi (unità B1a, B1b, B1c, B2, D¹), mentre per le unità composte in maggioranza da materiali incoerenti (unità C) si esegue una valutazione successiva attraverso la stima della sovrappressione indotta sullo strato sabbioso e i moduli di deformazione.

¹ La macrounità stratigrafica A non viene considerata, in quanto rientra nel banco di terreno interessato dallo scavo, inoltre si sottolinea che la macrounità D verrà considerata solo per casi in cui il volume significativo indagato superi la profondità di 21.80 m dal piano di campagna.

Il cedimento finale, dunque si ottiene come la somma fra i valori di cedimento negli strati coesivi e quelli stimati negli strati incoerenti.

Nell'applicazione di tali approcci non si tiene conto delle fasi di scavo e di costruzione come distinte nel tempo, ma si valuta l'effetto del solo incremento di carico dovuto all'applicazione istantanea della pressione dovuta alla realizzazione dell'intero edificio, decurtata della pressione di alleggerimento causata dallo scavo di fondazione. In questo modo non si considera, quindi, l'interazione fra la fase di rigonfiamento subita dal terreno e i successivi cedimenti legati alle diverse fasi di costruzione.

La differenza principale fra i due metodi è la suddivisione della colonna di terreno in esame in strati: mentre il primo metodo prevede l'applicazione diretta della formula inversa del calcolo dei cedimenti, l'utilizzo del programma CEDIM prevede l'inserimento (come dati di input) di spessori differenti in funzione della possibilità di considerare le caratteristiche del terreno costanti all'interno di ciascuno strato.

Il terzo metodo, invece, si basa sull'ipotesi di struttura a rigidità infinita e consente una trattazione unificata di tutta la colonna di terreno indagata secondo il volume significativo. Secondo tale algoritmo, infatti, conoscendo la diffusione delle pressioni verticali lungo la profondità della colonna e avendo definito le costanti di compressibilità è possibile calcolare con adeguata precisione il cedimento di ogni singolo strato di 20 cm di spessore e quindi, sommando tutti i contributi, ottenere l'abbassamento complessivo che la platea di fondazione subirà.

Il confronto fra i metodi di calcolo applicati, consentirà una valutazione piuttosto precisa della risposta del terreno alla realizzazione dell'edificio previsto e, di conseguenza, permetterà di valutare se il ricorso ad una fondazione superficiale quale la platea sia idonea per la stabilità dell'intero edificio o se sia necessario ricorrere ad altre soluzioni quali fondazioni profonde (mediante pali trivellati) e realizzazione pali di ghiaia come riduttori dei cedimenti.

6.2 Calcolo dei cedimenti per struttura a rigidità nulla

6.2.1 Calcolo dei cedimenti per strati coesivi

I cedimenti nei terreni argillosi possono essere suddivisi in due componenti:

- una componente dovuta a cedimenti immediati (S_i)
- una componente dovuta a cedimenti di consolidazione (S_C)

Il cedimento complessivo, dunque, si otterrà dalla somma dei due contributi:

$$S_T = S_i + S_C$$

6.2.1.1 Calcolo cedimenti immediati

I cedimenti immediati sono ricavabili attraverso la teoria dell'elasticità tenendo conto della presenza di terreni fini e in condizioni non drenate, secondo la formula:

$$S_i = \frac{q \cdot B}{E_U} \cdot I_w$$

dove

- q carico uniforme considerato ($q = 12.31$ t/mq)
- E_U modulo di elasticità non drenato medio²
- $I_w = \mu_0 \cdot \mu_1$ coefficiente di influenza in funzione della forma, della rigidità della fondazione, dello spessore dello strato deformabile considerato e dalla profondità del piano di posa
- $\mu_0; \mu_1$ coefficienti ottenuti attraverso i diagrammi proposti da Janbu, Bjerrum et al. in funzione dei rapporti H/B , D/B , L/B

Il risultato finale è calcolato tenendo conto dei valori medi riportati in tabella, considerati caratteristici per tutto lo strato interessato dalla macrounità B:

Cedimento immediato S_i			
dimensione platea di fondazione	L	100.00	m
	B	22.00	m
profondità piano di posa della platea	D	4.00	m
altezza strato deformabile interessato	H	14.60	m
carico distribuito considerato	q	12.31	t/mq
modulo di elasticità non drenato medio	E_U	4570	t/mq

² Il modulo di deformazione non drenato è calcolato come media dei valori risultanti attraverso la correlazione empirica espressa al paragrafo 2.3.2.7

coefficienti di influenza	μ_0	0.95	-
	μ_1	0.40	-
Cedimento immediato	S_i	2.25	cm

6.2.1.2 Calcolo cedimenti di consolidazione

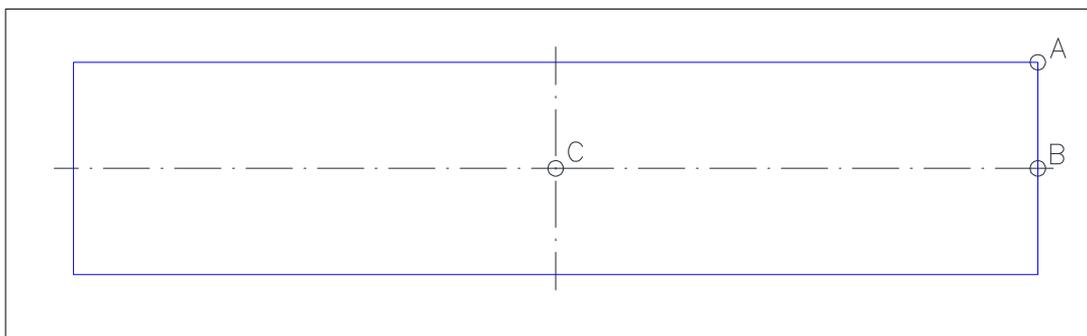
Si suddivide lo strato di terreno deformabile considerato in strati di spessore pari a 1 m, valutando nella mezzaria di ciascuno di questi il valore della pressione litostatica efficace e l'incremento della pressione verticale dovuto al carico applicato. In questo caso si considera come carico applicato il valore del solo incremento di pressione dovuto al peso dell'intero edificio decurtato del peso del terreno sbancato.

$$\Delta\sigma'_v = 5.51 \text{ t/mq}$$

La diffusione del carico è calcolata attraverso i metodi di Newmark e di Steinbrenner fornendo così una stima più accurata del valore medio in corrispondenza della mezzaria dei diversi strati.

Si sviluppa lo studio per il terreno sottostante a 3 punti particolari:

- Punto A spigolo esterno della platea
- Punto B punto medio del lato inferiore
- Punto C punto centrale della platea



Essendo sotto l'ipotesi di struttura elastica ed essendo elevata l'estensione dell'area di carico, la deformata presenterà un cedimento elevato in corrispondenza del centro della platea mentre sarà molto limitato in corrispondenza dello spigolo e dei lati della platea.

Sempre come conseguenza delle ipotesi di non rigidità della platea e di area di carico estesa, la pressione verticale applicata ai diversi punti presenta forti variazioni essendo massima nel punto centrale e minima nello spigolo esterno.

Mantenendo fisso il valore del 15% della pressione litostatica efficace, come limite oltre al quale l'incremento di pressione verticale risulta trascurabile, si nota come al di sotto dei punti considerati vari in maniera sensibile l'altezza dello strato deformabile da considerare.

Si riporta una tabella riassuntiva riguardante i valori ottenuti per i punti considerati.

Punto	Profondità di interesse da p.c.	Unità stratigrafiche coinvolte	Pressione verticale considerata
	z (m)	-	$\Delta\sigma'_v$ (t/mq)
A	5.0	B1a	1.47
B	11.20	B1a, B2, B1b	2.93
C	17.80	B1a, B2, B1b	5.81

Considerando i valori di modulo edometrico desunti attraverso la trattazione proposta da Mitchell-Gardner³, è possibile determinare il cedimento in corrispondenza della metà dello strato considerato secondo la formula:

$$S_c = \sum_i H_{oi} \cdot \frac{\Delta\sigma'_{vi}}{E_{di}}$$

dove i indica lo strato i -esimo.

Si riportano i valori calcolati per i punti considerati in funzione dei valori di pressione e di modulo edometrico medio stimati per i diversi strati.

Cedimenti edometrici in corrispondenza del punto A							
Unità interessata	Profondità da p.c. (m)	Profondità effettiva (m)	σ'_{v0} (t/mq)	$\Delta\sigma'_v$ (t/mq)	σ'_{TOT} (t/mq)	E_d (t/mq)	Cedimento (m)
B1a	5.0	0.5	9.35	1.47	10.82	716.74	0.00205
Cedimento complessivo (cm)							0.20

Cedimenti edometrici in corrispondenza del punto B							
Unità interessata	Profondità da p.c. (m)	Profondità effettiva (m)	σ'_{v0} (t/mq)	$\Delta\sigma'_v$ (t/mq)	σ'_{TOT} (t/mq)	E_d (t/mq)	Cedimento (m)
B1a	5.0	0.5	9.35	2.933	12.283	716.74	0.004092
	5.1	1.1	10.14	2.932	13.072	716.74	0.004090
	5.8	1.8	11.31	2.930	14.240	716.74	0.002453
B2	6.2	2.0	12.09	2.926	15.016	434.17	0.002696
	7.2	2.7	14.04	2.916	16.956	434.17	0.006716
	8.2	3.7	15.99	2.892	18.882	434.17	0.006660
	9.2	4.7	17.94	2.854	20.794	434.17	0.006573
B1b	10.2	5.7	19.89	2.803	22.693	694.13	0.004038
	11.2	6.7	21.84	2.741	24.581	694.13	0.003948
Cedimento complessivo (cm)							3.80

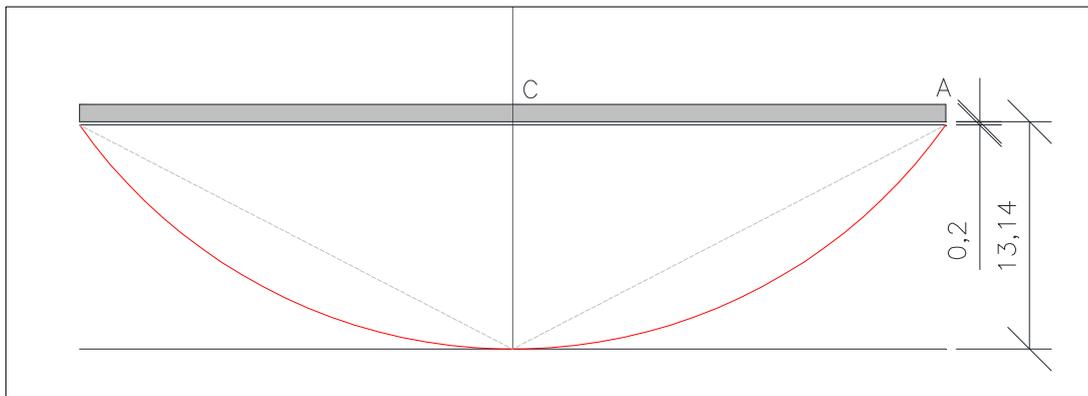
³ Si considera il range di valori offerti dal diagramma di Mitchell-Gardner, per una stima conservativa si è tenuto conto dei valori minimi di modulo edometrico, considerando quindi le condizioni peggiori.

Cedimenti edometrici in corrispondenza del punto C							
Unità interessata	Profondità da p.c. (m)	Profondità effettiva (m)	σ'_{v0} (t/mq)	$\Delta\sigma'_v$ (t/mq)	σ'_{TOT} (t/mq)	E_d (t/mq)	Cedimento (m)
B1a	5.0	0.50	9.35	5.49	14.84	716.74	0.008185
	5.1	1.10	9.54	5.47	15.01	716.74	0.000818
	5.8	1.50	10.11	5.41	15.52	716.74	0.004894
B2	6.2	2.00	10.49	5.35	15.84	434.17	0.005372
	7.2	2.70	11.44	5.16	16.60	434.17	0.013359
	8.2	3.70	12.39	4.94	17.33	434.17	0.013209
	9.2	4.70	13.34	4.71	18.05	434.17	0.013003
B1b	10.2	5.70	14.29	4.49	18.78	694.13	0.007973
	11.2	6.70	15.24	4.29	19.53	694.13	0.007788
	12.2	7.37	16.19	4.10	20.29	694.13	0.007584
	13.2	8.70	17.14	3.92	21.06	694.13	0.007367
	13.7	9.45	17.52	3.86	21.38	694.13	0.003600
	14.2	9.95	18.09	3.76	21.85	694.13	0.007660
	14.8	10.50	18.66	3.67	22.33	694.13	0.009032
	15.2	11.00	19.04	3.60	22.64	694.13	0.002741
	16.2	11.70	19.99	3.46	23.45	694.13	0.006698
	17.2	12.70	20.94	3.32	24.26	694.13	0.006481
17.8	13.50	21.51	3.24	24.75	694.13	0.003787	
Cedimento complessivo (cm)							13.14

Come previsto, il cedimento risulta essere massimo in corrispondenza della verticale sotto al centro dell'area di carico e minimo per lo spigolo esterno.

Si riporta in figura un possibile andamento della deformata ottenuta collegando i valori dei cedimenti per i punti indagati. Per una visione più immediata l'immagine è resa in scala dimetrica avendo scelto come unità di misura:

- metri per asse delle ascisse
- centimetri per asse delle ordinate



In conclusione si individua un cedimento differenziale pari a

$\Delta S = 12.94$ cm per l'asse passante dal centro dell'area allo spigolo esterno

$\Delta S = 9.34$ cm per l'asse passante dal centro dell'area a metà del lato corto

$\Delta S = 3.60$ cm per l'asse passante dallo spigolo esterno a metà del lato corto

Per una maggiore precisione si procede a calcolare gli stessi cedimenti, sempre nell'ipotesi di struttura a rigidità nulla, mediante un programma di calcolo: il confronto fra i risultati ottenuti fornirà il valore di riferimento per i cedimenti previsti.

6.2.1.3 Utilizzo programma di calcolo CEDIM per cedimenti di consolidazione

Un ulteriore metodo per il calcolo del cedimento edometrico tramite l'utilizzo del modulo di deformazione edometrico è l'utilizzo del programma di calcolo CEDIM versione 2.0.026, che lavora in ambiente MS-DOS.

Come nei metodi analitici precedentemente descritti è necessario procedere seguendo i principali steps:

individuare il carico netto che agisce sul piano di posa della fondazione

individuare la profondità alla quale spingersi per il calcolo dei cedimenti

suddividere il pacchetto di terreno coesivo deformabile individuato nelle diverse

Unità con le loro caratteristiche e a loro volta queste vanno suddivise in strati più

piccoli, di circa 1 metro di spessore (con altezze diverse quando è necessario

raccordare due diverse Unità).

Sulla base di questo procedimento nel seguito si descrivono i parametri adottati ed il metodo di funzionamento del programma.

Nella seguente tabella si riportano i valori inseriti per ogni strato:

Parametri di identificazione degli strati del modello di calcolo						
Strato	Spessore (m)	$E_{d,i}$ (kPa)	$E_{d,f}$ (kPa)	γ_i (kPa)	γ_f (kPa)	N° divisioni
1	1.0	7200	7200	19.3	19.3	1
2	1.6	7200	7200	19.3	9.3	2
3	3.4	4300	4300	17.2	7.2	4
4	4.5	6900	6900	19.4	9.4	5
5	1.1	6900	6900	19.4	9.4	2
6	9.0	6900	6900	19.4	9.4	9

Il file di output fornito dal programma individua nell'ammasso di terreni coesivi deformabili considerati un cedimento pari a

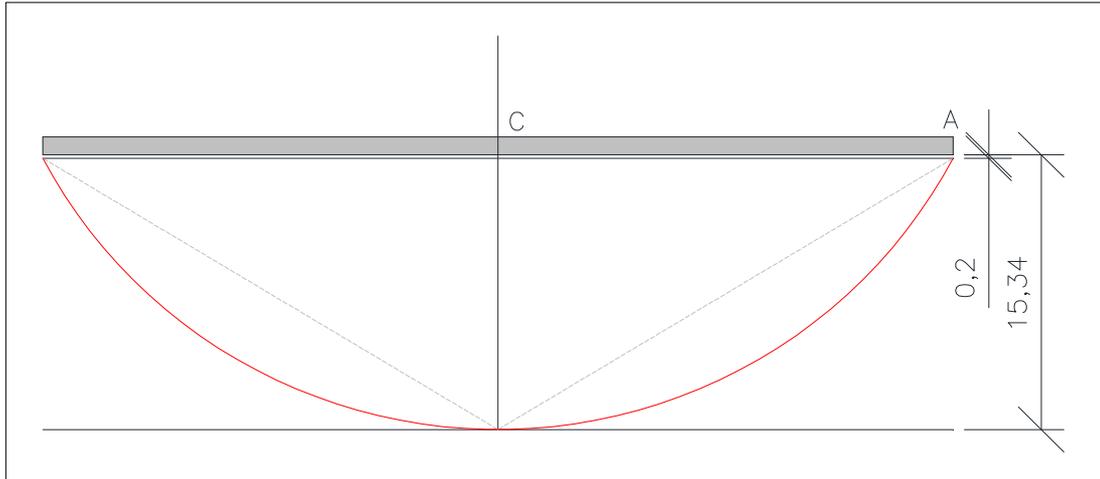
$S_{C,A} = 0.20$ cm per la verticale sotto allo spigolo esterno (punto A)

$S_{C,B} = 4.46$ per la verticale sotto la metà del lato corto (punto B)

$S_{C,C} = 15.54$ per la verticale sotto il centro dell'area di carico (punto C)

Si riporta in figura un possibile andamento della deformata ottenuta collegando i valori dei cedimenti per i punti indagati. Per una visione più immediata l'immagine è resa in scala dimetrica avendo scelto come unità di misura:

metri per asse delle ascisse
centimetri per asse delle ordinate



Dai valori così calcolati si ottengono i seguenti cedimenti differenziali:

$\Delta S = 15.34$ cm per l'asse passante dal centro dell'area allo spigolo esterno
 $\Delta S = 11.08$ cm per l'asse passante dal centro dell'area a metà del lato corto
 $\Delta S = 4.26$ cm per l'asse passante dallo spigolo esterno a metà del lato corto

6.2.1.4 Correzione di Skempton-Bjerrum per il valore di cedimento in terreni coesivi

La correzione proposta da Skempton – Bjerrum (1957) tiene conto del fatto che il cedimento da consolidazione, dipende dalla riduzione di volume causata dalla dissipazione della sovrappressione interstiziale. Tale dissipazione avviene in maniera differente in funzione del tipo di argilla e della distribuzione delle pressioni verticali (e quindi anche dalla dimensione e dalla geometria dell'area di carico).

La correzione, dunque, propone di assumere la pressione interstiziale, con terreno saturo, secondo la formula

$$\Delta u = \Delta \sigma_3 + A \cdot (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

con

A parametro riguardante la pressione nei pori, definito in funzione della geometria dell'area di carico (per terreni coesivi normal consolidati $A = 0.5 \div 1$)

Dalle considerazioni esposte sulla dipendenza del cedimento di consolidazione dal tipo di argilla e dalla geometria del problema i due autori hanno sviluppato la seguente formula correttiva per la definizione del valore del cedimento:

$$S_C = \mu \cdot S_{ed}$$

con

S_{ed} cedimento calcolato mediante la teoria della consolidazione monodimensionale

μ coefficiente correttivo in funzione dello spessore dello strato deformabile e dal parametro di Skempton (A)

S_C valore corretto di cedimento dovuto alla consolidazione

Il coefficiente correttivo assume valori compresi tra:

$$\mu = 0.8 \div 1.0$$

Si considera per l'applicazione della correzione ai dati ottenuti dagli approcci precedenti, un valore medio cautelativo pari a:

$$\mu = 0.9.$$

Applicando la correzione al valore di cedimento massimo (per un approccio a favore di sicurezza) si ottiene la stima finale di cedimento per effetto della consolidazione:

$$S_C = 0.9 \cdot 15.54 = 13.986 \text{ cm}$$

6.2.1.5 Valutazione complessiva del cedimento negli strati coesivi

Considerando il valore corretto relativo al cedimento dovuto alla consolidazione e il valore di cedimento immediato in condizioni non drenate, si ottiene il valore finale di abbassamento complessivo degli strati coesivi (considerati fino alla profondità di 18.60 m) in corrispondenza del centro dell'area di carico secondo la formula:

$$S_T = S_i + S_C = 2.25 + 13.986 = 16.236 \text{ cm}$$

6.2.2 Calcolo dei cedimenti per strati sabbiosi

Si considerano i cedimenti che si sviluppano negli strati con componente a prevalenza grossolana (racchiusi nella macrounità lito-stratigrafica C).

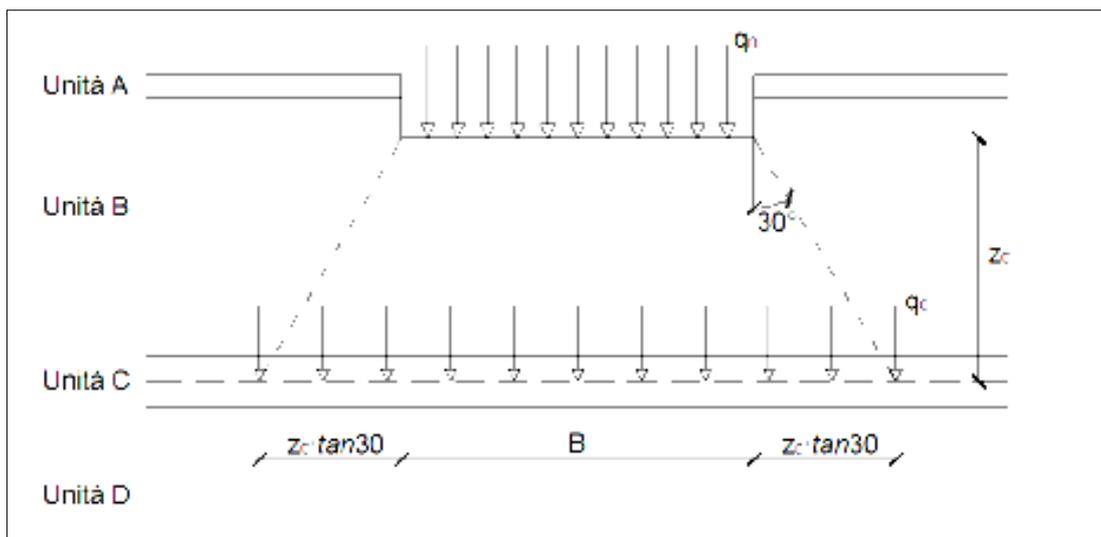
Si pone l'ipotesi che, data la sufficiente rigidità del banco di terreno considerato ($z_c = 18.60 \div 21.80$ m da p.c.) e i conseguenti cedimenti notevolmente inferiori rispetto a quelli misurati negli strati coesivi, tale strato crei un sottofondo sufficientemente rigido da poter trascurare nell'analisi il comportamento del terreno sottostante (unità lito-stratigrafica D).

Sebbene si consideri l'intera unità C come omogenea, la presenza al suo interno di una componente coesiva non trascurabile, impedisce l'applicazione dei metodi di Burland-Burbridge, di Schmertmann e di Mayne (vedi § 3.3.1; 3.3.2; 3.3.3) per il calcolo dei cedimenti in terreni incoerenti.

Per tale motivo si fa ricorso ad un procedimento semplificato, per una stima di tali cedimenti e per la definizione dell'ordine di grandezza.

La pressione verticale, da considerare in corrispondenza del piano medio del pacchetto di terreno incoerente, viene valutata mediante le due seguenti ipotesi:

- diffusione dei carichi nel terreno secondo direttrici inclinate di 30° rispetto alla verticale.
- pressione costante all'interno della unità C



Dalle ipotesi si risale al valore della pressione esercitata sul piano medio dello strato di terreno incoerente secondo la formula:

$$q_C = q_{TOT} \cdot \frac{B \cdot L}{(B + 2 \cdot z_C \cdot \operatorname{tg}(30^\circ)) \cdot (L + 2 \cdot z_C \cdot \operatorname{tg}(30^\circ))}$$

da cui

$$q_C = 2.587 \text{ t/mq}$$

Nota la pressione esercitata sul piano medio è possibile stimare i cedimenti del pacchetto di terreno con componente grossolana attraverso la conoscenza del modulo di deformazione confinato.

Tale modulo è ricavabile attraverso correlazioni empiriche basate su prove penetrometriche dinamiche attraverso gli approcci formulati da Mitchell – Gardner (1975), D'Appollonia (1970) e Mezembach – Malcev.

Quest'ultima correlazione, in particolare risulta più accurata, in quanto consente la valutazione del modulo cercato in funzione del litotipo dominante nello strato indagato secondo la formula

$$M = 10.46 \cdot N_{SPT} + 38 \text{ (espresso in kg/cmq)}$$

Dalla correlazione fra la resistenza alla punta caratteristica per l'unità C^4 (vedi § 5.1.3) e il numero di colpi per la prova dinamica espressa secondo Meyerhoff (vedi § 1.4.1) si ottiene:

$$M = 10.46 \cdot \frac{q_{C,m}}{5} + 38 = 456.4 \text{ kg/cmq}$$

Considerando l'altezza complessiva ($H_0 = 3.20 \text{ m}$) della unità C si applica la formula per il calcolo dei cedimenti:

$$S_{G,\min} = H_0 \cdot \frac{q_C}{M} = 320 \cdot \frac{0.2587}{456.4} = 0.181 \text{ cm}$$

Il risultato sopra ottenuto è da considerare come valore minimo, per le ipotesi poste all'inizio della trattazione.

Si calcola ora il valore massimo di cedimento, considerando la pressione esercitata sul piano intermedio del pacchetto di strati indagati, attraverso la diffusione delle pressioni secondo Steinbrenner e secondo Newmark.

Si rimuove, quindi, l'ipotesi di diffusione secondo direttrici inclinate di 30° rispetto alla verticale, ottenendo una pressione verticale maggiore. Si mantiene però ferma l'ipotesi che tale pressione sia esercitata uniformemente su tutto il piano di carico.

⁴ Nella descrizione delle caratteristiche geotecniche dell'unità C si era segnato un valore medio di resistenza alla punta superiore a 1000 t/mq. Nel caso specifico si è scelto un valore di riferimento pari a $q_{C,m} \cong 2000 \text{ t/mq}$, valore comunque accettabile se confrontato con le resistenze misurate nello strato considerato.

Pressione secondo Steinbrenner: $q_C = 2.94 \text{ t/mq}$

Pressione secondo Newmark: $q_C = 4.08 \text{ t/mq}$

Volendo calcolare il cedimento massimo si fa riferimento al valore di pressione valutato mediante il metodo di Newmark ottenendo:

$$S_{G,\max} = H_0 \cdot \frac{q_C}{M} = 320 \cdot \frac{0.408}{456.4} = 0.286 \text{ cm}$$

Sebbene ci sia una differenza non trascurabile tra il valore minimo e massimo del cedimento subito dalla unità C ($S_{G,\max} = 1.58 \cdot S_{G,\min}$), l'ordine di grandezza non varia.

Da questa trattazione appare come l'entità del cedimento in seguito all'applicazione del carico sul terreno sia legata all'abbassamento subito dagli strati coesivi, piuttosto che al cedimento legato agli strati a componente incoerente.

6.2.3 Stima complessiva dei cedimenti

In conclusione si riporta il cedimento complessivo massimo, valutato per la colonna di terreno indagata sottostante la platea di fondazione, per valutarne l'ammissibilità rispetto ai valori limiti proposti da Sowers.

$$S_{TOT} = (S_i + S_{C,\max}) + S_{G,\max} = 16.236 + 0.286 = 16.52 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_{TOT} > S_{amm}$$

essendo

$$S_{amm} = 5 \div 10 \text{ cm}$$

Oltre alla inammissibilità dei cedimenti totali, si rileva come anche i cedimenti differenziali risultino essere particolarmente elevati e quindi non accettabili.

6.3 Cedimenti per struttura a rigidità infinita

In questa parte si intende sviluppare lo studio dei cedimenti subiti dal terreno in relazione alla realizzazione dell'edificio previsto nell'area di indagine.

Il calcolo viene eseguito secondo l'algoritmo, già presentato (vedi §3.4), formulato dal professore Righi e dall'ingegnere Piacentini.

Tale valutazione procede partendo dalla conoscenza delle costanti di compressibilità, valutate in funzione delle misurazioni effettuate mediante prove CPT e della diffusione della pressione litostatica efficace e delle pressioni verticali in relazione alla profondità, e dalla storia tensionale dello strato del terreno considerato valutata attraverso la pressione di preconsolidazione.

L'analisi dell'incremento di pressione verticale, dovuto alla pressione litostatica efficace già agente, sommata alla sovrappressione esercitata dal carico applicato, confrontata con l'andamento della pressione di preconsolidazione, consente di valutare per ogni singolo strato dello spessore di 20 cm, se la consolidazione avvenga lungo il tratto di carico o di ricarico della curva edometrica.

A differenza dei procedimenti visti nei paragrafi precedenti, l'analisi qui proposta considera:

- struttura di fondazione a rigidità infinita
- effetto di rigonfiamento dovuto all'alleggerimento per lo scavo di fondazione
- effetto di compressione dovuto alle singole fasi di costruzione
- contributo allo schiacciamento complessivo di ogni singolo strato dello spessore di 20 cm
- valori di cedimento in relazione ai diversi siti di indagine
- andamento dei cedimenti in funzione del tempo
- valutazione indicativa del cedimento secondario

Analizzando i 4 siti di indagine in cui sono state effettuate prove penetrometriche statiche, è stato possibile ottenere una approssimazione maggiore in relazione alla stratigrafia presente al di sotto della platea di fondazione.

Per tale motivo si procede valutando in parallelo i cedimenti attraverso i dati forniti dalle 4 prove, rimandando ad un secondo momento la stima di un valore medio considerato come caratteristico dell'intero sito indagato.

Si sono considerati due approcci per il calcolo dei cedimenti:

- cedimenti per applicazione istantanea dei carichi
- cedimenti in funzione del tempo e delle fasi di costruzione

Nel primo caso si valutano separatamente i cedimenti dovuti all'applicazione dei diversi carichi considerati mantenendo l'analisi avulsa dalla componente temporale.

Nel secondo approccio si è suddivisa la realizzazione dell'opera in fasi di costruzione che si susseguono nel tempo, al fine di valutare l'eventuale interazione fra le diverse fasi e quindi il tempo necessario perché si esaurisca il cedimento primario oltre la fine dei lavori.

Una volta determinato il cedimento primario e il tempo necessario perché questo si esaurisca, viene stimato il cedimento secondario previsto per un tempo di vita utile dell'edificio pari a 50 anni.

Il confronto con i risultati ottenuti precedentemente, tuttavia, verrà fatto considerando il solo cedimento primario.

6.3.1 Cedimenti per applicazione istantanea dei carichi

A differenza dei metodi visti in precedenza, si vuole studiare il cedimento del terreno tenendo conto di due condizioni di carico:

- I. si considera l'abbassamento causato dal solo incremento di carico dovuto al peso complessivo dell'edificio da realizzare decurtato del peso del terreno sbancato per lo scavo di fondazione
- II. si considerano in maniera separata l'effetto di rigonfiamento dovuto all'alleggerimento causato dallo scavo di fondazione ed il successivo abbassamento dovuto all'applicazione istantanea dell'intero edificio

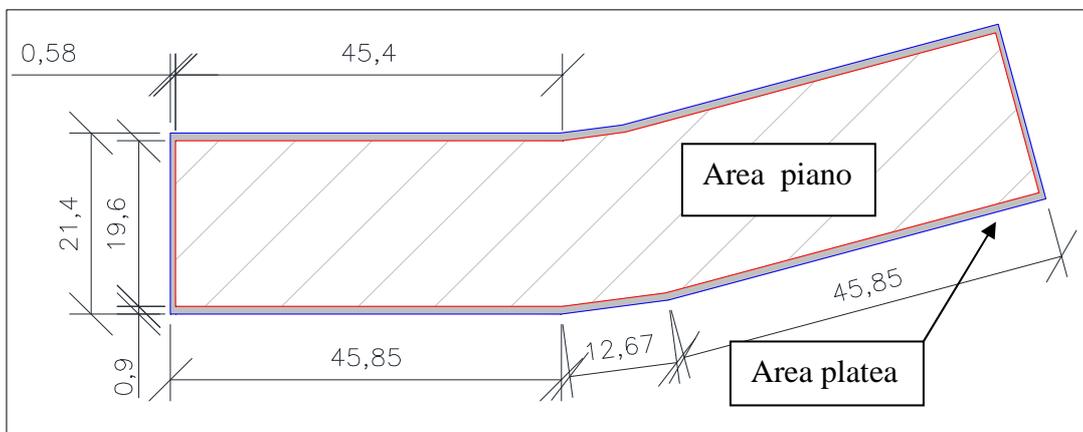
In entrambi i casi si valuta il movimento che subirà l'edificio, inteso come opera unica realizzata istantaneamente.

Nella realtà la divisione in fasi di costruzione mostreranno come il movimento maggiore sarà subito dalla sola struttura di fondazione, mentre l'ultimo piano quasi non risentirà del cedimento del terreno sottostante.

6.3.1.1 Cedimenti per solo incremento di carico

L'incremento di carico è valutato come differenza fra il peso dell'intero edificio (comprensivo del peso della platea stessa e del terreno riportato sull'area eccedente la proiezione dei piani) e il peso del terreno sbancato per lo scavo di fondazione. Per la realizzazione dell'opera è previsto uno scavo con dimensioni pari a quelle della platea di fondazione fino ad una profondità di $H_s = 4.00$ m (da p.c.) finalizzato a contenere, oltre alla struttura di fondazione, un piano interrato.

La proiezione del piano non coincide con l'area della platea di fondazione come evidenziato in figura, di conseguenza una parte della platea risulterà ricoperta da terreno.

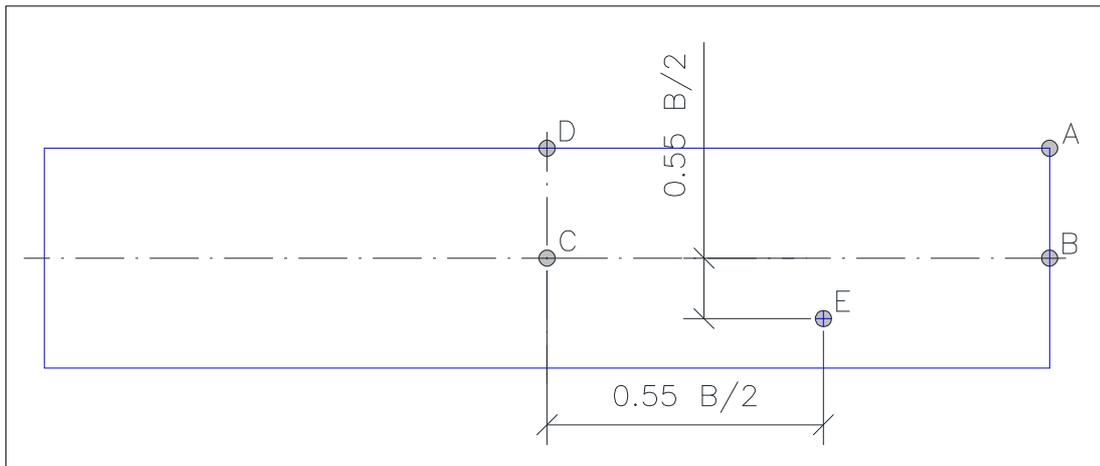


Si riassumono nella tabella seguente i carichi permanenti al fine di determinare l'incremento di pressione da considerare nel calcolo dei cedimenti:

Distribuzione carichi sotto platea di fondazione		
Area platea (valore semplificato)	2200	mq
Area piani (valore semplificato)	1800	mq
n° piani	11,00	
Peso proprio platea	2,50	t/mq
Peso per unità di superficie dei piani	1,00	t/mq
Peso complessivo piani	19800	t
Carico agente sulla platea per struttura sovrastante	9,00	t/mq
Peso per unità di volume del terreno di riporto	1,80	t/mc
Peso terreno di riporto su platea	1,76	t/mq
Carico complessivo agente sul terreno		t/mq
Peso per unità di volume del terreno sbancato	1,80	t/mc
Pressione di alleggerimento dovuta allo scavo	-7,20	t/mq
Sovraccarico per edificio (decurtato del terreno sbancato)	5,56	t/mq

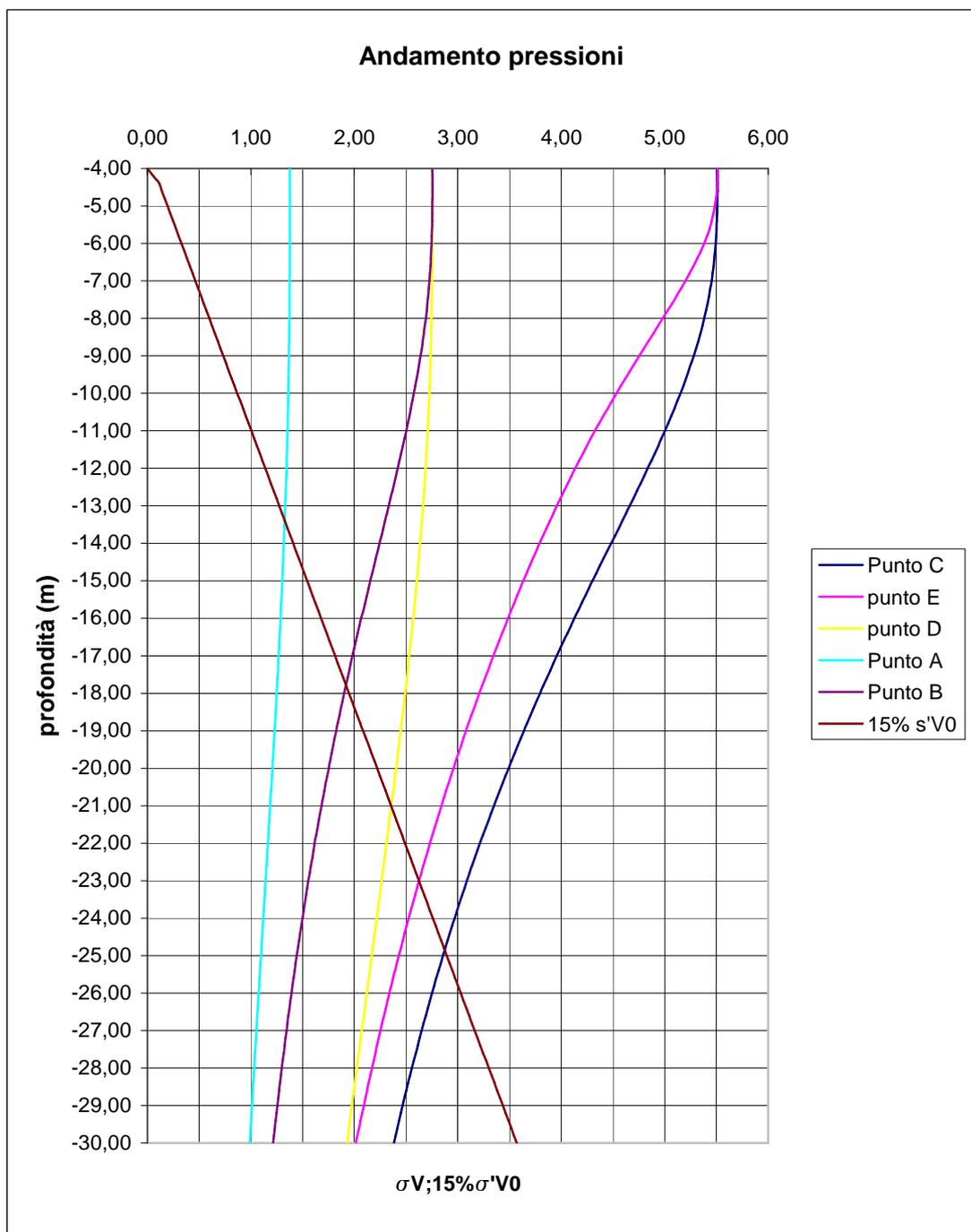
Nota il carico da considerare, si valuta la diffusione di tale pressione, lungo la verticale sottostante punti prestabiliti, mediante la teoria di Steinbrenner:

Punti di riferimento per il calcolo delle pressioni				
	lato a	lato b		rapporto a/b
Punto A	100.00	22.00	m	5
Punto B	100.00	11.00	m	10
Punto C	50.00	11.00	m	5
Punto D	50.00	22.00	m	2
Punto E (di Jelinek)	77.50	4.95	m	5



Si riporta in un unico diagramma la diffusione delle pressioni in funzione della profondità per i punti considerati e l'andamento del 15% della pressione litostatica efficace al fine di determinare il volume significativo oltre al quale l'incremento di pressione verticale risulta trascurabile.

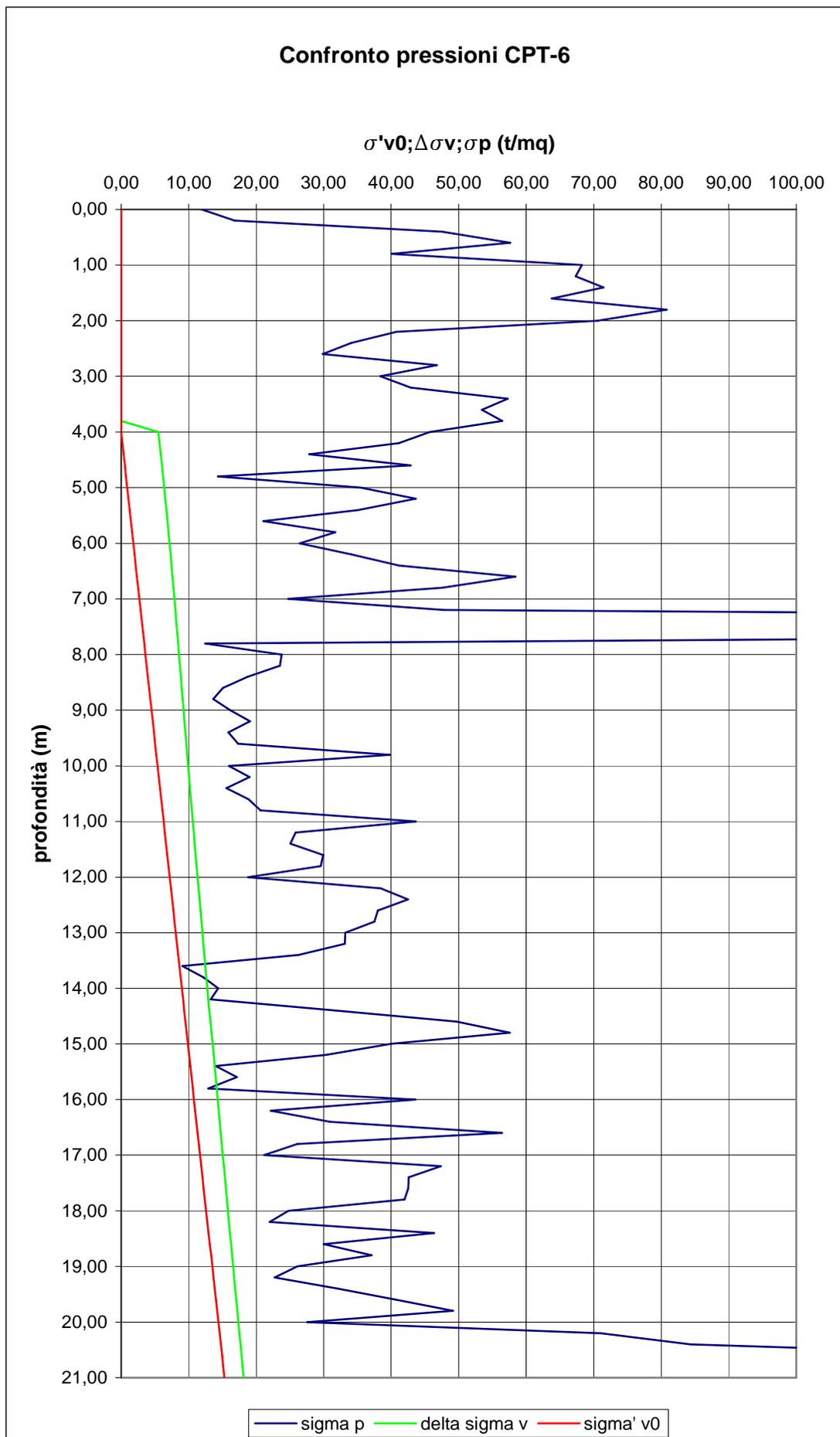
Il diagramma non parte dal piano di campagna in quanto il caso in esame prevede lo studio del solo incremento di carico e quindi le condizioni presenti a scavo avvenuto.

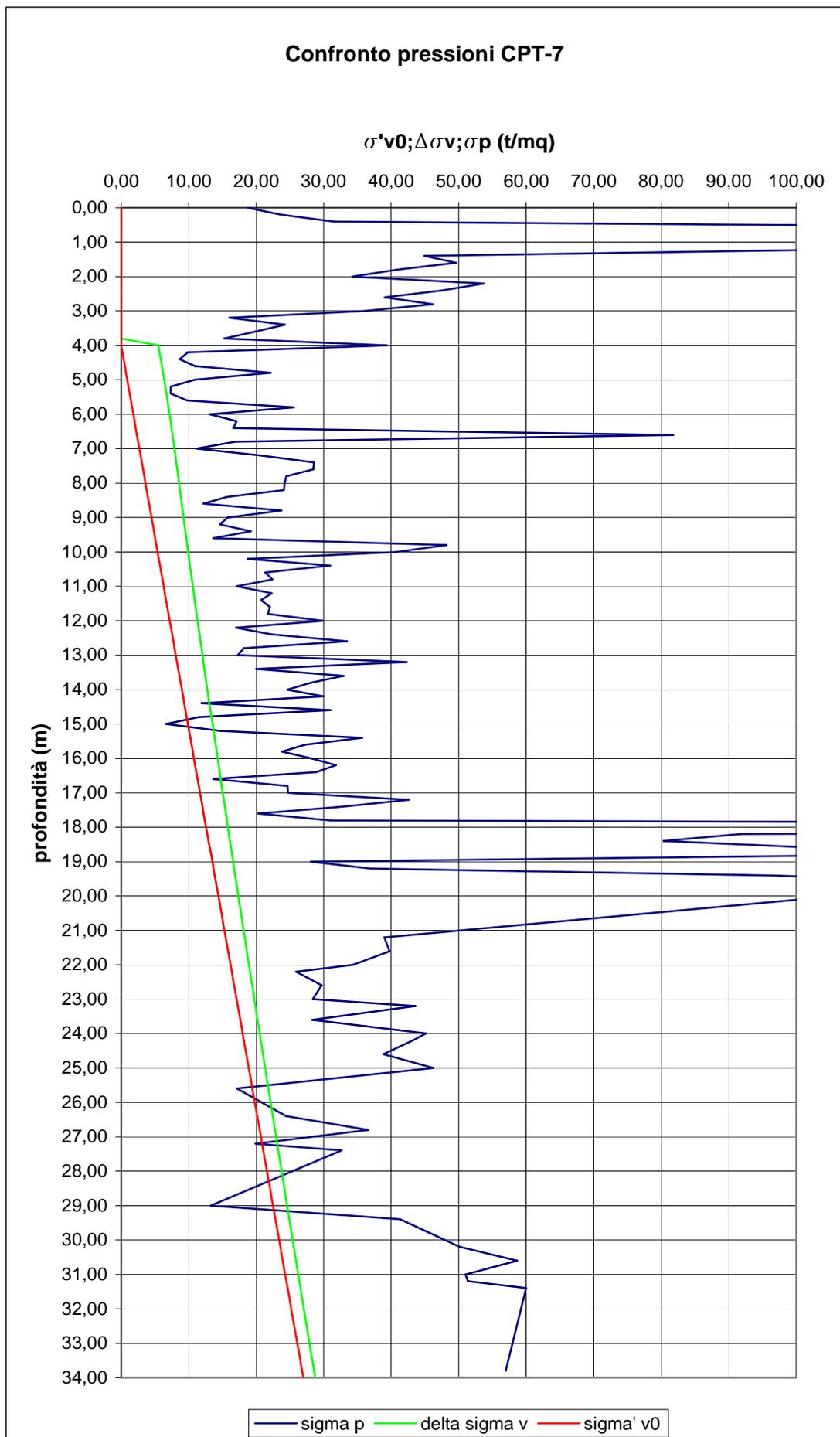


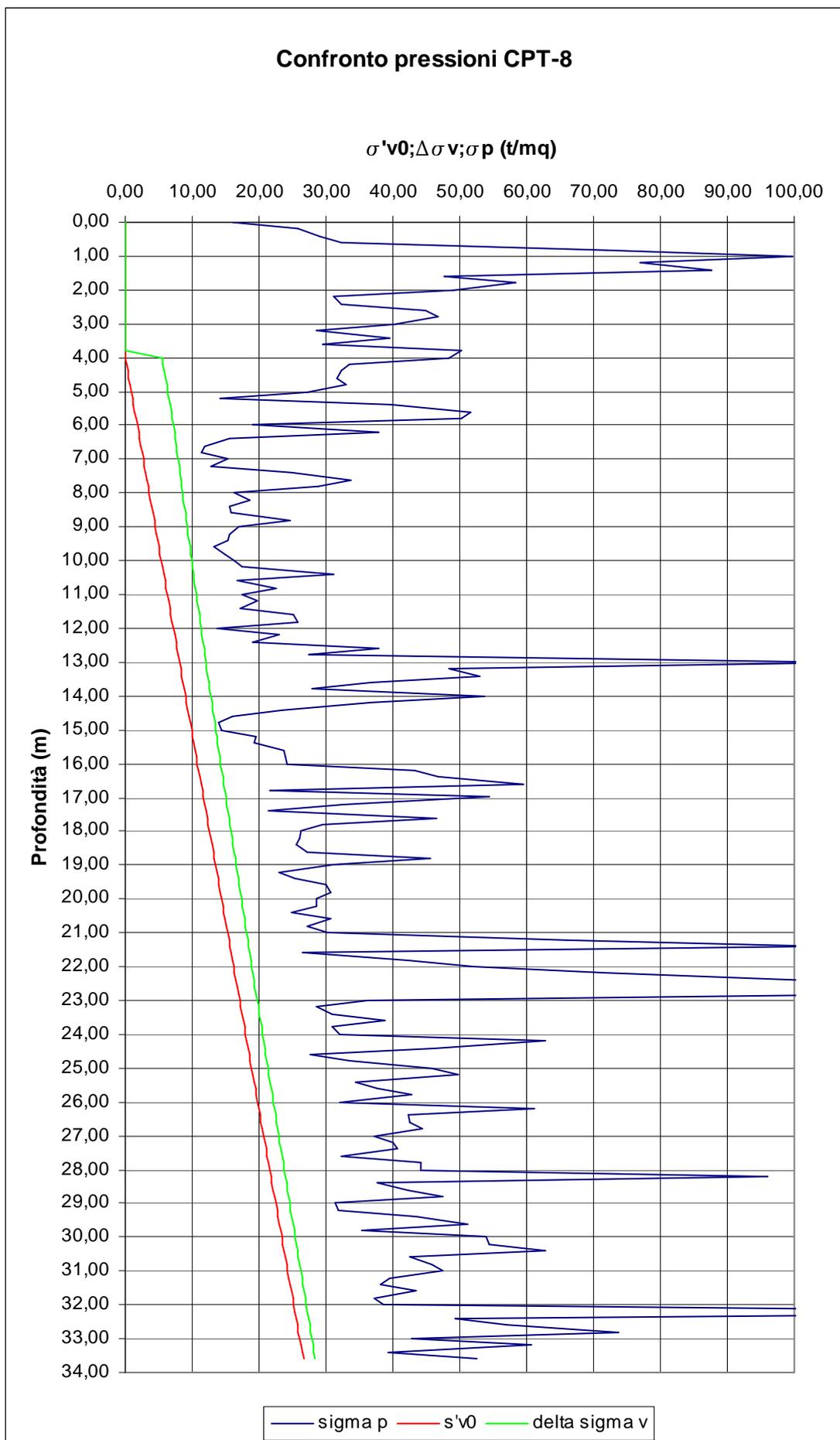
Prendendo come riferimento il punto di Jelinek (punto E) si può considerare l'effetto dell'incremento di carico come non trascurabile fino ad una profondità di circa

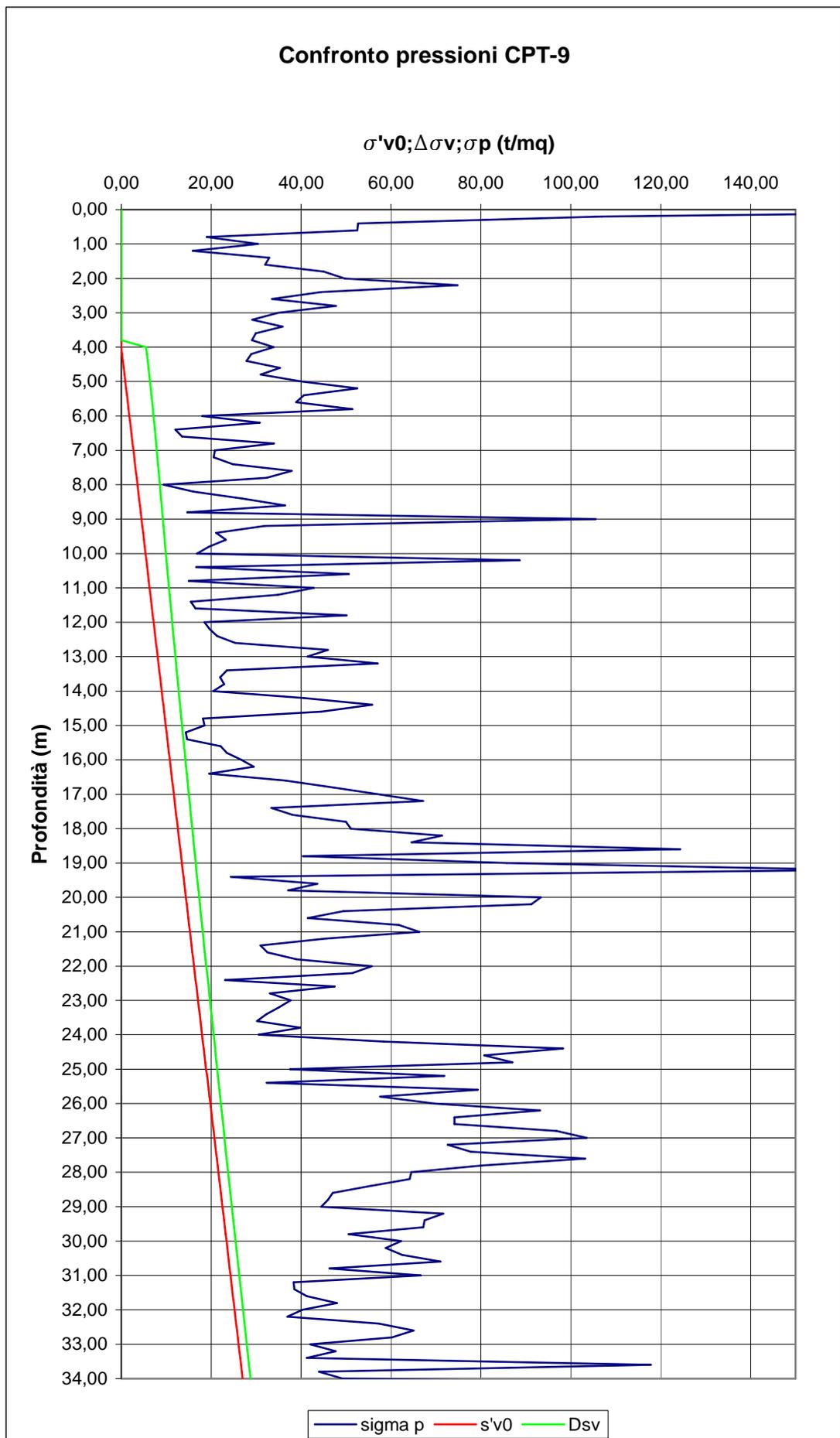
$$H_f = 23.00 \text{ m da p.c.}$$

Sommando ora le pressioni verticali causate dall'incremento di carico alla pressione litostatica efficace, è possibile, mediante confronto con l'andamento della pressione di preconsolidazione in funzione della profondità, valutare per ogni strato le costanti di compressibilità secondo le formule già viste precedentemente (vedi § 3.4.2) e il contributo al cedimento complessivo.









Considerando le curve edometriche si osservano 3 possibili casi:

$$- \sigma'_{v0} < \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v < \sigma'_p$$

Strato fortemente sovra consolidato

La deformazione avviene lungo il solo ramo di ricarico.

Il cedimento è valutabile mediante la formula:

$$\Delta H = H_0 \cdot C_r \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right)$$

$$- \sigma'_{v0} < \sigma'_p < \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v$$

Strato da normalconsolidato a debolmente sovra consolidato

La deformazione avviene lungo il ramo di ricarico ed in parte lungo il ramo di carico.

Il cedimento è valutabile mediante la formula:

$$\Delta H = H_0 \cdot \left(C \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma_p}\right) + C_r \cdot \log\left(\frac{\sigma_p}{\sigma'_{v0}}\right) \right)$$

$$- \sigma'_p < \sigma'_{v0} < \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v$$

Strato sottoconsolidato

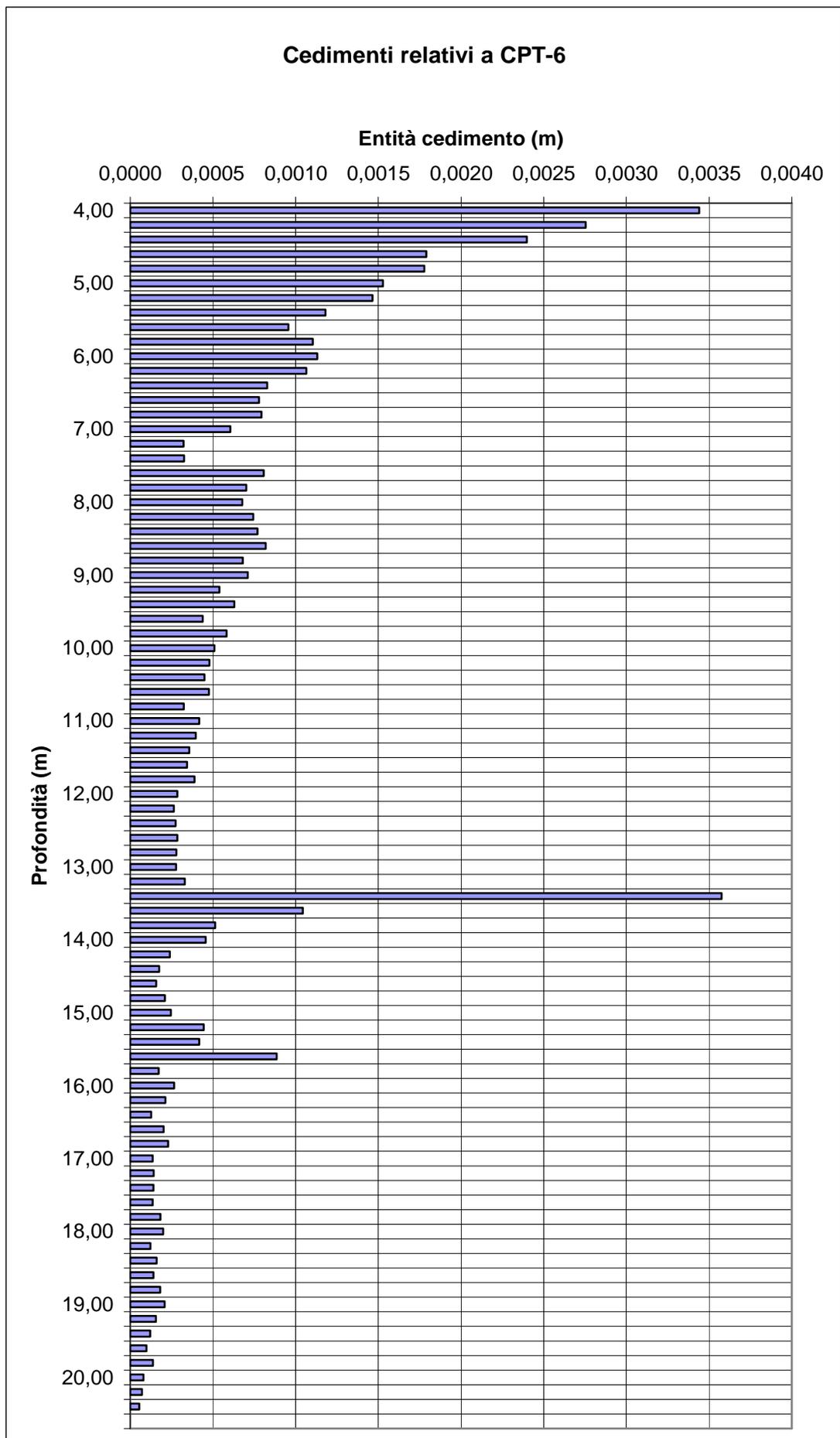
La deformazione avviene totalmente lungo il ramo di carico.

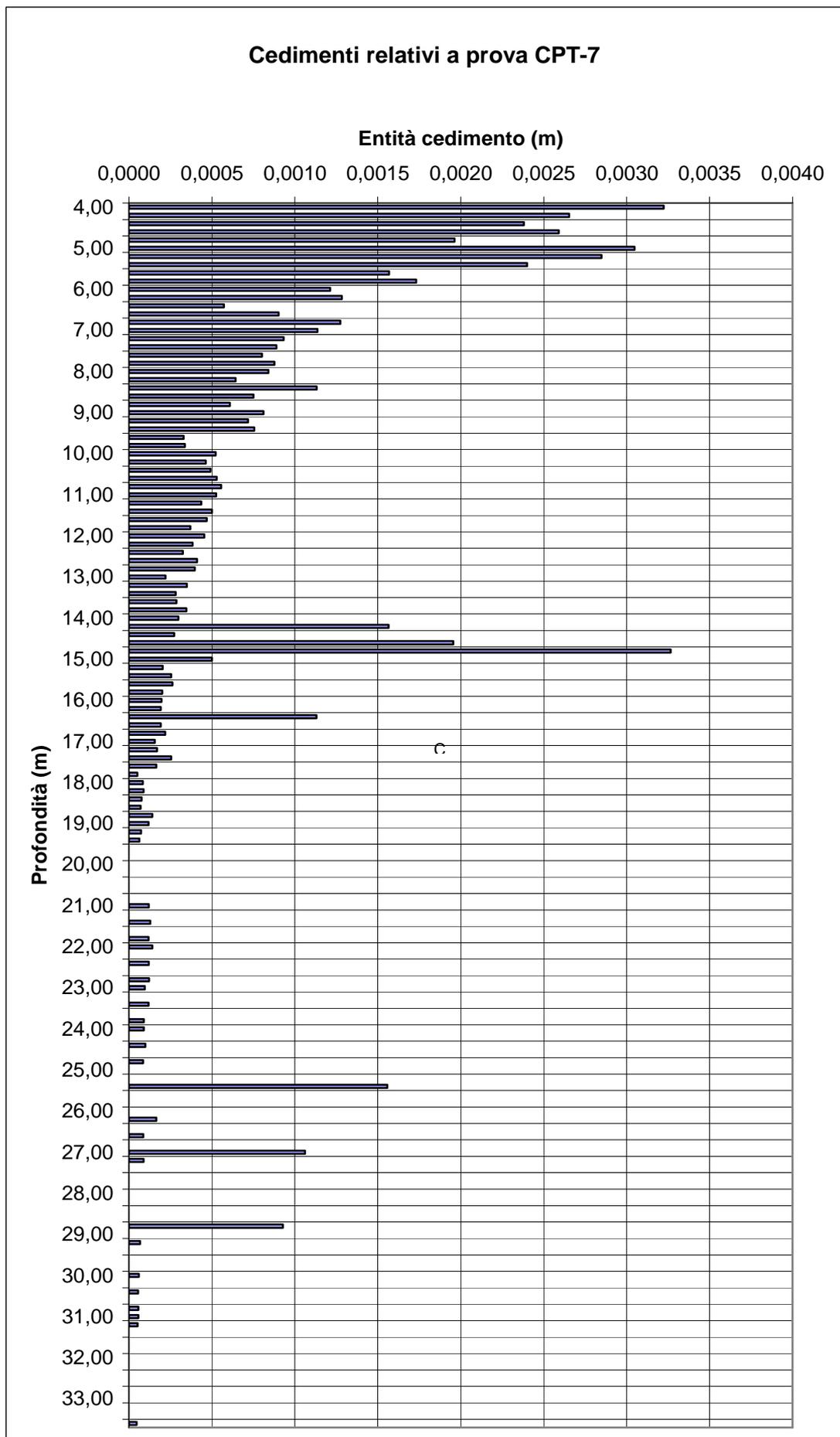
Il cedimento è valutabile mediante la formula:

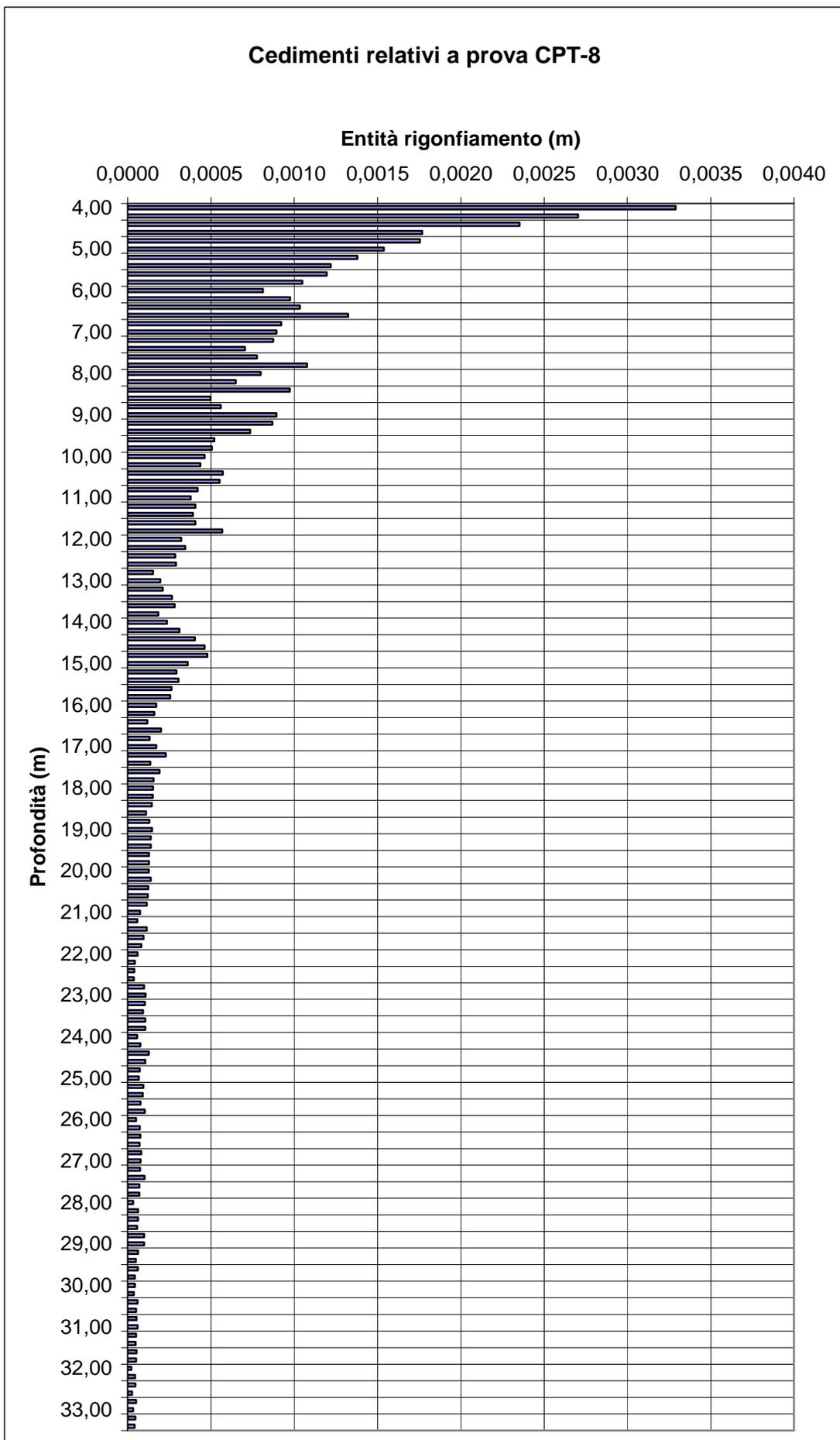
$$\Delta H = H_0 \cdot C \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right)$$

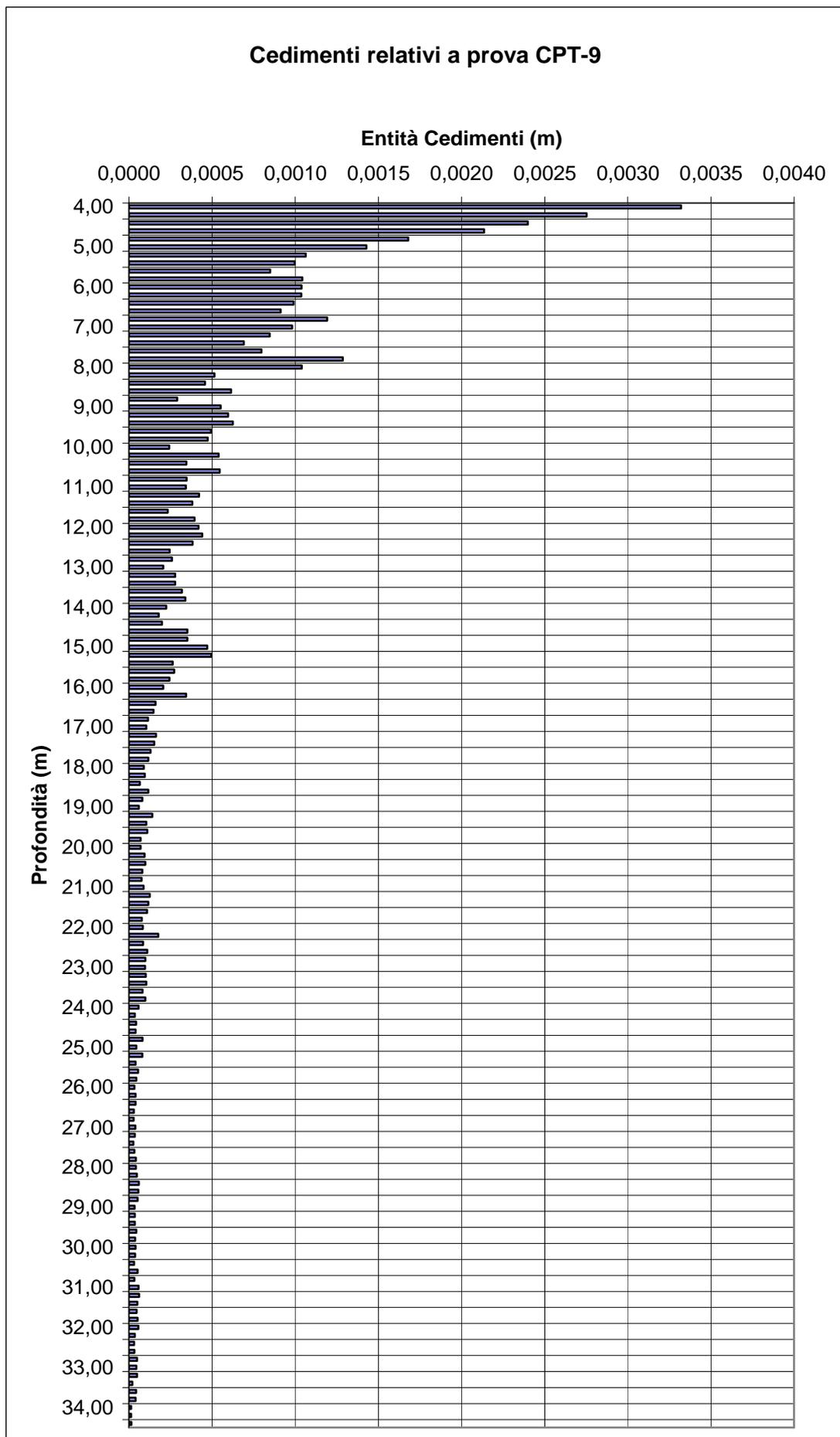
Studiando i diagrammi sopra riportati, si nota come l'applicazione del solo incremento di carico dovuto al peso dell'edificio decurtato del terreno sbancato, non comporti grandi escursioni lungo le curve di carico, ma piuttosto mantenga la maggior parte degli strati interessati nell'ambito della curva di ricarico.

Avendo ricavato i valori di costanti di compressibilità attraverso le correlazioni elaborate nell'algoritmo (vedi § 3.4.2) è stato possibile eseguire una valutazione del contributo di ogni singolo strato di terreno indagato (spessore di 20 cm) al cedimento complessivo.









Sommando tutti i contributi forniti dai singoli strati si ottiene una valutazione complessiva del cedimento per i 4 siti di indagine:

Prova di riferimento	Profondità raggiunta dalla prova (m da p.c.)	Profondità interessata da incremento di carico (m da p.c.)	Cedimento complessivo (cm)
CPT-6	21.00 ⁵	23.00	5.07
CPT-7	19.00 ⁶	23.00	6.25
CPT-8	33.00	23.00	4.96
CPT-9	34.00	23.00	4.72

La trattazione riportata, quindi, fornisce un valore medio ponderato del cedimento di circa

$$S_m \cong 5.00 \text{ cm}$$

Questo è il cedimento che la struttura, ipotizzata come infinitamente rigida assume lungo la verticale al di sotto di un punto interno all'area di carico (il calcolo, infatti, si è basato sulla distribuzione delle pressioni al di sotto del punto definito dal Jelinek) nel caso in cui si consideri istantanea la realizzazione dello scavo e la costruzione complessiva dell'opera.

⁵ La prova non procede fino al valore di profondità di riferimento per la presenza di un banco di materiale roccioso sufficientemente rigido da non consentire ulteriori abbassamenti

⁶ La profondità indagata giunge fino a 33.00 m da p.c. grazie al ricorso ad altri dati da prove in sito differenti dalle CPT quali prove SPT, PP, Torvane. Questi ultimi dati sono forniti in maniera non continua e solo per alcuni strati: laddove ci sia mancanza di dati il diagramma è stato lasciato vuoto.

6.3.1.2 Cedimenti per effetto dell'alleggerimento e successiva applicazione del carico

In questo caso si considerano due fasi distinte:

- una prima fase di scavo e di conseguente alleggerimento del terreno
- una successiva fase in cui viene applicato il carico complessivo dell'edificio

Entrambe le situazioni in esame considerano il terreno come soggetto a due pressioni applicate istantaneamente: una prima pressione di alleggerimento (espressa con segno negativo) ed una seconda di compressione.

Attraverso questa trattazione è quindi possibile considerare due movimenti a cui il terreno sarà soggetto: un rigonfiamento come conseguenza dello scavo effettuato ed un successivo abbassamento legato alla realizzazione dell'opera.

1) Fase di scavo

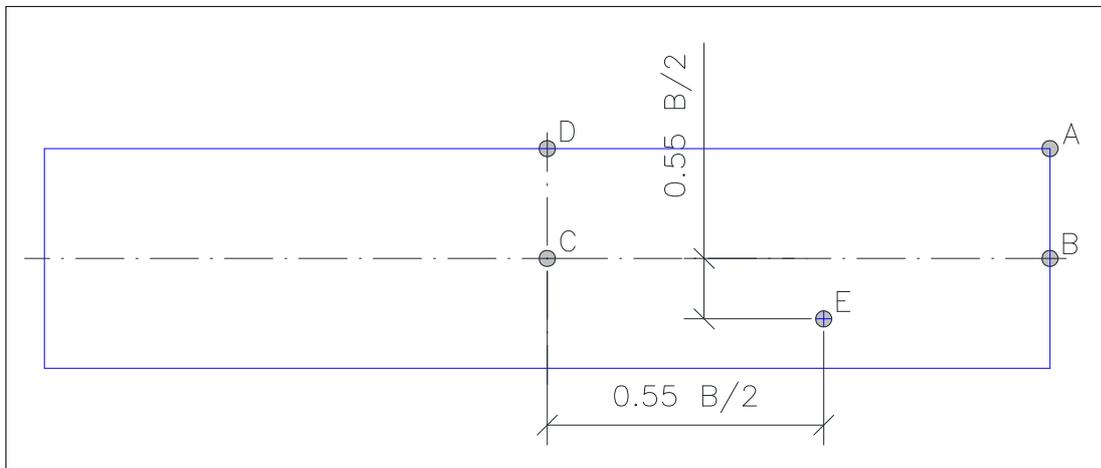
Si assume che lo scavo per la posa della platea di fondazione avvenga in maniera istantanea, e, quindi, che il terreno si trovi ad essere soggetto ad una pressione di alleggerimento, espressa come una pressione con segno negativo, uniformemente distribuita e pari al peso del terreno sbancato.

Distribuzione carichi sotto platea di fondazione		
Area interessata allo scavo (valore semplificato)	2200	mq
Profondità dello scavo	4.00	m
Volume complessivo area di scavo	8800	mc
Peso per unità di volume del terreno sbancato	1.80	t/mc
Peso complessivo volume di terreno rimosso	15840	t
Pressione di alleggerimento agente su area della platea	-7.20	t/mq

Come nel caso precedente si procede determinando, al di sotto dei punti di riferimento fissati, la diffusione della pressione di alleggerimento seguendo la teoria di Steinbrenner.

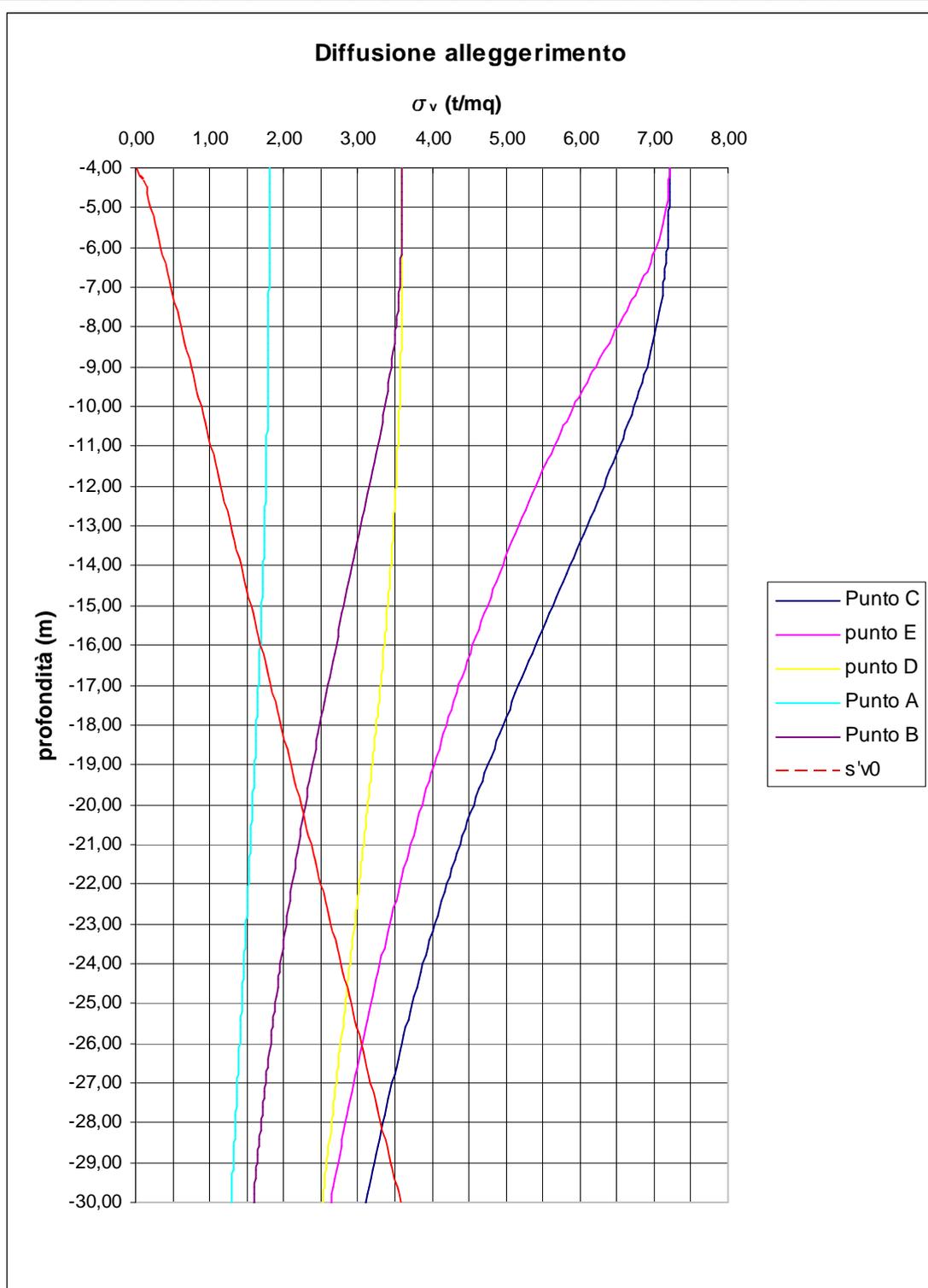
In tutta la trattazione seguente la pressione di alleggerimento sarà trattata come una pressione normale, salvo considerare i cedimenti risultanti con segno negativo in quanto rappresentano il rigonfiamento subito dal terreno.

Punti di riferimento per il calcolo delle pressioni				
	lato a	lato b		rapporto a/b
Punto A	100.00	22.00	m	5
Punto B	100.00	11.00	m	10
Punto C	50.00	11.00	m	5
Punto D	50.00	22.00	m	2
Punto E (di Jelinek)	77.50	4.95	m	5



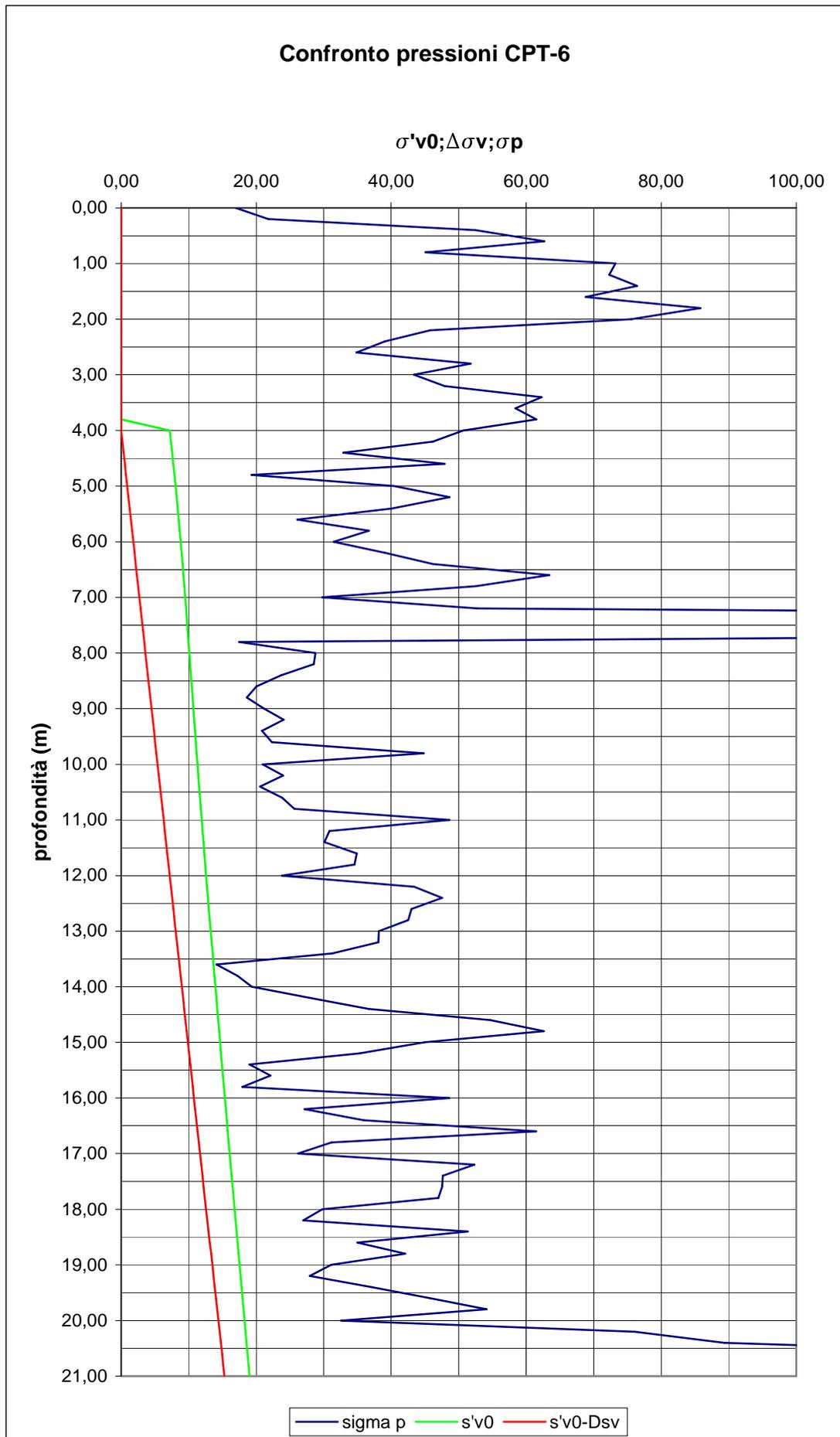
Si riporta il diagramma della diffusione della pressione di alleggerimento in funzione della profondità per i punti in esame.

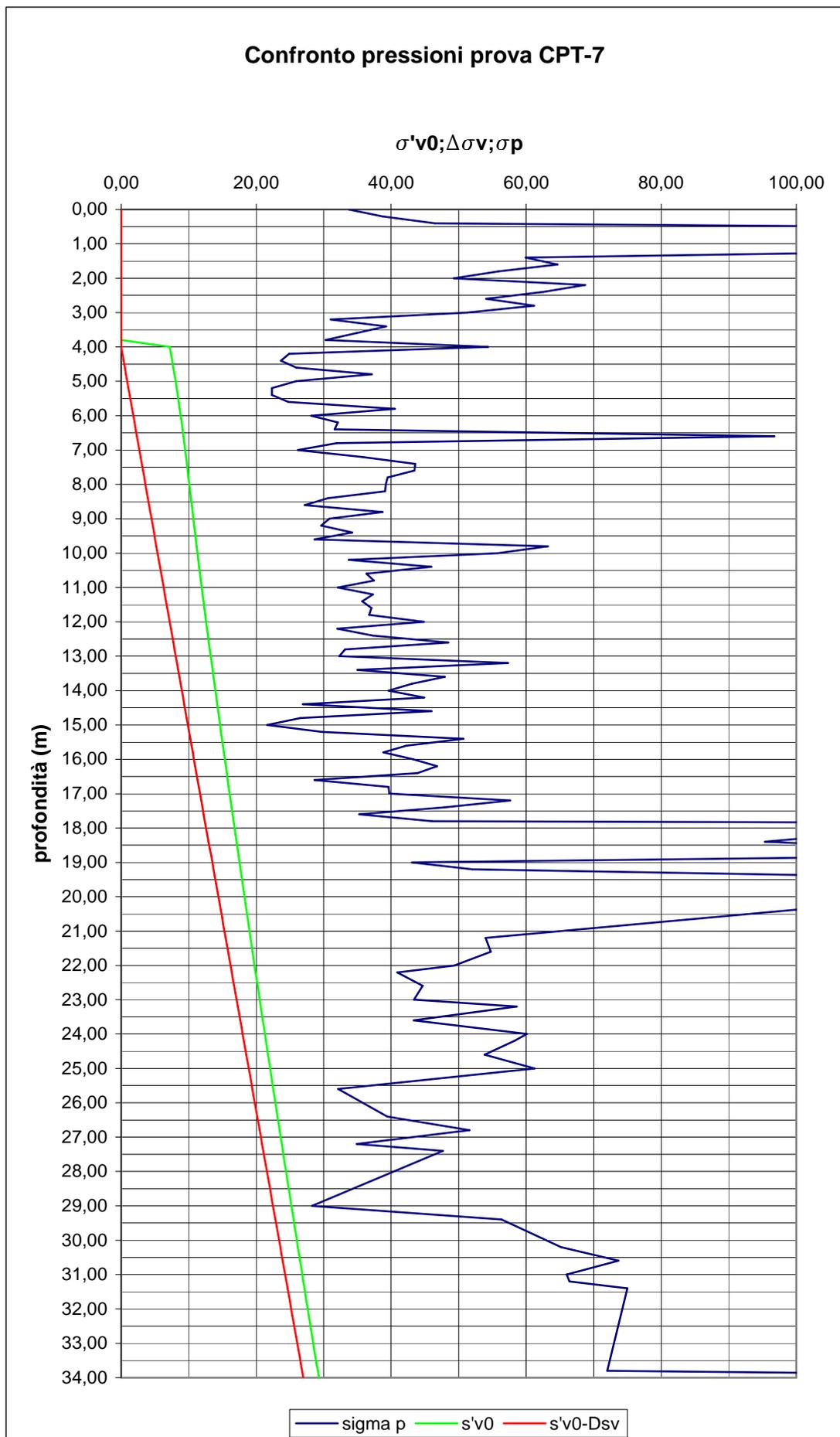
Il confronto con l'andamento del 15% della pressione litostatica efficace, fornisce la profondità al di sotto della quale l'effetto dello scavo risulta essere trascurabile.

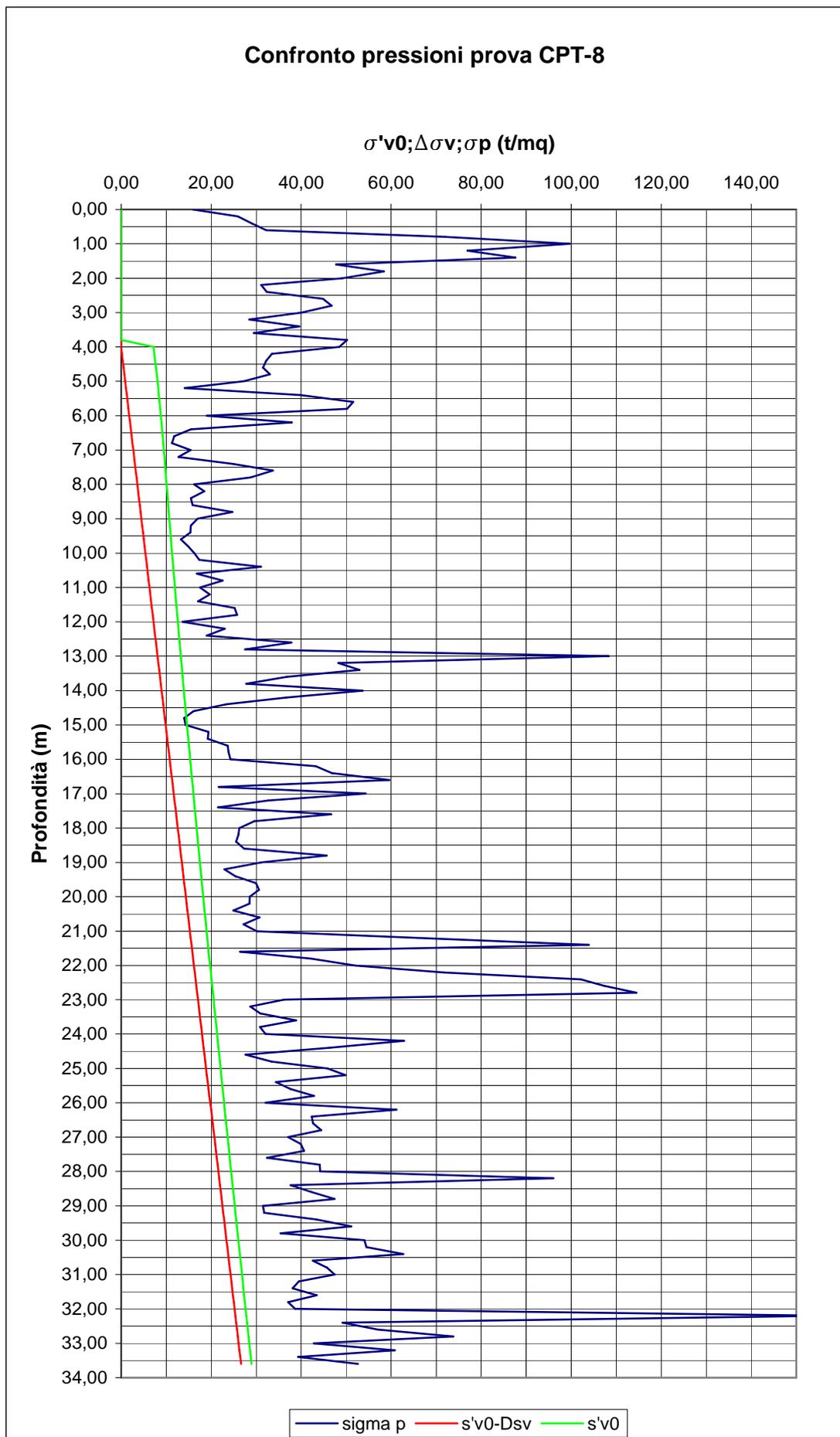


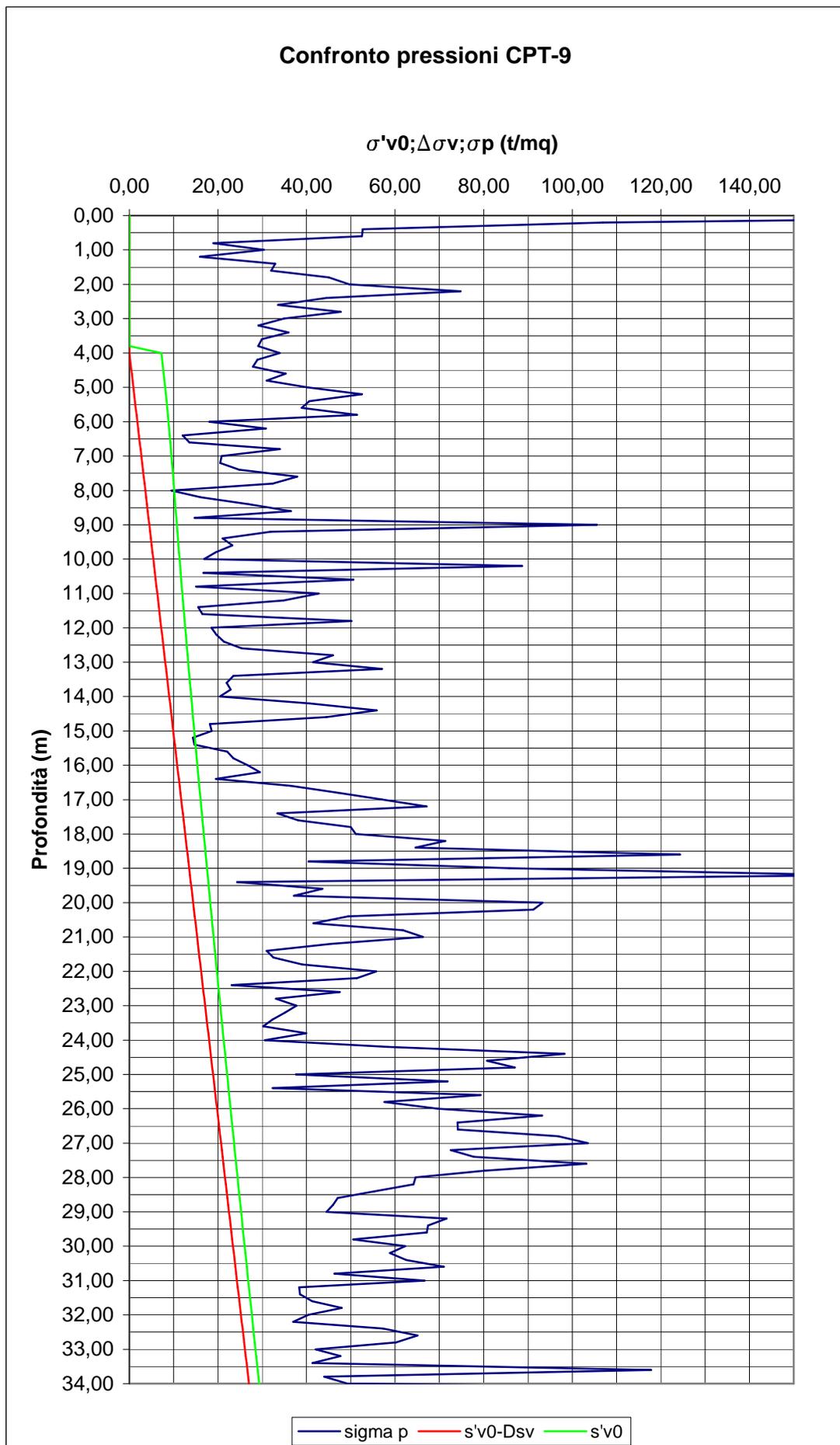
Come si evince dal diagramma, sempre tenendo conto della curva corrispondente al punto definito dal Jelinek, è possibile ritenere l'effetto dello scavo trascurabile per una profondità superiore a 26.00 m da p.c.

Noto l'andamento delle pressioni si procede a confrontarlo strato per strato, con i valori stimati di pressione di preconsolidazione.









Considerando la curva edometrica, appare chiaro che, trattando una pressione di alleggerimento, l'analisi riguarderà il ramo di scarico.

Per poter applicare un algoritmo di calcolo dei cedimenti al caso specifico di un alleggerimento, è stato necessario porre alcune ipotesi per poter proseguire nella valutazione dei rigonfiamenti:

- si considera il ramo di scarico pressoché uguale al ramo di ricarico
- si considera come pressione minima la somma fra la pressione litostatica efficace e la pressione verticale di alleggerimento (con segno negativo)
- laddove il terreno risulti essere sottoconsolidato, si alterano leggermente i valori di resistenza alla punta e rapporto di frizione al fine di riportare la curva della pressione di preconsolidazione a destra della curva delle pressione litostatica efficace.

La prima ipotesi permette di utilizzare il valore della costante di compressione per il ramo di ricarico (C_r) anche per lo studio dei rigonfiamenti.

Questa semplificazione comporta un errore ritenuto trascurabile: infatti, facendo ricorso alle curve edometriche ricavate da prove di laboratorio, si è rilevato come la differenza fra i cedimenti calcolati lungo il ramo di ricarico e i rigonfiamenti valutati lungo quello di scarico (a parità di incremento di pressione) sia dell'ordine del decimo di millimetro.

La seconda ipotesi consente di procedere nell'analisi considerando i rigonfiamenti come i cedimenti, causati dall'incremento di carico che porta il terreno dalla pressione $\sigma_{\min} = \sigma'_{v0} - \Delta\sigma_v$ alla pressione litostatica efficace, con segno negativo.

Questa ipotesi permette di non ottenere valori di pressioni negativi, in particolare, in prossimità dello scavo e quindi di poter procedere con il calcolo senza errori formali.

Infine, l'alterazione dei valori di riferimento di resistenza alla punta e di rapporto di frizione, consentono un aumento della pressione di preconsolidazione. Tale aumento è solo formale e, in quanto tale, non modifica le caratteristiche del terreno, ma viene applicato solo per giustificare l'utilizzo della sola costante di compressibilità del ramo di ricarico nella formula per la determinazione dei cedimenti.

Considerando valide le ipotesi sopra citate si è proceduto alla valutazione dei rigonfiamenti del terreno applicando ad ogni strato esaminato, la formula per terreni fortemente sovra consolidati:

$$\Delta H = H_0 \cdot C_r \cdot \log\left(\frac{\sigma_{MAX}}{\sigma_{MIN}}\right)$$

dove

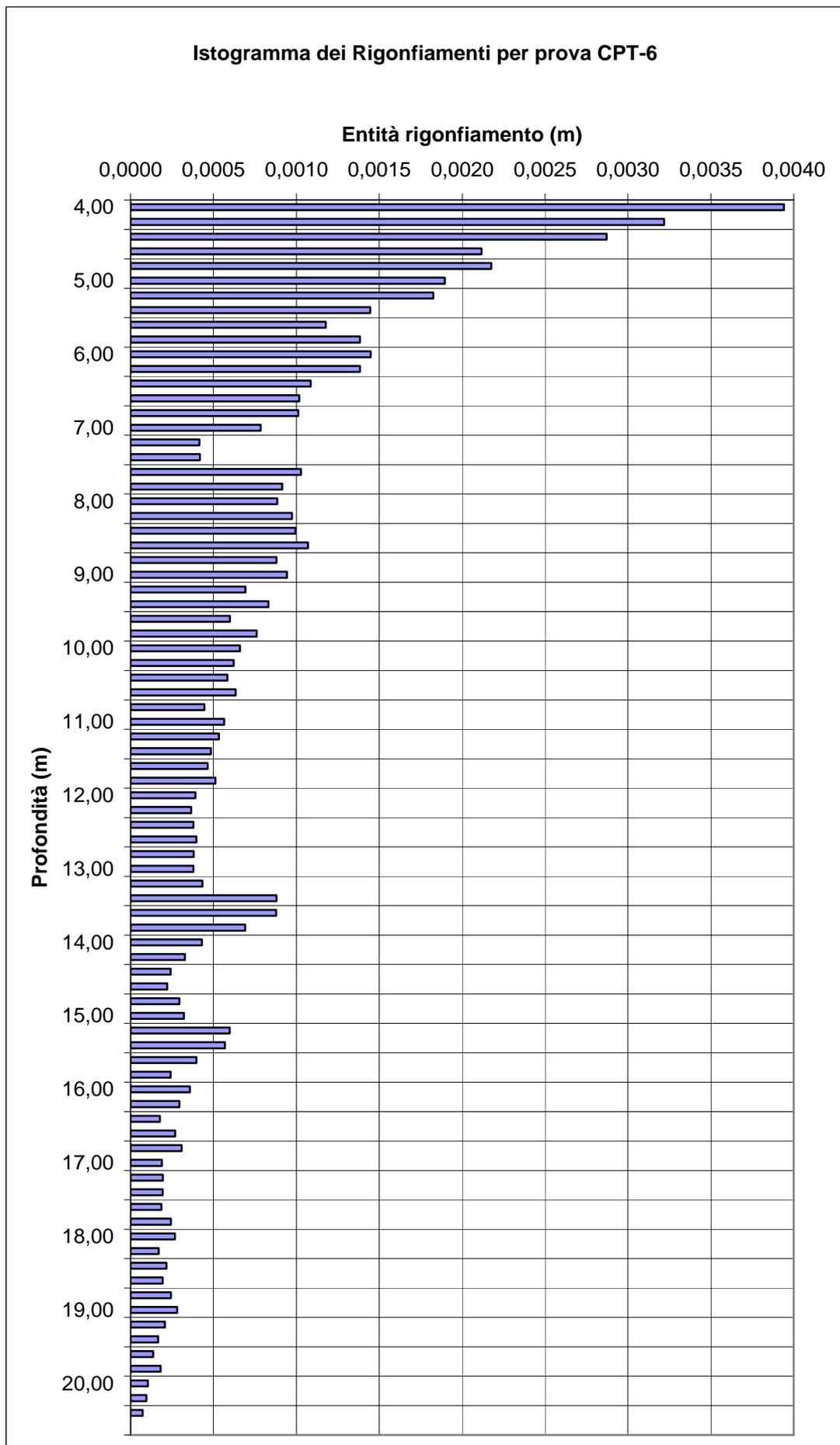
$$\sigma_{MAX} = \sigma'_{V0}$$

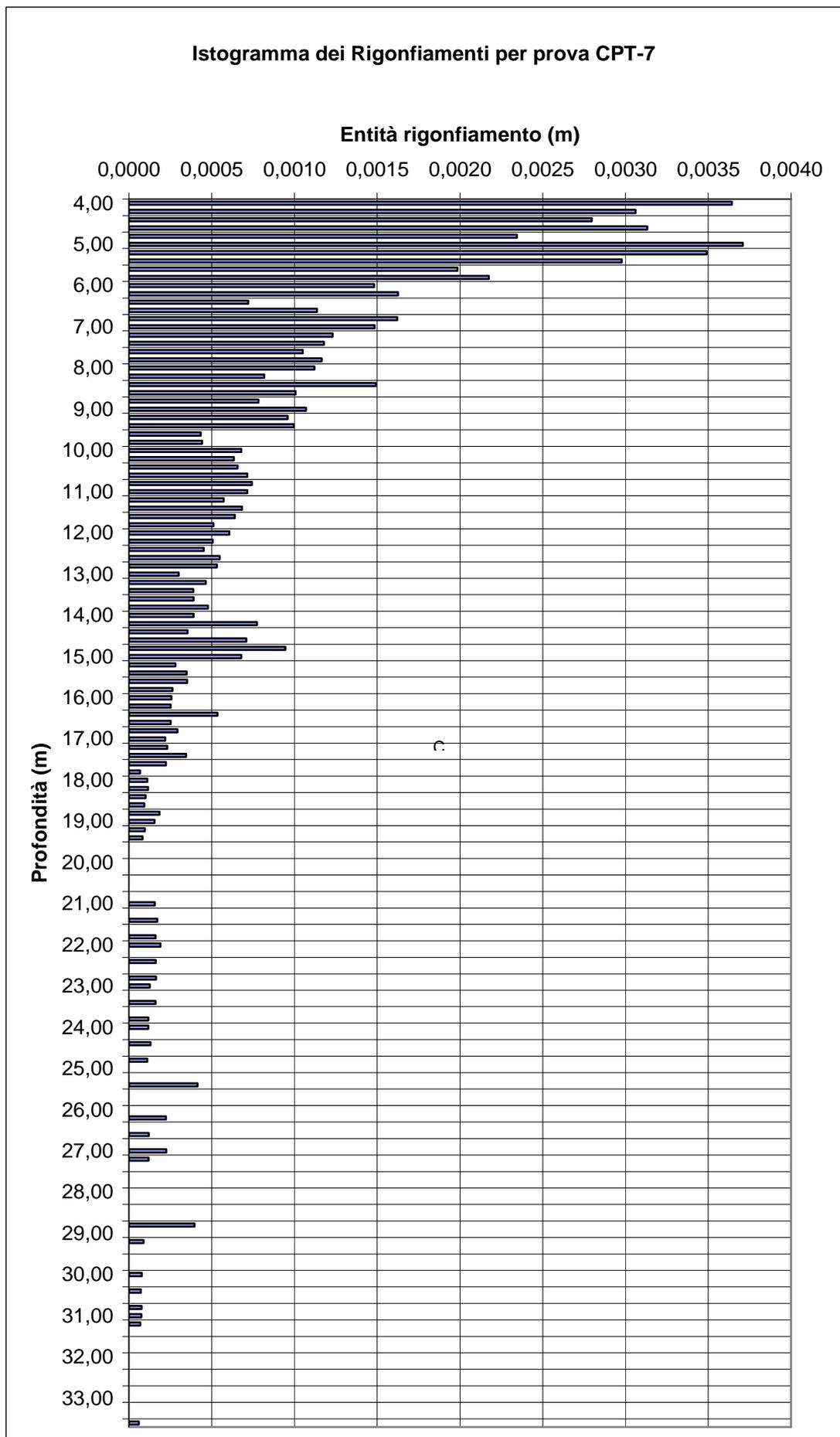
$$\sigma_{MIN} = \sigma'_{V0} + (-\Delta\sigma'_V)$$

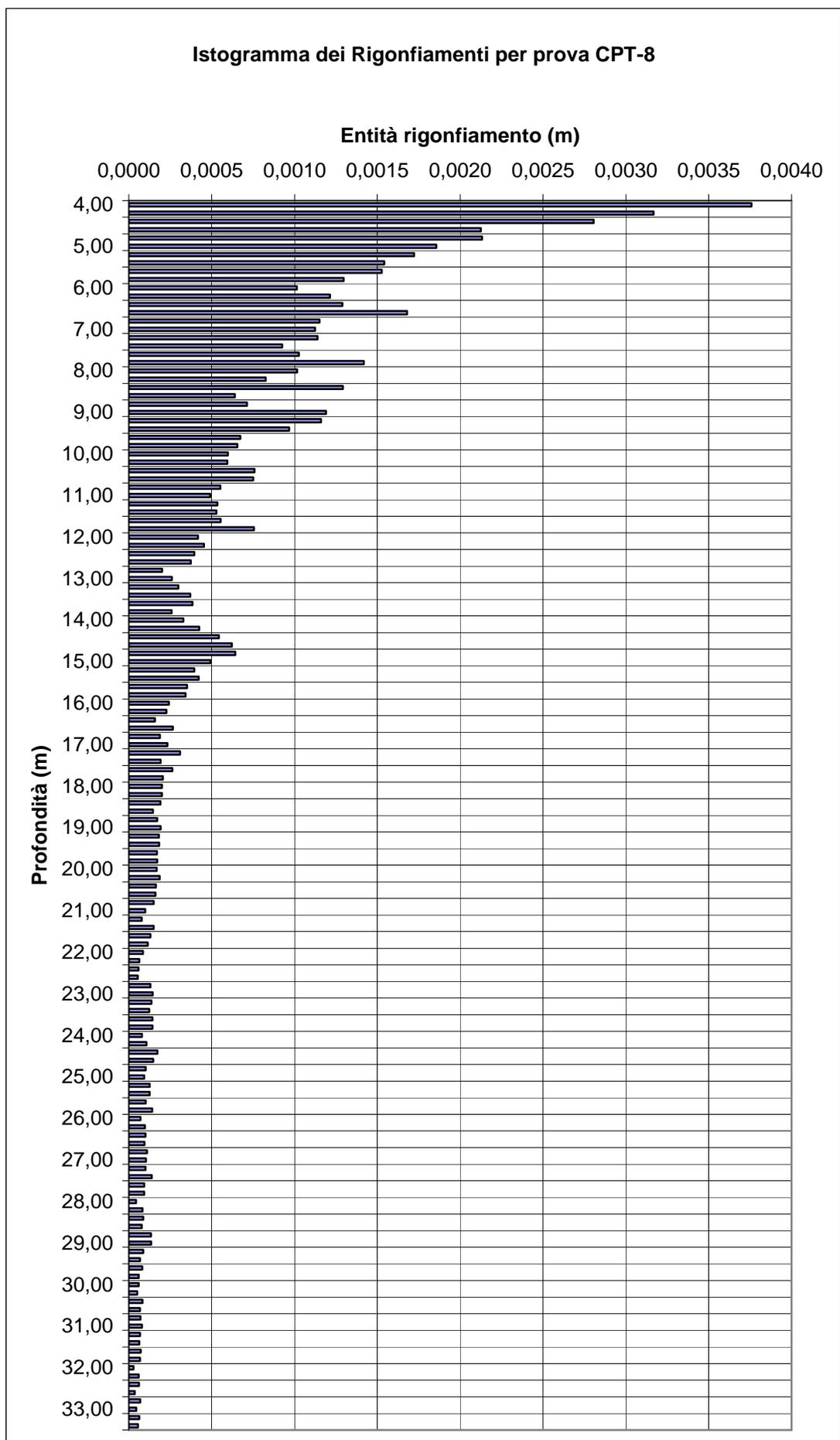
in accordo con quanto posto nella seconda ipotesi.

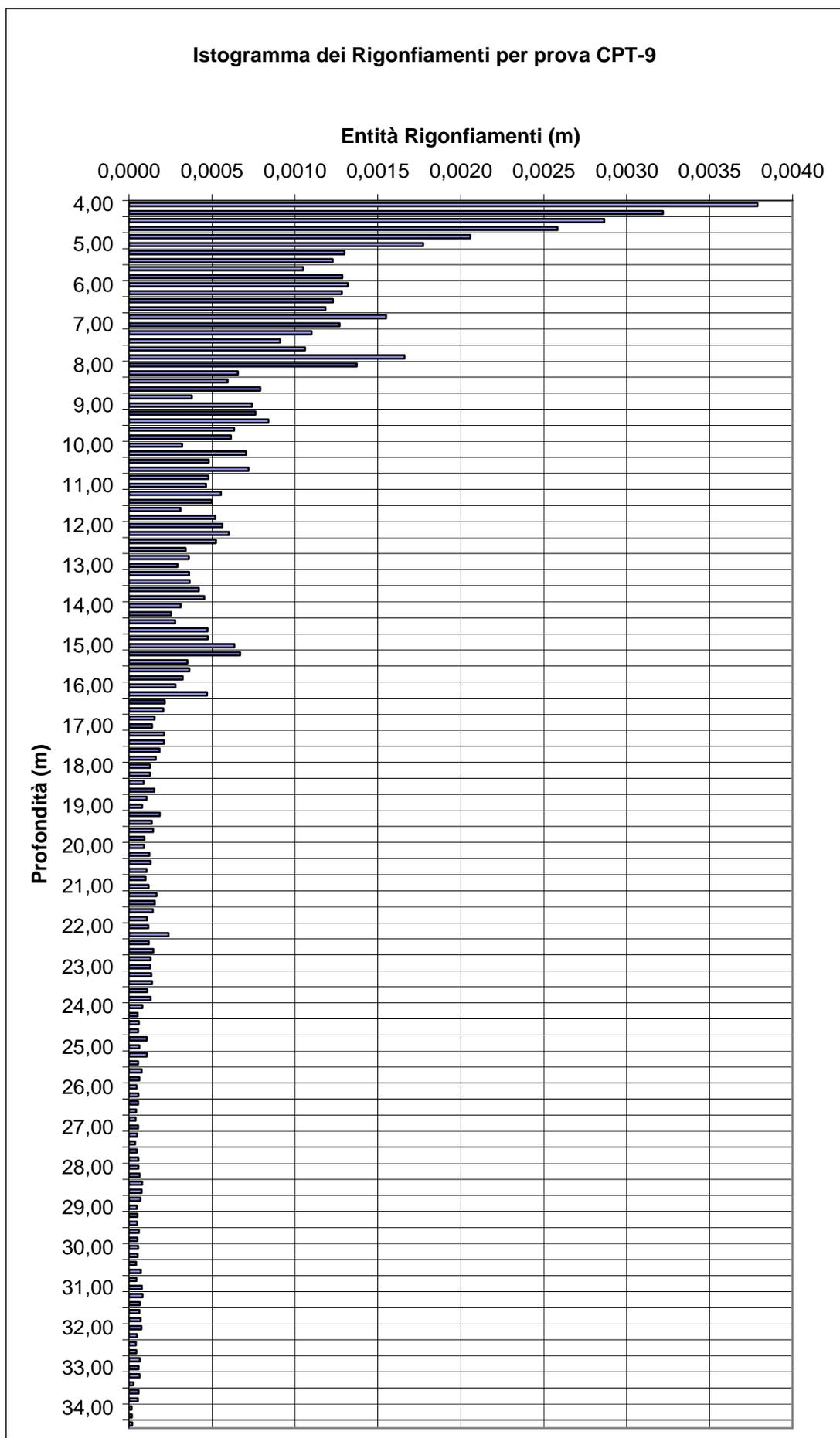
L'applicazione dell'algoritmo, sotto le dette ipotesi, ha portato alla valutazione strato per strato, del rigonfiamento subito dal terreno.

Si riportano in forma di istogramma i risultati ottenuti per il terreno sottostante un punto all'interno dell'area di carico (punto del Jelinek) considerando le misurazioni effettuate nei 4 siti di indagine.









Sommando i contributi ottenuti per tutti gli strati presenti nella profondità di interesse, si sono ottenuti i valori di rigonfiamento, relativi ai diversi siti di indagine, riassunti nella tabella sottostante:

Prova di riferimento	Profondità raggiunta dalla prova (m da p.c.)	Profondità interessata da incremento di carico (m da p.c.)	Rigonfiamento complessivo (cm)
CPT-6	21.00 ⁷	26.00	-5.92
CPT-7	19.00 ⁸	26.00	-7.33
CPT-8	33.00	26.00	-6.49
CPT-9	34.00	26.00	-6.15

Dai valori risultanti si nota come le misurazioni eseguite dalla CPT-7 comportino il maggiore effetto di rigonfiamento, mentre per gli altri siti (considerando che la prova CPT-6 non raggiunge completamente la profondità di interesse) si può ritenere corretto un valore di rigonfiamento caratteristico pari a:

$$S_R = -6.00 \text{ cm}$$

in cui il segno negativo sottolinea come il movimento del terreno sia verso l'alto.

La maggiore discordanza che si verifica per i valori relativi alla prova CPT-7, è legata al comportamento dello strato di profondità:

$$z = 5.00 \div 15.00 \text{ m da p.c.}$$

Questo banco rientra nella macrounità B ed in particolare, nelle sottounità B1a, B1b, B2.

Confrontando le rappresentazioni lito-stratigrafiche per la profondità detta si nota come per il sito di indagine 7 sia maggiore la presenza di argilla organica, argilla limosa e argilla medio compatta, rispetto a quanto rilevato per gli altri siti di indagine.

Questa presenza maggiore di componente "tenera" è ritenuta responsabile del valore di rigonfiamento stimato.

⁷ La prova non procede fino al valore di profondità di riferimento per la presenza di un banco di materiale roccioso sufficientemente rigido da non consentire ulteriori abbassamenti

⁸ La profondità indagata giunge fino a 33.00 m da p.c. grazie al ricorso ad altri dati da prove in sito differenti dalle CPT quali prove SPT, PP, Torvane. Questi ultimi dati sono forniti in maniera non continua e solo per alcuni strati: laddove ci sia mancanza di dati il diagramma è stato lasciato vuoto.

II) Fase di applicazione del carico complessivo

Si considera ora l'applicazione del carico dovuto alla realizzazione dell'intera opera prevista sull'area indagata.

Come nella trattazione relativa allo scavo, anche in questo caso si assume che l'applicazione del carico avvenga in maniera istantanea e su terreno già consolidato, al fine di valutare il caso peggiore di cedimenti in assoluto.

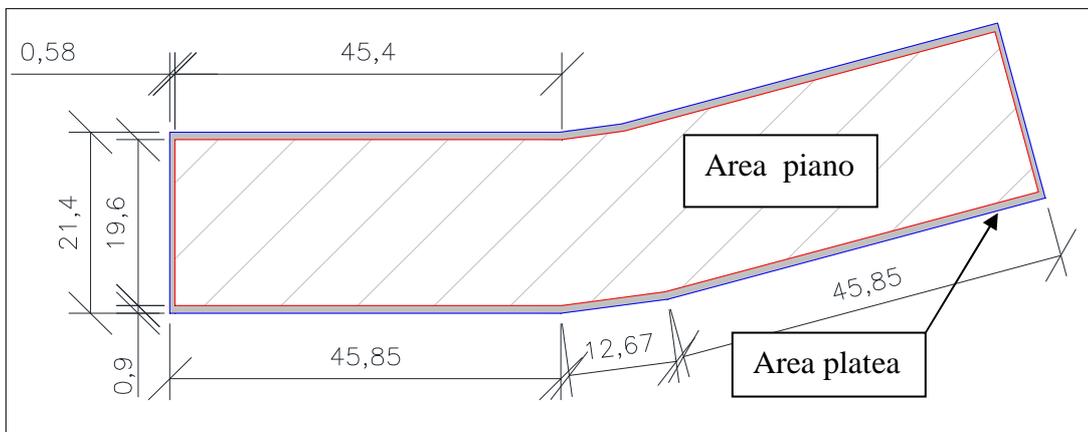
L'analisi dei carichi tiene conto delle dimensioni geometriche dei piani e della geometria della platea attraverso dati semplificati, con approssimazione accettabile, che consentono di riferirsi ad aree con geometria regolare.

Si è considerato per i piani un carico per unità di superficie pari a

$$q_{PIANO} = 1.00 \text{ t/mq}$$

che tiene conto dei carichi ritenuti responsabili dei cedimenti.

Oltre al peso proprio della platea di fondazione e della struttura sovrastante, si tiene conto del contributo fornito dal terreno di riporto depositato nell'area di eccesso fra la platea e la proiezione dei piani



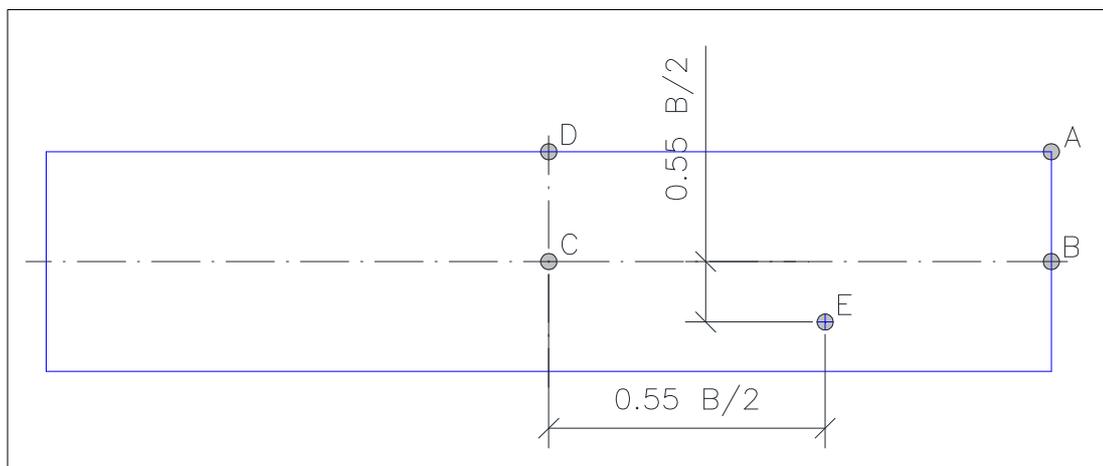
Si riporta in sintesi nella tabella sottostante i valori dei carichi relativi alle diverse componenti considerate e la stima della pressione complessiva esercitata sull'area di carico.

Distribuzione carichi sotto platea di fondazione		
Area platea (valore semplificato)	2200	mq
Altezza platea	1.00	m
Area piani (valore semplificato)	1800	mq
n° piani	11	-

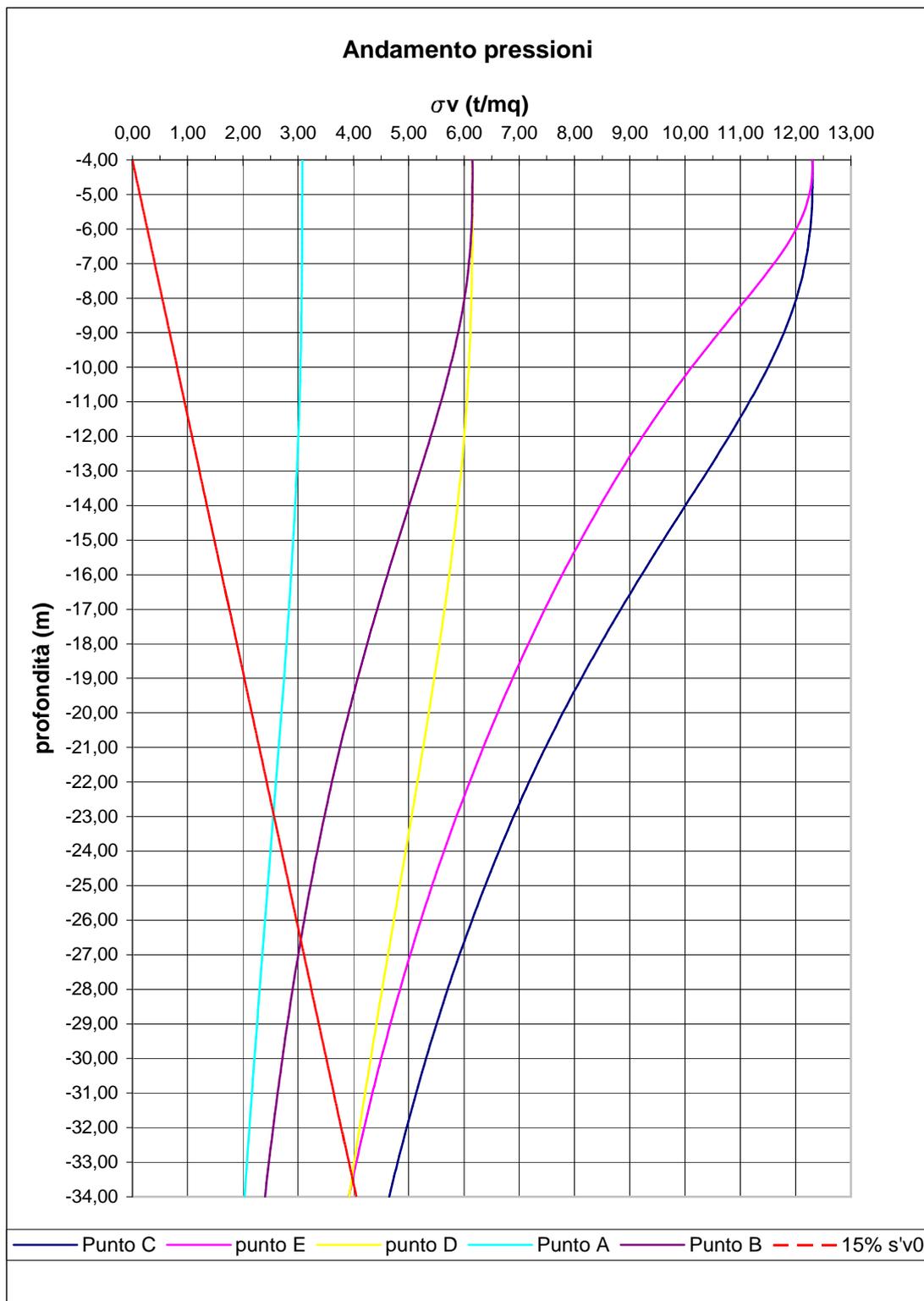
Distribuzione carichi sotto platea di fondazione		
Peso proprio platea	2,50	t/mq
Peso per unità di superficie dei piani	1.00	t/mq
Peso complessivo piani	19800	t
Carico agente sulla platea per struttura sovrastante	9.00	t/mq
Peso per unità di volume del terreno di riporto	1,80	t/mc
Volume terreno di riporto	1600	mc
Peso terreno di riporto su platea	1,31	t/mq
Carico complessivo agente sull'area sottostante la platea	12.81	t/mq

Nota il valore della pressione agente, si procede in maniera analoga a quanto visto per il caso del solo incremento di carico valutando al di sotto dei punti fissati la diffusione della pressione verticale mediante la teoria di Steinbrenner al fine di definire la profondità di interesse (anche in questo caso si considera come incremento di pressione trascurabile quella inferiore al 15% della pressione litostatica efficace).

Punti di riferimento per il calcolo delle pressioni				
	lato a	lato b		rapporto a/b
Punto A	100.00	22.00	m	5
Punto B	100.00	11.00	m	10
Punto C	50.00	11.00	m	5
Punto D	50.00	22.00	m	2
Punto E (di Jelinek)	77.50	4.95	m	5

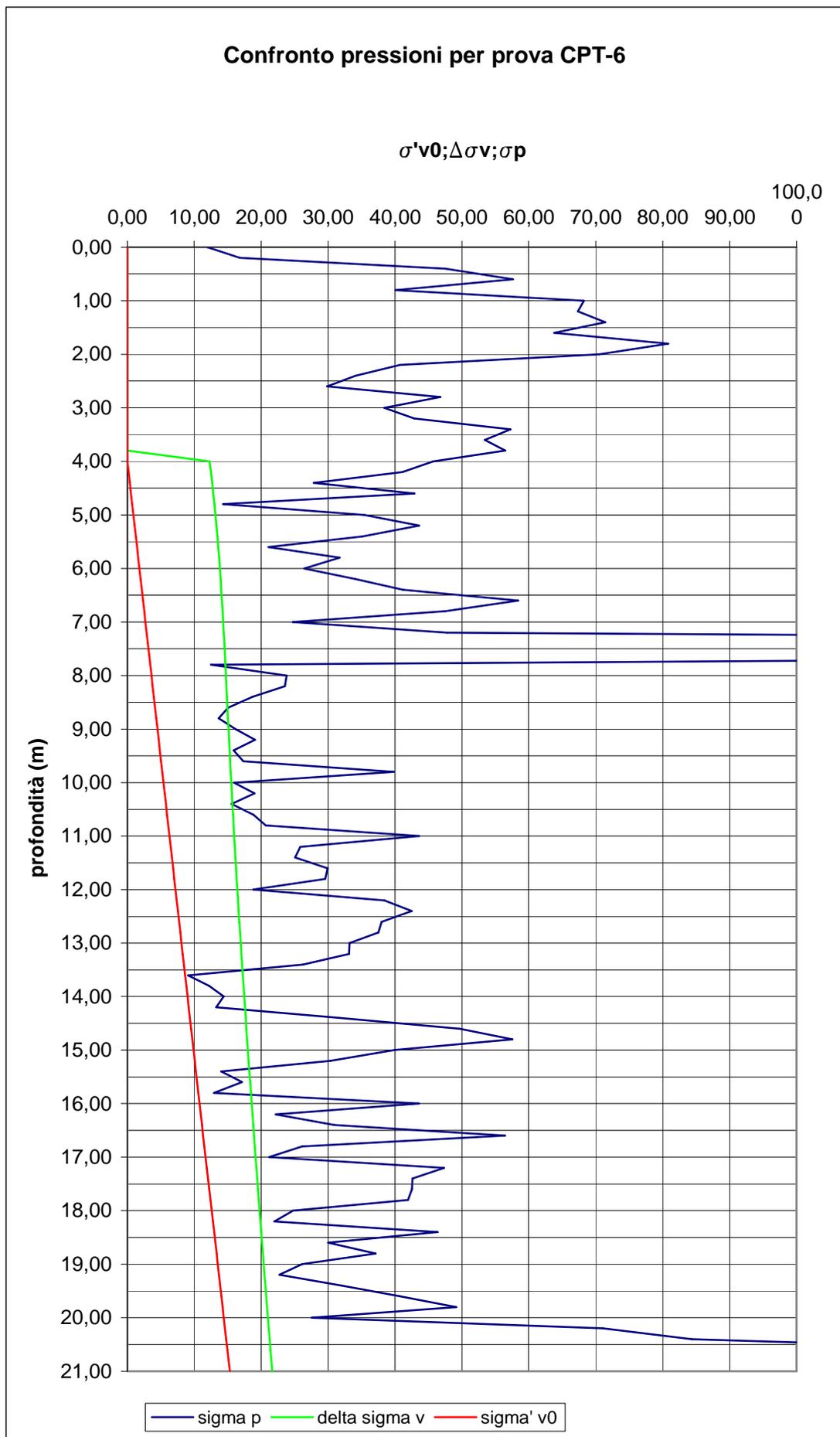


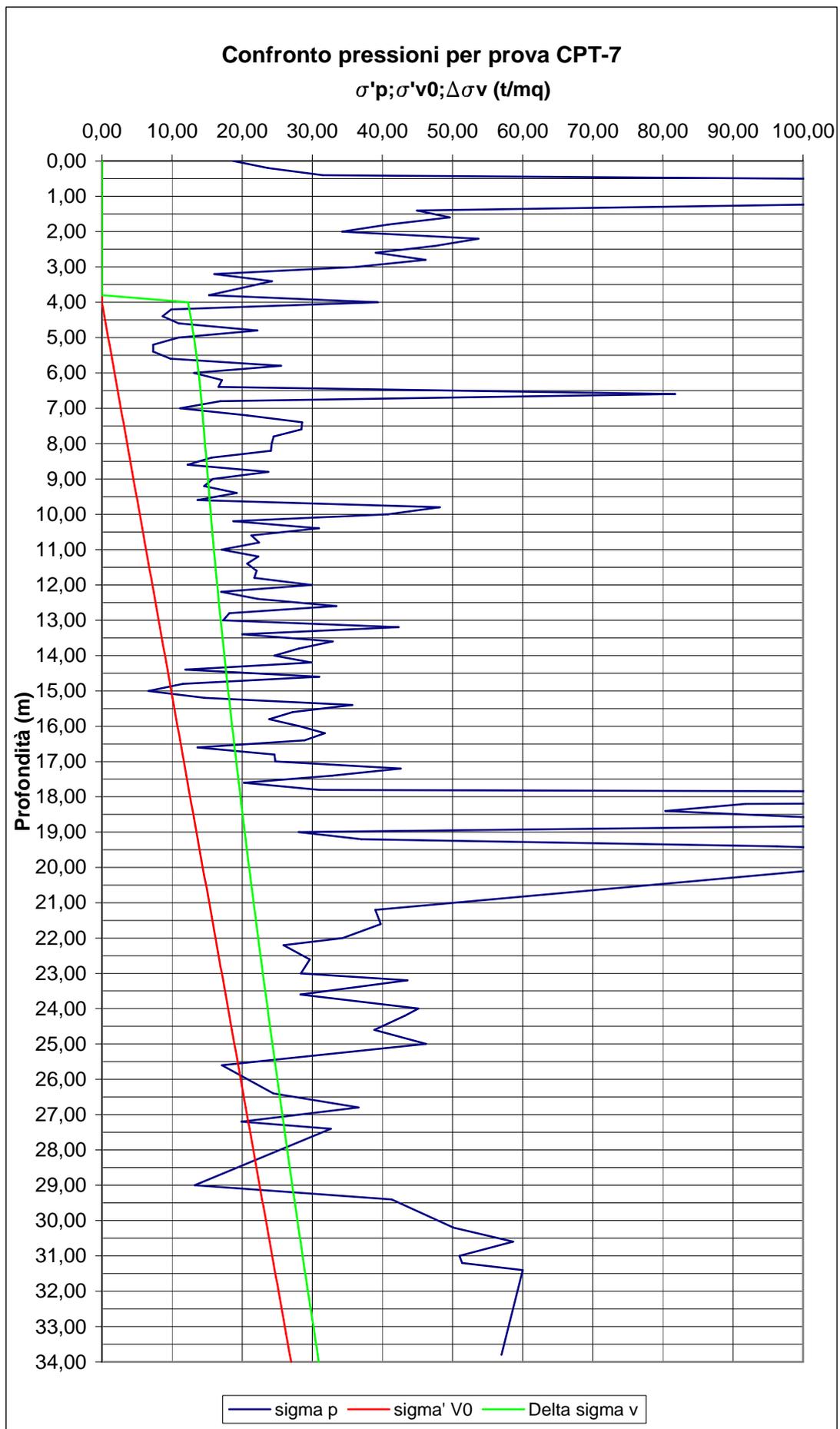
Si riporta il diagramma della diffusione della pressione verticale in funzione della profondità per i diversi punti fissati:

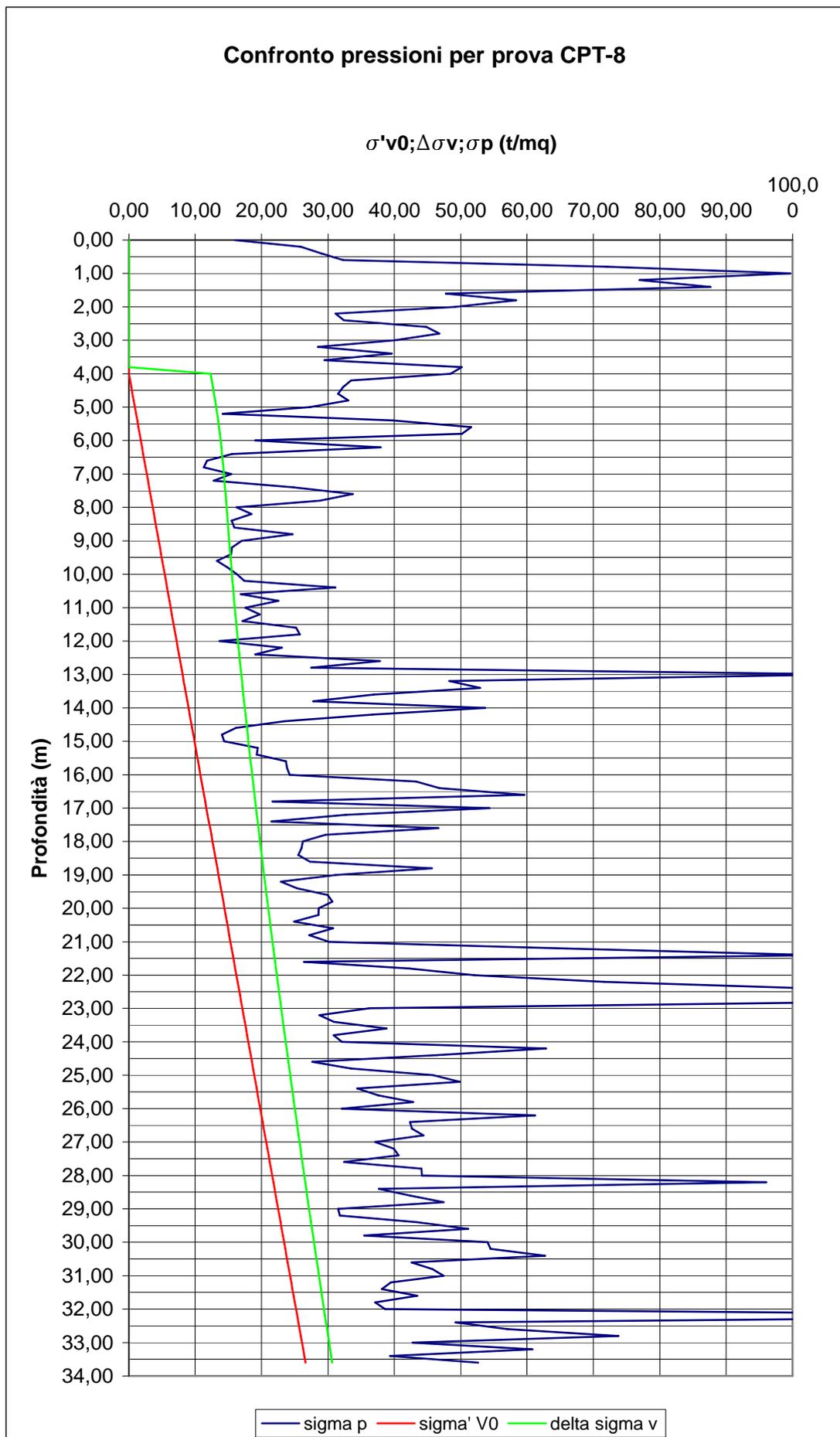


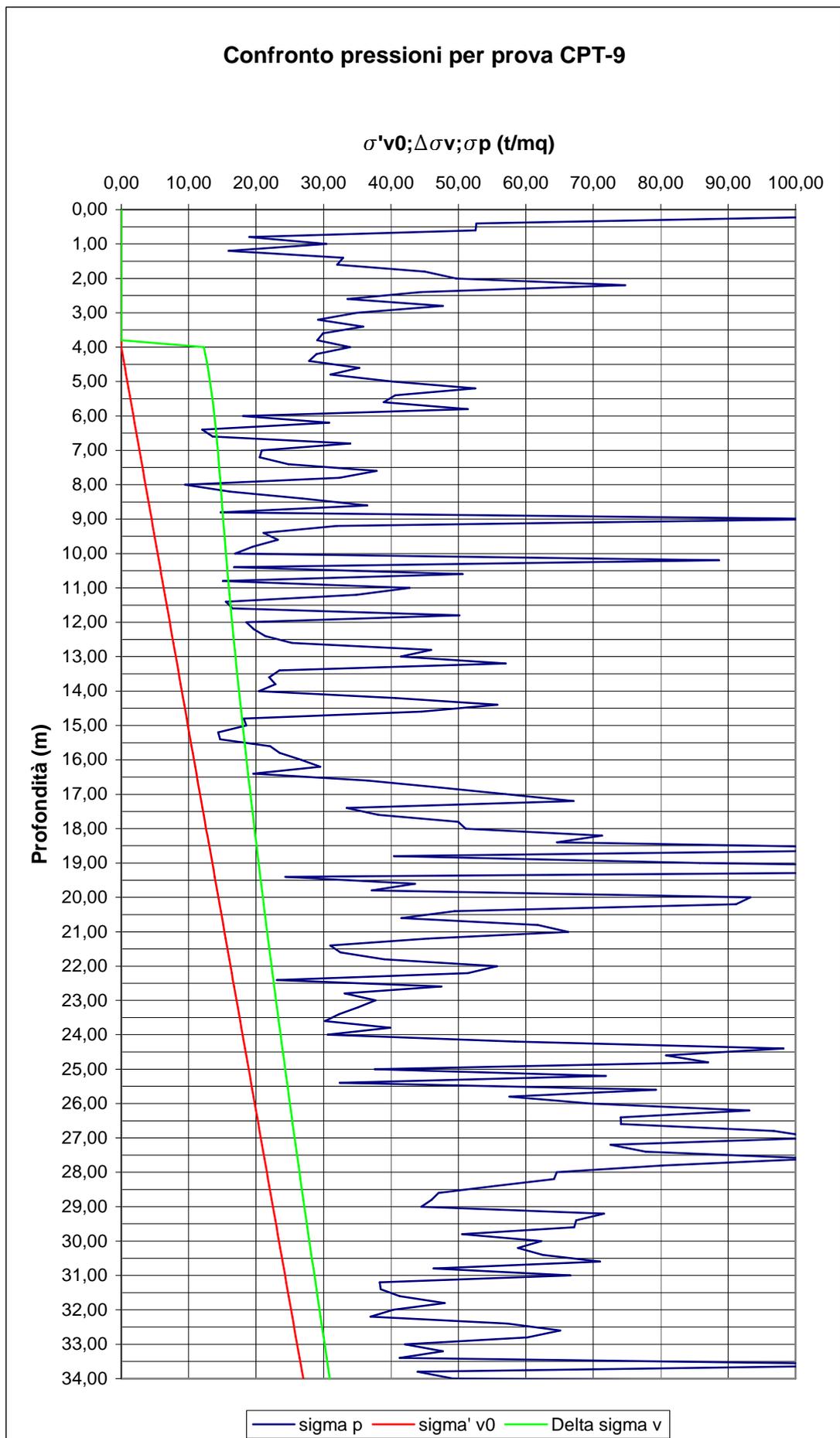
Dal grafico, facendo riferimento al punto definito dal Jelinek, si osserva che è possibile ritenere l'effetto dello scavo trascurabile per una profondità superiore a 33.50 m da p.c.

Noto l'andamento delle pressioni si procede a confrontarlo strato per strato, con i valori stimati di pressione di preconsolidazione.









Nuovamente si riportano le formule utilizzate per il calcolo dei cedimenti in funzione del caso specifico per ogni strato considerato:

$$- \sigma'_{v0} < \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v < \sigma'_p$$

Strato fortemente sovra consolidato

La deformazione avviene lungo il solo ramo di ricarico.

Il cedimento è valutabile mediante la formula:

$$\Delta H = H_0 \cdot C_r \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right)$$

$$- \sigma'_{v0} < \sigma'_p < \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v$$

Strato da normalconsolidato a debolmente sovra consolidato

La deformazione avviene lungo il ramo di ricarico ed in parte lungo il ramo di carico.

Il cedimento è valutabile mediante la formula:

$$\Delta H = H_0 \cdot \left(C \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma_p}\right) + C_r \cdot \log\left(\frac{\sigma_p}{\sigma'_{v0}}\right) \right)$$

$$- \sigma'_p < \sigma'_{v0} < \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v$$

Strato sottoconsolidato

La deformazione avviene totalmente lungo il ramo di carico.

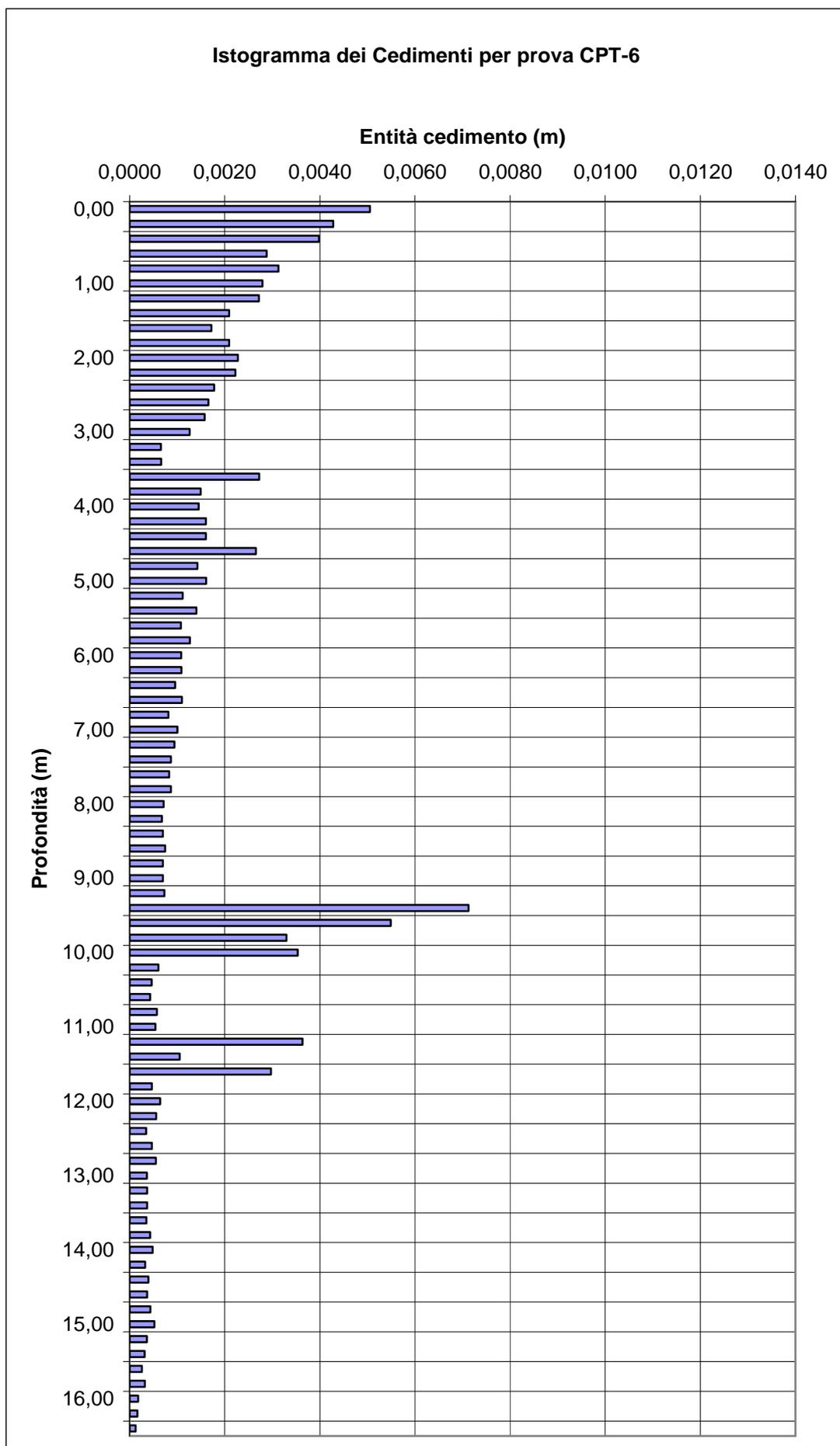
Il cedimento è valutabile mediante la formula:

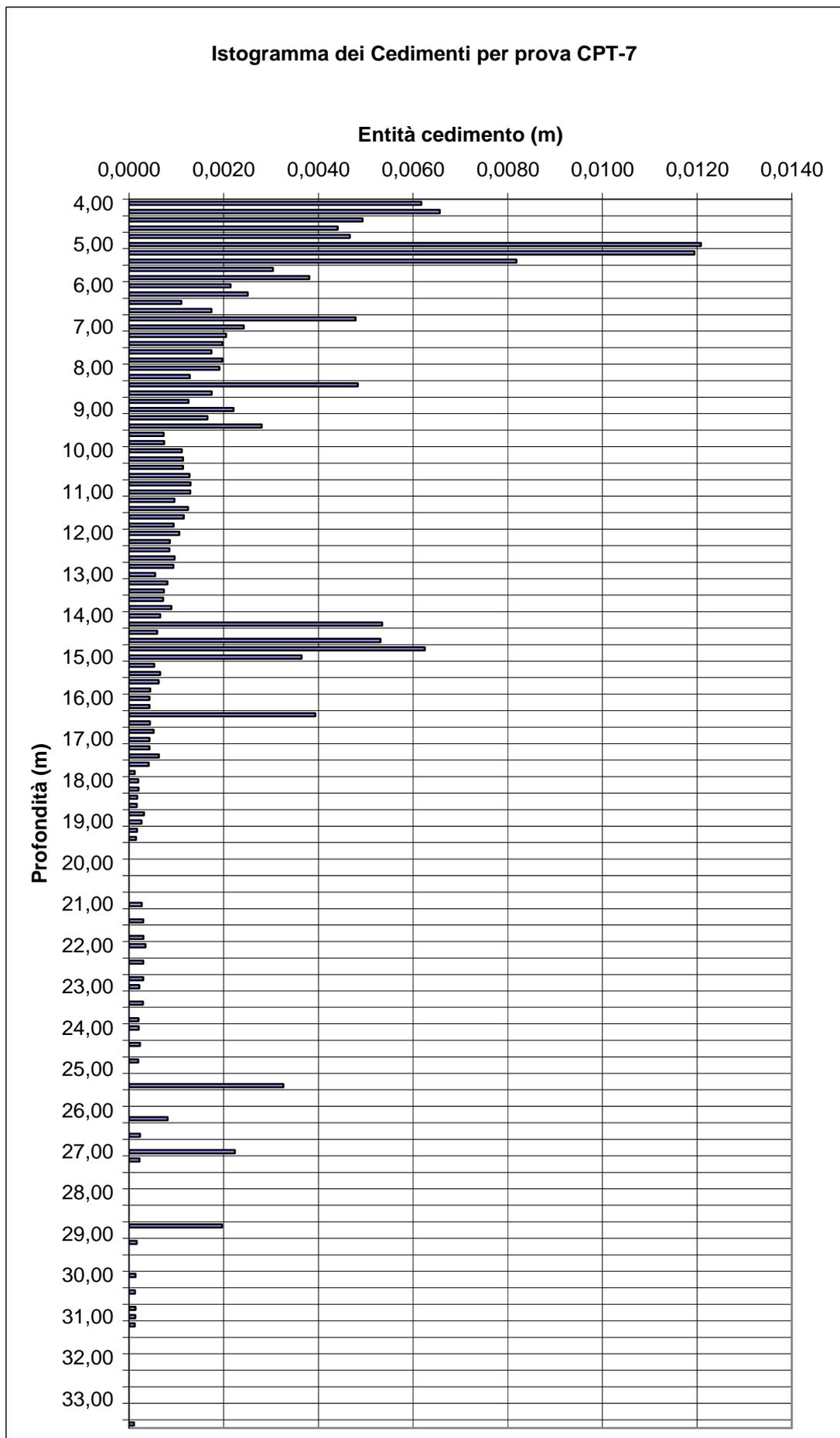
$$\Delta H = H_0 \cdot C \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right)$$

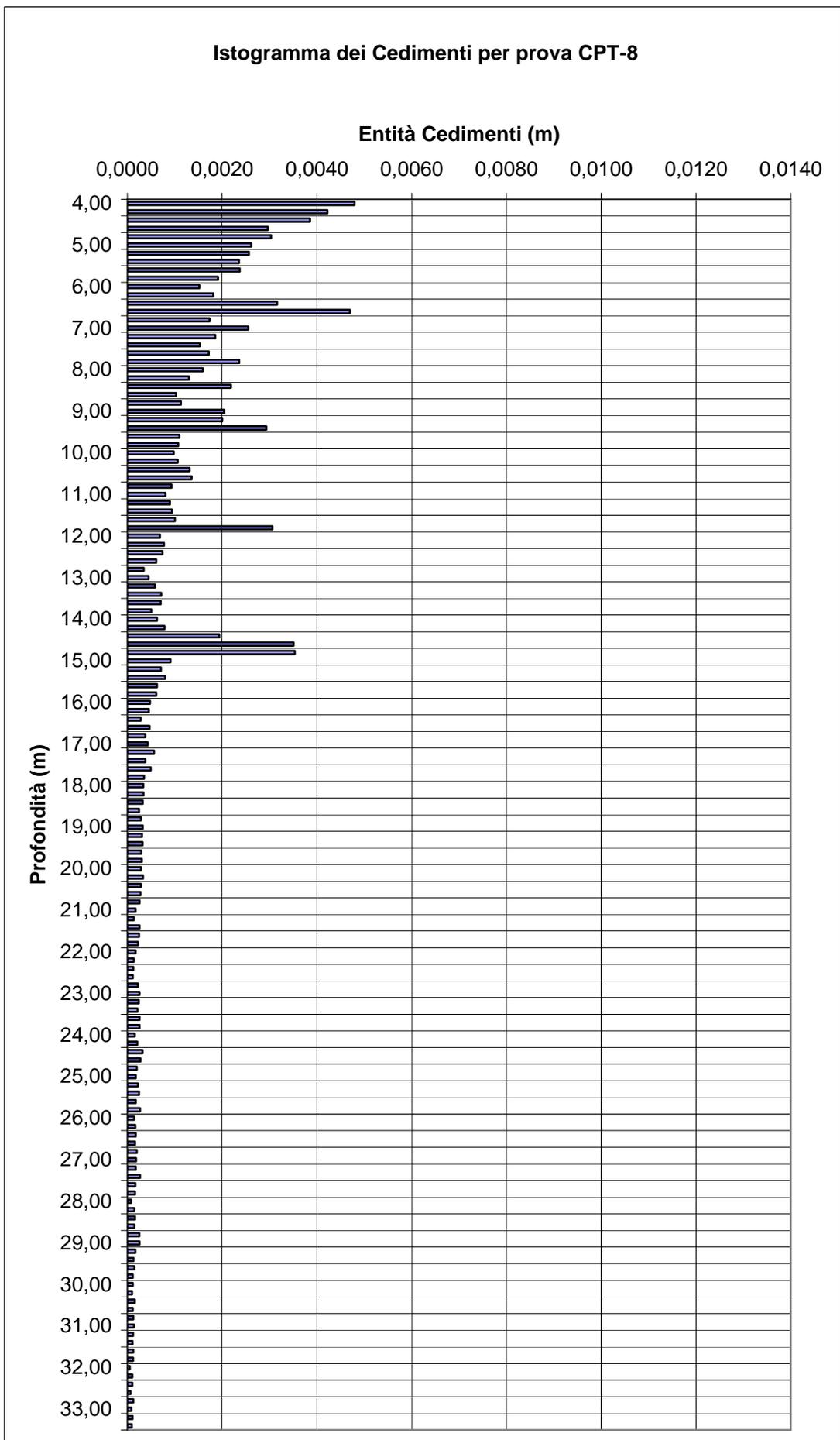
Ricorrendo ai valori di costanti di compressibilità ottenuti mediante le correlazioni proposte dal metodo Righi – Piacentini (vedi § 3.4.2), è stato stimato il contributo al cedimento complessivo forniti da ogni singolo strato.

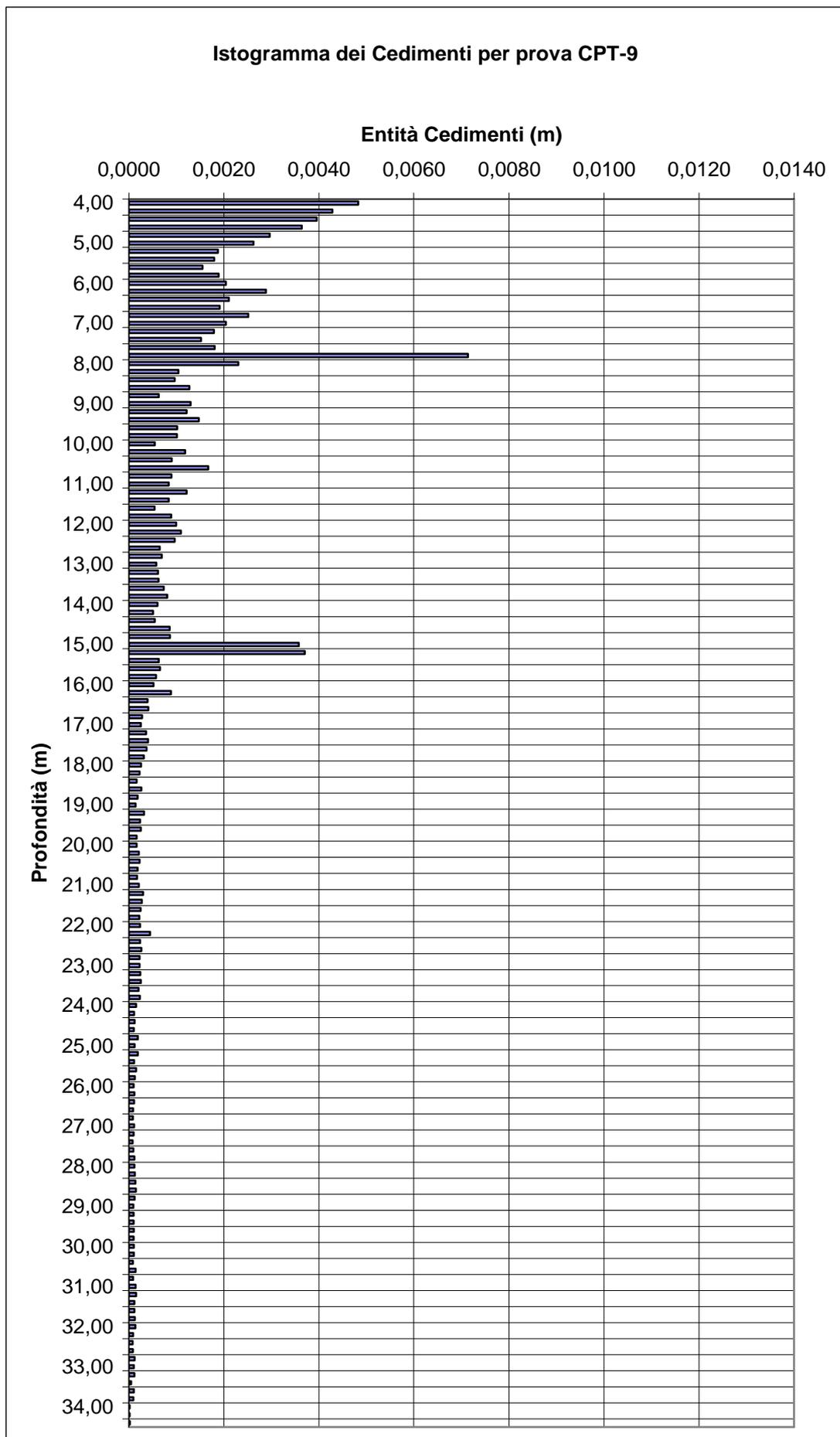
I risultati sono riportati in forma di istogrammi nei quali si è considerato come valore $z = 0.00$ m la quota del piano di posa (4.00 m da p.c.).

Questa annotazione sottolinea come lo studio sia stato effettuato ritenendo il terreno già consolidato e quindi considerando il piano di posa come piano di riferimento.









Sommando fra loro i contributi di ogni singolo strato, si ottiene il cedimento complessivo in seguito all'applicazione dell'intero carico.

I risultati ottenuti sono sintetizzati nella tabella sottostante:

Prova di riferimento	Profondità raggiunta dalla prova (m da p.c.)	Profondità interessata da incremento di carico (m da p.c.)	Cedimento complessivo (cm)
CPT-6	21.00 ⁹	33.50	11.58
CPT-7	19.00 ¹⁰	33.50	17.36
CPT-8	33.00	33.50	12.21
CPT-9	34.00	33.50	11.38

La presenza di una maggiore componente “tenera” formata da argille organiche, argille limose ed argille mediamente compattate, che si riscontra nel sondaggio CPT-7, comporta un aumento notevole di cedimento, rispetto ai valori ottenuti dalle altre prove.

Escludendo il picco costituito dal caso dell'indagine CPT-7, è possibile stabilire un cedimento medio in conseguenza all'applicazione istantanea dell'intero carico pari a:

$$S_{C,m} = 11.50 \text{ cm}$$

avendo definito

$$S_{C,m} \text{ cedimento medio dovuto al carico totale dell'edificio.}$$

⁹ La prova non procede fino al valore di profondità di riferimento per la presenza di un banco di materiale roccioso sufficientemente rigido da non consentire ulteriori abbassamenti

¹⁰ La profondità indagata giunge fino a 33.00 m da p.c. grazie al ricorso ad altri dati da prove in sito differenti dalle CPT quali prove SPT, PP, Torvane. Questi ultimi dati sono forniti in maniera non continua e solo per alcuni strati: laddove ci sia mancanza di dati il diagramma è stato lasciato vuoto.

6.3.1.3 Confronto fra i risultati ottenuti

Dal paragrafo precedente si ottiene, dunque, una valutazione indicativa, considerando come separate le attività di scavo e di costruzione, del movimento che il terreno subir  in conseguenza alla realizzazione dell'opera prevista.

Attraverso una semplice somma dei dati ottenuti si ottiene una stima del risultato finale, in termini di cedimenti, inteso come l'abbassamento rilevato al termine delle operazioni di costruzioni tenendo conto di un piano di posa gi  rigonfiato.

Dati complessivi di cedimento rispetto al piano di scavo (4.00 m da p..c)				
Sondaggio	CPT-6	CPT-7	CPT-8	CPT-9
Rigonfiamento (cm)	-5.92	-7.33	-6.49	-6.15
Cedimento (cm)	+11.58	+17.36	+12.21	+11.38
Cedimento totale (cm)	+5.66	+10.03	+5.72	+5.23

I cedimenti totali ricavati rappresentano l'abbassamento finale del terreno al di sotto della platea, relativamente al piano di scavo iniziale (non rigonfiato).

Si nota come la componente "tenera" con maggiore presenza nel terreno indagato dalla prova CPT-7 (in particolare per la profondit  da 5.00 ÷ 9.00 m da p.c.) fornisca valori di costante di compressibilit  lungo il ramo di carico relativamente elevati secondo la correlazione espressa dall'algoritmo Righi-Piacentini (vedi § 3.4.2):

$$C = \frac{1.3}{FR} + 0.067$$

Si pongono a confronto i risultati ottenuti considerando le fasi di scavo e carico come:

- istantanee e contemporanee (cedimento dovuto al solo incremento di carico)
- istantanee ma distinte (cedimento dovuto alla differenza fra rigonfiamento ed abbassamento totale)

Attraverso tale confronto si vuole valutare l'errore commesso nel considerare solo l'incremento di carico come agente sull'area di carico, e quindi procedere nella valutazione degli abbassamenti prescindendo dal fenomeno del rigonfiamento e

considerando come piano di posa della platea di fondazione la profondità dello scavo previsto.

Confronto fra risultati ottenuti					
Sondaggio		CPT-6	CPT-7	CPT-8	CPT-9
Alleggerimento e successivo carico complessivo	Rigonfiamento (cm)	-5.92	-7.33	-6.49	-6.15
	Cedimento (cm)	+11.58	+17.36	+12.21	+11.38
	Cedimento totale (cm)	+5.66	+10.03	+5.72	+5.23
Solo incremento di carico ($\Delta\sigma_v = 5.56 \text{ t/mq}$)	Cedimento totale (cm)	+5.07	+6.25	+4.96	+4.72
Errore commesso (cm)		+0.59	+3.78	+0.76	+0.51

Nella maggioranza dei casi l'errore commesso mostra un ordine di grandezza tale (10^{-1} cm) da potersi considerare trascurabile.

Tuttavia si fa rilevare che l'assunzione del solo incremento di carico, come pressione risultante agente sul piano di fondazione, sia un approccio piuttosto rischioso in quanto non ha un riscontro diretto con quanto avviene nella realtà.

Infatti, considerando le fasi di scavo e di costruzione come contemporanee, si pone l'ipotesi che la platea di fondazione subisca il cedimento dovuto al solo incremento, mentre nella realtà (data la non contemporaneità delle fasi) il piano di posa della struttura di fondazione avrà subito se non in toto, almeno in parte l'effetto di rigonfiamento, di conseguenza il movimento a cui verrà soggetta risulterà maggiore di quello stimato, con le relative conseguenze sul piano strutturale.

L'errore maggiore, ritenuto non trascurabile, si verifica per il terreno indagato dalla prova CPT-7. Tale divario di risultati viene ancora attribuito al comportamento degli strati di profondità compresa fra 5.00 ÷ 9.00 m da p.c., per i quali si ottengono valori di costante di compressibilità del ramo di carico elevati in conseguenza alla ridotta resistenza del materiale.

6.3.2 Cedimenti differiti nel tempo

Nei paragrafi seguenti si considera l'interazione fra gli effetti indotti dallo scavo di fondazione e le varie fasi di costruzione, in termini di cedimenti in funzione del tempo.

Scopo di tale trattazione rimane quello di determinare il cedimento complessivo dell'edificio a seguito della consolidazione del terreno e, in particolare, il movimento che la platea di fondazione subir  nelle varie fasi costruttive.

Come descritto precedentemente (vedi § 3.4.3 e 3.4.4), facendo riferimento alla teoria di consolidazione di Terzaghi, il metodo in esame (Righi-Piacentini) consente una analisi, mediante le misurazioni effettuate in sito dell'andamento dei cedimenti in funzione del tempo.

Nella valutazione dei tempi di consolidamento si   posta l'ipotesi semplificativa e conservativa di un movimento monodirezionale delle particelle d'acqua.

Questa semplificazione nasce dalla difficolt  riposta nella valutazione della filtrazione orizzontale: in particolare la mancata conoscenza delle condizioni al contorno dello strato di terreno considerato, non consente una valutazione sufficientemente precisa della lunghezza di filtrazione e, conseguentemente, dei tempi ad essa legati.

Avendo quindi assunto una filtrazione monodimensionale, si   proceduto alla valutazione dei tempi di consolidazione necessari attraverso i seguenti steps:

- suddivisione del volume significativo in pacchi di strati in funzione della capacit  drenante, considerando come discriminante il valore di $FR = 40$ ¹¹
- definizione di un valore caratteristico di resistenza alla punta e di rapporto di frizione per ogni pacco di strati
- applicazione delle correlazioni per la valutazione della permeabilit 

$$K_i = 10 - \left(\frac{165}{FR_i} + \frac{160 \cdot q_{c,i}}{(FR_i)^{3.5}} \right)$$

¹¹ Suddividendo il terreno come una alternanza continua di strati drenanti ($FR > 40$) e non drenanti ($FR < 40$) si considera il caso di sistemi aperti e quindi altezze di filtrazione pari alla met  dello spessore dei diversi strati.

- stima del modulo edometrico caratteristico del pacco di strati attraverso la

$$\text{definizione: } E_d = \frac{\Delta\sigma_{vi}}{\varepsilon_i}$$

- stima del coefficiente di consolidazione (C_{vi}) e della costante caratteristica

$$\left(\frac{C_{vi}}{H_i^2}\right) \text{ secondo la formula: } C_{vi} = \frac{K \cdot E_d}{\gamma_w} \text{ (espressa in cmq/sec)}$$

- mediante la formula inversa $T_{vi} = \frac{\bar{t}_{VK} \cdot C_{vi}}{H_i^2}$ viene calcolata la costante di

Terzaghi (T_{vi}) assegnando dei tempi fissati (\bar{t}_{VK}) per la consolidazione.

- dalla formula:

$$U_{mi} = \frac{(4 \cdot T_{vi} / \pi)^{0.5}}{[1 + (4 \cdot T_{vi} / \pi)^{2.8}]^{0.179}}$$

si ottiene il grado di consolidazione medio di ogni pacco di strati considerato.

- Applicando il grado di consolidazione medio ai valori dei cedimenti misurati, si sono definiti grafici $\Delta H - t$, che forniscono il tempo necessario perché il singolo pacco completi la propria consolidazione.
- Sommando le curve di Terzaghi risultanti, si ottiene l'andamento nel tempo delle deformazioni subite dal terreno indagato in funzione del carico applicato.

I passaggi elencati vengono applicati alle diverse condizioni di carico assunte, al fine di ottenere una descrizione, piuttosto dettagliata, dell'intero processo costruttivo.

Per fare questo si considerano come distinte le operazioni di scavo e di costruzione (vedi § 6.3.3.2) assumendo che lo scavo avvenga in maniera continua in un tempo complessivo di circa 20 gg, mentre il completamento dell'edificio, date le sue dimensioni, viene suddiviso in 12 fasi di costruzione caratterizzate da uno stesso tempo di realizzazione (45 gg) e da uno stesso incremento di carico seguente al termine di ogni fase ($\Delta\sigma_{vi} \cong 1.1 \text{ t/mq}$).

Di seguito si riportano i valori ottenuti per le due operazioni di scavo e costruzioni mantenute distinte ed il risultato finale sull'interazione, in termini di cedimento, delle diverse fasi di costruzione fra loro e con il fenomeno del rigonfiamento.

6.3.2.1 Valutazione del tempo di consolidazione per effetto di alleggerimento

I tempi necessari per completare lo scavo dipendono particolarmente dal quantitativo di terreno da sbancare e dai relativi viaggi che i mezzi da cantiere dovranno fare per smaltire il materiale di risulta.

Per procedere si è allora valutata la dimensione dello scavo da compiere e il peso complessivo del terreno da rimuovere.

Dati per la realizzazione dello scavo di fondazione		
Area di fondazione	2200.00	mq
Profondità scavo	4.00	m
Volume totale di terreno	8800.00	mc
Peso per unità di volume	1.80	t/mc
Peso complessivo terreno da rimuovere	15840.00	t

Assumendo poi che il terreno scavato non è più soggetto a costipazione, si è aumentato tale volume del 15% (valore assunto sulla base di esperienze in altri cantieri).

Considerando mezzi con portata massima di carico:

$$q_{MAX} = 50 \text{ t}$$

si è ottenuta una stima, molto generica di 320 viaggi.

Considerando un numero massimo di 20 carichi giornalieri, si è ottenuta una valutazione, molto attendibile, di circa 20 gg, come tempo necessario per completare lo scavo di fondazione.

Per completare l'analisi dei tempi necessari alla realizzazione dello scavo si assumono le seguenti ipotesi semplificative:

- considerando come tempo $t = 0$ l'inizio della cantierizzazione dell'area, si considera un tempo di attesa per l'inizio dei lavori di scavo di circa 20 gg
- vengono trascurati i tempi necessari per la messa in sicurezza dello scavo, attribuendo alle pareti una pendenza di $45^\circ \div 50^\circ$
- si considera che lo scavo avvenga con continuità attraverso una azione unitaria e non suddivisa in fasi

Seguendo la trattazione del professor Righi (1996), è possibile considerare l'intera fase di scavo come concentrata in un solo istante avente origine nel tempo

$$t_0 = 0.60 \cdot t_{SCAVO}$$

e quindi nel nostro caso:

$$t_0 = 0.60 \cdot 20 = 12 \text{ gg}$$

Si riportano in tabella i dati relativi alle considerazioni sopra riportate:

Tempi per la realizzazione dello scavo di fondazione		
Tempo d'attesa da inizio cantiere (gg)	t_A	20
Tempo per la realizzazione dello scavo (gg)	t_S	20
Tempo complessivo per il completamento della fase di scavo da inizio cantiere (gg)	t_{TOT}	40
Tempo di riferimento per scavo istantaneo (gg)	t_0	12

Applicando gli step previsti, si valuta l'andamento del rigonfiamento del terreno in seguito alla realizzazione dello scavo:

Come per il calcolo dei cedimenti, vengono riportati i valori riferiti ai terreni relativi ai 4 siti di indagine, al fine di ottenere una valutazione media da considerare caratteristica dell'intero sito indagato.

Si riportano in forma sintetica i dati ottenuti per i singoli pacchetti di strati e il diagramma complessivo del rigonfiamento in funzione del tempo.

Prova 6														
Strato	zi	zf	qc	FR	$\Delta\sigma'v$	Hi	ΔHi	Hfi	K	ε	Ed	Cvi	Hi/\sqrt{Cvi}	$Cvi/Hi(2)$
			(t/mq)		(t/mq)	(m)	(m)	(m)	[cm/sec]	[kg/cmq]	[cmq/sec]	1/ $\sqrt{\text{sec}}$	[1/sec]	
A	0,00	1,80	187,80	25,92		1,80		0,90	1,97E-07			0,00E+00		
B	1,80	2,20	350,00	45,85		0,40		0,20	2,07E-04			0,00E+00		
C	2,20	4,80	168,46	24,23	7,20	2,60	1,00E-02	1,30	8,00E-08	7,69E-03	93,60	7,49E-03	1,50E+01	4,43E-07
D	4,80	5,00	230,00	57,50	7,18	0,20	2,10E-03	0,10	1,00E-03	2,10E-02	34,19	3,42E+01	1,71E-02	3,42E-01
E	5,00	5,60	136,67	19,25	7,15	0,60	5,90E-03	0,30	8,00E-08	1,97E-02	36,36	2,91E-03	5,56E+00	3,23E-06
F	5,60	6,00	285,00	56,66	7,09	0,40	2,70E-03	0,20	1,00E-03	1,35E-02	52,48	5,25E+01	2,76E-02	1,31E-01
G	6,00	7,40	178,57	25,00	6,89	1,40	8,10E-03	0,70	1,08E-07	1,16E-02	59,54	6,44E-03	8,72E+00	1,31E-06
H	7,40	8,00	776,67	75,21	6,63	0,60	1,80E-03	0,30	1,00E-03	6,00E-03	110,50	1,11E+02	2,85E-02	1,23E-01
I	8,00	9,40	117,14	27,04	6,33	1,40	6,70E-03	0,70	5,20E-07	9,57E-03	66,13	3,44E-02	3,78E+00	7,01E-06
L	9,40	9,60	300,00	64,29	6,09	0,20	7,00E-04	0,10	1,00E-03	7,00E-03	87,00	8,70E+01	1,07E-02	8,70E-01
M	9,60	10,40	130,00	28,68	5,95	0,80	2,80E-03	0,40	1,21E-06	7,00E-03	85,00	1,03E-01	1,25E+00	6,42E-05
N	10,40	10,80	250,00	53,12	5,78	0,40	1,30E-03	0,20	7,20E-04	6,50E-03	88,92	6,40E+01	2,50E-02	1,60E-01
O	10,80	12,00	150,00	23,17	5,58	1,20	3,10E-03	0,60	3,01E-08	5,17E-03	108,00	3,25E-03	1,05E+01	9,02E-07
P	12,00	12,20	190,00	40,71	5,41	0,20	5,00E-04	0,10	7,52E-05	5,00E-03	108,20	8,14E+00	3,51E-02	8,14E-02
Q	12,20	15,80	126,11	21,09	4,98	3,60	8,20E-03	1,80	8,00E-08	4,56E-03	109,32	8,75E-03	1,92E+01	2,70E-07
R	15,80	16,00	330,00	61,88	4,59	0,20	4,00E-04	0,10	1,00E-03	4,00E-03	114,75	1,15E+02	9,34E-03	1,15E+00
S	16,00	16,80	157,50	19,40	4,50	0,80	1,00E-03	0,40	8,00E-08	2,50E-03	180,00	1,44E-02	3,33E+00	9,00E-06
T	16,80	17,00	220,00	41,25	4,41	0,20	6,00E-04	0,10	8,35E-05	6,00E-03	73,50	6,14E+00	4,04E-02	6,14E-02
U	17,00	18,00	212,00	24,31	4,30	1,00	8,00E-04	0,50	5,42E-08	1,60E-03	268,62	1,46E-02	4,14E+00	5,82E-06
V	18,00	18,20	280,00	42,00	4,19	0,20	2,00E-04	0,10	9,51E-05	2,00E-03	209,50	1,99E+01	2,24E-02	1,99E-01
W	18,20	19,80	203,30	26,42	4,04	1,60	1,70E-03	0,80	2,58E-07	2,13E-03	190,12	4,90E-02	3,61E+00	7,66E-06
Z	19,80	21,00	2792,00	138,16	3,81	1,20	6,00E-04	0,60	1,00E-03	1,00E-03	381,00	3,81E+02	3,07E-02	1,06E-01

Prova 7

Strato	zi	zf	qc	FR	$\Delta\sigma_v$	Hi	ΔHi	Hfi	K	ε	Ed	Cvi	Hi/\sqrt{Cvi}	$Cvi/Hi(2)$
			(t/mq)		(t/mq)	(m)	(m)	(m)	[cm/sec]		[kg/cmq]	[cmq/sec]	1/ $\sqrt{\text{sec}}$	[1/sec]
A	0,00	0,60	60,00	14,00		0,60		0,3000	8,00E-08			0,00E+00		
B	0,60	1,40	560,00	57,60		0,80		0,4000	1,00E-03			0,00E+00		
C	1,40	4,00	127,00	21,20		2,60		1,3000	8,00E-08			0,00E+00		
D	4,00	4,60	213,00	53,50	7,20	0,60	6,70E-03	0,3000	7,68E-04	1,12E-02	64,48	4,95E+01	4,26E-02	5,50E-02
E	4,60	6,60	68,00	22,90	7,10	2,00	2,57E-02	1,0000	8,00E-08	1,29E-02	55,22	4,42E-03	1,50E+01	4,42E-07
F	6,60	7,00	375,00	57,14	6,88	0,40	1,90E-03	0,2000	1,00E-03	4,75E-03	144,74	1,45E+02	1,66E-02	3,62E-01
G	7,00	8,40	85,70	17,00	6,63	1,40	8,80E-03	0,7000	8,00E-08	6,29E-03	105,41	8,43E-03	7,62E+00	1,72E-06
H	8,40	9,20	230,00	57,50	6,30	0,80	4,10E-03	0,4000	1,00E-03	5,13E-03	122,93	1,23E+02	3,61E-02	7,68E-02
I	9,20	9,80	83,00	19,90	6,09	0,60	3,10E-03	0,3000	8,00E-08	5,17E-03	117,93	9,43E-03	3,09E+00	1,05E-05
L	9,80	10,20	410,00	53,60	5,95	0,40	8,00E-04	0,2000	7,30E-04	2,00E-03	297,50	2,17E+02	1,36E-02	5,43E-01
M	10,20	16,00	119,00	25,00	5,19	5,80	1,61E-02	2,9000	1,43E-07	2,78E-03	187,07	2,68E-02	1,77E+01	3,19E-07
N	16,00	17,00	290,00	60,16	4,48	1,00	1,60E-03	0,5000	1,00E-03	1,60E-03	280,00	2,80E+02	2,99E-02	1,12E-01
O	17,00	18,00	174,00	24,42	4,30	1,00	1,30E-03	0,5000	8,00E-08	1,30E-03	330,62	2,64E-02	3,07E+00	1,06E-05
P	18,00	22,00	2201,00	123,00	3,89	4,00	1,30E-03	2,0000	1,00E-03	3,25E-04	1196,77	1,20E+03	5,78E-02	2,99E-02
Q	22,00	23,20	211,00	23,06	3,50	1,20	7,00E-04	0,6000	8,00E-08	5,83E-04	600,00	4,80E-02	2,74E+00	1,33E-05
R	23,20	25,40	225,00	57,14	3,28	2,20	8,00E-04	1,1000	1,00E-03	3,64E-04	901,50	9,02E+02	3,66E-02	7,45E-02
S	25,40	26,20	85,00	15,00	3,09	0,80	4,00E-04	0,4000	8,00E-08	5,00E-04	618,50	4,95E-02	1,80E+00	3,09E-05

Prova 8														
Strato	zi	zf	qc	FR	$\Delta\sigma'v$	Hi	ΔHi	Hfi	K	ε	Ed	Cvi	Hfi/ \sqrt{Cvi}	Cvi/Hfi(2)
			(t/mq)		(t/mq)	(m)	(m)	(m)	[cm/sec]		[kg/cmq]	[cmq/sec]	1/ $\sqrt{\text{sec}}$	[1/sec]
A	0,00	5,20	180,80	26,38	7,12	5,20	1,40E-02	2,6000	2,74E-07	2,69E-03	264,46	7,26E-02	9,65E+02	1,07E-06
B	5,20	5,40	200,00	50,00	6,15	0,20	1,80E-03	0,1000	4,61E-04	9,00E-03	68,33	3,15E+01	1,78E+00	3,15E-01
C	5,40	6,00	156,67	18,24	6,04	0,60	4,80E-03	0,3000	8,00E-08	8,00E-03	75,50	6,04E-03	3,86E+02	6,71E-06
D	6,00	6,80	277,50	57,59	5,84	0,80	4,80E-03	0,4000	1,00E-03	6,00E-03	97,33	9,73E+01	4,05E+00	6,08E-02
E	6,80	7,00	80,00	24,00	5,71	0,20	1,70E-03	0,1000	8,63E-08	8,50E-03	67,18	5,80E-03	1,31E+02	5,80E-05
F	7,00	7,40	175,00	51,87	5,63	0,40	2,30E-03	0,2000	6,18E-04	5,75E-03	97,91	6,05E+01	2,57E+00	1,51E-01
G	7,40	8,40	98,00	21,29	5,45	1,00	5,50E-03	0,5000	8,00E-08	5,50E-03	99,09	7,93E-03	5,62E+02	3,17E-06
H	8,40	8,60	250,00	62,50	5,31	0,20	9,00E-04	0,1000	1,00E-03	4,50E-03	118,00	1,18E+02	9,21E-01	1,18E+00
I	8,60	8,80	60,00	15,00	5,26	0,20	1,20E-03	0,1000	8,00E-08	6,00E-03	87,67	7,01E-03	1,19E+02	7,01E-05
J	8,80	9,20	335,00	67,50	5,19	0,40	1,40E-03	0,2000	1,00E-03	3,50E-03	148,29	1,48E+02	1,64E+00	3,71E-01
K	9,20	9,80	73,30	18,30	5,08	0,60	3,30E-03	0,3000	8,00E-08	5,50E-03	92,36	7,39E-03	3,49E+02	8,21E-06
L	9,80	10,40	293,30	59,91	4,95	0,60	1,90E-03	0,3000	1,00E-03	3,17E-03	156,32	1,56E+02	2,40E+00	1,74E-01
M	10,40	11,00	106,67	19,36	4,83	0,60	2,10E-03	0,3000	8,00E-08	3,50E-03	138,00	1,10E-02	2,86E+02	1,23E-05
N	11,00	11,60	310,00	59,01	4,71	0,60	1,60E-03	0,3000	1,00E-03	2,67E-03	176,62	1,77E+02	2,26E+00	1,96E-01
O	11,60	12,20	113,30	21,39	4,59	0,60	1,90E-03	0,3000	8,00E-08	3,17E-03	144,95	1,16E-02	2,79E+02	1,29E-05
P	12,20	12,60	280,00	61,25	4,50	0,40	8,00E-04	0,2000	1,00E-03	2,00E-03	225,00	2,25E+02	1,33E+00	5,62E-01
Q	12,60	12,80	140,00	17,50	4,44	0,20	4,00E-04	0,1000	8,00E-08	2,00E-03	222,00	1,78E-02	7,50E+01	1,78E-04
R	12,80	13,40	556,67	77,89	4,37	0,60	9,00E-04	0,3000	1,00E-03	1,50E-03	291,33	2,91E+02	1,76E+00	3,24E-01
S	13,40	16,60	125,00	19,21	4,04	3,20	6,30E-03	1,6000	8,00E-08	1,97E-03	205,21	1,64E-02	1,25E+03	6,41E-07
T	16,60	17,00	545,00	58,75	3,77	0,40	4,00E-04	0,2000	1,00E-03	1,00E-03	377,00	3,77E+02	1,03E+00	9,42E-01
U	17,00	18,00	172,00	20,79	3,66	1,00	1,20E-03	0,5000	8,00E-08	1,20E-03	305,00	2,44E-02	3,20E+02	9,76E-06
V	18,00	21,80	1193,16	119,41	3,33	3,80	3,20E-03	1,9000	1,00E-03	8,42E-04	395,44	3,95E+02	9,55E+00	1,10E-02
W	21,80	23,00	261,67	16,72	3,02	1,20	5,00E-04	0,6000	8,00E-08	4,17E-04	724,80	5,80E-02	2,49E+02	1,61E-05

Prova 8														
Strato	zi	zf	qc	FR	$\Delta\sigma'v$	Hi	ΔHi	Hfi	K	ε	Ed	Cvi	Hfi/ \sqrt{Cvi}	Cvi/Hfi(2)
			(t/mq)		(t/mq)	(m)	(m)	(m)	[cm/sec]		[kg/cmq]	[cmq/sec]	1/ $\sqrt{\text{sec}}$	[1/sec]
X	23,00	24,00	400,00	52,73	2,90	1,00	7,00E-04	0,5000	6,47E-04	7,00E-04	414,29	2,68E+02	3,05E+00	1,07E-01
Y	24,00	25,80	196,00	21,72	2,76	1,80	1,10E-03	0,9000	8,00E-08	6,11E-04	451,64	3,61E-02	4,73E+02	4,46E-06
Z	25,80	26,00	320,00	53,33	2,65	0,20	1,00E-04	0,1000	7,24E-04	5,00E-04	530,00	3,84E+02	5,10E-01	3,84E+00
AA	26,00	26,40	180,00	16,73	2,63	0,40	2,00E-04	0,2000	8,00E-08	5,00E-04	526,00	4,21E-02	9,75E+01	1,05E-04
AB	26,40	27,00	300,00	48,00	2,58	0,60	3,00E-04	0,3000	3,16E-04	5,00E-04	516,00	1,63E+02	2,35E+00	1,81E-01
AC	27,00	28,20	193,00	28,91	2,50	1,20	6,00E-04	0,6000	1,13E-06	5,00E-04	500,00	5,67E-01	7,97E+01	1,58E-04
AD	28,20	28,60	925,00	68,20	2,41	0,40	2,00E-04	0,2000	1,00E-03	5,00E-04	482,00	4,82E+02	9,11E-01	1,20E+00
AE	28,60	29,80	168,00	15,75	2,36	1,20	5,00E-04	0,6000	8,00E-08	4,17E-04	566,40	4,53E-02	2,82E+02	1,26E-05
AF	29,80	30,00	660,00	55,00	2,31	0,20	1,00E-04	0,1000	8,21E-04	5,00E-04	462,00	3,79E+02	5,13E-01	3,79E+00
AG	30,00	30,80	215,00	17,17	2,27	0,80	3,00E-04	0,4000	8,00E-08	3,75E-04	605,33	4,84E-02	1,82E+02	3,03E-05
AH	30,80	32,80	812,00	66,58	2,16	2,00	6,00E-04	1,0000	1,00E-03	3,00E-04	720,00	7,20E+02	3,73E+00	7,20E-02
AI	32,80	33,40	263,00	19,18	2,07	0,60	2,00E-04	0,3000	8,00E-08	3,33E-04	621,00	4,97E-02	1,35E+02	5,52E-05
AJ	33,40	34,00	595,00	55,37	2,04	0,60	1,00E-04	0,3000	1,00E-03	1,67E-04	1224,00	1,22E+03	8,57E-01	1,36E+00

Prova 9														
Strato	zi	zf	qc	FR	$\Delta\sigma'v$	Hi	ΔHi	Hfi	K	ε	Ed	Cvi	Hfi/ \sqrt{Cvi}	Cvi/Hfi(2)
			(t/mq)		(t/mq)	(m)	(m)	(m)	[cm/sec]	[kg/cmq]	[cmq/sec]	1/ $\sqrt{\text{sec}}$	[1/sec]	
A	0,00	0,40	510,00	61,54		0,40		0,2000	1,00E-03	0,00E+00				
B	0,40	1,00	146,67	24,31		0,60		0,3000	8,00E-08	0,00E+00				
C	1,00	1,20	140,00	70,00		0,20		0,1000	8,00E-08	0,00E+00				
D	1,20	5,40	151,90	21,13	7,18	4,20	1,63E-02	2,1000	1,00E-03	3,88E-03	185,01	1,85E+02	1,54E+01	4,20E-03
E	5,40	6,20	325,00	56,03	7,08	0,80	4,90E-03	0,4000	1,00E-03	6,13E-03	115,59	1,16E+02	3,72E+00	7,22E-02
F	6,20	6,40	150,00	25,00	6,99	0,20	1,30E-03	0,1000	1,24E-07	6,50E-03	107,54	1,33E-02	8,67E+01	1,33E-04
G	6,40	6,80	240,00	65,00	6,93	0,40	2,50E-03	0,2000	1,00E-03	6,25E-03	110,80	1,11E+02	1,90E+00	2,77E-01
H	6,80	8,40	97,50	18,45	6,65	1,60	1,01E-02	0,8000	1,00E-03	6,31E-03	105,35	1,05E+02	7,79E+00	1,65E-02
I	8,40	9,20	440,00	62,61	6,30	0,80	2,40E-03	0,4000	8,00E-08	3,00E-03	210,00	1,68E-02	3,09E+02	1,05E-05
J	9,20	9,80	93,33	23,29	6,09	0,60	2,40E-03	0,3000	1,00E-03	4,00E-03	152,25	1,52E+02	2,43E+00	1,69E-01
K	9,80	10,40	393,33	60,44	5,92	0,60	1,50E-03	0,3000	8,00E-08	2,50E-03	236,80	1,89E-02	2,18E+02	2,10E-05
L	10,40	11,40	146,00	23,37	5,71	1,00	2,90E-03	0,5000	1,00E-03	2,90E-03	196,90	1,97E+02	3,56E+00	7,88E-02
M	11,40	12,00	406,67	57,58	5,50	0,60	1,40E-03	0,3000	8,00E-08	2,33E-03	235,71	1,89E-02	2,18E+02	2,10E-05
N	12,00	13,40	138,57	20,68	5,27	1,40	3,20E-03	0,7000	1,00E-03	2,29E-03	230,56	2,31E+02	4,61E+00	4,71E-02
O	13,40	13,80	310,00	62,14	5,06	0,40	7,00E-04	0,2000	1,00E-03	1,75E-03	289,14	2,89E+02	1,18E+00	7,23E-01
P	13,80	17,00	134,37	21,81	4,69	3,20	6,20E-03	1,6000	1,00E-03	1,94E-03	242,06	2,42E+02	1,03E+01	9,46E-03
Q	17,00	17,60	520,00	65,28	4,33	0,60	5,00E-04	0,3000	8,00E-08	8,33E-04	519,60	4,16E-02	1,47E+02	4,62E-05
R	17,60	18,40	197,50	18,15	4,21	0,80	7,00E-04	0,4000	1,00E-03	8,75E-04	481,14	4,81E+02	1,82E+00	3,01E-01
S	18,40	22,00	1652,20	120,71	3,86	3,60	2,30E-03	1,8000	8,00E-08	6,39E-04	604,17	4,83E-02	8,19E+02	1,49E-06
T	22,00	23,00	180,00	20,71	3,51	1,00	7,00E-04	0,5000	1,00E-03	7,00E-04	501,43	5,01E+02	2,23E+00	2,01E-01
U	23,00	24,20	398,33	48,83	3,37	1,20	8,00E-04	0,6000	8,00E-08	6,67E-04	505,50	4,04E-02	2,98E+02	1,12E-05
V	24,20	25,00	352,50	22,46	3,24	0,80	2,00E-04	0,4000	1,00E-03	2,50E-04	1296,00	1,30E+03	1,11E+00	8,10E-01
W	25,00	25,20	520,00	65,00	3,18	0,20	1,00E-04	0,1000	8,00E-08	5,00E-04	636,00	5,09E-02	4,43E+01	5,09E-04

Prova 9														
Strato	zi	zf	qc	FR	$\Delta\sigma'v$	Hi	ΔHi	Hfi	K	ε	Ed	Cvi	Hfi/ \sqrt{Cvi}	Cvi/Hfi(2)
			(t/mq)		(t/mq)	(m)	(m)	(m)	[cm/sec]	[kg/cmq]	[cmq/sec]	1/ $\sqrt{\text{sec}}$	[1/sec]	
X	25,20	25,40	350,00	23,86	3,15	0,20	1,00E-04	0,1000	8,00E-08	5,00E-04	630,00	5,04E-02	4,45E+01	5,04E-04
Y	25,40	25,60	960,00	84,71	3,13	0,20	1,00E-04	0,1000	1,00E-03	5,00E-04	626,00	6,26E+02	4,00E-01	6,26E+00
Z	25,60	28,60	262,00	16,42	2,94	3,00	8,00E-04	1,5000	8,00E-08	2,67E-04	1102,50	8,82E-02	5,05E+02	3,92E-06
AA	28,60	28,80	390,00	58,50	2,77	0,20	1,00E-04	0,1000	8,00E-08	1,00E-06	277000,00	2,22E+01	2,12E+00	2,22E-01
AB	28,80	29,00	240,00	21,18	2,75	0,20	1,00E-04	0,1000	8,00E-08	5,00E-04	550,00	4,40E-02	4,77E+01	4,40E-04
AC	29,00	29,20	890,00	63,57	2,73	0,20	1,00E-06	0,1000	1,00E-03	5,00E-06	54600,00	5,46E+04	4,28E-02	5,46E+02
AD	29,20	29,80	230,00	15,44	2,69	0,60	2,00E-04	0,3000	1,00E-03	3,33E-04	807,00	8,07E+02	1,06E+00	8,97E-01
AE	29,80	30,00	960,00	65,45	2,65	0,20	1,00E-06	0,1000	8,00E-08	5,00E-06	53000,00	4,24E+00	4,86E+00	4,24E-02
AF	30,00	31,60	256,25	20,81	2,57	1,60	5,00E-04	0,8000	8,00E-08	3,13E-04	822,40	6,58E-02	3,12E+02	1,03E-05
AG	31,60	31,80	670,00	59,12	2,49	0,20	1,00E-04	0,1000	8,00E-08	1,00E-06	249000,00	1,99E+01	2,24E+00	1,99E-01
AH	31,80	33,20	344,29	27,67	2,42	1,40	4,00E-04	0,7000	1,00E-03	2,86E-04	847,00	8,47E+02	2,41E+00	1,73E-01
AI	33,20	35,00	920,00	53,24	2,29	1,80	3,00E-04	0,9000	8,00E-08	1,67E-04	1374,00	1,10E-01	2,71E+02	1,36E-05

Conoscendo la costante caratteristica, si sono assunti alcuni intervalli di tempo di riferimento per valutare il tempo necessario al completo rigonfiamento del terreno. Si considerano i seguenti tempi:

Tempi per la valutazione del grado di consolidazione		
Tempi	Giorni	Secondi
t_1	1	86400
t_2	3	259200
t_3	5	432000
t_4	7	604800
t_5	10	864000
t_6	15	1296000
t_7	20	1728000
t_8	30	2592000
t_9	40	3456000
t_{10}	60	5184000
t_{11}	100	8640000
t_{12}	150	12960000
t_{13}	250	21600000
t_{14}	280	24192000
t_{15}	365	31536000
t_{16}	800	69120000
t_{17}	900	77760000

Applicando tali valori nelle formule già citate per la determinazione della costante di Terzaghi e il grado di consolidazione

$$T_{Vi} = \frac{\overline{t_{vK}} \cdot C_{Vi}}{H_i^2}$$

$$U_{mi} = \frac{(4 \cdot T_{Vi} / \pi)^{0.5}}{[1 + (4 \cdot T_{Vi} / \pi)^{2.8}]^{0.179}}$$

si è giunti ad una valutazione approssimata del comportamento dei diversi pacchetti di strati considerati in funzione del tempo.

Si riportano i dati relativi al grado di consolidazione e il diagramma complessivo risultante dalla somma dei contributi dei singoli strati.

Strato	Prova CPT-6														
	Um ₁	Um ₂	Um ₃	Um ₄	Um ₅	Um ₆	Um ₇	Um ₈	Um ₉	Um ₁₀	Um ₁₁	Um ₁₂	Um ₁₃	Um ₁₄	Um ₁₅
	(t ₁ = 1gg)	(t ₂ = 3gg)	(t ₃ = 5gg)	(t ₄ = 7gg)	(t ₅ = 10gg)	(t ₆ = 15gg)	(t ₇ = 20gg)	(t ₈ = 30gg)	(t ₉ = 40gg)	(t ₁₀ = 60gg)	(t ₁₁ = 100gg)	(t ₁₂ = 150gg)	(t ₁₃ = 250gg)	(t ₁₄ = 280gg)	(t ₁₅ = 365gg)
A	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
B	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C	19,57%	33,87%	43,67%	51,54%	61,15%	73,22%	81,64%	91,13%	95,32%	98,25%	99,43%	99,66%	100%	100%	100%
D	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
E	52,58%	84,05%	94,20%	97,40%	98,90%	99,51%	99,65%	99,70%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
F	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
G	33,69%	57,88%	72,89%	82,68%	90,93%	96,37%	98,20%	99,29%	99,56%	99,69%	100%	100%	100%	100%	100%
H	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
I	74,83%	96,90%	99,09%	99,52%	99,67%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
L	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
M	99,65%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
N	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
O	27,91%	48,20%	61,64%	71,65%	82,11%	91,44%	95,51%	98,32%	99,14%	99,58%	99,70%	100%	100%	100%	100%
P	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
Q	15,27%	26,45%	34,13%	40,36%	48,15%	58,60%	66,94%	79,08%	86,74%	94,23%	98,31%	99,32%	99,66%	99,68%	100%
R	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
S	82,06%	98,32%	99,44%	99,64%	99,70%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
T	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
U	69,21%	95,16%	98,59%	99,33%	99,61%	99,70%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
V	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
W	77,48%	97,50%	99,24%	99,57%	99,68%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%

Prova CPT-6															
Strato	Um ₁	Um ₂	Um ₃	Um ₄	Um ₅	Um ₆	Um ₇	Um ₈	Um ₉	Um ₁₀	Um ₁₁	Um ₁₂	Um ₁₃	Um ₁₄	Um ₁₅
	(t ₁ = 1gg)	(t ₂ = 3gg)	(t ₃ = 5gg)	(t ₄ = 7gg)	(t ₅ = 10gg)	(t ₆ = 15gg)	(t ₇ = 20gg)	(t ₈ = 30gg)	(t ₉ = 40gg)	(t ₁₀ = 60gg)	(t ₁₁ = 100gg)	(t ₁₂ = 150gg)	(t ₁₃ = 250gg)	(t ₁₄ = 280gg)	(t ₁₅ = 365gg)
Z	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%

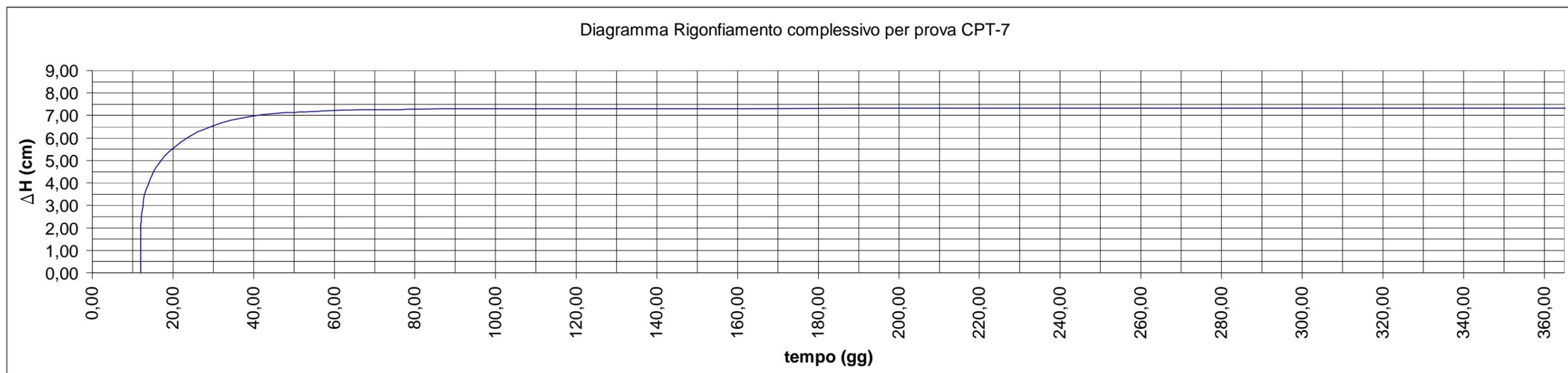
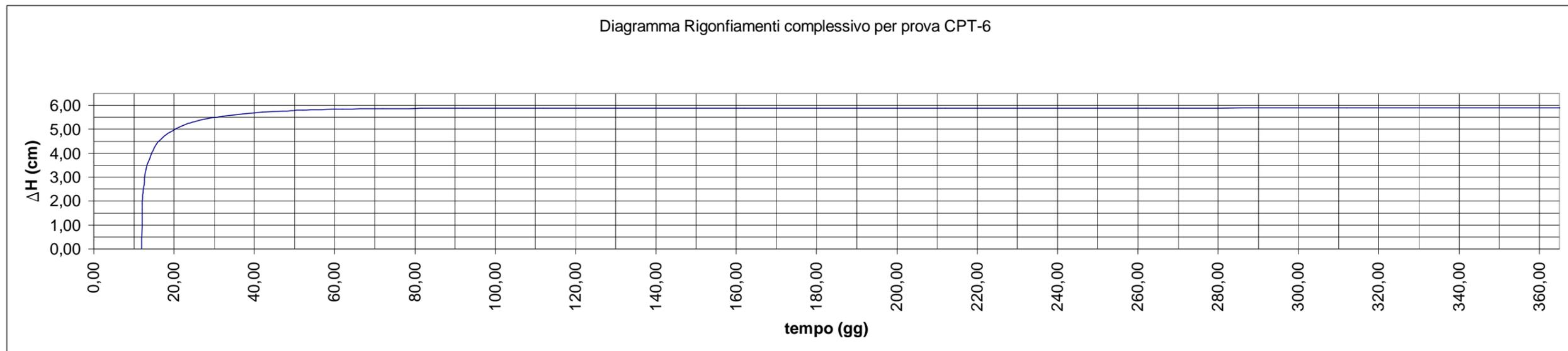
Strato	Prova CPT-7														
	Um1 (t1 = 1gg)	Um2 (t2 = 3gg)	Um3 (t3 = 5gg)	Um4 (t4 = 7gg)	Um5 (t5 = 10gg)	Um6 (t6 = 15gg)	Um7 (t7 = 20gg)	Um8 (t8 = 30gg)	Um9 (t9 = 40gg)	Um10 (t10 = 60gg)	Um11 (t11 = 100gg)	Um12 (t12 = 150gg)	Um13 (t13 = 250gg)	Um14 (t14 = 280gg)	Um15 (t15 = 365gg)
A	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
B	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
D	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
E	22,04%	38,15%	49,13%	57,83%	68,18%	80,26%	87,70%	94,75%	97,37%	99,00%	99,60%	99,69%	99,68%	100%	100%
F	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
G	43,44%	72,89%	87,08%	93,48%	97,19%	98,94%	99,42%	99,65%	99,70%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
H	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
I	91,21%	99,31%	99,66%	99,70%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
L	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
M	18,73%	32,42%	41,82%	49,37%	58,67%	70,57%	79,16%	89,42%	94,27%	97,83%	99,33%	99,63%	100%	100%	100%
N	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
O	91,37%	99,32%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
P	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
Q	94,83%	99,54%	99,69%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
R	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
S	99,28%	99,69%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%

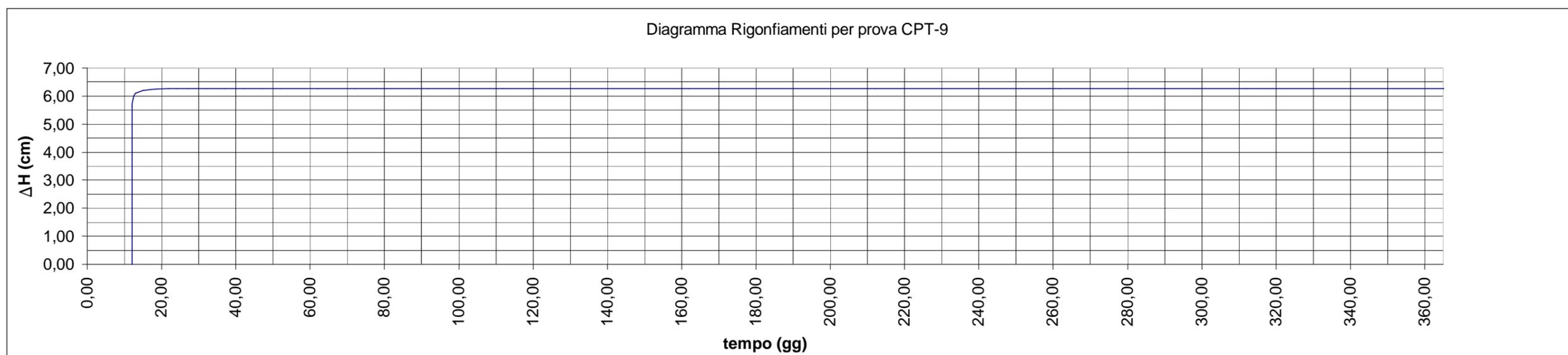
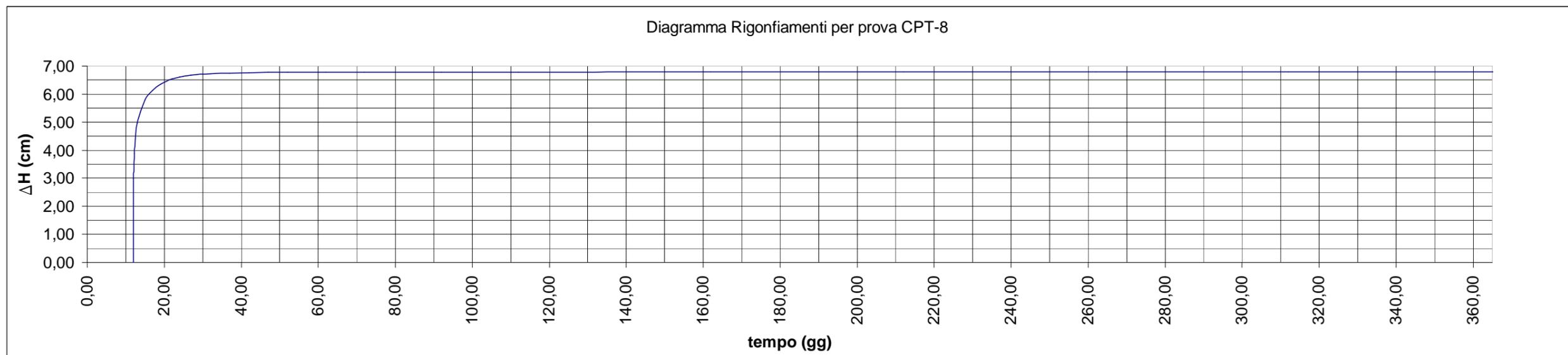
Strato	Prova CPT-8														
	Um ₁ (t ₁ = 1gg)	Um ₂ (t ₂ = 3gg)	Um ₃ (t ₃ = 5gg)	Um ₄ (t ₄ = 7gg)	Um ₅ (t ₅ = 10gg)	Um ₆ (t ₆ = 15gg)	Um ₇ (t ₇ = 20gg)	Um ₈ (t ₈ = 30gg)	Um ₉ (t ₉ = 40gg)	Um ₁₀ (t ₁₀ = 60gg)	Um ₁₁ (t ₁₁ = 100gg)	Um ₁₂ (t ₁₂ = 150gg)	Um ₁₃ (t ₁₃ = 250gg)	Um ₁₄ (t ₁₄ = 280gg)	Um ₁₅ (t ₁₅ = 365gg)
A	34,35%	58,96%	74,06%	83,71%	91,63%	96,70%	98,37%	99,34%	99,58%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
B	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
C	80,62%	98,09%	99,39%	99,62%	99,69%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
D	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
E	99,68%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
F	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
G	58,52%	89,31%	96,57%	98,49%	99,32%	99,63%	99,69%	99,69%	99,67%	99,63%	99,57%	99,53%	100%	100%	100%
H	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
I	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
J	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
K	85,96%	98,82%	99,56%	99,68%	99,70%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
L	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
M	93,74%	99,48%	99,69%	99,70%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
N	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
O	94,40%	99,52%	99,69%	99,70%	99,67%	99,63%	99,60%	99,55%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
P	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
Q	99,64%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
R	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
S	26,56%	45,90%	58,83%	68,66%	79,32%	89,54%	94,34%	97,86%	98,93%	99,52%	99,69%	100%	100%	100%	100%
T	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
U	89,83%	99,20%	99,64%	99,70%	99,69%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
V	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
W	96,70%	99,63%	99,70%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%

Strato	Prova CPT-8														
	Um ₁	Um ₂	Um ₃	Um ₄	Um ₅	Um ₆	Um ₇	Um ₈	Um ₉	Um ₁₀	Um ₁₁	Um ₁₂	Um ₁₃	Um ₁₄	Um ₁₅
	(t ₁ = 1gg)	(t ₂ = 3gg)	(t ₃ = 5gg)	(t ₄ = 7gg)	(t ₅ = 10gg)	(t ₆ = 15gg)	(t ₇ = 20gg)	(t ₈ = 30gg)	(t ₉ = 40gg)	(t ₁₀ = 60gg)	(t ₁₁ = 100gg)	(t ₁₂ = 150gg)	(t ₁₃ = 250gg)	(t ₁₄ = 280gg)	(t ₁₅ = 365gg)
X	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
Y	68,47%	94,87%	98,51%	99,30%	99,60%	99,69%	99,70%	99,67%	99,64%	99,59%	100%	100%	100%	100%	100%
Z	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
AA	99,69%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
AB	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
AC	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
AD	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
AE	94,09%	99,50%	99,69%	99,70%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
AF	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
AG	99,25%	99,70%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
AH	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
AI	99,67%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
AJ	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%

Strato	Prova CPT-9														
	Um ₁ (t ₁ = 1gg)	Um ₂ (t ₂ = 3gg)	Um ₃ (t ₃ = 5gg)	Um ₄ (t ₄ = 7gg)	Um ₅ (t ₅ = 10gg)	Um ₆ (t ₆ = 15gg)	Um ₇ (t ₇ = 20gg)	Um ₈ (t ₈ = 30gg)	Um ₉ (t ₉ = 40gg)	Um ₁₀ (t ₁₀ = 60gg)	Um ₁₁ (t ₁₁ = 100gg)	Um ₁₂ (t ₁₂ = 150gg)	Um ₁₃ (t ₁₃ = 250gg)	Um ₁₄ (t ₁₄ = 280gg)	Um ₁₅ (t ₁₅ = 365gg)
A	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
B	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
C	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
D	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
E	98,93%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
F	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
G	98,77%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
H	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
I	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
J	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
K	98,29%	99,69%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
L	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
M	98,27%	99,69%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
N	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
O	98,66%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
P	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
Q	99,62%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
R	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
S	40,46%	68,57%	83,51%	91,13%	96,03%	98,52%	99,23%	99,60%	99,68%	99,70%	100%	100%	100%	100%	100%
T	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
U	92,40%	99,39%	99,67%	99,70%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
V	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
W	99,52%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%

Strato	Prova CPT-9														
	Um ₁ (t ₁ = 1gg)	Um ₂ (t ₂ = 3gg)	Um ₃ (t ₃ = 5gg)	Um ₄ (t ₄ = 7gg)	Um ₅ (t ₅ = 10gg)	Um ₆ (t ₆ = 15gg)	Um ₇ (t ₇ = 20gg)	Um ₈ (t ₈ = 30gg)	Um ₉ (t ₉ = 40gg)	Um ₁₀ (t ₁₀ = 60gg)	Um ₁₁ (t ₁₁ = 100gg)	Um ₁₂ (t ₁₂ = 150gg)	Um ₁₃ (t ₁₃ = 250gg)	Um ₁₄ (t ₁₄ = 280gg)	Um ₁₅ (t ₁₅ = 365gg)
X	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
Y	98,40%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
Z	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
AA	98,80%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
AB	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
AC	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
AD	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
AE	98,99%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
AF	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
AG	98,81%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
AH	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
AI	95,03%	99,55%	99,70%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%





Osservando i diagrammi risultanti, si nota come i terreni con maggiore presenza di materiale appartenente alla macrounità lito-stratigrafica B2 (prova CPT-6 e CPT-7) subiscono un rigonfiamento più dilatato nel tempo, rispetto ai terreni indagati in cui la maggior parte degli strati ha caratteristiche accumulate nell'unità lito-stratigrafica B1a; B1b (prova CPT-8 e prova CPT-9).

Si assume, per il fenomeno di rigonfiamento in seguito all'alleggerimento per lo scavo di fondazione, un tempo caratteristico medio di consolidazione inferiore a 60 giorni dall'inizio del cantiere.

$$t_{R,m} \cong 55 \text{ gg}$$

Considerando quanto detto per i tempi previsti di attesa e di realizzazione dello scavo si nota che il tempo necessario perché il rigonfiamento avvenga in toto sarà superiore al tempo previsto per il completamento dello sbancamento:

$$t_R > t_{TOT} = t_A + t_S = 40 \text{ gg}$$

In realtà, osservando i dati sul grado di consolidazione riportati nelle tabelle soprastanti, si nota che l'incremento di rigonfiamento dovuto ai giorni in eccedenza rispetto al tempo di realizzazione dello scavo, risulta pressoché trascurabile essendo, nel caso peggiore, comunque superiore al 95% del consolidamento finale.

Considerando che la fase di carico, come esposto nel prossimo paragrafo, avverrà non istantaneamente al termine dello scavo, ma secondo un certo tempo previsto, si ritiene che il terreno all'atto della posa della platea di fondazione, risulterà completamente rigonfiato.

Questa osservazione permette di affermare che non è previsto nessun vantaggio per l'interazione fra il movimento verso l'alto dovuto alla decompressione del terreno e quello verso il basso causato dall'applicazione dei carichi.

I valori, dunque, dei cedimenti previsti risulteranno essere i maggiori: la possibilità, infatti, di interazione fra la fase di consolidazione e di carico, avrebbe portato ad una diminuzione del valore dei cedimenti, in quanto parte di essi sarebbero stati compensati dal mancato rigonfiamento.

6.3.2.2 Valutazione del tempo di consolidazione per effetto delle fasi di costruzione

Nel paragrafo relativo alla definizione dei cedimenti attraverso un'analisi distinta fra scavo e realizzazione dell'opera (vedi § 6.3.1.2), si è valutato il carico complessivo a cui sarà soggetta l'area di interesse una volta completata l'opera prevista.

Si considera ora che tale realizzazione non avvenga in un tempo istantaneo, ma attraverso diverse fasi di costruzione¹².

Per semplicità si fa riferimento ad un totale di 12 fasi di costruzione ciascuna caratterizzata dai seguenti valori:

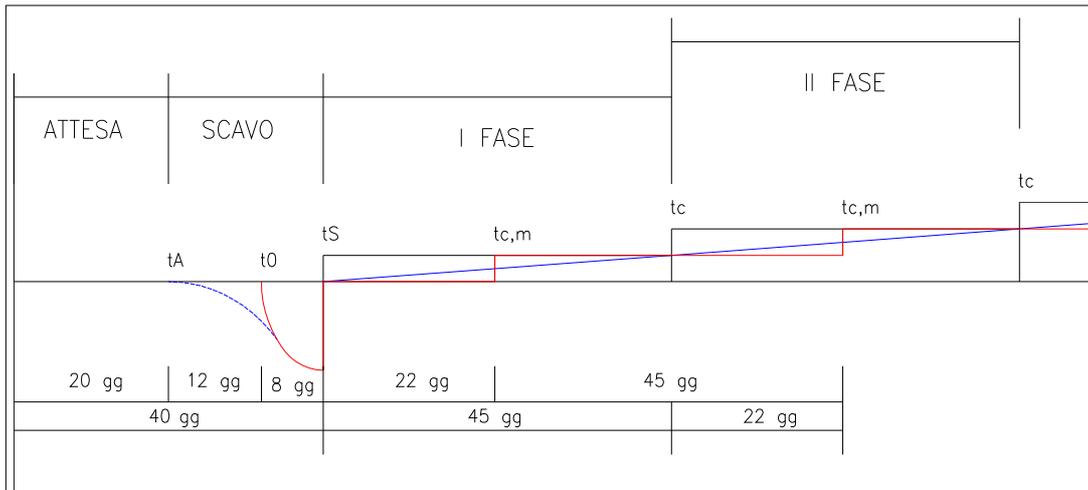
Dati fasi di carico	
Numero Fasi previste per realizzazione edificio	11
Numero Fasi previste per realizzazione platea di fondazione	1
Totale numero di Fasi di costruzione	12
Numero Fasi necessarie per realizzazione platea	2
Incremento di carico per fasi di costruzione della platea (t/mq)	1.25
Numero Fasi per il recupero della pressione di alleggerimento	7
Incremento di carico per recupero pressione alleggerimento (t/mq)	1.03
Numero Fasi restanti per il completamento dell'opera	5
Incremento di carico per le fasi restanti	1.01
Incremento di carico medio caratteristico per ogni fase di carico	1.03
Tempo previsto per completamento singola fase di carico (gg)	45

Si pone l'ipotesi di poter considerare l'azione di costruzione di ogni singola fase come istantanea ad un tempo medio del tempo previsto per il suo completamento:

$$t_{c,m} = \frac{45}{2} \cong 22 \text{ gg}$$

Questa ipotesi è motivata dalla non conoscenza reale della modalità di esecuzione delle singole fasi e consente una stima ben approssimata delle condizioni reali come descritte nell'immagine sottostante:

¹² Sebbene questa divisione sia più vicina alla realtà, non è lontana da approssimazione, avendo sottesa l'ipotesi che ogni fase di costruzione avvenga nello stesso tempo e con le stesse modalità applicando così lo stesso incremento di carico alla base.



In Appendice vengono riportati i fogli di calcolo relativi ad ogni singola fase di carico e i rispettivi diagrammi di cedimento in funzione del tempo.

Come risultato complessivo si nota che al termine di ogni singola fase di costruzione il terreno risulta, con buona approssimazione, completamente consolidato.

Questo comporta che i nuovi abbassamenti, causati dall'incremento di carico della fase di costruzione successiva, andranno semplicemente a sommarsi a quelli già avvenuti.

Il risultato complessivo è sintetizzato in un unico diagramma, definito per ogni sito di indagine, in cui sono posti assieme i valori risultanti di ogni singola fase di carico.

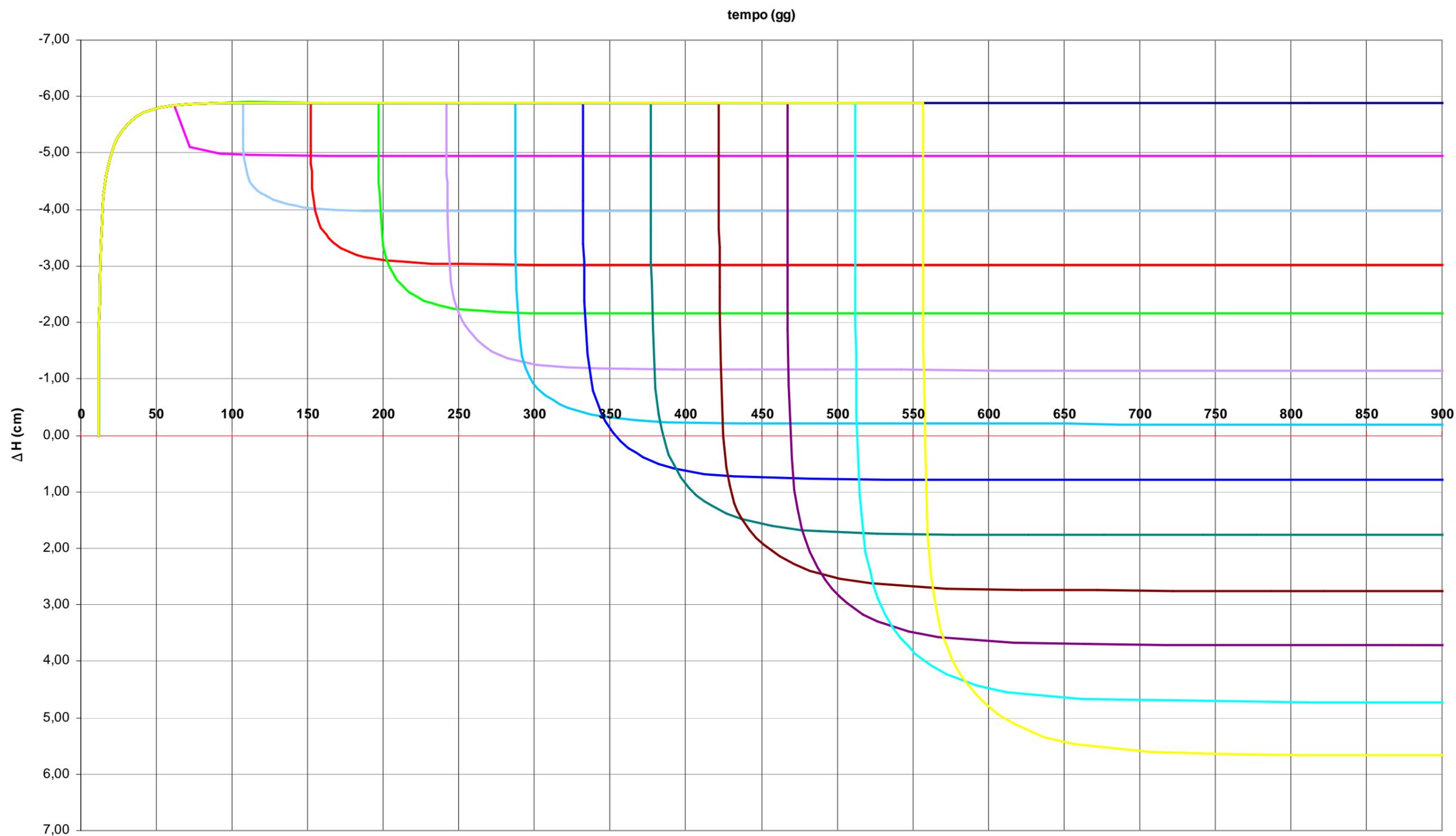
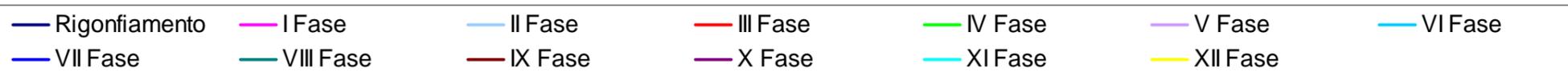
La curva risultante presenta un andamento a gradini dovuti ai successivi implementi di cedimento dovuto alle diverse fasi di carico.

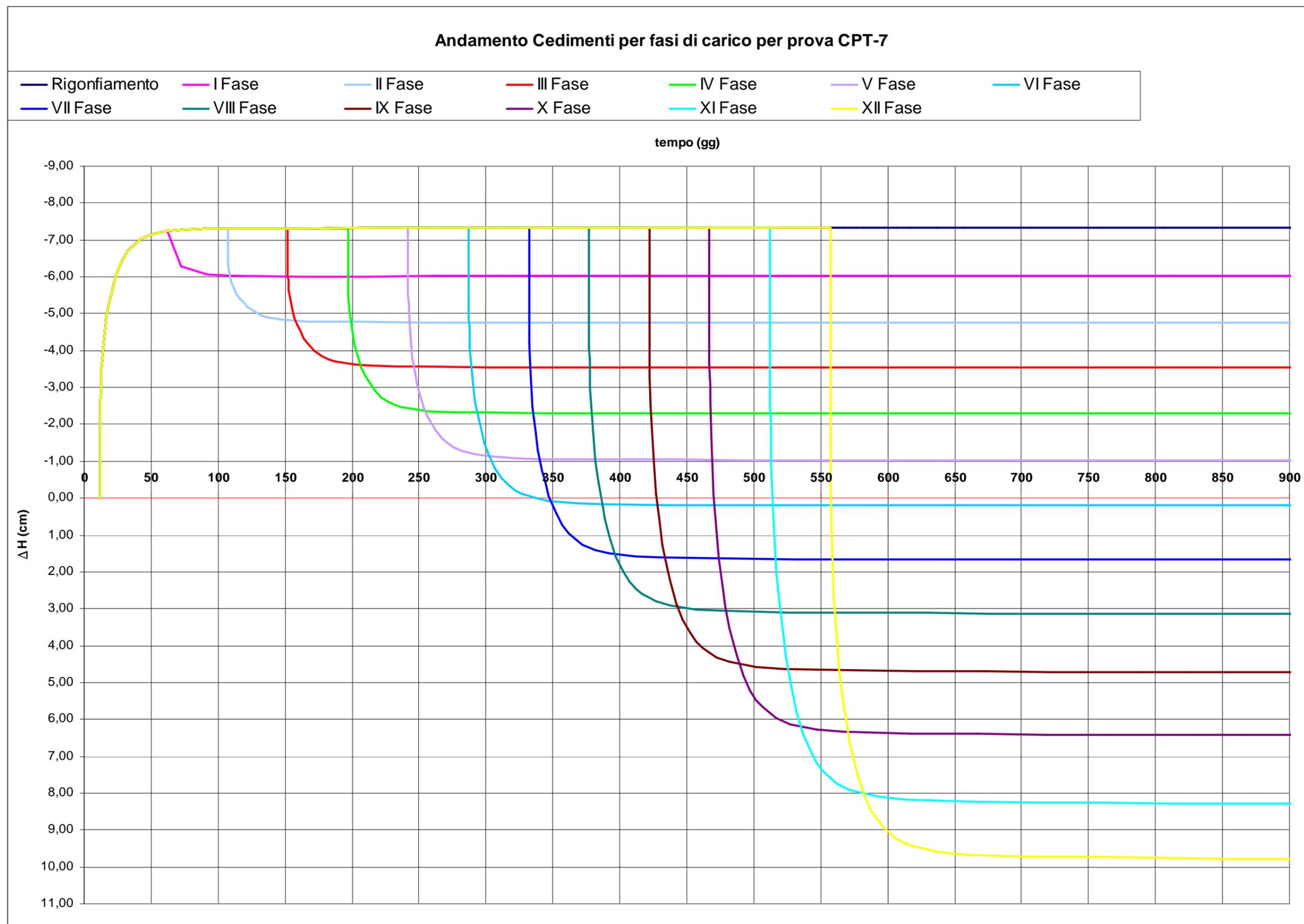
Il piano di riferimento non sarà il piano di scavo, ma il piano del terreno rigonfiato (avendo assunto il rigonfiamento come uniforme su tutta l'area di scavo).

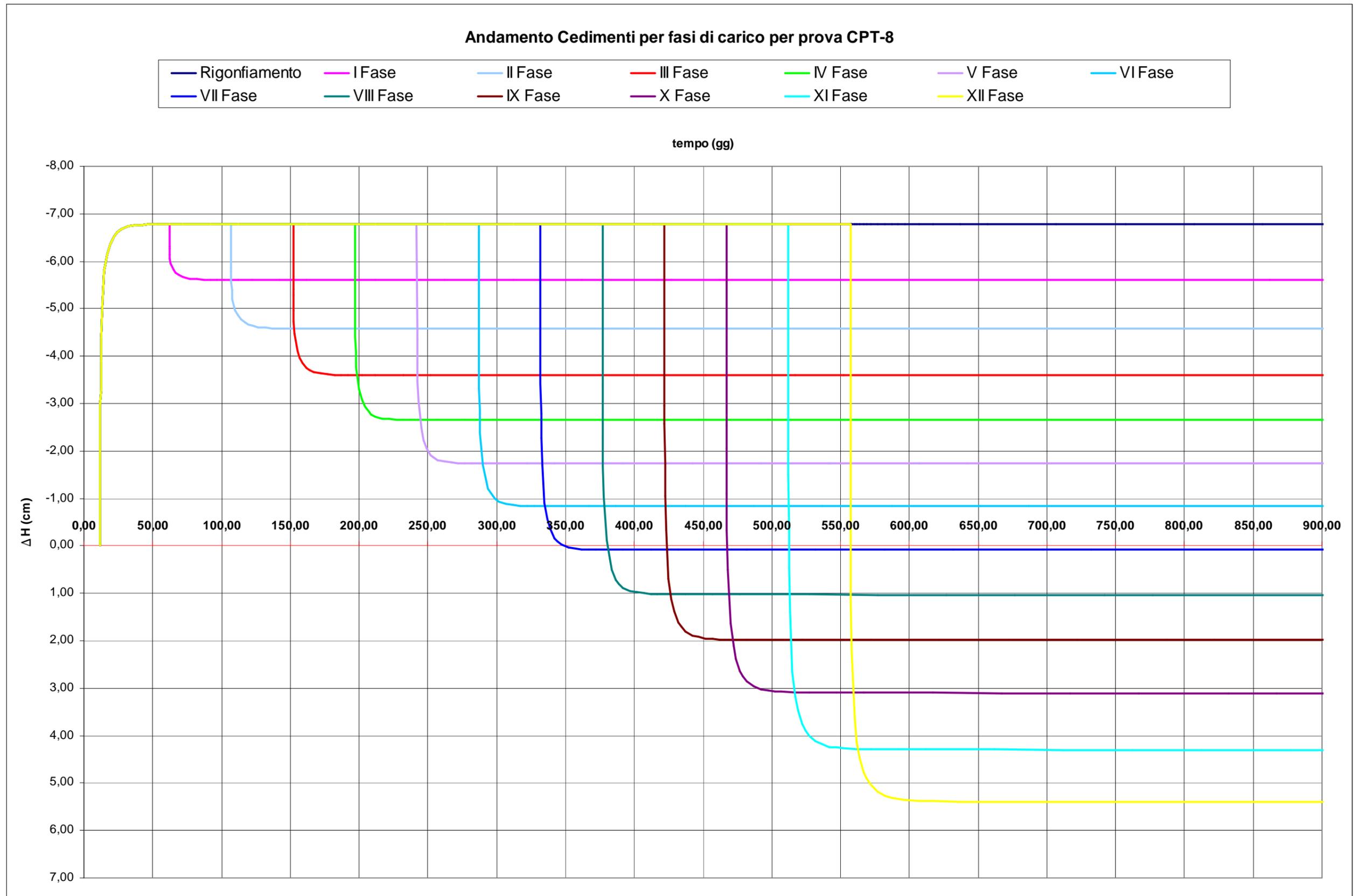
L'ultima fase di carico (XII Fase) corrisponde all'ultimazione dei lavori.

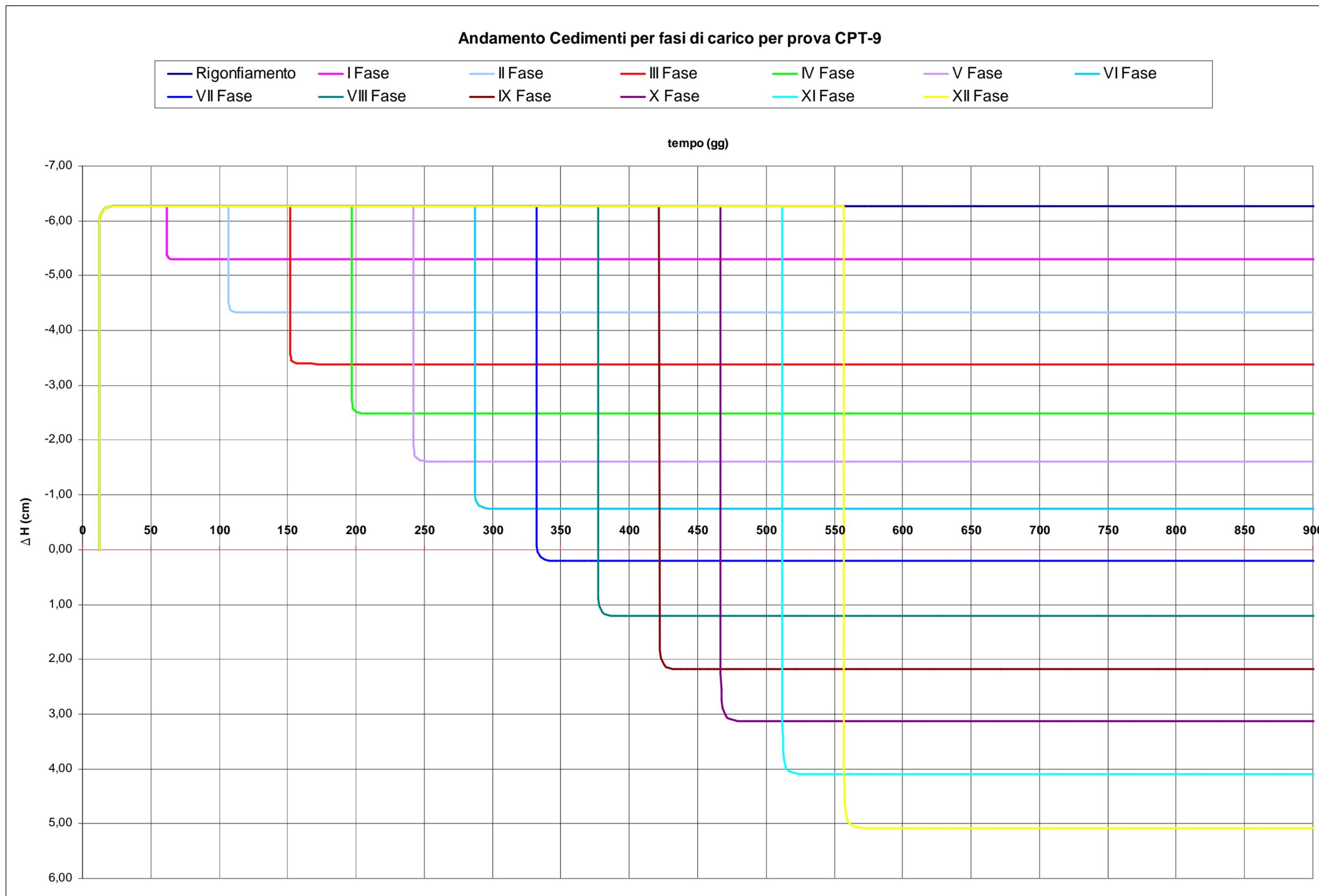
É possibile, attraverso l'osservazione delle curve, stabilire anche il cedimento che subirà ogni componente dell'edificio.

Andamento Cedimenti per fasi di carico per prova CPT-6









Considerazioni sui diagrammi cedimenti –tempo

È possibile considerare in maniera isolata, la curva risultante dalla prova CPT-9, in quanto la velocità di consolidazione ottenuta mediante le misurazioni in sito, risulta elevata e non consente una apprezzabile variazione di valori fra il tempo di applicazione del carico e il tempo di consolidazione ultimata: i gomiti delle curve risultano molto stretti e le pendenze dei tratti iniziali di cedimento quasi verticali. L'andamento delle restanti curve, invece, presenta una velocità di consolidazione inferiore con una conseguente maggiore interazione fra le diverse fasi di costruzione: i gomiti risultano infatti più ampi e i rami iniziali relativi ai cedimenti, appaiono con inclinazioni inferiori rispetto a quelli ottenuti per la prova CPT-9.

Il rigonfiamento, espresso con cedimenti di segno negativo, risulta pressoché consolidato per tutti i siti di indagine, in coerenza con quanto detto in precedenza riguardo alla velocità di consolidazione nel caso della decompressione.

Tenendo conto delle singole fasi di costruzione, si sottolinea come ad ogni incremento di carico corrisponda un cedimento relativo fra le fasi i e $i + 1$ pari a:

$$\Delta S_{i+1} - \Delta S_i \cong 1.01 \text{ cm}$$

Avendo fissato un tempo necessario per la realizzazione dello scavo e per il completamento di ogni fase di costruzione, è possibile avere una prima stima del tempo necessario per la realizzazione dell'intera opera:

$$t_f = t_A + t_S + t_C \cdot n_{FASI} = 580 \text{ gg}$$

Confrontando tale valore con i diagrammi ottenuti, si nota che il terreno risulta consolidato in una percentuale superiore al 90%, di conseguenza si può ritenere che il cedimento primario¹³ termini quasi in contemporanea con il completamento dell'edificio.

Considerando le componenti dell'opera da realizzare, si sottolinea che al termine della VII Fase, (corrispondente circa alla realizzazione dell'opera fino al 6° piano) il terreno è riportato alla quota di scavo prevista da progetto (4.00 m da p.c.), per cui il movimento causato dal fenomeno di rigonfiamento è recuperato in toto dal peso della

¹³ Per il cedimento secondario si rimanda al paragrafo seguente

platea e dei piani completati. Oltre a tale fase si ottiene un abbassamento del terreno, mantenendo come riferimento il piano di posa previsto da progetto, che procede fino a raggiungere i valori già stimati attraverso i criteri di calcolo precedentemente visti. Ogni componente della struttura subisce un movimento che aumenta con il procedere delle fasi costruttive.

Prendendo come riferimento l'ultima curva tracciata, corrispondente alla XII Fase di costruzione, e percorrendo il diagramma a ritroso, si nota come gli ultimi piani subiscano movimenti che possono essere ritenuti trascurabili ai fini di un'analisi strutturale, mentre, a mano a mano che si procede nella lettura del diagramma, si ottengono abbassamenti sempre maggiori fino ad arrivare al valore massimo subito dalla prima struttura realizzata: la platea di fondazione.

Questa struttura, infatti, viene realizzata sul piano di terreno rigonfiato e quasi completamente consolidato, di conseguenza subirà l'intero abbassamento dovuto alle fasi di carico, con il conseguente sviluppo di tensioni interne elevate.

Nuovamente emerge come il procedimento, che prevede l'analisi dei cedimenti, in strutture parzialmente compensate, ricorrendo al solo incremento di carico come pressione applicata sulla struttura di fondazione, sia un approccio non cautelativo, in quanto non tiene conto in maniera specifica del movimento reale a cui la struttura sarà soggetta e, in particolare, dei diversi movimenti cui vanno soggette le varie parti della struttura.

Si riportano in tabella i cedimenti rilevati per le diverse fasi di carico in maniera sintetica:

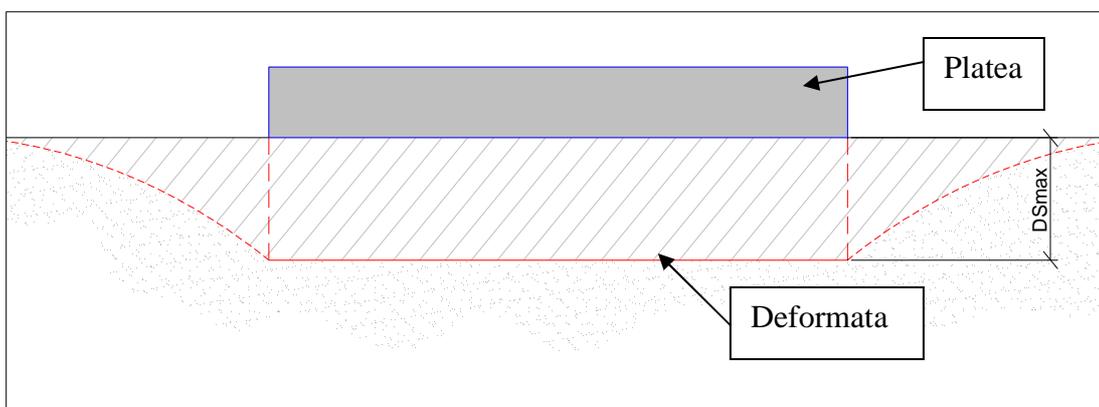
Cedimenti in funzione delle fasi di costruzione al termine dell'opera (cm)				
	CPT-6	CPT-7	CPT-8	CPT-9
Fase di scavo	-5.89	-7.33	-6.69	-6.27
I Fase di costruzione	-4.95	-6.02	-5.61	-5.30
II Fase di costruzione	-3.96	-4.76	-4.58	-4.33
III Fase di costruzione	-3.02	-3.54	-3.60	-3.39
IV Fase di costruzione	-2.15	-2.29	-2.65	-2.48

Cedimenti in funzione delle fasi di costruzione al termine dell'opera (cm)				
	CPT-6	CPT-7	CPT-8	CPT-9
V Fase di costruzione	-1.15	-1.02	-1.73	-1.60
VI Fase di costruzione	-0.20	+0.20	-0.84	-0.75
VII Fase di costruzione	+0.78	+1.67	+0.09	+0.21
VIII Fase di costruzione	+1.76	+3.12	+1.03	+1.21
IX Fase di costruzione	+2.71	+4.67	+1.99	+2.18
X Fase di costruzione	+3.67	+6.34	+3.10	+3.13
XI Fase di costruzione	+4.44	+8.17	+4.29	+4.10
XII Fase di costruzione	+4.72	+9.24	+5.37	+5.09

I risultati ottenuti ricalcano quanto visto nella valutazione delle due fasi distinte di scavo e di carico.

Questa convergenza è dovuta alla velocità di consolidazione rilevata per il terreno indagato, tale da consentire solo una minima interazione fra le diverse fasi di costruzione e quindi tale da permettere la valutazione dei cedimenti attraverso l'applicazione diretta del peso complessivo dell'opera su un piano di posa considerato come già consolidato.

Nella figura sottostante si riporta una rappresentazione indicativa della deformata della struttura intesa come a rigidità infinita.

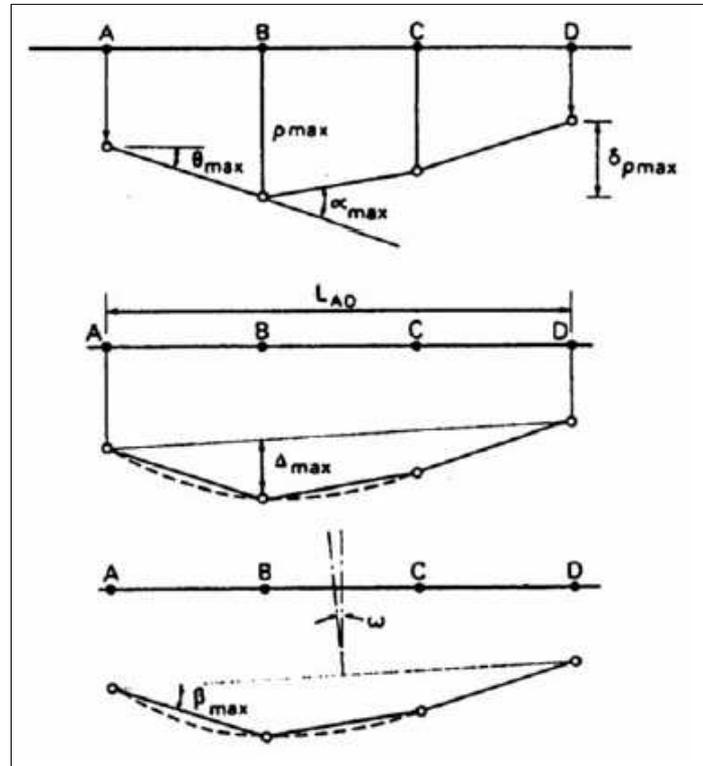


6.3.2.3 Ammissibilità dei cedimenti

Considerando i valori di cedimento complessivi subiti dalla platea di fondazione e i cedimenti differenziali misurati in relazione alle fasi di costruzione, si ottengono i seguenti dati:

Ammissibilità dei cedimenti per la platea di fondazione			
Tipo di movimento	Simbolo	Prova	Valore
Cedimento complessivo (cm)	ΔS	CPT-6	11.58
		CPT-7	17.36
		CPT-8	12.21
		CPT-9	11.38
Cedimento differenziale (cm)	δS_{i-j}	δS_{6-7}	5.78
		δS_{6-8}	0.63
		δS_{6-9}	0.20
		δS_{7-8}	5.15
		δS_{7-9}	5.98
		δS_{8-9}	0.83
Rotazione	$tg(\vartheta_{i-j})$	$tg(\vartheta_{6-7})$	$8 \cdot 10^{-4}$
		$tg(\vartheta_{7-8})$	$9.4 \cdot 10^{-4}$
		$tg(\vartheta_{8-9})$	$6.8 \cdot 10^{-5}$
Deformazione angolare	α_{\max}	α_{6-8}	0.1002
Rotazione rigida	$tg(\omega)$	$tg(\omega_{6-9})$	$4.1 \cdot 10^{-4}$
Inflessione relativa massima	Δ_{\max}	$\Delta_{7-6,8}$	1.705
Distorsione angolare	$tg(\beta_{i-j})$	$tg(\beta_{6-7})$	$8.1 \cdot 10^{-4}$
		$tg(\beta_{8-9})$	$6.1 \cdot 10^{-5}$

I parametri che descrivono i cedimenti assoluti e differenziali, sono rappresentati in maniera grafica nella figura sottostante (Burland – Wroth, 1974).



Nel caso in esame, non si considera un cedimento differenziale fra diversi punti della platea, ma quello risultante fra i diversi siti di indagine.

Questa annotazione è motivata dall'andamento previsto per la deformata di una struttura a rigidezza infinita: in questo caso, infatti, non si misurano forti variazioni di abbassamenti fra i punti interni alla area di carico.

Per questo motivo, si è preferito considerare i risultati ottenuti per i diversi siti di indagine, come valori caratteristici di alcuni punti della platea di fondazione.

Un cedimento uniforme non determina variazioni nello stato tensionale della struttura in elevazione, e pertanto potrebbero essere tollerati anche cedimenti elevati purché compatibili con la funzionalità dell'opera.

Al contrario movimenti di rotazione rigida e cedimenti differenziali alterano le sollecitazioni nella struttura e sono quindi più pericolosi per l'integrità dell'opera.

Poiché tuttavia il cedimento differenziale aumenta al crescere del cedimento assoluto, spesso si pongono limitazioni al cedimento assoluto, di meno incerta determinazione, ed in tal modo ci si garantisce anche rispetto al cedimento differenziale.

Per valutare l'ammissibilità dei cedimenti misurati mediante l'algoritmo Righi-Piacentini, si fa ricorso ai valori ammissibili proposti secondo Sowers (già riportati al § 6.1) relativi sia al cedimento massimo che ad altri parametri di deformazione:

<i>Tipo di movimento</i>	<i>Fattore di limitazione</i>	<i>Valore ammissibile</i>
Cedimento massimo ρ_{\max} (cm)	Collegamento a reti di servizi	15÷30
	Accessibilità	30÷60
	Probabilità di cedimenti differenziali in:	
	a) murature portanti	2,5÷5
	b) strutture intelaiate	5÷10
	c) ciminiera, silos	7,5÷30
Rotazione rigida $\tan\omega$	Stabilità al ribaltamento	Dipende dalla posizione del baricentro
	Operatività di macchine:	
	a) macchine tessili	0,003
	b) turbogeneratori	0,0002
	c) binari di carro ponte	0,003
	Drenaggio di superfici pavimentate	0,01÷0,02
Rotazione relativa $\tan\beta$	Murature portanti multipiano	0,0005÷0,001
	Murature portanti ad un piano	0,001÷0,02
	Lesioni di intonaci	0,001
	Telai in c.a.	0,0025÷0,004
	Pareti di strutture a telaio in c.a.	0,003
	Telai in acciaio	0,002
	Strutture semplici d'acciaio	0,005

e ai valori della distorsione angolare limite suggeriti da Bjerrum (1963):

<i>Categoria di danno potenziale</i>	<i>tan β</i>
Limite oltre il quale possono sorgere problemi in macchinari sensibili ai cedimenti	1/750
Limite di pericolo per strutture reticolari	1/600
Limite di sicurezza per edifici in cui non si ammettono fessurazioni	1/500
Limite oltre il quale possono apparire le prime fessure nei muri di tamponamento e difficoltà nell'uso dei carri ponte	1/300
Limite oltre il quale possono essere visibili inclinazioni di edifici alti	1/250
Notevoli fessure in muri di tamponamento e muri portanti in laterizio.	
Limite di sicurezza per muri portanti in laterizio con $h/L < 1/4$.	1/150
Limite oltre il quale si devono temere danni strutturali negli edifici.	

Dal confronto con i dati riportati nelle tabelle, si ottiene:

$$S_{amm} < S_{max} = 17.36 \text{ cm}$$

Anche considerando come caso isolato il valore risultante dalla prova CPT-7 e accettando come valore caratteristico di cedimento dell'area di carico il valore medio risultante dalle altre prove ($S_{C,m} = 11.50 \text{ cm}$), si ottiene comunque una condizione di non ammissibilità essendo:

$$S_{C,m} > S_{amm} = 5 \div 10 \text{ cm}$$

6.3.3 Considerazioni sul cedimento secondario

I valori ottenuti fino ad ora si riferiscono al solo cedimento primario subito dal terreno, considerando tali risultati come limite oltre al quale il terreno, essendo consolidato, non risente più del carico applicato e quindi non subisce nuovi movimenti.

Questa condizione di studio, sebbene semplicistica, è considerata accettabile per la presenza di cedimenti talmente elevati da richiedere comunque l'adozione di nuove soluzioni progettuali (vedi § 6.2).

In questo paragrafo si riportano alcune considerazioni sul cedimento secondario, dovuto al fenomeno viscoso, considerato nell'arco temporale della vita utile dell'edificio previsto.

Per procedere nella valutazione si fa riferimento alla correlazione elaborata da Mesri-Choi (1985):

$$C_{\alpha} = (0.04 \div 0.01) \cdot C$$

dove

C_{α} costante di deformazione secondaria

C costante di compressibilità

considerando il ramo di deformazione secondario come rettilineo¹⁴

Invertendo la formula:

$$C_{\alpha} = \frac{\Delta H_{II} / H_0}{\log(t/t_{100})} \rightarrow \Delta H_{II} = H_0 \cdot C_{\alpha} \cdot \log(t/t_{100})$$

dove

ΔH_{II} cedimento secondario

t tempo generico

t_{100} tempo di riferimento per il passaggio dal cedimento primario al secondario

¹⁴ L'errore commesso approssimando l'andamento della deformazione secondaria come rettilineo e non curvo è ritenuto trascurabile ai fini della valutazione dei cedimenti complessivi.

è possibile valutare i cedimenti secondari in funzione del tempo di vita utile dell'edificio stimato in $t_{vu} = 50$ anni.

Per la stima della costante di compressione secondaria, si è valutato un valore medio caratteristico per l'intero strato indagato, della costante di compressibilità per i diversi siti di indagine a cui applicare la correlazione di Mesri-Choi.

Dalle valutazioni dei cedimenti ottenuti mediante l'approccio Righi-Piacentini, attraverso una back analysis, si ricava un valore ritenuto rappresentativo¹⁵ dell'intero sottosuolo indagato.

Da una media ponderata si ottengono i seguenti valori di parametri di compressibilità:

Stima approssimata dei parametri di compressibilità			
Prova di riferimento	C_m	$C_{\alpha, \min}$	$C_{\alpha, \max}$
CPT-6	0.11	$1.10 \cdot 10^{-3}$	$4.40 \cdot 10^{-3}$
CPT-7	0.093	$9.27 \cdot 10^{-4}$	$3.72 \cdot 10^{-3}$
CPT-8	0.11	$1.10 \cdot 10^{-3}$	$4.40 \cdot 10^{-3}$
CPT-9	0.11	$1.10 \cdot 10^{-3}$	$4.40 \cdot 10^{-3}$

Considerando il solo incremento di carico (peso dell'edificio completato decurtato del peso del terreno rimosso) si ha un volume di terreno interessato dal cedimento di uno spessore:

$$H_0 = 17.00 \text{ m (21.00 m da p.c.)}$$

Tenendo conto di un tempo di vita utile dell'edificio, di

$$t_{vu} = 50 \text{ anni}$$

e considerando un tempo necessario per il completamento della consolidazione primaria:

¹⁵Il procedimento prevede una approssimazione con ampio grado di confidenza. Tale grado di incertezza è comunque a favore di sicurezza, fornendo valori di cedimenti in eccesso, ed è considerato accettabile dato il grado di definizione che si vuole mantenere nella valutazione del cedimento secondario.

$$t_{100} \cong 2 \text{ anni}$$

si ottengono i valori complessivi del cedimento secondario per i diversi siti di indagine dalla formula:

$$\Delta H_{II} = H_0 \cdot C_{\alpha} \cdot \log(t/t_{100})$$

Tali cedimenti saranno da sommare a quelli già avvenuti per effetto della compressione primaria.

Stima approssimata dei cedimenti secondari		
Prova di riferimento	$\Delta H_{II \text{ min}}$ (cm)	$\Delta H_{II \text{ max}}$ (cm)
CPT-6	2.61	10.5
CPT-7	2.20	8.81
CPT-8	2.79	10.9
CPT-9	2.63	10.4

Considerando un valore medio di costante di compressibilità secondaria:

$$C_{\alpha, m} = 0.02 \cdot C_m$$

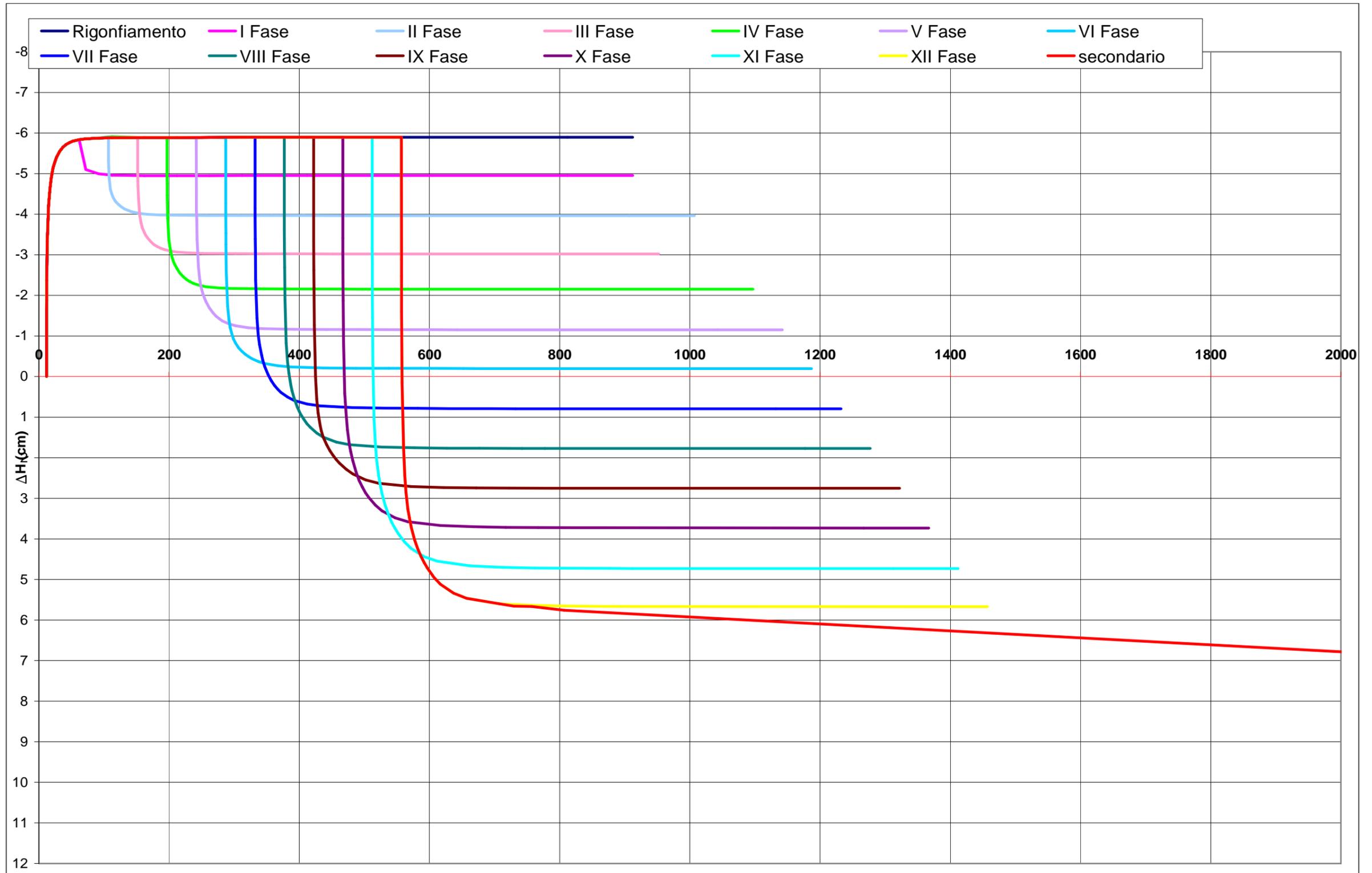
si definisce un valore di cedimento secondario medio al termine della vita utile dell'opera:

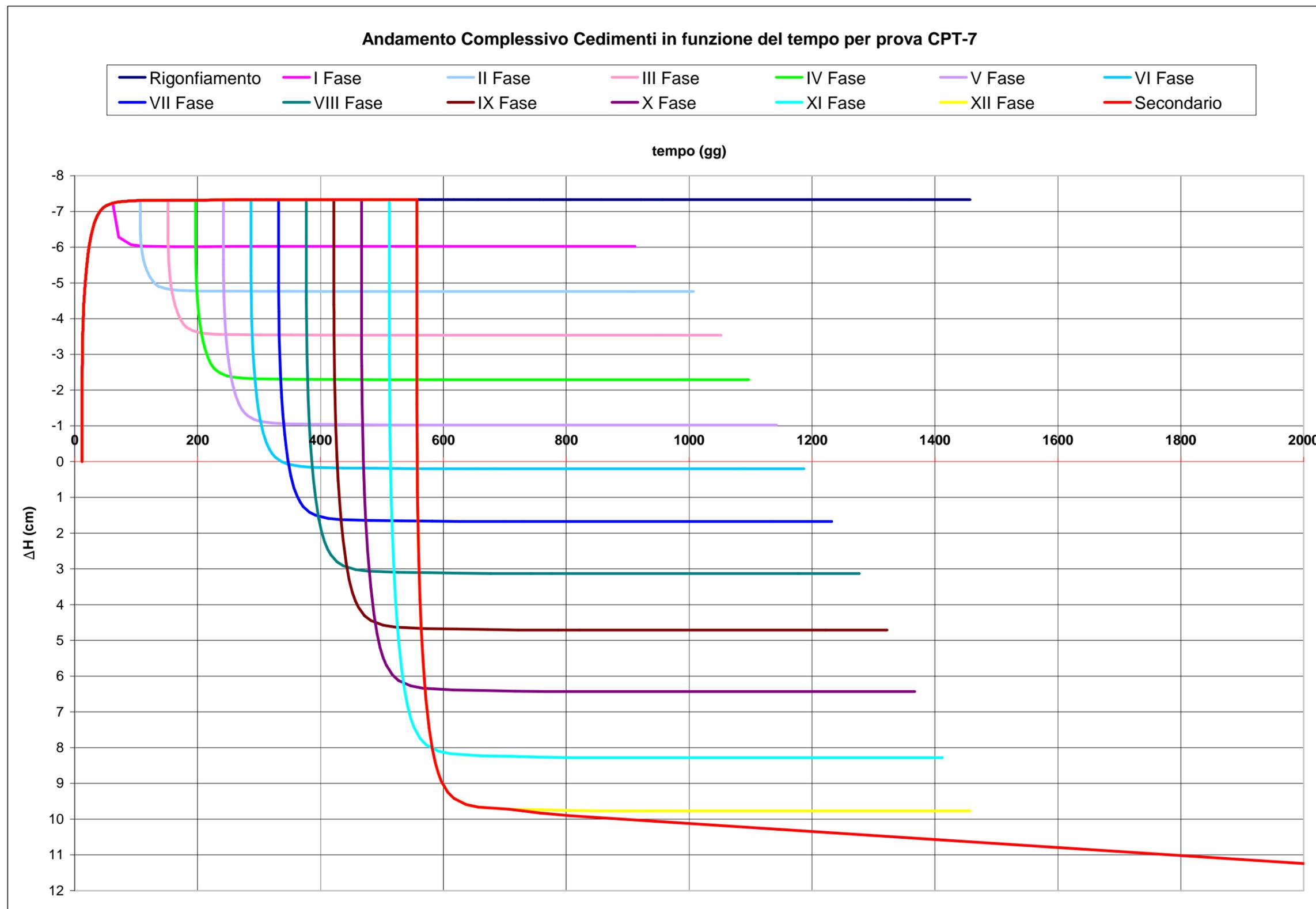
$$\Delta H_{II, m} = 5.20 \text{ cm}$$

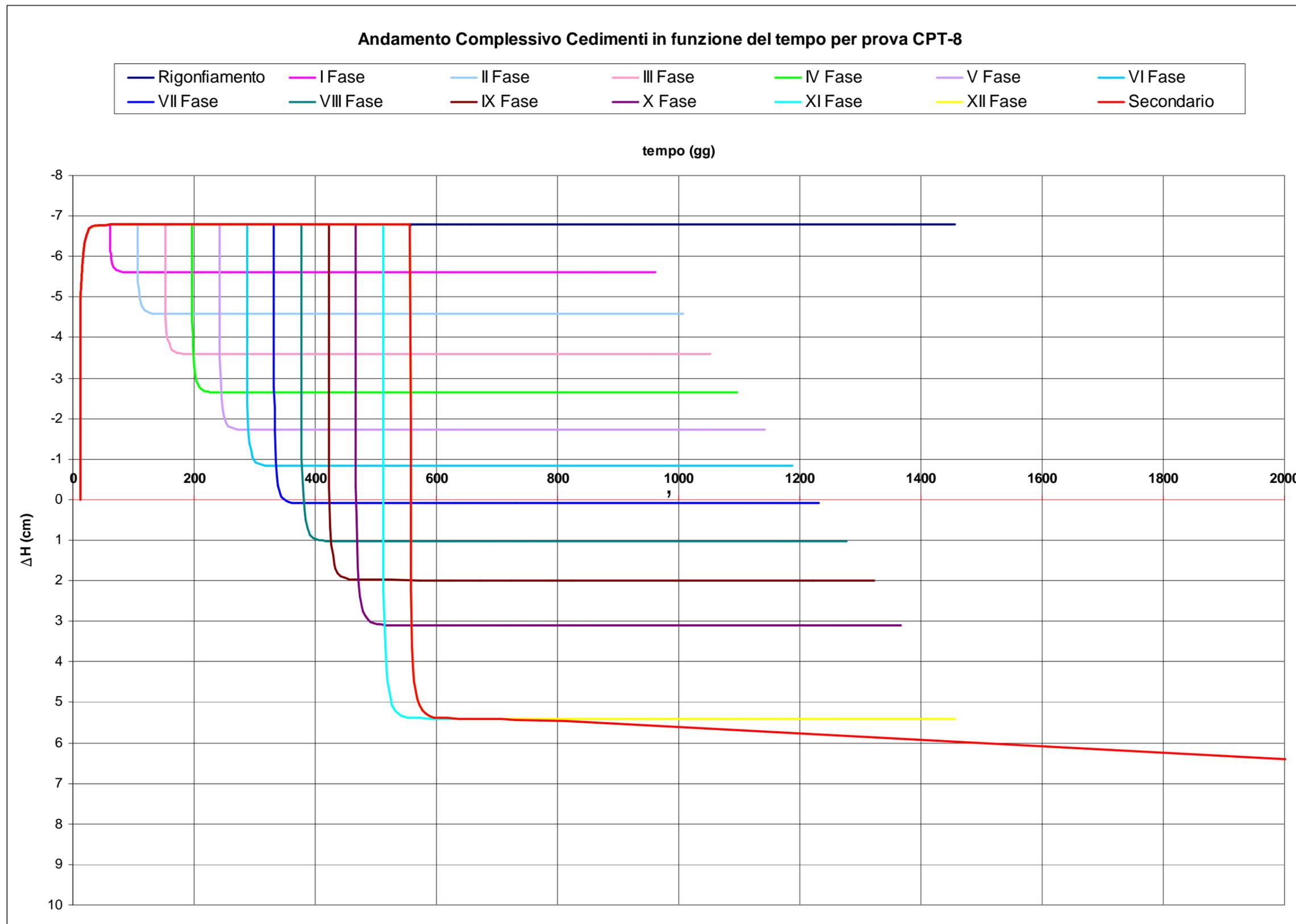
Tale valore risulta non trascurabile tenendo presente che coinvolge la rete di impianti connessi all'esterno dell'edificio.

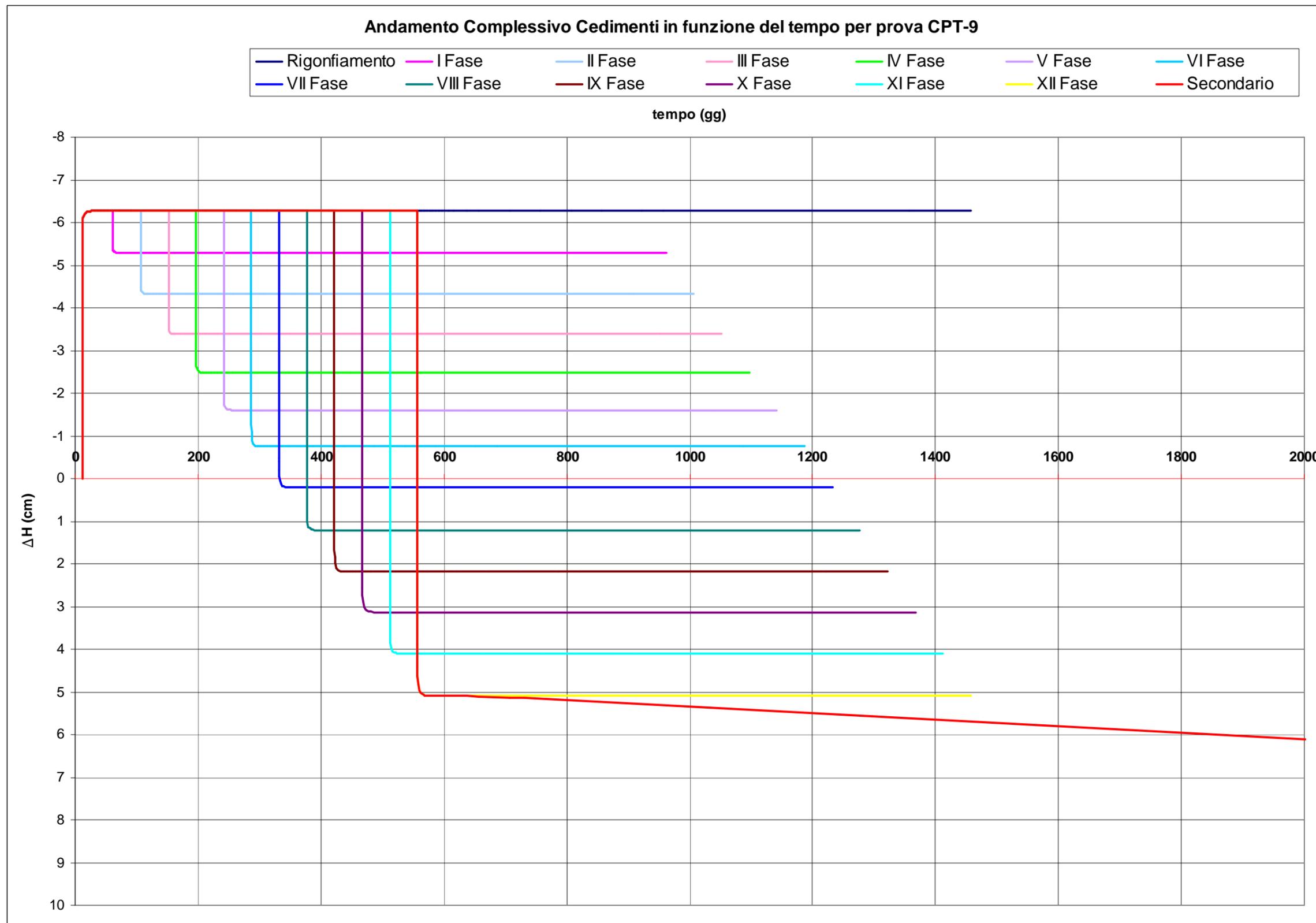
Le soluzioni alternative che verranno esaminate saranno studiate al fine di ridurre (oltre al cedimento primario) l'effetto del cedimento secondario.

Si riporta a titolo indicativo un diagramma unificato in cui viene rappresentato in forma grafica l'andamento del cedimento complessivo in funzione del tempo di vita utile dell'edificio previsto.









6.4 Confronto fra metodi di calcolo adottati

In conclusione a questo capitolo, si riportano i risultati ottenuti per i metodi utilizzati nel calcolo dei cedimenti:

- calcolo analitico con riferimento a strati di spessore pari a 1 m
- utilizzo di un programma di calcolo (CEDIM)
- algoritmo Righi-Piacentini

Il confronto consente una visione più dettagliata e più vicina al reale comportamento del terreno, potendo considerare la struttura nei due casi limite di struttura a rigidezza nulla (primi due metodi) e struttura a rigidezza infinita.

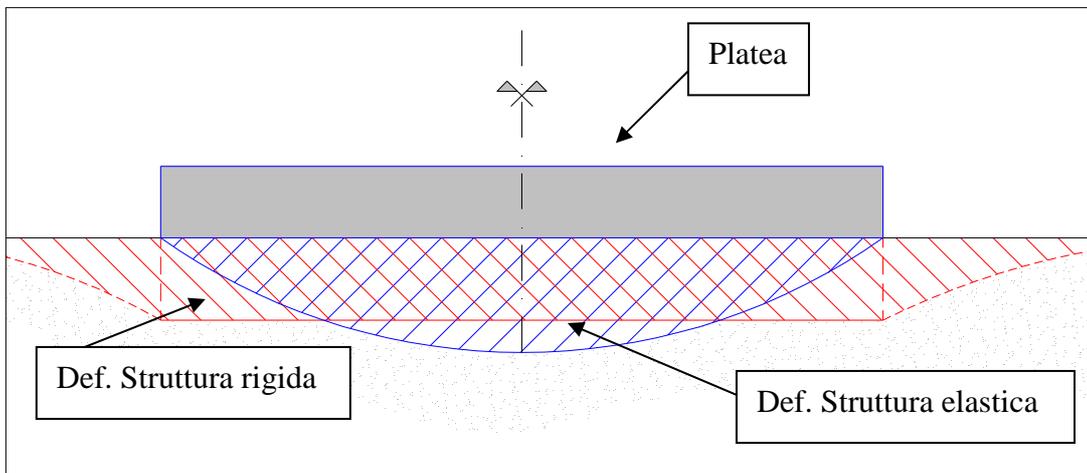
In entrambi i casi, comunque, si è verificata l'inammissibilità dei cedimenti assoluti misurati rispetto ai valori limiti proposti da Sowers.

Confronto cedimenti misurati mediante diversi approcci				
Metodo utilizzato		$S_{C,max}$ (cm)	$S_{C,m}$ (cm)	Ammissibilità
Struttura a rigidezza nulla	metodo di analisi per strati di spessore 1 m	15.68	15.68	NO
	utilizzo del programma di calcolo CEDIM	16.52	16.52	NO
Struttura a rigidezza infinita	applicazione algoritmo Righi-Piacentini	17.36	11.50	NO

Considerando il valore di cedimento medio ($S_{C,m}$), si riporta una rappresentazione grafica dei due casi limite di deformazione:

In conclusione si ritiene la struttura di fondazione formata dalla sola platea, una soluzione non idonea per il carico previsto e la tipologia di terreno indagato.

I cedimenti, infatti, previsti risultano avere entità non ammissibili, tali da creare problemi di natura strutturale oltre che funzionale, all'edificio previsto.



Nei prossimi capitoli si considereranno soluzioni alternative, al fine di limitare il più possibile tali cedimenti e conferire la massima stabilità all'opera da realizzare.

7 PALI DI FONDAZIONE

Nel capitolo precedente è stato mostrato come la soluzione strutturale di una platea di fondazione, risulti non idonea per l'entità dei carichi previsti per la realizzazione dell'edificio Direzionale, in relazione al terreno indagato, subendo cedimenti assoluti eccessivi per la stabilità della struttura stessa.

Nel presente capitolo si vuole indagare la possibilità di realizzare una fondazione su gruppo di pali, per ridurre i cedimenti causati dall'applicazione del carico sull'area di interesse.

Il ricorso ai pali di fondazione risulta motivato quando si presentino condizioni fra le quali le più comuni sono:

- terreno con caratteristiche meccaniche scadenti
- necessità di limitare cedimenti altrimenti eccessivi e non ammissibili
- necessità di riportare i carichi a profondità non suscettibili di effetti dovuti all'erosione
- necessità di assorbire carichi orizzontali
- necessità di realizzare opere al largo delle coste
- necessità di rinforzare strutture di fondazione già esistenti (sottofondazione)

Nel caso in esame, già si è visto, che i cedimenti calcolati nell'ambito di una fondazione superficiale, quale la platea, risultano essere superiori ai valori limite suggeriti da Sowers.

Inoltre si presenta la necessità di un intervento che limiti (o al limite annulli) l'effetto della consolidazione secondaria, al fine di evitare danni alle strutture impiantistiche, oltre che a limitare la formazione di fessure all'interno dell'edificio.

Si fa riferimento, in particolare, alla scelta progettuale di pali di fondazione trivellati (tipologia più diffusa), con conseguente necessità di intervento per la rimozione di un volume di terreno uguale al volume occupato dal palo di calcestruzzo.

Questa operazione di perforazione preliminare, comporta due importanti conseguenze:

- un effetto di decompressione lungo il terreno prossimo al foro

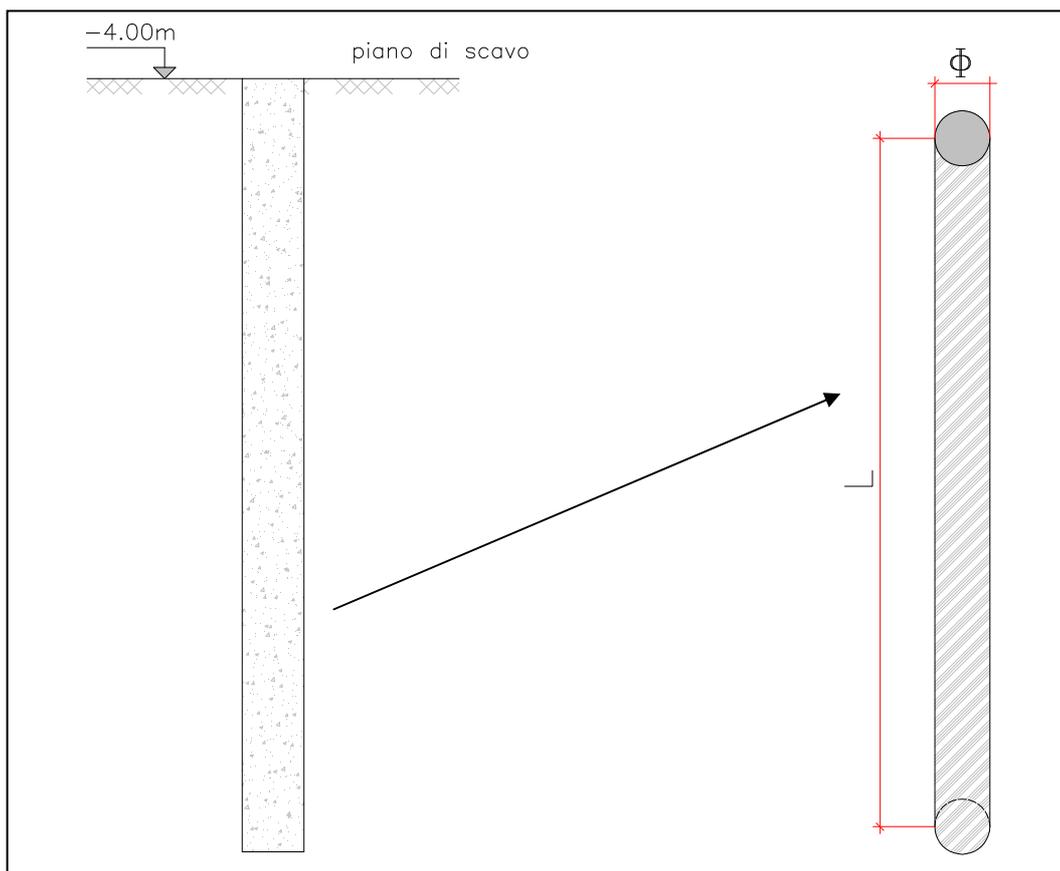
- un rimaneggiamento del terreno circostante il foro con conseguente diminuzione delle caratteristiche meccaniche.

Questi aspetti devono essere tenuti in conto in fase di analisi della portata dei pali, in particolar maniera l'aspetto relativo alle caratteristiche meccaniche nel terreno circostante il foro, in quanto saranno le prime ad essere chiamate in causa all'atto di messa in carico del palo di fondazione.

Nel caso in esame dell'edificio ad uso Direzionale, attraverso confronti con soluzioni adottate in cantieri simili, sono stati previsti pali con dimensioni:

$\phi = 800 \div 1000$ mm diametro del palo

$L = 25 \div 30$ m lunghezza del palo.



Come visto al capitolo 2.5, è possibile, sfruttando le correlazioni elaborate da Bustamante-Gianesinelli, ricavare una stima della capacità di portanza dei pali attraverso le misurazioni eseguite con prove penetrometriche statiche.

Come detto nella descrizione dell'algoritmo, i risultati ottenibili risultano generalmente sovrastimati e poco affidabili essendo sensibili di diversi elementi di incertezza.

Per tale motivo si procede nel calcolo facendo riferimento ai criteri di calcolo proposti dalla Associazione Geotecnica Italiana (AGI, 1997) per il calcolo della portata dei pali di fondazione.

Questo approccio prevede il ricorso a parametri geotecnici quali peso per unità di volume, angolo d'attrito interno, coesione non drenata.

Per l'applicazione dei criteri di calcolo si farà riferimento ai valori caratteristici delle macrounità lito-stratigrafiche (come definite al capitolo 5.1.3) al fine di utilizzare un approccio sicuramente più approssimativo (rimanendo comunque in un ordine di approssimazione accettabile ai fini del calcolo) rispetto a quello puntuale di una valutazione strato per strato, ma relativamente semplice e a favore di sicurezza (in quanto non considera la presenza di terreno eterogeneo e quindi tiene conto delle caratteristiche peggiori presenti in sito).

I valori così ottenuti verranno poi confrontati con quelli ricavabili da correlazioni empiriche con le misurazioni da prove penetrometriche statiche. Questo confronto risulterà utile in quanto fornirà:

- un contributo per un maggiore affinamento dei valori di portata da considerare
- un contributo, seppur molto modesto, alla sperimentazione relativa alle correlazioni empiriche fra valori da prove CPT e portata limite dei pali di fondazione.

Nota la capacità di portata della palificata proposta, verranno valutati i cedimenti ad essa connessa,, attraverso la trattazione proposta dal professor Righi in collaborazione agli ingegneri M. Orsoni e V. Gelsi (2006-2007), all'atto della applicazione del carico dovuto alla realizzazione dell'edificio previsto.

7.1 Calcolo della portata del palo isolato mediante raccomandazioni AGI

La capacità portante di un palo di fondazione è scomponibile in due contributi:

- la capacità portante di base
- la capacità portante per attrito laterale

secondo la formula:

$$Q_T + W_p = Q_p + Q_s$$

dove

- Q_T capacità portante limite totale
- W_p peso proprio del palo di fondazione
- Q_p capacità portante di punta
- Q_s capacità per attrito laterale

Si calcolano le due componenti in maniera distinta, prescindendo dalla possibile interazione tra la resistenza offerta in punta e quella legata all'attrito laterale.

Poiché il carico trasmesso dal palo al terreno circostante è funzione

- della geometria del palo
- delle caratteristiche del terreno circostante il palo
- dell'entità del carico applicato
- del tempo

Anche le espressioni riportate per il calcolo della portata non sono scevre da un carattere empirico basato su osservazioni da precedenti esperienze.

Come detto in apertura del capitolo, per la valutazione della portata dei pali di progetto, si fa riferimento alla suddivisione del terreno in macrounità lito-stratigrafiche, come esposto nella modellazione geotecnica (vedi § 5.1.3).

Poiché i pali previsti raggiungeranno profondità superiori ai 20 m da p.c. (la lunghezza minima prevista, infatti è di 25.00 m da piano di scavo), si considerano i dati risultanti dalle prove CPT-8 e CPT-9 in quanto le sole¹ a fornire valori attendibili oltre tale profondità.

¹ Si ricorda che i valori relativi al sito di indagine 7, per profondità superiori ai 20 m da p.c., sono stati dedotti da altre prove in sito differenti dalle CPT, quali P.P., Torvane e SPT.

Si riporta in maniera sintetica nella tabella sottostante, la descrizione geotecnica delle macrounità considerate attraverso i valori medi ritenuti caratteristici dell'intero banco di terreno.

Valori caratteristici dei parametri geotecnici per unità stratigrafiche									
Unità stratigrafica	z_i (m)	z_f (m)	H_0 (m)	$q_{C,m}$ (t/mq)	$f_{S,m}$ (t/mq)	$\sigma'_{V0,i}$ (t/mq)	γ_i (t/mc)	c_U (t/mq)	ϕ'
A	0.60	2.60	2.00	210.0	8.33	1.08	1.80	6.0	-
B1a	2.60	9.60	7.00	80.0	4.21	4.68	1.91	6.5	-
B1b	9.60	16.20	6.60	161.9	6.67	18.05	1.93	4.5	-
	16.20	18.20	2.00					(8.0)	
B2	6.80	9.60	2.80	167.7	8.15	34.65	1.97	5.0	-
C	18.20	21.20	3.00	>1000	15.33	40.16	2.01	-	40°
D	21.20	33.00	11.80	307.0	13.60	46.19	1.98	8.0	-

Per la valutazione dell'angolo di attrito dell'Unità C si è fatto riferimento alla trattazione di Schmertmann per la definizione di tale parametro in funzione della densità relativa secondo la formula:

$$\phi' = 28 + 0.14 \cdot D_R$$

in cui la densità relativa è stata valutata mediante correlazioni con la prova CPT (vedi § 2.3.1.2). Essendo, tale valutazione soggetta ad un accumulo di approssimazioni nel passaggio dai valori di CPT all'angolo d'attrito, si è considerato il diagramma, proposto da Robertson e Campanella (1983), che correla l'angolo di resistenza al taglio di terreni incoerenti con la resistenza alla punta media e la tensione verticale efficace a metà strato².

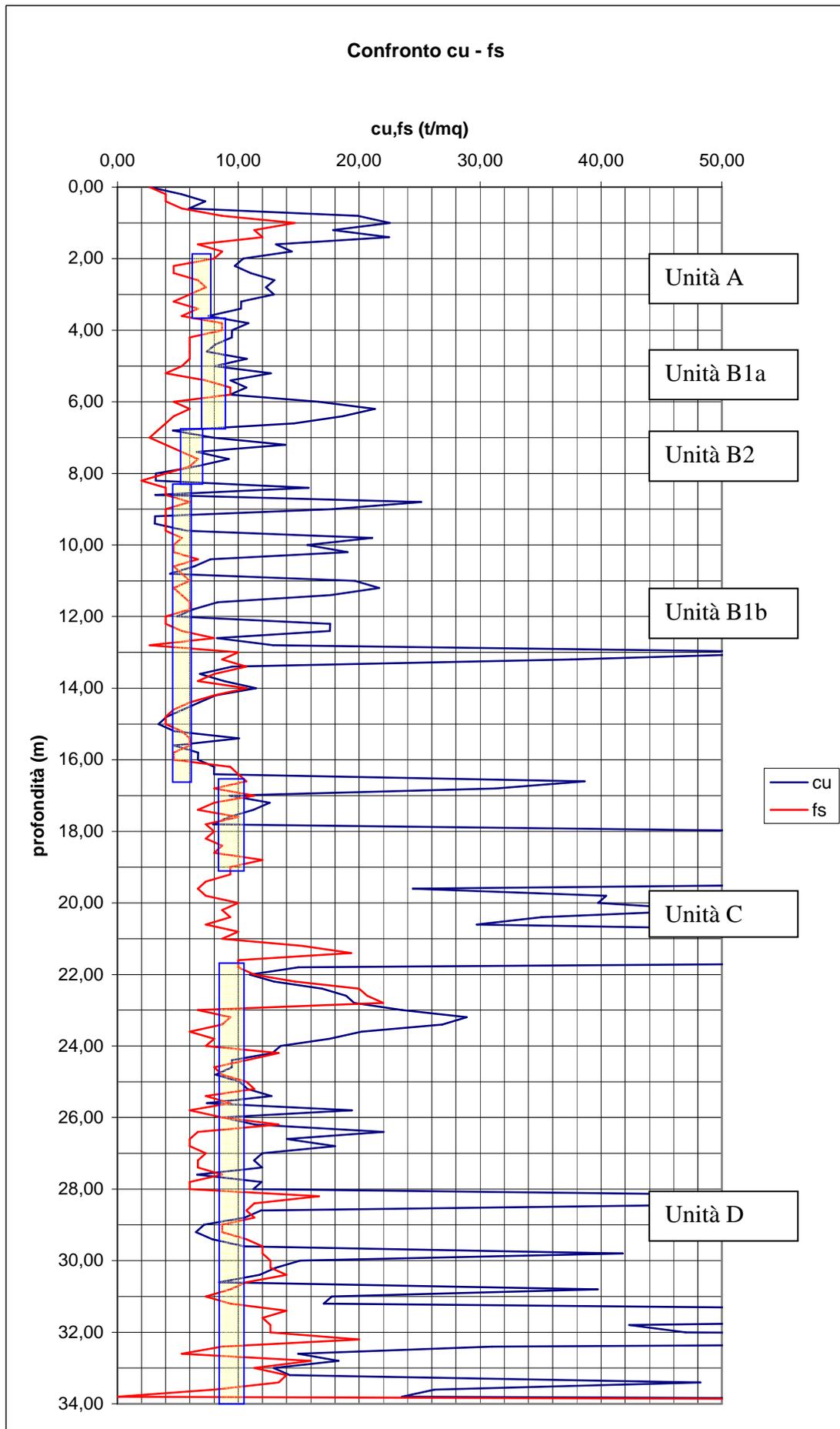
Il valore del peso per unità di volume è stato valutato attraverso i risultati da prove di laboratorio, per provini estratti in corrispondenza delle diverse unità stratigrafiche.

La valutazione della coesione non drenata deriva da alcune considerazioni relative all'andamento in funzione della profondità della resistenza laterale misurata dal manicotto del penetrometro a confronto con i valori di coesione derivanti dalla formula già riportata (vedi § 2.3.1):

² La correlazione rappresenta un approccio semplice, documentato e leggermente conservativo per la valutazione del valore di picco dell'angolo di attrito efficace

$$c_U = \frac{q_C - \sigma'_{v0}}{N_K}$$

e di seguito riportati in forma grafica:



La attendibilità utilizzata nella stima della coesione non drenata si fonda su alcune ipotesi assunte:

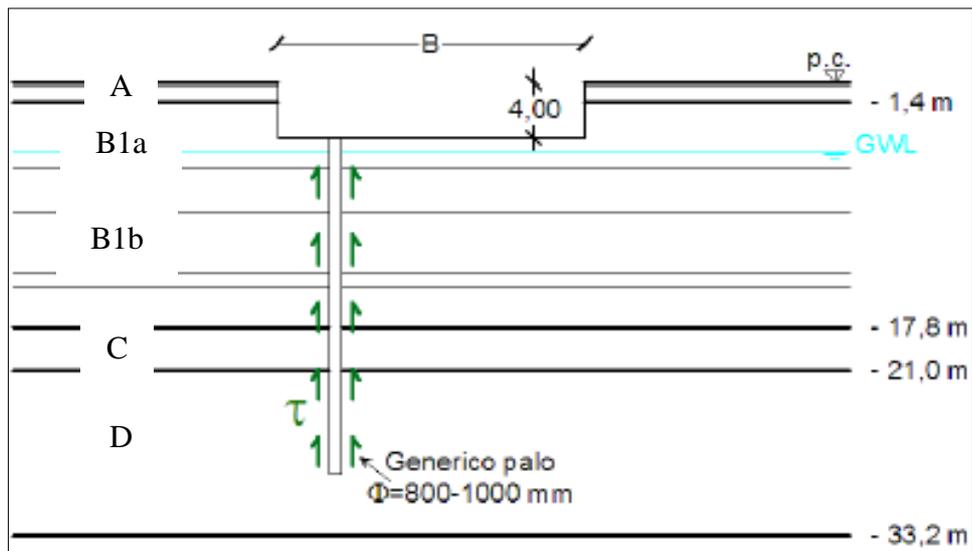
- i valori di picco della coesione registrati mediante la formula empirica, corrispondono a strati con una certa percentuale di materiale grossolano per i quali tale coesione perde di significato.
- si sono mantenuti i valori più vicini ai valori minimi, in quanto più prossimi ai dati relativi agli strati coesivi per i quali i valori di coesione e di resistenza sul manicotto risultano pressoché coincidenti.
- il rimaneggiamento del terreno per effetto della perforazione precedente la posa in opera del palo di fondazione, crea una diminuzione delle caratteristiche meccaniche, pertanto, il ricorso ad una stima più prossima ai valori minimi calcolati secondo la correlazione empirica vista, è un approccio cautelativo, ma comunque vicino alle condizioni reali in cui si troverà il terreno immediatamente circostante il palo.
- alla profondità di circa 16.20 m da p.c., si rileva una variazione significativa nell'andamento della coesione non drenata e della resistenza laterale. Sebbene gli strati interessati rientrino nella medesima unità stratigrafica (Unità B1b) si è ritenuto opportuno segnalarli in maniera distinta.

Il valore della pressione litostatica efficace, è stato valutato come la pressione esercitata sul piano di contatto fra l'unità stratigrafica considerata e quella immediatamente precedente.

Noti i valori caratteristici relativi ai parametri geotecnici di interesse, si è proceduto con la valutazione separata della capacità portante di base e per attrito laterale di un palo di fondazione isolato.

7.1.1 Stima capacità portante di base

Nel caso in esame è presente una sola unità di terreno a componente ghiaiosa (Unità C) ma questa non è sufficientemente spessa e quindi non in grado di accogliere la base del generico palo; si considerano difatti pali con lunghezze che gli permettono di oltrepassare tale unità incoerente e di arrivare sino all'unità coesiva più profonda (Unità D).



Il progetto prevede quindi la realizzazione di pali sospesi, ovvero non poggianti su un terreno profondo resistente, di lunghezza circa 25 m che permettono di trasferire il carico attraverso tensioni tangenziali d'attrito o d'aderenza lungo il fusto del palo stesso.

Essendo trascurabile la resistenza di punta offerta dal terreno coesivo, è possibile, ai fini del calcolo preliminare della portata del palo di fondazione isolato, non considerare il contributo fornito dalla componente di portanza di base.

7.1.2 Stima della capacità portante per attrito laterale

Essendo i pali di fondazione considerati, pali sospesi, si è visto come la portata di base possa essere trascurata ai fini del calcolo della portata limite del palo inteso come isolato.

Tutto il carico applicato alla testa del palo viene quindi affidato alla resistenza offerta dall'attrito laterale, attraverso le tensioni tangenziali.

L'analisi procede in condizione di SLU, per tanto si cerca il valore oltre al quale si ha scorrimento del palo (o del terreno se si considera una adesione maggiore della coesione).

Nel valutare la componente di resistenza offerta dall'attrito laterale si ritiene importante, per maggiore semplicità di esposizione, mantenere separato lo studio nel caso di terreni coesivi (Unità B1a, B1b, B2, D) e di terreni incoerenti (Unità C).

7.1.2.1 Capacità in terreni coesivi

La caratteristica meccanica che consente al palo di trasferire il carico applicato nel terreno circostante è la coesione.

In particolare, le tensioni tangenziali da considerare risulteranno essere coincidenti con il valore medio di aderenza fra palo e terreno secondo la formula:

$$\tau_{\text{lim}} = c_a$$

dove

c_a indica il valore medio di aderenza laterale del palo.

Dalla teoria sappiamo che la rottura può avvenire:

- nel contatto palo-terreno (aderenza minore della coesione del terreno circostante)
- nel contatto terreno-terreno (aderenza maggiore rispetto alla coesione riscontrata nel terreno)

Per comprendere quale sia il meccanismo di rottura si fa riferimento al coefficiente α come rapporto fra la aderenza fra palo e terreno e la coesione del terreno:

$$\alpha = \frac{c_a}{c_U}$$

da cui:

$$\tau_{\text{lim}} = \alpha \cdot c_U$$

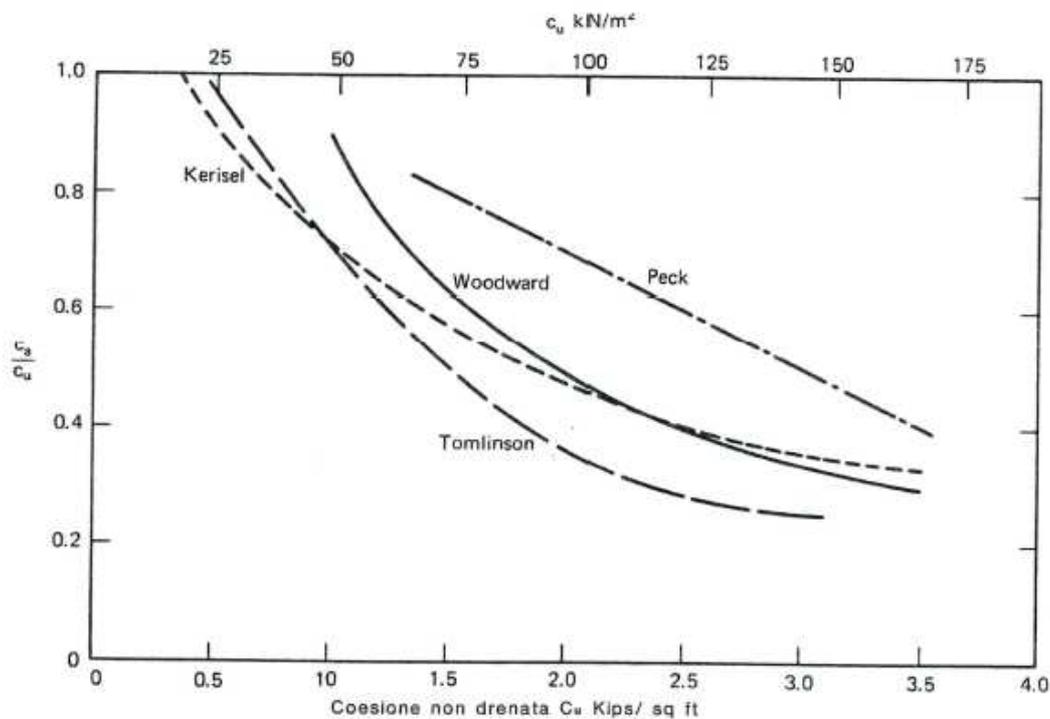
cioè si considera una aliquota, secondo il coefficiente empirico α , della coesione non drenata come valore di riferimento per le tensioni tangenziali lungo la profondità del palo.

Tale coefficiente può essere valutato mediante curve sperimentali elaborate da diversi autori (Peck, Terzaghi, Tomlinson, Woodward, Kerisel, et al.) e racchiuse in forma grafica nel diagramma di Mc Clelland (1974). I

n generale si considera variabile tra i valori limite:

$\alpha \cong 1$ per terreni normal consolidati ed argille poco o mediamente compatte

$\alpha \cong 0.4 \div 0.5$ per terreni fortemente sovraconsolidati e argille molto compatte³



Si procede ad un calcolo parametrico che permette di variare di alcuni parametri, quali il diametro del palo⁴ e la tipologia di realizzazione del palo stesso, di

³ In particolare seguendo il lavoro di Skempton, si sottolinea come il valore dell'aderenza sia fondamentalmente governato dalla resistenza al taglio dell'argilla rimaneggiata nelle zone a diretto contatto con il palo. La diminuzione delle caratteristiche meccaniche per il rimaneggiamento, comporta un intervallo di valori limite del coefficiente α pari a : $\alpha = 0.3 \div 0.6$. Il valore del coefficiente sarà quindi legato fortemente al contenuto d'acqua del terreno e all'effetto di assorbimento d'acqua da parte dell'argilla.

⁴ Come posto in principio di capitolo, si è considerato un palo con diametro:

$$\phi = 800$$

tuttavia nel procedere con il calcolo si vuole mantenere tale dato come variabile, al fine di ottenere un dimensionamento ottimale per la tipologia di problema in esame.

determinare il carico massimo che può essere sopportato dalla palificata al variare del numero di pali che la compongono.

Il numero di pali e la tipologia di pali è l'informazione che si ricerca in questa analisi, in quanto permette di dare delle prime informazioni sui costi e sui tempi dell'intervento e quindi sulla fattibilità dello stesso.

La valutazione della capacità avviene in termine di tensioni totali considerando la portata per attrito laterale come uniforme su tutta la superficie laterale del palo considerando il terreno in condizioni non drenate.

Il generico palo di fondazione, in relazione alla stratigrafia di progetto individuata, attraversa strati di diversa natura, o comunque con caratteristiche e proprietà geotecniche variabili con la profondità, per cui la capacità portante dovrà essere valutata per sommatoria dei contributi dei differenti strati.

Data la tipologia di terreni indagati, si considera un valore di coefficiente indicativo pari a:

$$\alpha \cong 0.8$$

da cui è possibile ricavare per ogni unità stratigrafica il valore per unità di superficie delle tensioni tangenziali e, conoscendo lo spessore di tali unità, il valore di portata del palo in funzione dei diametri limite considerati:

$$\phi = 800 \div 1000$$

Valori di resistenza per attrito in caso per terreni coesivo									
Unità stratigrafica	z_i (m)	z_f (m)	H_0 (m)	c_U (t/mq)	τ_{lim} (t/mq)	$A_{i,min}$ (mq)	$A_{i,max}$ (mq)	$Q_{l,min}^F$ (t)	$Q_{l,max}^F$ (t)
B1a	4.00	6.80	2.80	6.5	5.2	7.04	8.80	36.6	45.74
B1b	9.60	16.20	6.60	4.5	3.6	16.59	20.74	59.72	74.66
	16.20	18.20	2.00	(8.0)	6.4	5.03	6.28	32.19	40.19
B2	6.80	9.60	2.80	5.0	4.0	7.04	8.80	28.16	35.20
D	21.20	29.00	7.80	8.0	6.4	19.60	24.50	125.44	156.80
Valore complessivo di resistenza per attrito (ϕ min)								282.11	t
Valore complessivo di resistenza per attrito (ϕ max)								352.59	t

Si sottolinea che

- la profondità considerata per il calcolo relativo alla Unità D non comprende l'intera unità ma è limitata alla profondità raggiunta dal palo di fondazione:

$$z_p = L_p + z_{SCAVO} = 25.00 + 4.00 = 29.00 \text{ m da p.c.}$$
- non sono considerati nell'analisi gli strati coinvolti dallo scavo di fondazione (Unità A e parte di Unità B1a fino alla quota di 4.00 m da p.c.)
-

7.1.2.2 Capacità in terreni non coerenti

Nel caso dei terreni incoerenti, raggruppati nell'Unità C, è necessario tenere conto della resistenza offerta dalla presenza di tensioni orizzontali generate dal peso del terreno circostante:

$$\sigma'_{h0} = \sigma'_{v0} \cdot k_0$$

dove

k_0 coefficiente di spinta a riposo.

Poiché tale unità stratigrafica risulta essere sotto il piano di falda ($GWL = 4.50$ m da p.c.) è necessario procedere in termini di tensioni efficaci.

Per il calcolo della tensione tangenziale di aderenza e/o di attrito di pali in terreno incoerente si utilizza il *metodo β* :

$$\tau_{lim} = \sigma'_{v0} \cdot \beta$$

dove

$$\beta = k_0 \cdot tg(\delta)$$

avendo segnato con $tg(\delta)$ il coefficiente di attrito palo-terreno.

Nel caso in esame è possibile considerare il valore di angolo d'attrito palo-terreno molto prossimo al valore di angolo d'attrito interno ϕ' .

Considerando sempre il caso dei due diametri limiti di progetto e valutando la costante di spinta a riposo attraverso la formula:

$$k_0 = 1 - \sin(\delta) = 1 - \sin(\phi') = 0.36$$

e considerando il valore di pressione litostatica efficace agente sul piano medio dello strato indagato:

$$\sigma'_{V0,m} = \sigma'_{V0,i} + \gamma_{imm} \cdot \frac{H_0}{2} = 41.68 \text{ t/mq}$$

Valori di resistenza per attrito in caso per terreni incoerenti									
Unità stratigrafica	z_i (m)	z_f (m)	H_0 (m)	$\delta = \phi'$	τ_{lim} (t/mq)	$A_{i,min}$ (mq)	$A_{i,max}$ (mq)	$Q_{l,min}^F$ (t)	$Q_{l,max}^F$ (t)
C	18.20	21.20	3.00	40°	12.59	7.54	9.43	94.92	118.65
Valore complessivo di resistenza per attrito (ϕ min)								94.92	t
Valore complessivo di resistenza per attrito (ϕ max)								118.65	t

7.1.2.3 Portata limite complessiva per palo isolato

Considerando il contributo fornito dalla portata per attrito nei terreni coesivi e nei terreni incoerenti, attraversati dal palo di fondazione di lunghezza 25.00 m si ottengono le portate nel caso di pali di fondazione con diametro variabile secondo il range previsto da progetto:

$$\phi = 800 \div 1000$$

Come detto in precedenza, la portata complessiva del palo di fondazione terrà conto solo del contributo fornito dall'attrito laterale nel contatto palo-terreno, potendo trascurare gli effetti di portata di base forniti dallo strato coesivo al di sotto del palo. Oltre ai valori di portata, si dovrà tenere conto della parte di resistenza impegnata per compensare il peso proprio del palo secondo la formula:

$$Q_T = Q_P + Q_S - W_P$$

Con

$$W_p = 2.5 \cdot \pi \cdot D^2 / 4 \cdot L_p$$

Portata complessiva per palo di fondazione isolato		
Contributo alla portata	Valori per $\phi = 800$	Valori per $\phi = 1000$
Portata di base (t)	-	-
Portata per attrito laterale (t)	terreno coesivo	282.11
	terreno incoerente	94.92
Peso proprio palo (t)	31.42	49.09
Portata complessiva (t)	345.61	422.15

I valori ottenuti dipendono sia da parametri caratteristici del terreno (che a loro volta sono funzione del tipo e della modalità esecutiva del palo), sia dalle ipotesi assunte per simulare il comportamento a rottura del complesso palo-terreno.

Per tale motivo, in realtà, risulta necessario applicare un coefficiente di sicurezza, definito sulla base della influenza dei vari fattori sul comportamento complessivo del palo.

Seguendo i valori suggeriti dall'AGI (1984; 1997), è possibile considerare una portata ammissibile secondo il rapporto:

$$Q_{lim} = \frac{Q_{TOT}}{FS}$$

Poiché, nel caso in esame, il carico limite è affidato alla sola resistenza laterale lasciando le deformazioni dovute alla portata di base in campo elastico, si fa riferimento al valore massimo suggerito per il fattore di sicurezza:

$$1.75 \leq FS \leq 2.5 \Rightarrow FS = 2.5$$

Tenendo conto dei valori di portata limite a rottura calcolati si ottiene:

$$Q_{lim}^{min} = \frac{345.61}{2.5} = 138.24 \text{ t}$$

$$Q_{lim}^{max} = \frac{422.15}{2.5} = 168.86 \text{ t}$$

7.2 Calcolo della portata del palo isolato mediante prove CPT

Nel paragrafo presente si porta il calcolo della portata di un palo di fondazione considerato come isolato attraverso la trattazione vista nei capitoli precedenti (vedi § 2.5.1), elaborata da Bustamante-Gianeselli (metodo LCPC).

Scopo del calcolo è quello di verificare la coerenza dei risultati con quelli ottenuti applicando i criteri da normativa AGI.

Dalle considerazioni precedenti, si valuta il caso di pali sospesi, per i quali è possibile ritenere trascurabile l'apporto alla portata complessiva fornito dalla portata di base.

Questa semplificazione, consente un maggiore grado di precisione nella valutazione della portata. Infatti parte della difficoltà nella applicazione del metodo detto alla stima della capacità di portata dei pali è legata ai coefficienti da definire nella valutazione della portata di base.

Considerando dunque il solo apporto fornito dalle tensioni tangenziali lungo il piano di contatto palo-terreno, si fa riferimento alla formula elaborata dagli autori dell'algoritmo:

$$Q_{Lim} = Q_L^F = \sum Q_{Li}^F = \sum q_{Si} \cdot \pi \cdot D \cdot l_i$$

D diametro del palo di fondazione

q_{Si} valore limite di resistenza d'attrito laterale per lo strato i -esimo

l_i dimensione dello strato i -esimo

Il valore limite di resistenza d'attrito laterale è ricavato secondo la correlazione con la resistenza misurata alla infissione della punta del penetrometro:

$$q_{Si} = \frac{q_C}{\alpha}$$

in cui il parametro α di proporzionalità è valutato in funzione del tipo di terreno e della categoria entro cui ricade la tipologia di pali previsti.

Nel caso in esame, i pali di fondazione di progetto sono pali trivellati (cast screwed pile), per i quali si può ricorrere ai valori tabellati per la categoria IA sia per il valore del fattore α , sia per il valore limite di q_s prevista:

Natura del suolo	q_c	Fattore α				Valore massimo q_s					
		Categorie									
		I		II		I		II		III	
		IA	IB	IIA	IIB	IA	IB	IIA	IIIB	IIIA	IIIB
Argille poco addensate	<10 0	30	30	30	30	0.15	0.15	0.15	0.15	0.30	-
Argille mediamente compattate	100 - 500	40	80	40	80	(0.8) 0.35	(0.8) 0.35	(0.8) 0.35	0.3 5	0.8	>1. 2
Limi e sabbie sciolte	<50 0	60	150	60	120	(1.2) 0.8	(0.8) 0.35	(1.2) 0.8	0.8	1.2	>2. 0
Argille da compatte a molto compatte	>50 0	100	200	100	200	(1.2) 0.8	(0.8) 0.35	(1.2) 0.8	0.8 0	1.20	>2. 0
Sabbia addensata e ghiaiosa	500 - 120 0	60	80	60	80	(1.5) 1.2	(1.2) 0.8	(1.5) 1.2	1.2 0	1.50	>2. 0
Sabbia molto addensata e ghiaia	120 0	150	300	150	200	(1.5) 1.2	(1.2) 0.8	(1.5) 1.2	1.2 0	1.50	>2. 0

La possibilità di considerare coefficienti di riferimento per ogni tipologia di terreno, compresa quella per terreni non coesivi, comporta il vantaggio di un metodo unico per l'analisi dell'intero sottosuolo indagato.

Applicando i coefficienti messi in evidenza nella tabella sopra riportata, si ottengono i seguenti valori per il calcolo della portata limite laterale:

Valori di resistenza per attrito (metodo LCPC)									
Unità stratigrafica	z_i (m)	z_f (m)	H_0 (m)	α	q_{Si} (t/mq)	$A_{i,\min}$ (mq)	$A_{i,\max}$ (mq)	$Q_{l,\min}^F$ (t)	$Q_{l,\max}^F$ (t)
B1a	4.00	6.80	2.80	30	2.67	7.04	8.80	18.80	23.49
B1b	9.60	18.20	8.60	40	4.05	21.62	27.02	87.54	109.42
B2	6.80	9.60	2.80	40	4.2	7.04	8.80	29.56	36.94
C	18.20	21.20	3.00	150	13.3	7.54	9.43	100.3	125.35
D	21.20	29.00	7.80	8.0	7.67	19.60	24.50	150.36	187.95
Valore complessivo di resistenza per attrito (ϕ min)								386.56	t
Valore complessivo di resistenza per attrito (ϕ max)								486.15	t

Ai valori ottenuti è necessario applicare la correzione prevista

$$\overline{Q}_N = \frac{Q_{\lim}}{1.4}$$

legata alla incertezza nella determinazione delle costanti di proporzionalità e quindi, nel caso in esame, solo del coefficiente α .

Il risultato complessivo della trattazione seguendo l'approccio di Gianeselli-Bustamante, per i due valori limite di diametro del palo considerati sarà:

$$\overline{Q}_{N,\min} = \frac{386.56}{1.4} = 276.11 \text{ t}$$

$$\overline{Q}_{N,\max} = \frac{486.15}{1.4} = 345.11 \text{ t}$$

avendo indicato con

\overline{Q}_N portata nominale del palo di fondazione

Volendo anche in questo caso ottenere una stima di portata ammissibile, si ricorre al valore di fattore di sicurezza adottato per il calcolo attraverso i criteri suggeriti dall'AGI:

$$Q_{amm}^{\min} = \frac{276.11}{2.5} = 110.44 \text{ t}$$

$$Q_{amm}^{\max} = \frac{345.11}{2.5} = 138.04 \text{ t}$$

7.3 Confronto fra gli approcci adottati

Considerando anche per le correlazioni fra capacità portante e misurazione da CPT, il contributo fornito dal peso proprio del palo di fondazione, si vuole proporre un breve confronto fra i risultati ottenuti attraverso l'applicazione dei criteri di calcolo suggeriti dalla normativa AGI e quelli dall'approccio empirico elaborato da Gianeselli-Bustamante.

Valori di resistenza per attrito laterale (t)				
	SLU		Portata ammissibile	
Metodo di calcolo	Q_{lim}^F min	Q_{lim}^F max	Q_{lim}^F min	Q_{lim}^F max
Criteri calcolo AGI	377.03	471.24	138.24	168.86
Approccio LCPC	276.11	345.11	110.64	138.04
Rapporto medio Q_{LCPC}/Q_{AGI}	0.73	0.73	0.80	0.82
Errore commesso $Q_{AGI} - Q_{LCPC}$	100.92	126.13	27.60	30.82

I valori ottenuti rientrano nella valutazione della affidabilità del metodo secondo la tabella già proposta al capitolo 2.5.2 e qui di seguito riportata:

Pile capacity method	Best fit calculations		Arithmetic calculations of Q_p/Q_m				Cumulative probability			±20% Accuracy (%)		Overall rank		
	Q_{fit}/Q_m	R^2	R1	Mean	σ	R2	Q_p/Q_m at P_{50}	Q_p/Q_m at P_{90}	R3	Log normal	Histogram	R4	RI	Final rank
de Ruiter and Beringen	1.02	0.96	1	0.98	0.25	1	0.93	1.31	2	57.4	45.7	2	6	1
LCPC	0.97	0.95	2	1.07	0.26	2	1.03	1.42	1	59.5	60.0	1	6	1
α method	0.89	0.91	5	1.09	0.41	3	1.02	1.62	3	43.1	40.0	5	16	3
Philipponnat	1.23	0.95	9	1.15	0.35	4	1.17	1.78	4	47.7	48.6	3	20	4
Schmertmann	1.16	0.96	6	1.21	0.36	6	1.19	1.7	5	44.2	42.9	4	21	5
β method	1.05	0.92	3	1.22	0.33	7	1.23	1.52	6	37.9	31.4	6	23	6
Aoki and De Alencar	0.89	0.94	4	0.81	0.27	5	0.74	1.13	7	37.6	31.7	7	23	6
Price and Wardle	0.82	0.92	8	0.78	0.32	8	0.72	1.21	8	30.7	22.9	9	33	8
Tunay and Fakhroo	1.18	0.96	7	1.37	0.34	10	1.39	1.8	9	31.4	22.9	8	34	9
Penpile	0.57	0.95	10	0.63	0.22	9	0.59	0.87	10	16.8	5.7	10	39	10

Note: Rank index, RI=R1+R2+R3+R4; R^2 =coefficient of determination, σ : standard deviation; P_{50} =cumulative probability at 50%; P_{90} =cumulative probability at 90%.

Il metodo LCPC tende a sottostimare la capacità portante del palo fino ad un valore del 3% e risulta pertanto un approccio cautelativo.

Si ritiene importante sottolineare nuovamente come il carattere empirico delle correlazioni proposte fra i risultati da CPT e valori di carico dei pali non sia libero da forti fonti di incertezze: questo aspetto motiva la possibilità di variazioni, anche rilevanti, fra prove di carico su pali, in funzione della modalità di esecuzione ed interpretazione dei risultati ottenuti.

7.3.1 Affinamento valori di portata

Nell'analisi precedentemente fatta, si è valutata, attraverso i criteri suggeriti dall'AGI, utilizzando un coefficiente di proporzionalità (coefficiente di aderenza) fra le tensioni tangenziali e la coesione non drenata

$$\alpha = \frac{\tau_{\text{lim}}}{c_u} \cong 0.8$$

Questa semplificazione era giustificata dalla finalità dello studio, atta a confrontare i valori ottenibili con diversi approcci.

Dal confronto fra i risultati e tenuto conto del valore massimo ricavabile mediante l'approccio LCPC e il valore di minimo previsto attraverso i criteri suggeriti dall'AGI, si motiva la scelta progettuale di pali con dimensioni:

$$\begin{aligned} \phi &= 800 \text{ mm} && \text{diametro del palo} \\ L &= 25 \text{ m} && \text{lunghezza del palo.} \end{aligned}$$

Per proseguire nello studio delle soluzioni progettuali relative alla realizzazione dell'edificio, si ritiene necessario aumentare il grado di precisione riproponendo un calcolo della portata del palo di fondazione secondo una definizione più puntuale del parametro α .

Il coefficiente empirico di aderenza dipende dal tipo di terreno, dalla resistenza al taglio non drenata del terreno indisturbato e dalla tecnica costruttiva del palo.

Confrontando i valori suggeriti dall'Associazione Geotecnica Italiana con le curve definite nella correlazione grafica elaborata da Mc Clelland, si assumono, per il caso in esame (pali trivellati), i seguenti valori:

Valori di resistenza per attrito in caso per terreni coesivo								
Unità stratigrafica	z_i (m)	z_f (m)	H_0 (m)	α	c_U (t/mq)	τ_{lim} (t/mq)	$A_{i,min}$ (mq)	Q_i^F (t)
B1a	4.00	6.80	2.80	0.4	6.5	2.6	7.04	18.30
B1b	9.60	16.20	6.60	0.6	4.5	2.7	16.59	44.7
	16.20	18.20	2.00	0.6	(8.0)	4.8	5.03	24.14
B2	6.80	9.60	2.80	0.6	5.0	3.0	7.04	21.12
C	18.20	21.20	3.00	-	-	12.59	7.54	94.92
D	21.20	29.00	7.80	0.4	8.0	3.2	19.60	62.72

Nell'ambito dell'affinamento dei dati di calcolo, non si considerano variazioni per l'Unità C, in quanto non suscettibile di variazioni dovute all'uso del coefficiente α .

Mediante i nuovi e più precisi valori, si ottiene la portata limite per attrito laterale del palo di fondazione (considerando sempre il caso di pali sospesi):

$$Q_s = \sum Q_{li}^F = 265.90 \text{ t}$$

Applicando il coefficiente di sicurezza previsto dai criteri di calcolo AGI:

$$Q_{lim}^s = \frac{Q_s}{FS} = \frac{265.90}{2.5} = 106.36 \text{ t}$$

Per ottenere il valore di portata complessivo è necessario tenere conto del peso proprio del palo inteso come contributo negativo alla portata complessiva:

$$Q_T = Q_s - W_p$$

Considerando la realizzazione di pali in calcestruzzo, si considera un peso per unità di volume $\gamma_{cls} = 2.5$ t/mc.

Tenendo conto delle dimensioni previste per il palo di fondazione si ottiene la portata limite complessiva del singolo palo:

$$Q_T = Q_S - W_p = 138.24 - 31.42 = 106.82 \text{ t}$$

Riproponendo l'analisi dei carichi totali agenti sul piano di fondazione, è possibile ottenere il numero minimo di pali necessari per la stabilità del caso in esame attraverso il rapporto:

$$n = \frac{W_{TOT}}{Q_T}$$

Distribuzione carichi sul piano di fondazione		
Area platea (valore semplificato)	2200	mq
Altezza platea	1.00	m
Area piani (valore semplificato)	1800	mq
n° piani	11	-
Volume terreno di riporto	1600	mc
Peso per unità di superficie della platea	2,50	t/mq
Peso per unità di superficie dei piani	1.00	t/mq
Peso per unità di volume del terreno di riporto	1,80	t/mc
Peso complessivo dei piani	19800.00	t
Peso complessivo platea	5500.00	t
Peso complessivo terreno di riporto su platea	2880.00	t
Carico complessivo agente sul piano di fondazione	28180.00	t

Considerando, dunque, un palo trivellato con dimensioni da progetto:

$$\phi = 800 \text{ mm}$$

$$L = 25 \text{ m}$$

saranno necessari un numero complessivo di

$$n = \frac{28180}{106.82} \cong 270 \text{ pali}$$

7.4 Valutazione cedimenti secondo NTC 2008

Per un ulteriore affinamento dei valori ottenuti, si riporta l'analisi della capacità limite di portata dei pali di fondazione attraverso le prescrizioni previste nella nuova *Normativa Tecnica per le Costruzioni* (NTC).

Il DM 14/01/2008 prevede, per la scelta del tipo di palo ed il suo dimensionamento due possibili approcci:

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

I coefficienti che devono essere adottati secondo i due approcci previsti sono riportati in tabella:

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Seguendo quanto prescritto dalla normativa (vedi NTC, § 6.4.3.1), è possibile applicare il primo approccio (Approccio 1), per la valutazione della portata limite, per le combinazioni di carico da considerare:

- combinazione 1:

$$A_1 + M_1 + R_1$$

dove

- A_1 $\gamma_F = 1.3$ per carichi permanenti strutturali
 $\gamma_F = 1.5$ per carichi variabili e permanenti non strutturali
- M_1 $\gamma_{C'}$ = 1.0 coesione efficace
 $\gamma_{\phi'}$ = 1.0 tangente dell'angolo di resistenza al taglio
 γ_{Cu} = 1.0 resistenza non drenata
- R_1 $\gamma_R = 1.0$ per pali infissi e trivellati

- combinazione 2:

$$A_2 + M_1 + R_2$$

- A_2 $\gamma_F = 1.0$ per carichi permanenti strutturali
 $\gamma_F = 1.3$ per carichi variabili e permanenti non strutturali
- M_1 $\gamma_{C'}$ = 1.0 coesione efficace
 $\gamma_{\phi'}$ = 1.0 tangente dell'angolo di resistenza al taglio
 γ_{Cu} = 1.0 resistenza non drenata
- R_2 $\gamma_R = 1.45$ per pali infissi e trivellati

Il coefficiente γ_R è applicato al valore caratteristico della resistenza del palo e permette di calcolarne il valore di progetto. Nel caso in esame il valore caratteristico R_k della resistenza del singolo palo è calcolato facendo riferimento a metodi analitici, dove la resistenza è con l'impiego delle relazioni empiriche precedentemente viste che utilizzano direttamente prove in sito.

Da normativa risulta necessario tenere in considerazione il fattore di correzioni in funzione del numero delle verticali indagate da applicare alla resistenza calcolata.

Nel definire il numero delle verticali indagate si fa riferimento alle verticali di indagine che arrivano alla profondità pari alla lunghezza dei pali, che permettono di ottenere una caratterizzazione completa del sottosuolo:

$$\xi_3 = 1.55 \text{ per 4 verticali indagate}$$

$$\xi_4 = 1.42 \text{ per 4 verticali indagate}$$

Il valore caratteristico del carico risulta essere pari a 12.81 t/mq, mentre il valore di progetto lo si ricava considerando i coefficienti moltiplicativi A1 e A2 per le diverse tipologie di carico:

Definizione valore di carico di progetto combinazione 1			
Tipologia di carico	Valore caratteristico (t/mq)	γ_F	Valore di progetto (t/mq)
Carico permanente strutturale	11.50	1.3	14.95
Carico accidentale	1.31	1.5	1.965
Carico totale	12.81	-	16.915

Definizione valore di carico di progetto combinazione 2			
Tipologia di carico	Valore caratteristico (t/mq)	γ_F	Valore di progetto (t/mq)
Carico permanente strutturale	11.50	1.0	11.50
Carico accidentale	1.31	1.3	1.703
Carico totale	12.81	-	13.203

Sviluppando i calcoli relativi alla portata limite, considerando il carico di progetto, si ottengono valori di portata limite prossimi a quelli precedentemente ricavati:

$$Q_{lim} \cong 130.00 \text{ t}$$

e quindi la necessità di un numero complessivo di pali per l'area indagata:

$$n = 220$$

7.5 Considerazione sulla portata di pali in gruppo

Nel dimensionamento di un insieme di pali è necessario considerare la presenza dell'interazione tra i pali: il comportamento di un palo del gruppo, infatti, non è necessariamente uguale al comportamento del palo isolato, sia in termini di rigidezza che di resistenza.

I principali fattori che influenzano l'interazione fra pali sono la distanza tra essi, il metodo di messa in opera e la natura del terreno di fondazione

L'interferenza causata dalla vicinanza con altri pali può essere stimata attraverso il ricorso ad un coefficiente di proporzionalità definito come fattore di efficienza η .

La portata complessiva, dunque, della struttura di fondazione non sarà la semplice somma delle portate dei singoli pali, ma sarà determinata dalla formula:

$$Q = \eta \cdot n \cdot Q_{TP}$$

Avendo indicato con

Q_{TP} portata complessiva del palo singolo

Il coefficiente η è dunque funzione dell'interasse della palificata e delle tecniche di realizzazione previste: in generale si possono stimare i seguenti valori di riferimento:

$\eta \cong 1$ per terreni incoerenti⁵ e interassi non inferiori a 3 volte il diametro

$\eta \cong \frac{2}{3}$ per la portata di base di pali trivellati⁶ in terreni incoerenti

$\eta < 1$ per terreni coesivi

Rifacendosi all'esperienza di Whitaker (1957) su modelli di laboratorio, si definisce, per pali in terreni coesivi, collegati in testa da una struttura che non interagisce con il terreno, un range di valori critici di interasse tra pali:

$$i = (2 \div 4) \cdot \phi$$

⁵ Il valore di efficienza in caso di terreni incoerenti può divenire inferiore all'unità nel caso di pali trivellati eseguiti senza una particolare cura e con effetti di allentamento del terreno fra i pali.

⁶ Il valore deriva dall'esperienza di Meyerhof (1976) ed è causato dalla decompressione a cui è soggetto il terreno per effetto dello scavo precedente la realizzazione del palo.

Per valori di interasse contenuti in questo intervallo la palificata può essere considerata come un unico blocco con capacità portante definita dal perimetro esterno della palificata stessa tenendo conto di un fattore di efficienza:

$$\eta = 0.6 \div 0.8$$

Tale coefficiente aumenta verso l'unità all'aumentare dell'interasse.

Nel caso di una struttura di collegamento in testa ai pali interagente con il terreno sottostante è possibile considerare la palificata come blocco unico in cui la portata di base deve essere ridotta mediante un fattore di capacità portante

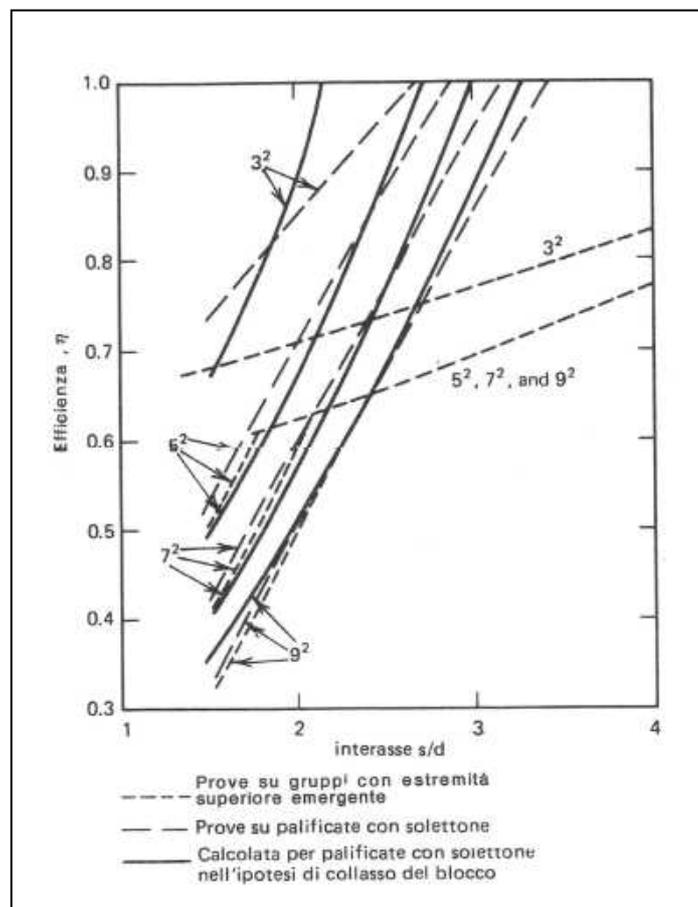
$$N_c = 5.14 \cdot (1 + 0.2 \cdot B/L) \cdot (1 + D/(12 \cdot B))$$

dove

D profondità del piano di posa intesa coincidente con la lunghezza dei pali di fondazione.

Nel caso in esame, facendo riferimento a dati ricavati da letteratura scientifica e confrontando tali valori con le curve definite nel diagramma di Whitaker (1970), si valuta una efficienza della palificata:

$$\eta \cong 1$$



Inoltre l'aver trascurato la portata di base nell'ipotesi di pali sospesi, consente di prescindere dal calcolo del fattore di portata N_C e di considerare quindi la capacità di portata dell'intera palificata come la somma dei contributi dei singoli pali.

L'interasse minimo da rispettare per limitare l'interferenza fra i diversi pali, considerando un diametro di progetto $\phi = 800$, è di

$$i_{\min} = 3 \cdot \phi = 2.40 \text{ m}$$

Volendo mantenere una disposizione regolare dei pali di fondazione, si nota che è possibile applicare il valore minimo di interasse per pali per il numero complessivo di pali previsti in conseguenza al calcolo della portata limite.

In particolare, considerando la trattazione mediante i criteri di calcolo suggeriti dall'AGI⁷, si pone la distanza minima fra due pali vicini sia da assumere maggiore di 3 volte il diametro.

⁷ Il grado di approssimazione considerato è considerato accettabile per i fini della trattazione presente, oltre ad essere giustificato dalle ipotesi di assenza di portata di base e di classificazione del terreno in macrounità lito-stratigrafiche.

7.6 Disposizione palificata di fondazione

I calcoli precedenti erano eseguiti nell'ipotesi di comportamento agli Stati Limite Ultimi, tenendo conto di approssimazioni dovute alla geometria dell'area di carico, alla caratterizzazione geotecnica del sottosuolo attraverso macrounità, alla stima dei carichi applicati sulla base di esperienze da edifici simili già realizzati.

Oltre a questi aspetti, sono da aggiungere le fonti di incertezza legate alle ipotesi poste nei metodi di calcolo e sui coefficienti correttivi assunti sulla base di database da prove sperimentali.

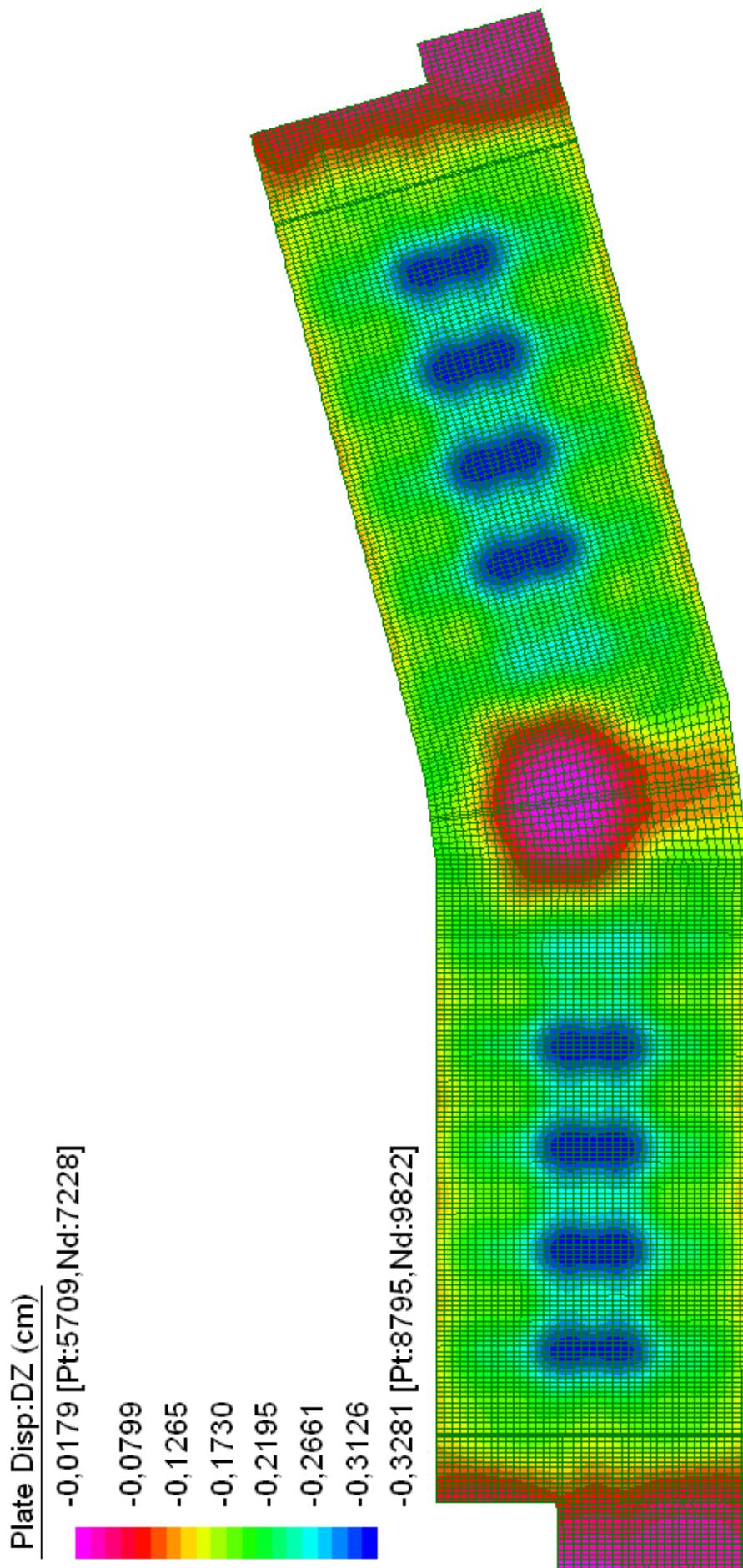
Volendo ora valutare con maggiore attenzione l'applicazione delle fondazioni profonde al caso in esame è necessario tenere conto delle considerazioni precedenti. La correzione, dunque, dei risultati ottenuti comporta l'adozione di un numero minimo di

$$n = 206 \text{ pali}$$

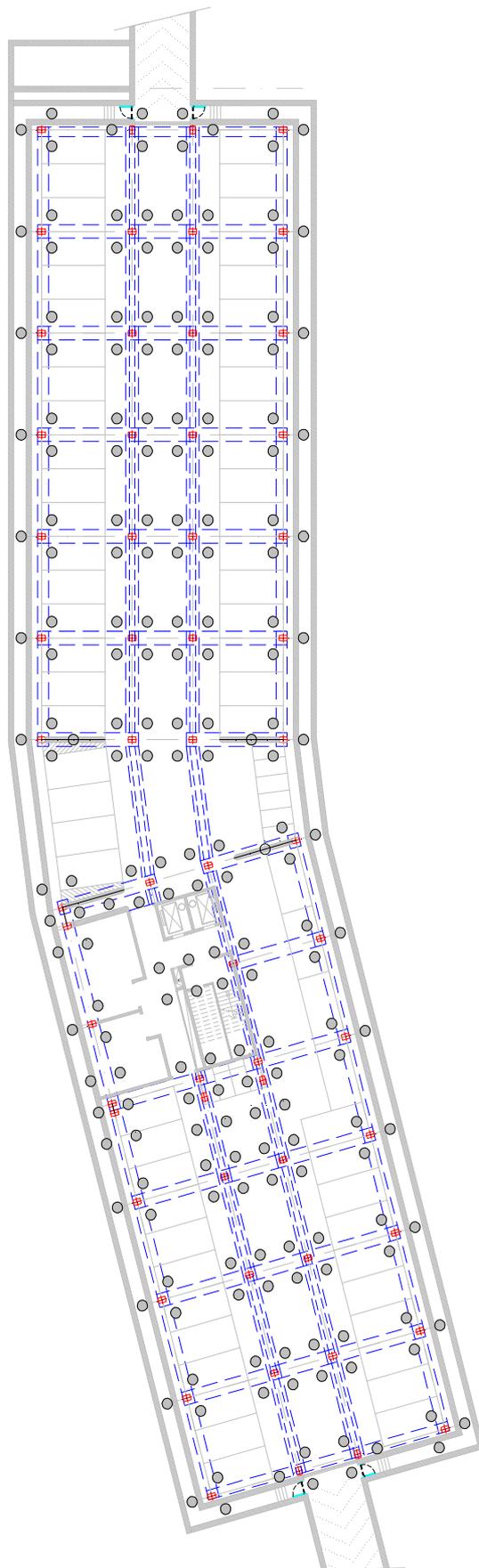
da distribuire secondo le zone ritenute più sensibili al carico applicato.

Per valutare la disposizione da assumere, si fa riferimento alla diffusione delle deformazioni verticali da soli carichi verticali secondo l'approccio A1 (NTC Cap 6.2.3.1.1 – Azioni), fornite dallo studio progettuale (Planning s.r.l.) incaricato della analisi delle strutture.

Tale carta cromografica, è ottenuta applicando al terreno un valore medio nel modello per la costante di Winkler pari a $K_w = 7.00 \text{ kg/cm}$



Come si evince dalla rappresentazione grafica, le regioni maggiormente sensibili al carico verticale saranno racchiudibili nel corridoio centrale della struttura, per cui i pali di fondazione verranno infittiti in corrispondenza di tale area secondo lo schema riportato di seguito.



I pali di fondazione sono divisibili in gruppi di 4 (per l'area centrale maggiormente caricata) e di 3 (zone laterali).

In corrispondenza di ogni gruppo si pone un elemento plinto di collegamento dello spessore di circa $z_{PL} = 1.00$ m

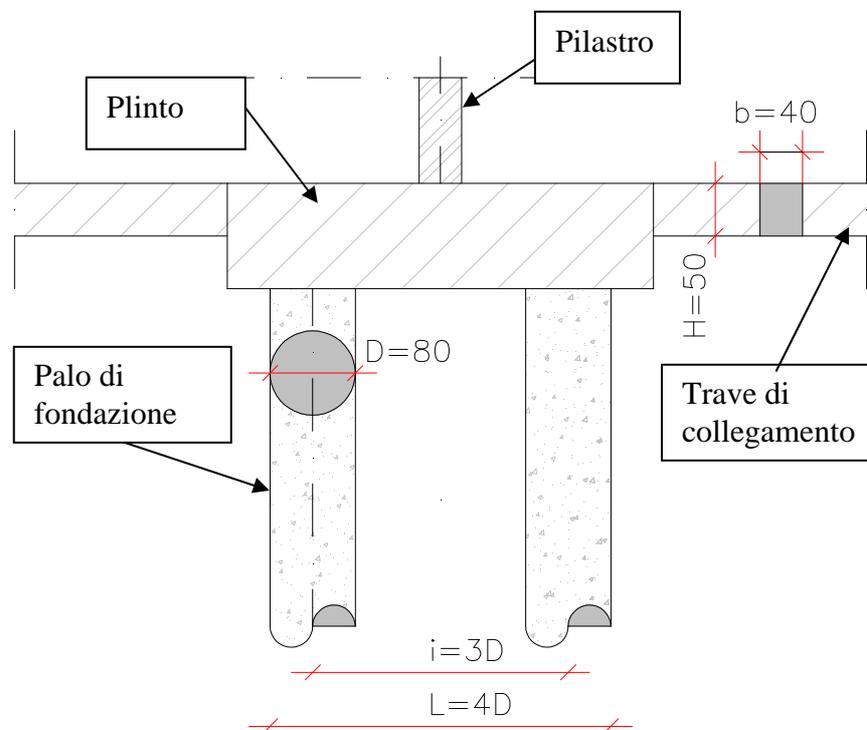
mentre si pone una soletta dello spessore di

$$z_S = 0.50 \text{ m}$$

in corrispondenza del vano ascensore e corpo scale.

Il collegamento tra i pali avviene mediante travi in cemento armato di sezione:

$$A_{TR} = 40 \times 50$$



Volendo procedere con la valutazione dei cedimenti in conseguenza alla scelta progettuale di fondazioni profonde, si ritiene di poter considerare solo il caso in cui il carico assorbito dal pilastro, e il conseguente cedimento, risultino maggiori.

Per tale motivo si valuta l'area di interesse di un plinto posto lungo il corridoio centrale dell'edificio per ottenere il carico da applicare al singolo palo di fondazione.

$$A_i = 5.94 \cdot 7.50 = 44.55 \text{ mq}$$

Avendo considerato un carico complessivo per unità di superficie come applicato uniformemente su tutta l'area di carico:

Carico complessivo sul piano di fondazione		
Area platea (valore semplificato)	2200	mq
Altezza platea	1.00	m
Area piani (valore semplificato)	1800	mq
n°piani	11	-
Peso proprio platea ⁸	2,50	t/mq
Peso per unità di superficie dei piani	1.00	t/mq
Peso complessivo piani	19800	t
Carico agente sulla platea per struttura sovrastante	9.00	t/mq
Peso per unità di volume del terreno di riporto	1,80	t/mc
Volume terreno di riporto	1600	mc
Peso terreno di riporto su platea	1,31	t/mq
Carico complessivo agente sull'area sottostante la platea	12.81	t/mq

si ottiene una pressione complessiva trasmessa dal pilastro (intesa come carico concentrato) di:

$$P_{PIL} = \frac{P_{TOT}}{n_{PIL}} = \frac{28182.0}{58} = 485.90 \text{ t}$$

Tale carico inteso come concentrato, viene considerato come ripartito in maniera uniforme fra i pali di fondazione sottostanti il pilastro.

Considerando una disposizione dei pali di fondazione a maglia rettangolare è possibile ricavare la componente di carico assorbita da ogni singolo palo:

$$P_i = \frac{P_{PIL}}{4} \cong 120 \text{ t}$$

Tale valore risulta:

- inferiore a quello limite di capacità portante del palo di progetto precedentemente calcolato secondo la NTC
- prossimo ai valori calcolati mediante i metodi LCPC e i criteri AGI

⁸ Sebbene nel caso in esame non si abbia più la soluzione unica di platea per tutta l'area di fondazione, per il livello di approssimazione adottato in questa trattazione, si ritiene di non commettere un errore significativo assumendo lo stesso valore di carico in quanto si vuole intendere incluso in questo valore il peso dei singoli plinti di fondazione e delle travi di collegamento.

Ai fini della attuale trattazione non si procede nella analisi strutturale del palo di fondazione, considerando solo in termini qualitativi tale soluzione al fine di poter ottenere valori indicativi per un confronto con i risultati legati alle altre soluzioni per la struttura di fondazione considerate (vedi cap 7 – 9).

Dalla conoscenza del carico applicato al palo, è possibile procedere nella valutazione dei cedimenti che tale struttura di fondazione subirà.

7.7 Analisi dei cedimenti per fondazione su gruppo di pali

Si procede facendo riferimento alla trattazione del problema elaborata dal professore Righi in collaborazione agli ingegneri Orsoni e Gelsi⁹ di cui si riporta una sintesi nei prossimi paragrafi.

L'analisi dei cedimenti subiti dalla struttura di fondazione pensata come realizzata su pali di fondazione di dimensioni

$$\phi = 800 \text{ mm}$$

$$L = 25.00 \text{ m}$$

viene sviluppata mantenendo distinti i casi di:

- palo isolato
- gruppo di pali

Tale suddivisione consente una maggiore snellezza di trattazione e fornisce un'indicazione importante sul contributo ai cedimenti fornito dalla presenza ed interazione fra più pali posti fra loro ad un interasse minimo di

$$i = 3 \cdot \phi = 2.40 \text{ m}$$

Avendo considerato pali sospesi, si è posta l'ipotesi iniziale di un carico totalmente affidato alla portata per attrito laterale.

Nella valutazione dei cedimenti, si ritiene di poter prescindere dal contributo fornito dalla portata di base.

Tale ipotesi di procedura nasce dalla consapevolezza che la portata di base fornisce un contributo non trascurabile laddove si presenti una deformazione in campo plastico del terreno circostante, ma perché questo avvenga, data la profondità relativamente elevata di riferimento, sono necessari cedimenti elevati e quindi non ammissibili al fine della stabilità dell'opera da realizzare.

7.7.1 Cedimento per palo singolo

⁹ Per semplicità di esposizione ci si riferirà in seguito all'approccio proposto indicandolo come metodo ROG (Righi – Orsoni – Gelsi)

Per la valutazione dell'abbassamento di un palo di fondazione si assumono alcune ipotesi semplificative che verranno in un secondo tempo rimosse attraverso l'applicazione di coefficienti e di formule correttive al fine di ottenere una trattazione fluida e al contempo sufficientemente vicina al comportamento reale del terreno.

7.7.1.1 Approccio semplificato

Si pongono le seguenti ipotesi:

- comportamento del terreno in campo elastico-lineare
- palo reale assimilabile ad un palo ideale costituito da materiale uguale al terreno circostante
- palo indeformabile
- andamento del diagramma carico-deformazioni lineare

In particolare: dalla prima ipotesi si ottiene la liceità della sovrapposizione degli effetti, assumendo l'equivalenza di una forza concentrata in un punto generico di uno spazio elastico, mentre nel caso reale sarà necessario tener conto del complesso di tensioni tangenziali distribuite lungo la superficie cilindrica.

Attraverso l'applicazione della seconda ipotesi, si fa riferimento ad uno stato tensionale rappresentabile nel piano di Mohr attraverso un cerchio con centro nell'origine.

Questo comporta che lungo la superficie del palo si sviluppino esclusivamente tensioni tangenziali che risultano, quindi, essere le sole responsabili della deformazione del terreno.

Data la particolare posizione del cerchio si possono assumere i valori di tensione:

$$\tau_v = \tau_r = \tau = \sigma_1 = \sigma_2 = \sigma$$

con le tensioni principali σ_1 e σ_2 sviluppate lungo piani inclinati di 45° rispetto alla superficie laterale del palo.

La tensione principale risulterà diminuire con funzione parabolica all'aumentare della distanza dall'asse del palo di fondazione secondo la espressione:

$$\sigma_r = \sigma \cdot \frac{R}{R+r} = \sigma \cdot \frac{1}{1+\alpha}$$

avendo posto

$$\alpha = \frac{r}{R}$$

Dalla conoscenza dei moduli elastici del terreno si ricava il valore dell'abbassamento secondo la formula:

$$\delta^I = \frac{0.73}{L \cdot E} \cdot P \cdot \log(1 + \bar{\alpha})$$

dove

δ^I	abbassamento in prima approssimazione
$P = P_i + V_P \cdot (\gamma_P - \gamma_t)$	carico applicato in testa al palo
V_P	volume occupato dal palo
$(\gamma_P - \gamma_t)$	peso per unità di volume del palo reale
$(\gamma_P - \gamma_t)$	peso per unità di volume del palo ideale
$V_P \cdot (\gamma_P - \gamma_t)$	incremento di carico sul terreno per realizzazione del palo reale
$\bar{\alpha}$	rapporto critico oltre al quale le tensioni trasmesse al terreno sono trascurabili.

Per la stima del modulo elastico si fa riferimento alle correlazioni:

$$E = \frac{\Delta\sigma_V}{C \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{V0} + \Delta\sigma_V}{\sigma'_{V0}}\right)} \quad \text{per materiale normalconsolidato (NC)}$$

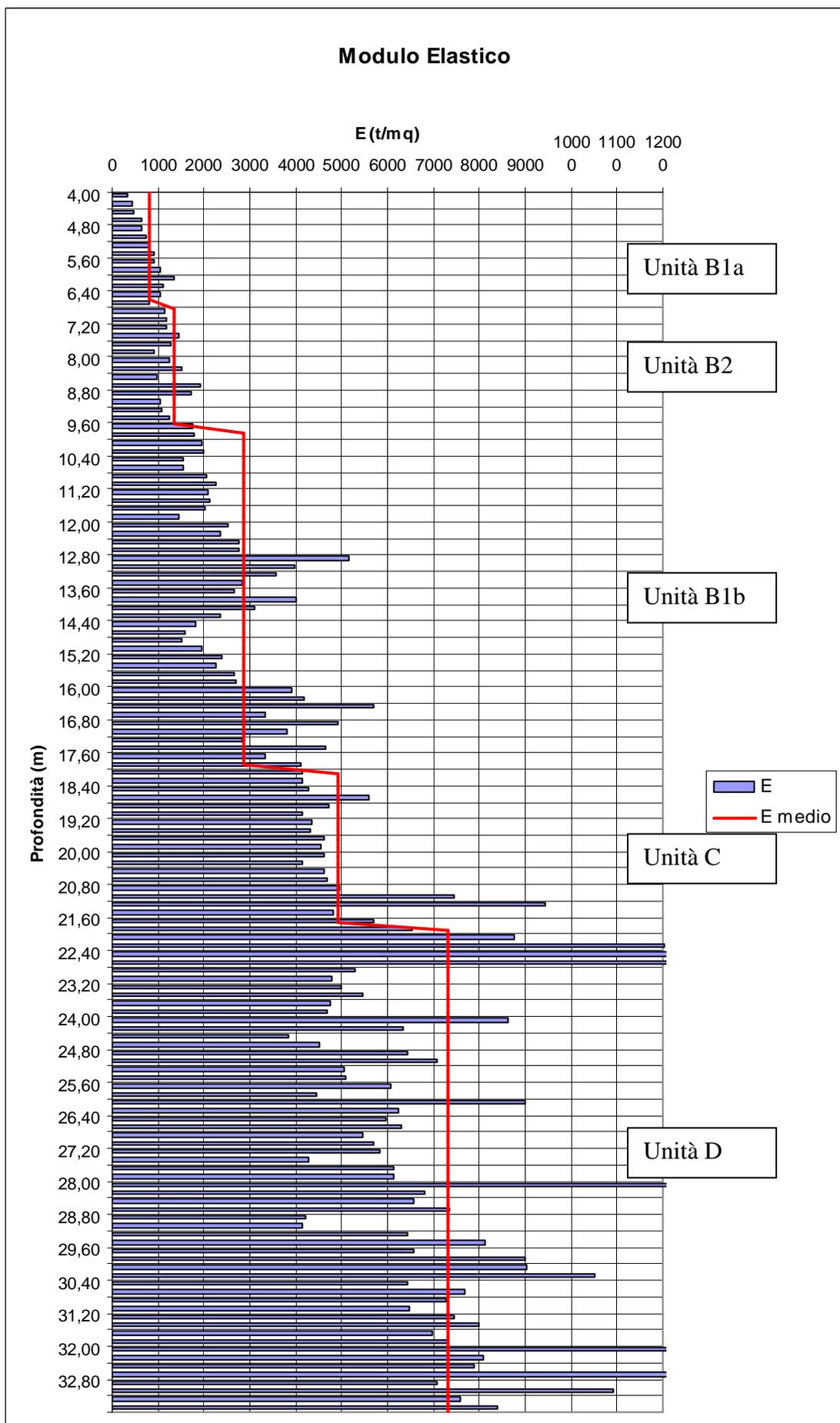
$$E = \frac{\Delta\sigma_V}{C_r \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{V0} + \Delta\sigma_V}{\sigma'_{V0}}\right)} \quad \text{per materiale sovraconsolidato (OC)}$$

$$E = \frac{\Delta\sigma_V}{C \cdot \log\left(\frac{\sigma'_P + \Delta\sigma_V}{\sigma'_P}\right)} \quad \text{per materiale sottoconsolidato (UC)}$$

Considerando i valori medi delle costanti di compressibilità per le macrounità litostratigrafiche considerate, si ricavano i valori di moduli elastici riportati in tabella e in forma grafica nell'istogramma¹⁰ seguente:

¹⁰ Poiché i pali previsti hanno profondità fino a 25.001 m dal piano di scavo, si fa riferimento per i dati relativi alle unità stratigrafiche, ai dati forniti dalla prova CPT-8: i valori ottenuti da questa indagine, infatti, forniscono, essere a parità di profondità raggiunta (33 m da p.c.), il valore di cedimento maggiore (vedi § 6.3.1.2)

Unità	Modulo elastico medio (t/mq)	Spessore (m)
B1a	798.84	2.60
B2	1394.65	2.80
B1b	2857.57	8.00
C	4930.67	3.60
D	7300.77	12.00



Attraverso una media ponderata si ricava un valore medio rappresentativo del modulo elastico del sottosuolo indagato:

$$E_m = \frac{E_{m,B1a} \cdot H_{B1a} + E_{m,B2} \cdot H_{B2} + E_{m,B1b} \cdot H_{B1b} + E_{m,C} \cdot H_C + E_{m,D} \cdot H_D}{H_{B1a} + H_{B2} + H_{B1b} + H_C + H_D} = 4529.68$$

t/mq

Applicando la formula precedentemente vista, si ottiene la stima dell'abbassamento (in metri), per effetto della sola resistenza laterale, del palo di fondazione:

$$\delta^l = \frac{0.73}{L \cdot E} \cdot P \cdot \log(1 + \bar{\alpha}) = \frac{0.73 \cdot (127.5)}{25.0 \cdot 4529.68} \cdot \log(1 + \bar{\alpha}) = 8.2 \cdot 10^{-4} \cdot \log(1 + \bar{\alpha})$$

Dove si è indicato

$\bar{\alpha} = \frac{\bar{r}}{R}$ rapporto limite tra il raggio R del palo e la distanza radiale \bar{r} dal fusto del palo oltre alla quale l'azione dell'aderenza laterale non ha più effetto deformativo sul terreno

Questo parametro fornisce, quindi, la dimensione della colonna¹¹ di terreno attorno al palo considerato entro la quale si esauriscono le azioni tangenziali deformative dovute allo stesso palo.

Nell'approccio in esame (ROG), si considera, come possibile percorso di definizione del parametro, la lunghezza di deformazione in riferimento alla pressione litostatica efficace, ponendo che la distanza cercata risulta essere quella per la quale la tensione di compressione agente sulla biella diviene minore del 10% della pressione litostatica efficace:

$$\sigma_r = \sigma \cdot \frac{R}{R + \bar{r}} < 0.1 \cdot \sigma'_{v0}$$

da cui si può ottenere come stima di prima approssimazione:

$$\bar{r} = R \cdot \left(\frac{\sigma}{0.1 \cdot \sigma'_{v0}} - 1 \right)$$

in cui la distanza limite cercata risulta essere proporzionale al raggio del palo per un certo valore di pressione di contatto palo-terreno.

¹¹ Nella realtà la colonna di influenza non avrà generalmente un raggio costante in quanto tale zona è fortemente influenzata dalle caratteristiche del terreno e varia in funzione della profondità

Questa formula pone però la condizione implicita che all'aumentare della profondità il raggio di influenza diminuisca in relazione all'aumentare della sola pressione litostatica efficace.

In realtà anche la pressione di contatto aumenta con il procedere in profondità secondo la relazione:

$$\sigma = \tau = k_0 \cdot \mu \cdot \sigma'_{v0} = K \cdot \sigma'_{v0}$$

dove si è posto:

- k_0 coefficiente di spinta a riposo
- μ coefficiente di attrito palo-terreno
- σ pressione di contatto palo-terreno
- K costante del terreno (considerato omogeneo)

Tenendo conto di queste condizioni è possibile riscrivere la formula per la stima della distanza di influenza limite:

$$\bar{r} = R \cdot \left(\frac{K \sigma'_{v0}}{0.1 \cdot \sigma'_{v0}} - 1 \right) = R \cdot \left(\frac{K}{0.1} - 1 \right)$$

dove \bar{r} risulterà costante essendo rapporto fra due costanti.

La definizione dei parametri necessari per ottenere una stima affidabile della distanza limite di influenza, e di conseguenza del rapporto limite $\bar{\alpha}$, risulta complessa sul piano teorico e quindi più facilmente risolvibile attraverso un approccio sperimentale.

Facendo riferimento alle prove di carico su pali trivellati con snellezza $\lambda = L/D = 25 \div 30$ eseguite in terreni prevalentemente argillosi di media consistenza, elaborate dagli autori del metodo in esame, si può considerare il valore del parametro cercato all'interno di un intervallo di ammissibilità:

$$\bar{\alpha} = 5 \div 10$$

Volendo mantenere un approccio cautelativo, si sceglie di adottare il valore massimo ammissibile. Sostituendo nella formula sviluppata per il calcolo dei cedimenti si ottiene in definitiva:

$$\delta^I = 8.2 \cdot 10^{-4} \cdot \log(1+10) = 8.4 \cdot 10^{-4} \text{ mm}$$

7.7.1.2 Correzioni

Il valore ottenuto è stato calcolato sotto le ipotesi di:

- terreno omogeneo in campo elastico-lineare
- palo non deformabile
- palo rigido
- carico trasmesso al terreno dalla base del palo considerato come carico concentrato al centro della base¹²
- il calcolo dell'abbassamento avviene considerando valida l'espressione del Boussinesque

Per affinare il metodo, avvicinandosi così al valore reale di cedimento del palo singolo, si fa ricorso ad alcune correzioni apportate al metodo in uso.

In particolare si rimuovono le ipotesi iniziali, volendo tenere conto di un comportamento del terreno non necessariamente in campo elastico e della deformazione subita dal palo in conseguenza al carico applicato.

Per la componente legata al comportamento del terreno, si applica un coefficiente correttivo che tiene conto:

- della deformazione trasversale attraverso il coefficiente di Poisson (ν)
- dell'effetto di plasticizzazione lungo il piano di contatto palo-terreno (β)

La formula risultante è:

$$\delta'' = \frac{2.3}{\pi \cdot L \cdot E} \cdot P \cdot (1 + \nu) \cdot \log(1 + \bar{\alpha}) \cdot \beta = \frac{2.3}{\pi \cdot L \cdot E} \cdot P \cdot (1 + \nu) \cdot \log(1 + \bar{\alpha}) \cdot \left(\frac{1}{1 - P/P_{\text{lim}}} \right)^\epsilon$$

dove

$$\beta = \left(\frac{1}{1 - P/P_{\text{lim}}} \right)^\epsilon \quad \text{coefficiente correttivo per la plasticizzazione}$$

P/P_{lim} rapporto fra carico applicato e carico limite

¹² In realtà questa ipotesi non viene considerata nel caso in esame, in quanto si è proceduto prescindendo dall'effetto legato alla portata di base.

ε	coefficiente definito sperimentalmente
$(1 + \nu)$	correzione per deformazione trasversale

Considerando, nel nostro caso un rapporto fra i carichi (considerando la portata limite attraverso i criteri suggeriti dall'AGI) di

$$\frac{P}{P_{\text{lim}}} \cong 0.4$$

ed un valore dell'esponente (basato su prove in sito reperite in letteratura scientifica per cantieri simili) di

$$\varepsilon \cong 0.5$$

ed un valore indicativo del coefficiente di Poisson:

$$\nu \cong 0.4$$

si nota come la correzione apportata per tener conto di un comportamento del terreno non elastico lineare sia relativamente trascurabile:

$$\delta'' = (1 + 0.4) \cdot \left(\frac{1}{1 - 0.4} \right)^{0.5} \cdot \delta' = 1.52 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Rimuovendo l'ipotesi di palo ideale, si vuole tenere conto del contributo fornito dall'abbassamento subito dal palo per effetto del carico assiale.

Tale abbassamento non dovrà essere inserito nella formula del cedimento, ma semplicemente aggiunto al risultato complessivo, essendo un contributo legato alla sola natura del palo.

Lo schiacciamento è stimato attraverso la relazione:

$$\delta_p = \frac{P \cdot L}{2 \cdot A_p \cdot E_p} \cdot \left(\frac{P}{P_{\text{lim}}} \right)^\omega$$

in cui:

A_p area di base del palo

E_p modulo elastico del palo

$(P/P_{\text{lim}})^\omega$ coefficiente di non linearità del carico lungo il palo

$L \cdot \left(\frac{P}{P_{\text{lim}}} \right)^\omega$ lunghezza di deformazione teorica

ω coefficiente definito sperimentalmente

Considerando un palo con le dimensioni previste da progetto e riferendosi nuovamente ai valori empirici reperiti per cantieri simili in letteratura scientifica, si ottiene:

$$A_p = 0.5 \text{ mq}$$

$$E_p = 2500000 \text{ t/mq}$$

$$\left(\frac{P}{P_{\text{lim}}} \right) \cong 0.25$$

$$\omega = 1$$

da cui il valore dello schiacciamento in seguito al carico assiale sul palo:

$$\delta_p = \frac{P \cdot L}{2 \cdot A_p \cdot E_p} \cdot \left(\frac{P}{P_{\text{lim}}} \right)^\omega = \frac{127.5 \cdot 25}{2 \cdot 0.5 \cdot 25 \cdot 10^5} \cdot 0.25 = 3.2 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

Si sottolinea che sebbene i valori di riferimento per i diversi coefficienti correttivi siano stati scelti in maniera arbitraria, fra quelli reperiti in letteratura sulla base di prove eseguite in altri cantieri, l'ordine di grandezza sia da ritenere vicino a quello degli abbassamenti reali.

Sommando i valori corretti si ottiene la valutazione del cedimento del palo di fondazione singolo, caricato assialmente:

$$\delta_{TOT} = \delta'' + \delta_p = 1.82 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Valore che per il livello di approssimazione adottato nello studio delle strutture di fondazione può essere ritenuto assolutamente trascurabile.

7.7.2 Pali in gruppo

L'analisi precedente si riferisce al cedimento subito da un palo di fondazione considerato come singolo, o meglio pensando ad un interasse fra i pali sufficientemente ampio da poter considerare il comportamento di ogni singolo palo come se fosse isolato.

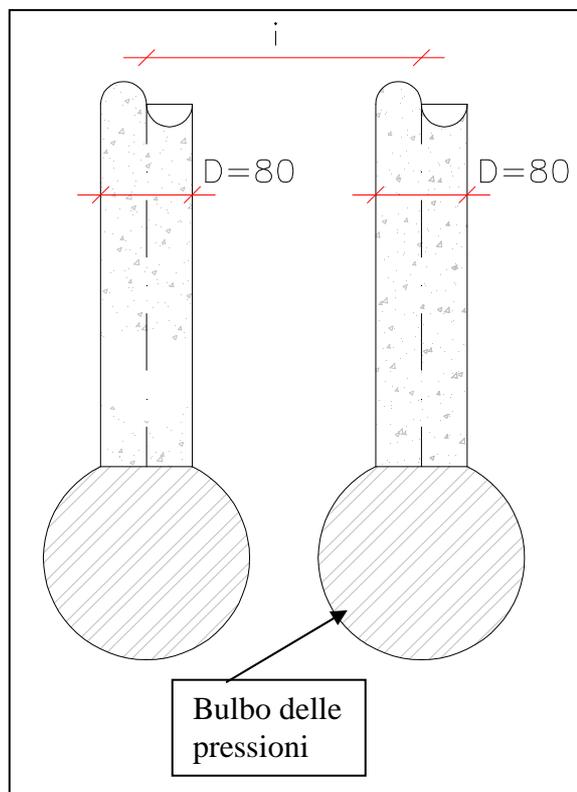
Si considera ora l'abbassamento subito da un palo per effetto in relazione alla presenza dei pali vicini.

Anche in questa trattazione ci riferiremo all'effetto dovuto alla sola aderenza laterale.

Questa semplificazione è adottata sia per le ipotesi poste già nel caso del palo singolo

- pali sospesi
- contributo della portata di base trascurabile
- cedimenti per portata di base non trascurabili solo in condizioni di deformazioni in campo plastico del terreno e quindi molto elevati

Sia per la consapevolezza che, nei casi reali, la distanza reciproca fra i pali, per quanto possa essere modesta, difficilmente potrà comportare significative interferenze nei bulbi delle pressioni sottostanti le loro basi.



Trascurando, quindi la componente relativa alla portata della base, si considera il caso in cui tutto il carico applicato alla testa del palo sia assorbito dalla aderenza laterale.

L'interazione diviene un fattore non trascurabile, quando l'interasse dei pali risulta inferiore alla distanza di influenza delle tensioni sviluppate dal singolo palo.

La sovrapposizione dei diagrammi di tensione, comporta un incremento dello stato tensionale sul terreno circostante l' i -esimo per effetto della vicinanza con i pali restanti e, quindi, un incremento di abbassamento sul palo.

Mantenendo valida l'ipotesi di sovrapposizione degli effetti, sarà possibile valutare il cedimento complessivo come la semplice somma fra l'abbassamento del palo inteso come isolato e il contributo fornito dalla vicinanza con gli altri elementi di fondazione:

$$\delta_{TOT} = \delta_{Pi} + \sum \delta_{i-j}$$

Dove si è esteso il contributo al cedimento, a tutti gli n pali previsti.

7.7.2.1 Caso semplificato

Si riportano le ipotesi semplificative già adottate nel caso del palo isolato:

- comportamento del terreno in campo elastico-lineare
- palo reale assimilabile ad un palo ideale costituito da materiale uguale al terreno circostante
- palo indeformabile
- andamento del diagramma carico-deformazioni lineare

Tale approccio consente una prima valutazione dell'abbassamento subito dall'intera palificata con la previsione di aggiungere le dovute correzioni per avvicinare il modello al caso reale (vedi § 7.5.2.2).

Considerando per semplicità il caso di due pali ($i - j$) l'abbassamento del palo i -esimo, è calcolato secondo la formula:

$$\delta_i' = \underbrace{\frac{2.3}{\pi \cdot L_i \cdot E_i} \cdot P_i \cdot (1 + \nu_i) \cdot \log(1 + \bar{\alpha})}_{\text{Abbassamento palo i}} + \underbrace{\frac{2.3}{\pi \cdot L_j \cdot E_j} \cdot P_j \cdot (1 + \nu_j) \cdot \log\left(\frac{1 + \bar{\alpha}}{1 + \alpha_{ij}}\right)}_{\text{Abbassamento per effetto palo j}}$$

dove si è posto:

$$\alpha_{ij} = \frac{r_{ij}}{R_j}$$

rapporto tra la distanza del fusto del palo j-esimo dall'asse del palo i-esimo ed il raggio del palo j-esimo.

Se tale distanza risulta maggiore della distanza di influenza delle tensioni sviluppate dal palo i-esimo, si assume il valore α_{ij} nullo (ovvero si considera che l'abbassamento avvenga come per un palo isolato data l'elevata distanza fra gli elementi della palificata).

Volendo estendere il caso ad una fondazione con n pali, si potrà estendere la formula esposta mediante una sommatoria che tenga conto degli effetti dovuti agli $(n - 1)$ pali circostanti il palo i-esimo:

$$\delta_i' = \frac{2.3}{\pi \cdot L_i \cdot E_i} \cdot P_i \cdot (1 + \nu_i) \cdot \log(1 + \bar{\alpha}) + \sum_{j=1}^{n-1} \frac{2.3 \cdot P_j \cdot (1 + \nu_j) \cdot \log\left(\frac{1 + \bar{\alpha}}{1 + \alpha_{ij}}\right)}{\pi \cdot L_j \cdot E_j} \cdot \frac{L_j}{L_i}$$

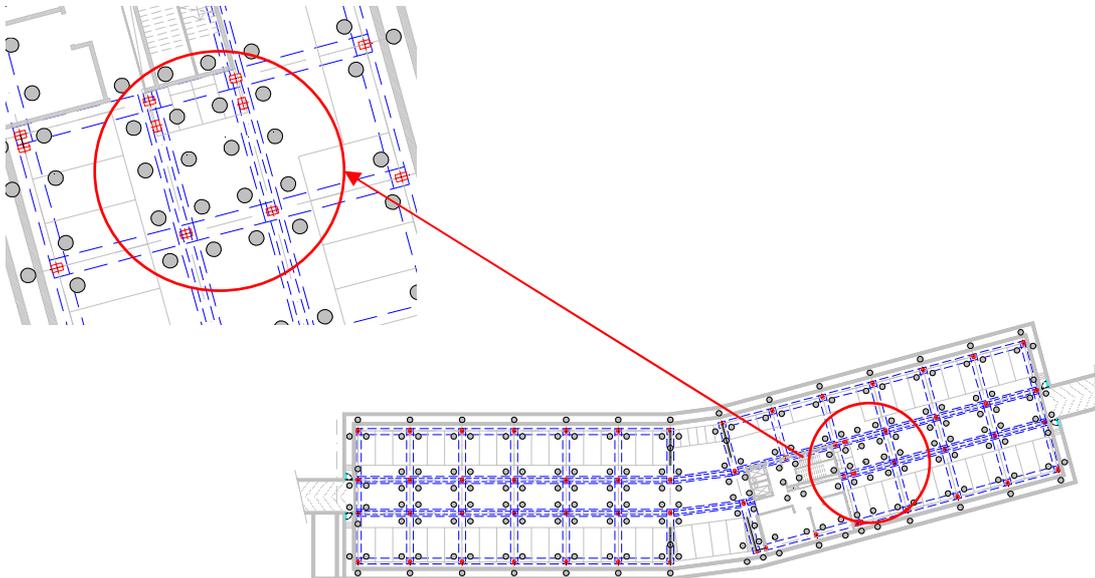
nell'espressione sopra riportata, si è posto un coefficiente $\left(\frac{L_j}{L_i}\right)$ che tiene conto della possibile differenza di lunghezza fra i pali della fondazione. Tale rapporto coefficiente ha significato solo nell'ipotesi che $L_j < L_i$: laddove, infatti, risulti $L_j > L_i$ si assume $L_j/L_i = 1$.

La formula, quindi, consente, sotto le ipotesi poste in principio del paragrafo, di valutare l'abbassamento subito da un palo in funzione:

- delle distanze dei pali vicini r_{ij}
- dei raggi dei pali R_j

- delle diverse lunghezze dei pali	L_j
- del carico agente sul fusto del palo	P_i
- dei carichi agenti sui pali circostanti	P_j
- del modulo di Joung del terreno laterale	E
- del modulo di Poisson del terreno laterale	ν
- del rapporto fra la distanza di influenza e il raggio del palo	$\bar{\alpha}$

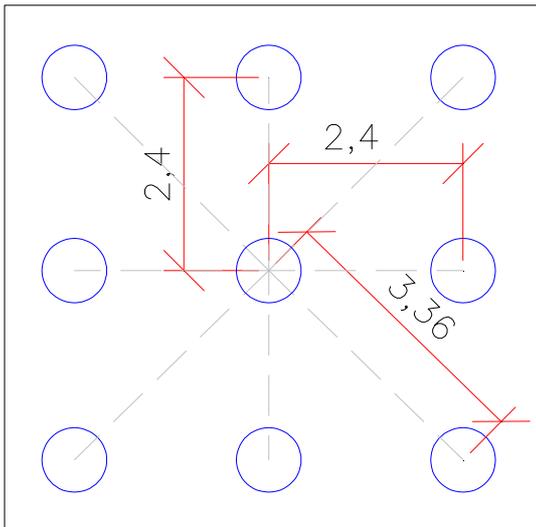
Applicando al caso in esame le formule viste e considerando il caso peggiore, costituito dall'insieme di 9 pali, si ottengono i seguenti valori di abbassamento di prima approssimazione:



Considerando su tutti i pali di fondazione i valori costanti di

- dei raggi dei pali	$R_j = 0.4 \text{ m}$
- delle diverse lunghezze dei pali	$L_j = 25.00 \text{ m}$
- dei carichi agenti sui pali circostanti	$P_j = 127.64 \text{ t}$
- del modulo di Joung del terreno laterale	$E = 4529.68 \text{ t/mq}$
- del modulo di Poisson del terreno laterale	$\nu = 0.4$
- del rapporto fra la distanza di influenza e raggio del palo	$\bar{\alpha} = 10$

e assumendo le distanze fra i pali come in figura



si ottiene:

$$\begin{aligned} \delta_i' &= \frac{2.3}{\pi \cdot L_i \cdot E_i} \cdot P_i \cdot (1 + \nu_i) \cdot \log(1 + \bar{\alpha}) + \sum_{j=1}^{n-1} \frac{2.3 \cdot P_j \cdot (1 + \nu_j) \cdot \log\left(\frac{1 + \bar{\alpha}}{1 + \alpha_{ij}}\right)}{\pi \cdot L_j \cdot E_j} \cdot \frac{L_j}{L_i} = \\ &= 1.20 + \frac{4 \cdot 2.3 \cdot 127.5 \cdot 1.4}{\pi \cdot 25 \cdot 4529.68} \cdot \log\left(\frac{11}{7}\right) + \frac{4 \cdot 2.3 \cdot 127.5 \cdot 1.4}{\pi \cdot 25 \cdot 4529.68} \cdot \log\left(\frac{11}{9.4}\right) = \\ &= 1.20 + 0.91 + 0.31 = 2.42 \text{ mm} \end{aligned}$$

L'espressione mostra come il contributo fornito dai pali circostanti diminuisca notevolmente all'aumentare della distanza ed in particolare si annulla per distanze superiori ai 4.00 m

7.7.2.2 *Correzione*

Come visto per il caso del palo isolato, anche nel caso di gruppo di pali è possibile modificare l'espressione per la stima dei cedimenti attraverso opportuni coefficienti che tengano conto della

- non linearità del comportamento del terreno
- non linearità del diagramma cedimento-pressione
- deformabilità del palo sotto carico assiale.

Nella trattazione precedente, si è sottolineato che un aumento di distanza fra i pali comporta una progressiva diminuzione di interferenza per quanto riguarda gli

abbassamenti. Le evidenze sperimentali, però, mostrano che pali disposti in gruppo, caricati con stesso carico, subiscono un cedimento maggiore rispetto a quello legato al palo singolo, anche in caso di interassi maggiori della zona di influenza deformativa espressa attraverso il coefficiente $\bar{\alpha}$.

Questo è dovuto alla progressiva somma dei contributi forniti dai vari pali, allo stato tensionale in un punto generico del terreno, e, quindi, alla possibilità che a distanze anche superiori al limite di deformazione, si ottengano condizioni di tensione non trascurabili.

Per tale motivo è possibile ricorrere ad una correzione del parametro α attraverso due valori caratteristici:

- $\alpha_1 = \bar{\alpha}$ riferito alla distanza dal palo rispetto alla quale termina la capacità deformativa del palo stesso sul terreno circostante
- α_2 riferito alla distanza per la quale termina l'effetto tensionale indotto dal palo medesimo, e quindi si esclude sovrapposizione degli effetti indotta nel terreno.

Esperienze riportate in letteratura (Randolph – Wroth, 1978), mostrano altresì, come tale zona di influenza dipenda anche dalla snellezza dei pali considerati ed in particolare dal rapporto fra il peso del terreno sovrastante e quello del terreno sottostante le basi.

In conseguenza a quanto esposto si riporta una formula empirica per la valutazione del parametro α^* inteso come rapporto fra la distanza oltre alla quale il palo non risente della presenza di altri pali ed il raggio del palo stesso:

$$\alpha^* = \left[\alpha_1 + \left(\frac{\alpha_2 - \alpha_1}{2 \cdot i/D} - 1 \right) \cdot (f \cdot i)^m \cdot \left(\frac{f}{j} \right)^n \right] \cdot \left(\frac{L}{D} \right)^p \cdot k$$

Dove si sono definiti:

- i interasse fra i pali
- D diametro del palo (pensato costante per tutta la palificata)
- f numero delle file dei pali
- j numero di pali per ogni fila di palificata

m, n, p, k coefficienti sperimentali

Applicando tale formula per la stima di α^* è possibile tenere conto:

- del contributo del singolo palo α_1
- del contributo unitario fornito dai pali vicini $\left(\frac{\alpha_2 - \alpha_1}{2 \cdot i/D} - 1 \right)$
- del numero di pali $(f \cdot i)^m$
- della distribuzione dei pali $\left(\frac{f}{j} \right)^n$
- della snellezza dei pali $\left(\frac{L}{D} \right)^p \cdot k$

Si fa notare come nel caso di un palo singolo ($f = j = 1$) o nel caso di pali a distanza elevata fra loro $\left(\frac{\alpha_2 - \alpha_1}{2 \cdot i/D} < 1 \right)$ la formula si riconduce a quella utilizzata nel caso di un palo isolato:

$$\alpha^* = \alpha_1 \cdot \left(\frac{L}{D} \right)^p \cdot k$$

inoltre si pone un limite massimo dato dal fatto che il raggio di influenza deformativa non può essere superiore a quello di influenza tensionale e quindi:

$$\alpha^* \leq \alpha_2 \cdot \left(\frac{L}{D} \right)^p \cdot k = \alpha_{\text{lim}}^*$$

Dato il valore puramente indicativo della trattazione attuale, scopo della quale è solo dare una idea dell'ordine di grandezza dei cedimenti risultanti per una soluzione progettuale quale una fondazione profonda mediante palificata, si riportano i calcoli per valori dei diversi coefficienti desunti da esempi reperiti in letteratura in casi con sottosuolo simile a quello indagato.

I coefficienti sperimentali assunti sono:

- $\alpha_1 = 10$
- $\alpha_2 = 30$
- $m = 0.7$
- $n = 0.5$
- $p = 0.4$

$$- \quad k = 0.3$$

da cui è possibile ricavare valori di α^* in funzione della tipologia di palificate e della distribuzione prevista.

Facendo riferimento ai dati forniti da alcune sperimentazioni nella zona di Modena e di Reggio su terreni limo-argillosi di media consistenza (Righi-Orsoni) si ricava:

$$\alpha^* \cong 28.2$$

Considerando, quindi, la correzione da applicare al singolo palo per effetto della non linearità del comportamento del terreno ed il valore modificato del parametro α^* si ottiene:

$$\begin{aligned} \delta'' &= \frac{2.3 \cdot P \cdot (1 + \nu) \cdot \log(1 + \alpha^*)}{\pi \cdot L \cdot E} \cdot \left(\frac{1}{1 - P/P_{\text{lim}}} \right)^\varepsilon + \sum_{j=1}^{n-1} \frac{2.3 \cdot P_j \cdot (1 + \nu_j) \cdot \log\left(\frac{1 + \alpha^*}{1 + \alpha_{ij}}\right)}{\pi \cdot L_j \cdot E_j} \cdot \frac{L_j}{L_i} = \\ &= 1.69 \cdot 1.15 + \frac{4 \cdot 2.3 \cdot 127.5 \cdot 1.4}{\pi \cdot 25 \cdot 4529.68} \cdot \log\left(\frac{29.2}{7}\right) + \frac{4 \cdot 2.3 \cdot 127.5 \cdot 1.4}{\pi \cdot 25 \cdot 4529.68} \cdot \log\left(\frac{29.2}{9.4}\right) = \\ &= 1.95 + 2.87 + 2.27 = 4.82 \text{ mm} \end{aligned}$$

Si nota come l'applicazione dei dati correttivi abbiano comportato un incremento notevole del valore di cedimento subito in corrispondenza del singolo palo.

A tale valore è da aggiungere il contributo dell'accorciamento subito dal palo per effetto dell'applicazione di un carico assiale secondo le condizioni viste in precedenza per il caso di un palo isolato a cui sarà necessario applicare un nuovo parametro che tenga conto dell'accorciamento elastico del palo i-esimo per effetto della deformazione elastica subita dal palo j-esimo:

$$\Delta L_{iTOT} = \frac{P_i \cdot L_i}{2 \cdot A_P \cdot E_P} \cdot \left(\frac{P}{P_{\text{lim}}} \right)^\omega + \sum_{j=1}^{n-1} \frac{\Omega}{E_P \cdot A_j} \cdot \left(\frac{P_j}{P_{j\text{lim}}} \right)^\omega$$

Dove

$\Omega = \frac{P_j \cdot L}{6 \cdot (1 + \alpha_{ij})}$	Area del diagramma di carico trasmesso sul palo i-esimo (considerato scarico) dal palo j-esimo (caricato)
A_p	area di base del palo
E_p	modulo elastico del palo
$(P/P_{lim})^\omega$	coefficiente di non linearità del carico lungo il palo
$L \cdot \left(\frac{P}{P_{lim}}\right)^\omega$	lunghezza di deformazione teorica
ω	coefficiente definito sperimentalmente

Per la stima del contributo al cedimento, fornito dall'accorciamento del palo in relazione, anche, alla presenza di pali vicini, si fa riferimento ad esempi reperiti in letteratura su esperienze in condizioni di terreno e di carico simili.

Considerando un valore di riferimento per:

$$\omega = 1$$

$$E_p = 25000000$$

$$A_p = 0.50$$

$$(P/P_{lim}) = 0.25$$

si ottiene:

$$\begin{aligned} \Delta L_{TOT} &= \frac{P_i \cdot L_i}{2 \cdot A_p \cdot E_p} \cdot \left(\frac{P}{P_{lim}}\right)^\omega + \sum_{j=1}^{n-1} \frac{\Omega}{E_p \cdot A_j} \cdot \left(\frac{P_j}{P_{jlim}}\right)^\omega = \\ &= \frac{120 \cdot 25}{2 \cdot 0.5 \cdot 25 \cdot 10^5} \cdot 0.25 + 4 \cdot \frac{120 \cdot 25}{6 \cdot 0.5 \cdot 25 \cdot 10^5 \cdot (1+6)} \cdot 0.25 + 4 \cdot \frac{120 \cdot 25}{6 \cdot 0.5 \cdot 25 \cdot 10^5 \cdot (1+8.4)} \cdot 0.25 = \\ &= 0.3 + 0.06 + 0.04 = 0.40 \text{ mm} \end{aligned}$$

il risultato ottenuto è poi da sommare al cedimento precedentemente calcolato secondo le progressive correzioni apportate per ottenere il valore complessivo di cedimento della palificata di fondazione:

$$\delta_{TOT} = \delta'' + \Delta L_{TOT} = 4.82 + 0.40 = 5.22 \text{ mm}$$

7.8 Conclusioni

L'analisi sviluppata in questo capitolo, riguarda la possibilità di adottare come soluzione fondale, una fondazione su pali.

Si è voluto considerare, in particolare, il valore dei cedimenti fondazionali che tale scelta comporta, quale effetto della applicazione del carico dell'edificio previsto.

La struttura di fondazione è stata individuata (sia per quanto concerne la geometria degli elementi costitutivi la palizzata, sia per la loro disposizione sotto l'area di carico) sulla base di considerazioni sulla capacità di portata di un singolo palo, considerando tale valore come condizione limite¹³.

Il calcolo è stato eseguito per pali pensati con lunghezza $L = 25.00$ m e diametro compreso fra $\phi = 800 \div 1000$, al fine di ottenere un range di valori di portata entro il quale definire una scelta progettuale del diametro dei pali (pensati costanti).

Confrontando i valori di portata ottenuti attraverso i criteri suggeriti dall'AGI e l'approccio sperimentale elaborato da Gianceselli-Bustamante, si è ottenuto un valore di portata limite di rottura ed ammissibile pari a:

$$\left. \begin{array}{l} Q_{\text{lim}}^{SLU} = 345.61 \\ Q_{\text{lim}}^{SLE} = 138.24 \end{array} \right\} \text{ per il caso di } \phi = 800$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_{\text{lim}}^{SLU} = 422.15 \\ Q_{\text{lim}}^{SLE} = 168.86 \end{array} \right\} \text{ per il caso di } \phi = 1000$$

Tali valori sono stati confrontati, per ottenere una migliore approssimazione ai valori risultanti attraverso l'applicazione della nuova normativa tecnica per le costruzioni.

La scelta finale riguarda una palificata formata da 206 pali complessivi di diametro $\phi = 800$ e lunghezza $L = 25.00$ m, collegati mediante

¹³ Volendo rimanere a favore di sicurezza, mentre per i cedimenti si è considerato il contributo fornito dai pali vicini, per il calcolo della portata si è fatto riferimento alla sola capacità del palo isolato: questo perché mentre nel caso degli abbassamenti l'interferenza con effetti dovuti ad altri pali incrementa il valore del cedimento, per i carichi si assume che una maggiore vicinanza comporta un minore carico sul palo singolo.

-
- platea di spessore 50 cm in corrispondenza del vano scala e dell'alloggio per gli ascensori
 - griglia di travi (50 x 40) di collegamento fra i plinti
 - plinti quadrati di dimensioni (4.0 x 4.0 x 1.0) al di sotto dei pilastri

La distribuzione è stata valutata considerando le zone in cui il carico è maggiormente concentrato (secondo l'analisi effettuata dallo studio Planning s.r.l.) ottenendo uno schema:

- a quadrato per la zona centrale dell'edificio
- a triangolo lungo i lati dell'edificio

Lo studio dei cedimenti (considerando nullo il contributo fornito dai plinti e dagli elementi di collegamento) ha portato per il carico totale ($P_{TOT} = 28180$ t) dell'edificio un cedimento medio della struttura:

$$\delta_{TOT} = 5.22 \text{ mm}$$

Data l'entità del cedimento, non si ritiene un errore significativo il considerare il valore ottenuto come valore costante per tutti i pali di fondazione.

In conclusione la soluzione proposta consente di considerare il cedimento subito dai pali di fondazioni come trascurabili dato l'ordine di grandezza.

A sottolineare la validità di quanto detto, si ricorda che, trattandosi di pali sospesi, tutta la trattazione eseguita è stata fatta prescindendo dal contributo della portata di base.

8 COLONNE DI GHIAIA

Le colonne (o pali) in ghiaia e la vibro-sostituzione sono sistemi di consolidamento versatili ed economici adottati in terreni coesivi teneri come metodologia di miglioramento delle caratteristiche di tali terreni e consistono nell'installare entro l'area interessata dalla futura costruzione una serie di "pali" di ghiaia disposti in maglie regolari.

Tale procedura è utilizzata in terreni coesivi che non sono in grado di autoaddensarsi e quindi ci si basa sul presupposto fondamentale che il miglioramento consista nella maggiore rigidità, nella maggiore resistenza al taglio e nell'effetto favorevole per la consolidazione fornito dalle colonne stesse.

Contrariamente quindi alla vibro-compattazione, che è utilizzata per incrementare in modo diretto la densità in terreni non coesivi granulari tramite l'utilizzo di vibrazioni, la vibro-sostituzione permette di migliorare le caratteristiche di terreni coesivi tramite l'installazione di colonne costituite da ghiaia, o materiale incoerente ben compattato, all'interno del terreno stesso.

Data la particolare attenzione rivolta alla tutela e alla compatibilità ambientale degli interventi, la scelta effettuata nell'ambito della presente progettazione si rivolge pertanto all'utilizzo delle colonne di ghiaia come metodo di consolidamento e di miglioramento del terreno coesivo in quanto tale metodo presenta, oltre ai vantaggi successivamente elencati, relativi alle migliorie tecniche e meccaniche che possono apportare all'intervento, i seguenti vantaggi ambientali:

- ghiaia inerte e non inquinante, il che da una elevata compatibilità ambientale dell'intervento
- non interferenza con le condizioni di falda ed evita l'inserimento nel terreno di frontiere impermeabili (come i pali in calcestruzzo) che modificano il comportamento idraulico del sottosuolo
- non richiede asportazione di terreno e quindi permette un minor quantitativo di materiale di risulta delle lavorazioni ed una maggiore pulizia del cantiere
- permette di ottenere un addensamento di eventuali strati sabbiosi presenti nel terreno per le modalità di realizzazione delle colonne di ghiaia che fornisce vantaggi relativamente a eventuali azioni sismiche.

I benefici tecnici apportati dall'installazione di tali colonne all'interno del terreno sono essenzialmente dovuti alle seguenti due circostanze:

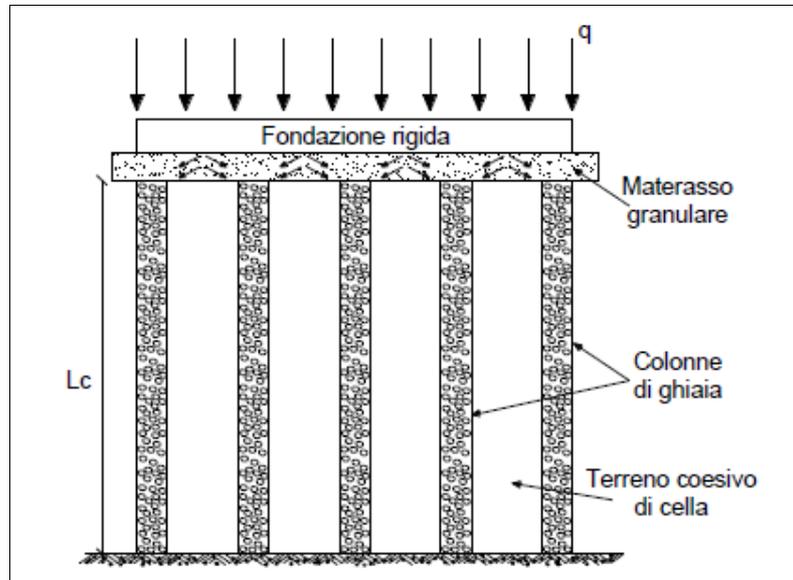
- la sostituzione di una parte del terreno coesivo tenero con un altro di migliori caratteristiche meccaniche
- la concentrazione sulle colonne della pressione verticale trasmessa dalla fondazione e la contemporanea riduzione della pressione agente sul terreno coesivo

che conferiscono globalmente al terreno naturale:

- una maggiore resistenza a taglio, ovvero l'incremento delle caratteristiche meccaniche dell'intero pacchetto di terreno trattato (colonne di ghiaia-terreno coesivo tenero circostante)
- per le caratteristiche di maggiore rigidità e resistenza le colonne tendono ad assorbire la quota parte maggiore del carico che la fondazione scarica sul sottofondo: si genera il cosiddetto "effetto arco" che permette al carico di andare a scaricarsi maggiormente sulle colonne di ghiaia, che sono più rigide rispetto al terreno circostante
- una minore deformabilità, ovvero una riduzione dei cedimenti, rispetto al terreno non trattato, portandoli verso valori maggiormente ammissibili
- una accelerazione del fenomeno di consolidazione dello strato sul quale si è intervenuti sotto l'effetto dei carichi applicati
- un miglior comportamento di eventuali strati sabbiosi nei confronti della liquefazione, grazie al maggiore addensamento dovuto all'effetto dell'installazione delle colonne tramite un procedimento di vibroflottazione.

L'analisi delle applicazioni delle colonne in ghiaia per la stabilizzazione dei terreni coesivi teneri descritte in letteratura permette di constatare che l'impiego delle colonne di ghiaia come mezzo per ridurre i cedimenti ed aumentare la stabilità delle opere poggianti su terreni coesivi teneri risulta essere maggiormente efficace laddove l'area di carico (A_p) risulti molto estesa rispetto allo spessore interessato dalla colonna di ghiaia (L_c) secondo la condizione $L_c \leq \frac{1}{2} \cdot \sqrt{A_p}$. Inoltre è possibile

raggiungere la piena efficacia dell'intervento quando sia possibile il caso di colonne che attraversano tutto lo spessore dello strato coesivo tenero sino a raggiungere uno strato di base ben compattato ($L_C \cong H_T$).



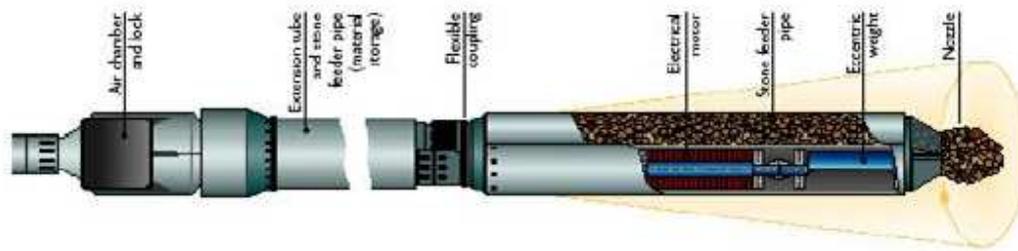
8.1 Realizzazione delle colonne di ghiaia

La realizzazione delle colonne di ghiaia avviene generalmente utilizzando lo stesso vibratore, chiamato vibroflot, con il quale viene eseguita la vibroflottazione di depositi non coesivi allo scopo di addensarli artificialmente¹.

Per la realizzazione delle colonne in ghiaia viene prevalentemente utilizzato il vibroflot a carica pneumatica, dove il materiale ghiaioso di apporto fuoriesce, sotto pressione d'aria, dalla punta dell'utensile (Bottom Feed Vibro).

Il vibroflot rappresenta un attrezzo avente forma di una torpedine il cui diametro è compreso fra 0,3 e 0,5 metri e la cui lunghezza è compresa fra 2 e 4 metri

¹ Le informazioni relative alla procedura realizzativa delle colonne in ghiaia, nel seguito brevemente descritta, fanno riferimento alle informazioni fornite dalla ditta Keller Fondazioni S.r.l. (Verona).



Il vibroflot è collegato attraverso uno speciale giunto elastico ad aste tubolari di prolunga aventi diametro di poco inferiore a quello del vibroflot. L'insieme aste-vibroflot è sostenuto da una gru.

Masse eccentriche situate nella parte inferiore della torpedine sono mosse da un motore elettrico od idraulico che lavora a velocità variabili da 1800 giri/min a 3600 giri/min, determinando la vibrazione dell'attrezzo nel piano orizzontale con frequenze variabili da 50 a 60 Hz.

Si ottengono in tale modo ampiezze di vibrazione dell'estremità inferiore dell'attrezzo libero variabili da 5 a 40 mm ed una forza centrifuga dell'ordine di 1828 tonnellate.

Per consentire l'infissione a secco sono state sviluppate le torri guida, dove la batteria vibro viene guidata lungo il mast ed infissa in profondità con l'ausilio di un tirabasso. L'azione del tirabasso comporta una ottimale compattazione della colonna di ghiaia (attivazione) ed una estensione in profondità dell'addensamento oltre la massima profondità raggiunta.

La colonna viene formata per passi successivi di estrazione, fuoriuscita e schiacciamento della ghiaia verso il basso sia lateralmente verso il terreno coesivo.

In questo modo si ottengono elementi colonnari che interagendo col terreno collaborano nel sostegno dei carichi e nella limitazione dei cedimenti.

I vantaggi della lavorazione con vibro a carica pneumatica sono di seguito elencati:

- l'inerte fuoriesce dalla punta dell'utensile, il terreno lateralmente rimane sempre sostenuto e la colonna risulta continua su tutta la sua lunghezza
- è escluso il rifluimento di terreni, anche pessimi e sotto falda, all'interno del perforo
- l'infissione avviene in un'unica fase continua

-
- l'utilizzo di mast e slitta-guida della batteria impedisce le deviazioni dalla verticale
 - non venendo utilizzata acqua non si origina fango o rammollimento dei piani di lavoro.

Le fasi che compongono la procedura realizzativa delle colonne in ghiaia sono nel seguito brevemente descritte:

1) preparazione: la torre guida posiziona il vibro sul punto di trattamento ed aziona gli stabilizzatori. Una pala gommata carica la ghiaia in tramoggia

2) riempimento: la tramoggia viene sollevata lungo il mast ed il suo contenuto è scaricato nel valvolone pneumatico. Dopo la chiusura del valvolone il sistema viene messo in pressione pneumatica per spingere la ghiaia fino alla luce di fuoriuscita alla punta del vibro

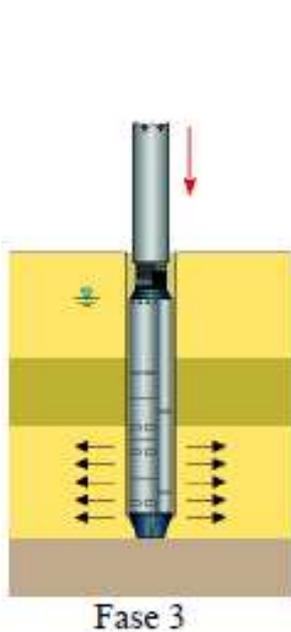
3) infissione: il vibro schiaccia lateralmente il terreno fino al raggiungimento della profondità di progetto. L'infissione avviene grazie alla spinta del tirabasso, attivazione, ed alla fuoriuscita di aria in pressione

4) compattazione: al raggiungimento della profondità finale il vibro viene estratto in modo da consentire la contemporanea fuoriuscita della ghiaia. Il successivo affondamento dell'utensile produce lo schiacciamento della ghiaia nel terreno e la sua compattazione

5) rifilatura: la colonna viene formata per passi successivi di estrazione ed affondamento. Il piano di imposta delle fondazioni viene perfezionato eliminando il materiale rimaneggiato presente e posizionando lo strato ripartitore drenante compattato. È opportuno arrivare a moduli, da prove di carico su piastra, di circa 600 kg/cm².

L'inserimento delle colonne di ghiaia all'interno del terreno coesivo poco compattabile porta ad avere dei movimenti del terreno, ovvero si manifestano in superficie significativi spostamenti e rigonfiamenti dovuti all'inserimento delle

colonne stesse che portano via volume al terreno coesivo. Questo effetto della vibrosostituzione indica la necessità di inserire all'interno del terreno colonne di ghiaia che abbiano un idoneo rapporto fra diametro e interasse



8.2 Caratteristiche di progetto delle colonne di ghiaia

8.2.1 Caratteristiche delle colonne

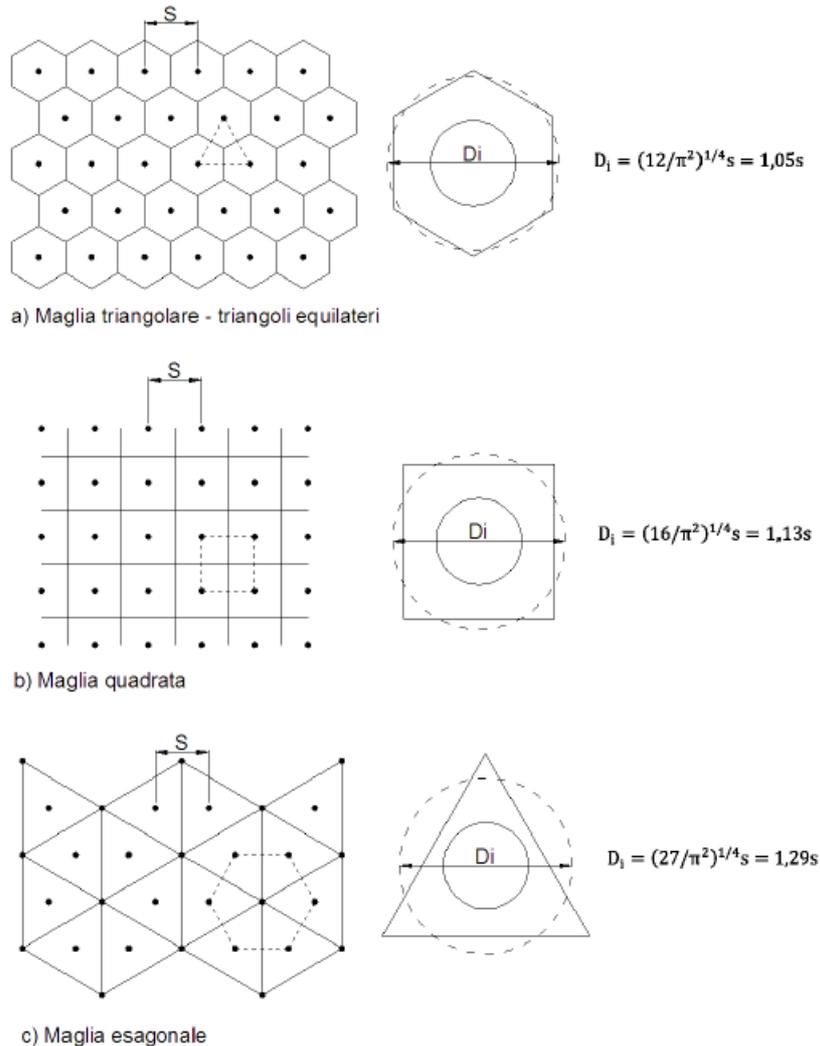
Da letteratura tecnica è possibile individuare caratteristiche generali delle colonne in ghiaia fin'ora realizzate, caratteristiche che riguardano sia la geometria dell'intervento sia le caratteristiche degli inerti granulari impiegati nella realizzazione:

- D_c diametro delle colonne di ghiaia, variabile tra 0,5 e 1,2 metri
- i interasse tra le singole colonne, variabile da 1,5 a 3,5 metri
- L_c lunghezza della singola colonna, i valori medi che si incontrano nella maggioranza delle applicazioni pratiche sono compresi fra 5 e 14 metri
- ϕ diametro dei grani compreso fra 5 e 150 mm

Il 60 ÷ 70% in peso del materiale costituente le colonne costituito da ghiaia avente dimensioni comprese tra 40 e 80 mm².

La disposizione delle colonne, generalmente segue una maglia regolare che, in base al numero di colonne necessarie potrà essere: triangolare, quadrata o esagonale.

² L'utilizzo di materiali con grani arrotondati o di inerti costituiti da pietrisco di frantoio non influenza le caratteristiche delle colonne realizzate



8.2.2 Caratteristiche dello strato incoerente

Usualmente al di sopra delle colonne di ghiaia viene steso uno strato di materiale ghiaioso compattato avente spessore variabile da 0,5 a 1,5 metri, il cui scopo è quello di distribuire con maggiore uniformità il carico trasmesso dalla fondazione sovrastante, fungendo nello stesso tempo da materasso drenante.

Considerando le funzioni che vengono affidate a tale materasso, esso dovrebbe presentare le seguenti caratteristiche:

- passante al vaglio n°200 ASTM $\leq 5\%$ in peso
- contenuto in sabbia $\leq 50\%$

- massima dimensione dei grani $\phi_{\max} \leq 150$ mm
- modulo di deformazione del misto ghiaioso ricavato da prove di carico su piastra (diametro piastra $\geq 60,6$ cm), nell'intervallo di pressioni tra 10 t/mq e 30 t/m², $E \geq 6000$ t/mq.

8.3 Caratteristiche meccaniche e dati geometrici

Gli elementi che caratterizzano il problema, ovvero i dati della progettazione dell'intervento di miglioramento, sono relativi alle caratteristiche meccaniche del terreno coesivo di cella, le caratteristiche meccaniche del materiale con il quale sono realizzate le colonne di ghiaia ed i dati geometrici riguardanti le colonne stesse e la geometria del problema.

Nel caso in esame, lo strato di terreno coesivo "tenero" è racchiuso nella macrounità lito-stratigrafica B³ (vedi § 5.1.3) che comprende lo strato di terreno dalla profondità 2.20 m (da p.c.) a 18.40 m (da p.c.).

Al di sotto di esso si trova uno strato di materiale ghiaioso (Unità C) che fornisce la base compatta di appoggio per le colonne di ghiaia.

Si riportano in tabella i valori delle caratteristiche del terreno coesivo, necessarie per lo sviluppo del calcolo della portata e dei cedimenti della fondazione su pali di ghiaia:

Caratteristiche medie del terreno coesivo (Unità B)					
Unità		B1a	B1b	B2	B1b
Spessore strato (m)	H_i	2.60	4.40	2.80	3.60
Coefficiente di Poisson	ν	0.4	0.4	0.4	0.4
Modulo edometrico (t/mq)	E_d	716.74	694.13	434.17	694.13
Modulo di deformazione non drenato (t/mq)	E_U	4570.00	4570.00	4570.00	4570.00

³ In realtà non si considererà la componente di Unità B1c in quanto presente a profondità superiori a quelle interessate dal

Caratteristiche medie del terreno coesivo (Unità B)					
Unità		B1a	B1b	B2	B1b
Modulo di deformazione elastico (t/mq)	<i>E</i>	798.84	2857.57	1394.65	2857.57

Per quanto riguarda il materiale utilizzato per formare le colonne di ghiaia è necessario conoscere a priori alcune caratteristiche meccaniche.

Tali caratteristiche sono determinate in fase di progettazione inizialmente per ipotesi e successivamente confermate, se soddisfatte le verifiche di resistenza e deformabilità dell'insieme colonne di ghiaia-terreno coesivo.

Nella seguente tabella si riportano le caratteristiche meccaniche relative alla ghiaia utilizzata per la progettazione delle colonne:

Caratteristiche meccaniche della ghiaia			
Peso specifico	γ_c	2.20	t/mc
Angolo resistenza al taglio	ϕ_c	36	°
Coeff. spinta attiva	$k_{a,c}$	0.260	
Coeff spinta passiva	$k_{p,c}$	0.412	
Coeff spinta a riposo	$k_{0,c}$	3.852	

Un parametro che non è a priori definito, è il modulo di deformazione della ghiaia utilizzata per la realizzazione delle colonne.

Tale valore è particolarmente rilevante nell'analisi della ripartizione del carico fra colonna di ghiaia e terreno circostante.

Un'ulteriore serie di dati necessari per la progettazione dell'intervento di miglioramento è rappresentata dai dati geometrici relativi alle dimensioni delle colonne ed alla loro disposizione in pianta.

Si riportano le caratteristiche stabilite in fase di progettazione e mantenute costanti per tutta la trattazione del calcolo della portata e dei cedimenti delle colonne di ghiaia:

Dati geometrici per la progettazione			
Lunghezza area di carico	B	100.00	m
Larghezza area di carico	l	22.00	m
Carico esterno totale	P	12.81	t/mq
Diametro colonne di ghiaia	D_C	0.90	m
Lunghezza colonne di ghiaia	L_C	≥ 15.00	m
Interasse colonne di ghiaia	i_C	1.80	m
Disposizione maglia colonne	triangolare		

Si sottolinea che:

- il carico considerato riguarda il peso complessivo dell'edificio distribuito uniformemente sull'area di carico: tale valore è da assumere nella valutazione della portata limite delle colonne, mentre per il calcolo dei cedimenti si potrà tenere conto del solo incremento di carico dovuto all'opera (peso edificio decurtato del terreno sbancato).
- dati di diametro e interasse delle colonne sono risultato di un'analisi già eseguita per il caso in esame mediante diversi metodi di analisi e studi parametrici⁴
- la lunghezza delle colonne è valutata in maniera forzata, al fine di ottenere colonne completamente penetranti all'interno del pacchetto di terreno da consolidare (Unità B)
- lo schema triangolare adottato per la maglia distributiva, permette una ottimizzazione dei parametri

L'Unità B viene quindi interamente interessata dall'intervento di miglioramento anche in relazione al comportamento degli strati sabbiosi presenti, che risultano potenzialmente liquefacibili e che quindi verranno addensati con l'inserimento di colonne di ghiaia tramite vibro flottazione.

⁴ A tale studio si farà riferimento anche in seguito per il confronto fra i risultati in termini di portata e cedimento ottenuti con diversi approcci.

8.4 Metodi di calcolo per la portata delle colonne di ghiaia

Nonostante il diffuso impiego delle colonne in ghiaia nell'ultimo ventennio, i criteri con cui esse sono generalmente progettate hanno un carattere semi-empirico ed inglobano numerose ipotesi semplificative, quale ad esempio il metodo proposto da Priebe (1976).

Al giorno d'oggi tuttavia sono stati proposti ulteriori metodi di analisi che permettono un migliore grado di approfondimento e permettono una più ampia comprensione di quello che è il comportamento dell'insieme colonne di ghiaia-terreno coesivo.

Da tali limitazioni, comunque implicite nelle metodologie di calcolo nel seguito elencate, nasce la necessità di supportare i risultati ottenuti con indagini in sito post intervento, le quali permettano di validare e confermare le procedure utilizzate e di ottenere una più ampia conoscenza di quello che è il comportamento del terreno trattato con l'inserimento di colonne di ghiaia, permettendo un'analisi più accurata di quello che è l'andamento dei carichi all'interno del terreno e la loro diffusione e una stima maggiormente precisa delle deformazioni e dei cedimenti che si sviluppano.

I metodi per il calcolo semplificato delle colonne di ghiaia allo scopo di valutare la ripartizione del carico trasmesso dalla fondazione tra le colonne di ghiaia ed il terreno circostante, il cedimento dell'intero pacchetto di terreno consolidato e non meno importanti gli effetti che i vari parametri e la loro variabilità inducono sull'insieme colonne-terreno, utilizzano procedure più o meno semplificate.

Si riportano alcuni degli approcci proposti in letteratura tecnica dai vari autori:

- analisi proposta da Shahu, Madhav e Hayashi (2000)
- analisi proposta da Deb (2008)
- metodo semplificato di Priebe (1976)
- procedura di calcolo proposta da Ghionna e Jamiolkowski (1981)

Nei paragrafi seguenti, viene illustrato il principio generale che sta alla base dei diversi approcci, ed, in particolare, l'analisi proposta da Priebe mediante alcune semplificazioni.

L'esame della letteratura esistente circa l'impiego delle colonne di ghiaia quale metodo per migliorare il comportamento dei terreni coesivi teneri nei confronti dei carichi applicati rivela che tale metodo è stato finora utilizzato basandosi principalmente su presupposti di carattere empirico (a causa delle ipotesi semplificative alle quali essi fanno ricorso).

Facendo poi ricorso alle analisi già elaborate sul caso in esame dell'edificio Direzionale, è possibile presentare un confronto che permetta di verificare i risultati ottenuti tramite metodi empirici di calcolo semplificati con i risultati che possono essere ricavati da una modellazione più completa ed approfondita.

8.4.1 Approccio generale

Come già esposto, l'analisi della capacità portante delle colonne di ghiaia e dei cedimenti ad esse legati, procede attraverso una serie di ipotesi semplificative necessarie per superare alcune difficoltà:

- non si conoscono le modifiche dello stato tensionale e delle caratteristiche sforzi – deformazioni - resistenza al taglio dovute all'installazione delle colonne
- risulta plausibile l'ipotesi che per terreni coesivi teneri, a breve tempo, vengano ristabilite le condizioni iniziali
- risultano di difficile determinazione le relazioni tensione-deformazioni radiali lungo la superficie di contatto colonna – terreno coesivo
- non è nota la distribuzione degli sforzi di taglio mobilitati lungo la superficie laterale della colonna di ghiaia.

In particolare le ultime due difficoltà hanno comportato l'adozione di due ipotesi comuni ai diversi approcci:

- 1) non conoscendo la relazione tensione-deformazione radiale, si considera che all'interno della colonna, per le deformazioni radiali di espansione subite, si raggiunga l'equilibrio plastico:

$$\sigma'_{h,c} = k_{a,c} \cdot \sigma'_{v,c}$$

dove

$\sigma'_{h,C}$	pressione efficace orizzontale esercitata dalla colonna sul terreno coesivo
$k_{a,C} = \frac{1 - \sin(\phi'_C)}{1 + \sin(\phi'_C)}$	coefficiente di spinta attiva del materiale ghiaioso della colonna
$\sigma'_{v,C}$	pressione efficace verticale in una generica sezione della colonna

In realtà la colonna di ghiaia non è portata a rottura in quanto il terreno circostante esercita un confinamento della stessa attraverso una resistenza passiva

- 2) non conoscendo la distribuzione degli sforzi di taglio, si suppone che siano tali da consentire la compatibilità degli spostamenti verticali lungo la superficie di contatto colonna – terreno coesivo. Appare particolarmente importante, allora, la presenza del materasso ghiaioso posto in testa alle colonne: questo, infatti, consente una distribuzione uniforme dei carichi e uno spostamento verticale costante per tutta l'area di carico interessata dall'installazione delle colonne.

Il procedimento considerato per affrontare il problema della stima della capacità portante delle colonne di ghiaia e dei cedimenti in seguito all'applicazione del carico, si basa sui seguenti steps:

- definizione della capacità portante della colonna singola per terreno coesivo in condizioni non drenate $P_{C,lim}$ (condizione più sfavorevole)
- definizione della capacità portante di un gruppo di colonne considerandolo come un blocco unico: la superficie di rottura, quindi, attraverserà il materiale composito e quindi si farà riferimento alla resistenza al taglio secondo le formule:

$\tau = \sigma'_{v,C} \cdot tg(\phi'_C)$	per componente non coesiva drenata
$\tau = c_U$	per terreno coesivo non drenato
- determinare la pressione verticale efficace agente sulla colonna facendo riferimento alla distribuzione delle pressioni verticali di superficie nell'istante

iniziale di applicazione del carico (situazione per la quale il carico è ripartito egualmente fra colonna e terreno: successivamente, infatti, la consolidazione sposta il carico sulle colonne data l'elevata rigidità)

- valutare il cedimento complessivo come somma di due contributi:

$$\Delta S_{TOT} = S_1 + S_2$$

dove

S_1 cedimento subito dallo strato di terreno attraversato dalla colonna di ghiaia

S_2 cedimento subito dagli strati rimanenti al di sotto della colonna di ghiaia⁵

- stimare la distribuzione dei carichi in riferimento alle tensioni verticali tra colonna e terreno lungo la superficie laterale della colonna stessa, in condizioni drenate.

8.4.2 Colonna singola

Si considera, dunque, una singola colonna di ghiaia al fine di valutarne la capacità portante e il cedimento in funzione del carico applicato.

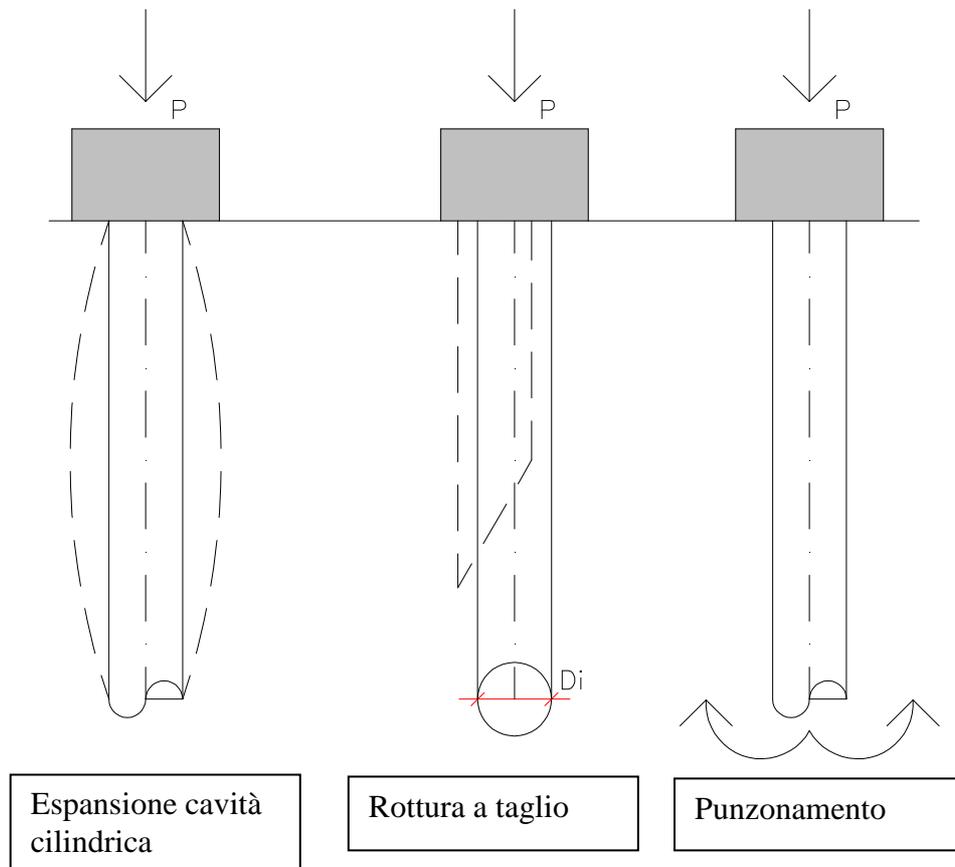
Questa analisi non ha un riscontro con casi reali in quanto generalmente si considerano colonne in gruppo, ma è un approccio puramente teorico, al fine di ben comprendere i fattori che influenzano il comportamento delle colonne stesse.

Si considerano 3 possibili meccanismi di rottura:

- rottura per espansione della cavità cilindrica
- rottura a taglio
- rottura per punzonamento

Di questi il più probabile ed interessante risulta essere il primo, legato allo spanciamento dovuto alle deformazioni radiali subite dalla colonna per effetto dell'applicazione di un carico limite ultimo.

⁵ L'ipotesi che la colonna termini in uno strato ben compattato con resistenza elevata, non esclude che l'incremento di carico sia tale da sviluppare cedimenti anche in questo strato e/o nei sottostanti: tale aspetto è quindi da considerare nella valutazione del cedimento complessivo.



8.4.2.1 Metodo Hughes-Withers per rottura per espansione della cavità cilindrica

L'approccio suggerito da Hughes e Withers, si basa sulle seguenti ipotesi semplificative:

- poter trascurare la ripartizione del carico applicato fra la quota assorbita dalla colonna e quella che grava sul terreno
- poter trascurare il peso proprio della colonna
- poter trascurare le azioni tangenziali che si sviluppano sulla superficie di contatto colonna-terreno coesivo
- pressione totale orizzontale sia uguale prima e dopo l'installazione delle colonne

É evidente che l'adozione di queste condizioni risulta estremamente approssimativa, tuttavia si riporta che prove di carico effettuate su colonne in vera grandezza hanno mostrato che l'errore commesso risulta essere non eccessivo e quindi, con le necessarie attenzioni, accettabile.

Sotto le ipotesi dette è possibile calcolare la portata della colonna singola attraverso la formula:

$$q_{C,\text{lim}} = k_{P,C} \cdot \sigma'_{h,\text{max}} = k_{P,C} \cdot (P_{\text{lim}} - u)$$

avendo definito:

$k_{P,C}$ coefficiente di spinta passiva della colonna

u pressione interstiziale all'interno della colonna al momento della rottura

P_{lim} pressione radiale limite ultima del terreno coesivo circostante la colonna

$\sigma'_{h,\text{max}}$ pressione orizzontale efficace massima sopportata dal terreno esprimibile secondo la formula

$$\sigma'_{h,\text{max}} = \sigma_{h,0} + c_U \cdot (1 + \ln(I_r))$$

in cui

$\sigma_{h,0}$ pressione totale iniziale a riposo del terreno coesivo

$I_r = \frac{E_U}{3 \cdot c_U}$ indice di rigidezza in condizioni non drenate

E_U modulo di deformazione non drenato

Data la grande permeabilità del materiale, si può considerare nullo l'incremento della pressione interstiziale prima e dopo l'installazione delle colonne:

$u = u_0$ valore della pressione idrostatica al livello della falda presente nell'area di interesse

Il valore dell'indice di rigidezza può essere determinato con prove di laboratorio o mediante prove in sito con penetrometri auto perforanti (PAP).

In generale è possibile considerare per tale coefficiente un range di valori:

$$I_r = 70 \div 120$$

Per la valutazione del modulo di deformazione non drenato si può fare riferimento alla curva sforzi-deformazione approssimata dai valori di

$E_{U,50}$ modulo di deformazione non drenato per una tensione pari alla metà della tensione di rottura

Il valore della pressione orizzontale di riposo, può ancora essere determinata attraverso indagini tipo PAP in sito, oppure secondo la relazione

$$\sigma_{h,0} = k_0 \cdot \sigma'_V + u_0$$

tenendo conto del valore del coefficiente di spinta a riposo in rapporto al grado di sovraconsolidazione del materiale secondo la relazione empirica (Alpan, 1967):

$$k_0 = (1 - \sin(\phi_t))^\beta$$

dove

$$\beta = 0.46 \pm 0.06$$

Calcolato il valore della pressione verticale limite agente sulla colonna all'istante di rottura ($q_{C,\text{lim}}$) è possibile calcolare il carico limite della colonna semplicemente moltiplicando il valore ottenuto per la sezione della colonna stessa.

8.4.2.2 Metodo di Brauns per rottura a taglio

L'approccio suggerito dal Brauns consente di tenere conto della ripartizione che il carico subisce andando in parte ad agire sul terreno ed in parte sulla colonna.

L'ipotesi di base è che la rottura avvenga lungo un piano inclinato di $\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_C}{2}\right)$

rispetto all'orizzontale.

La valutazione della pressione verticale limite rimane identica a quella vista nel caso di rottura per espansione della cavità cilindrica:

$$q_{C,\text{lim}} = k_{P,C} \cdot \sigma'_{h,\text{max}}$$

ciò, invece, che varia è la definizione della pressione orizzontale efficace massima sopportata dal terreno coesivo.

Questa, infatti, è considerata come la pressione di resistenza passiva del terreno coesivo tenero:

$$\sigma'_{h,\text{max}} = \left(q_t + \frac{2 \cdot c_U}{\sin \delta} \right) \cdot \left[1 + \frac{\text{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'_C}{2} \right)}{\text{tg} \delta} \right] - u_0$$

in cui si è indicato

δ angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del cuneo di spinta passiva che si genera attorno alla colonna di ghiaia

I valori di tale inclinazione possono essere calcolati attraverso:

- un approccio analitico:

$$tg(\delta) \cdot (tg(\delta)^2 - 1) = 2 \cdot tg\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'_C}{2}\right) \quad \text{per } q_t = 0$$

$$-\left(\frac{tg(\delta) + tg\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'_C}{2}\right)}{tg(2 \cdot \delta)}\right) + \frac{tg\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'_C}{2}\right)}{\sin(\delta)} = \frac{q_t}{2 \cdot c_U} \cdot tg\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'_C}{2}\right) \quad \text{per } q_t \neq 0$$

- un approccio grafico attraverso l'abaco di Brauns in cui si introducono come coordinate i parametri:

$$\frac{q_t}{2 \cdot c_U} \cdot tg\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'_C}{2}\right) = \xi_1$$

$$\left(\frac{tg(\delta) + tg\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'_C}{2}\right)}{tg(2 \cdot \delta)}\right) = \xi_2$$

Per un approccio più cautelativo, diversi autori, suggeriscono di introdurre per la coesione non drenata il valore minimo determinato all'interno della profondità interessata dal cuneo di spinta:

$$z = 2 \cdot R \cdot tg\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'_C}{2}\right)$$

8.4.2.3 Rottura per punzonamento

Tale meccanismo di rottura è simile a quello che avviene per un palo di fondazione quando venga superata la resistenza offerta dal terreno coesivo lungo la superficie laterale della colonna e alla base della stessa.

Tale eventualità risulta possibile, in particolare, quando le colonne risultano essere molto corte ($L_C \leq 4 \div 5$ m) e quindi non riescono a raggiungere lo strato portante.

In tal caso è possibile calcolare la portata limite mediante la formula:

$$P_{C,\text{lim}} = A_C \cdot (N_C \cdot c_{UB} \cdot \sigma_{V0}) + \pi \cdot D_C \cdot \int_0^{L_C} c_U \cdot dz$$

dove

N_C	coefficiente adimensionale di portata di base ($N_C = 8 \div 9$ secondo Reese – Wright)
c_{UB}	resistenza al taglio non drenata del terreno coesivo in prossimità della base della colonna
σ_{V0}	tensione verticale totale dovuta al peso del terreno coesivo alla profondità L_C

8.4.2.4 Considerazioni

Dai risultati delle prove di carico su colonne di ghiaia in scala reale e studi numerici di diversi autori reperiti in letteratura tecnica, è possibile concludere che:

- il meccanismo di rottura più probabile corrisponde a quello per espansione della cavità cilindrica
- l'approccio proposto da Hughes – Withers per rottura in condizioni non drenata, fornisce un valore di carico limite ultimo sufficientemente approssimato
- il meccanismo di rottura a taglio risulta meno probabile e più adattabile a casi in cui la resistenza non drenata minima si verifica ad una profondità non superiore a $z \cong 1 \div 1.5 \cdot D_C$
- il meccanismo di rottura per punzonamento risulta di scarso interesse ed in genere può aver luogo per colonne che non raggiungono lo strato portante (colonne corte).

Il valore di portata ottenuto è stato valutato allo stato limite ultimo.

Per ricavare il valore di carico applicabile ammissibile viene applicato un fattore di sicurezza $FS = 2$ (Ghionna – Jamiolkowski, 1981)

Da cui:

$$P_{C,amm} \cong \frac{P_{C,lim}}{2}$$

8.4.3 Colonne in gruppo

L'analisi di stabilità di opere realizzate su terreno rinforzato con colonne di ghiaia sono condotte, secondo diversi autori, in base ad approcci tutti rifacentesi agli usuali metodi di equilibrio limite globale, assumendo che la resistenza al taglio disponibile sia variabile in funzione del materiale attraversato dalla superficie di rottura:

$$\tau_c = \sigma'_{vc} \cdot \cos \alpha \cdot tg(\phi'_c) \quad \text{per materiale ghiaioso della colonna}$$

$$\tau_c \cong c_U \quad \text{per materiale coesivo tenero}$$

Appare quindi evidente come sia necessaria la conoscenza della aliquota del carico complessivo assorbita dalla colonna di ghiaia calcolabile secondo le formule:

$$\sigma'_{vc} = q_c + \gamma_c \cdot (z) - u_0 \quad \begin{array}{l} \text{se non si considerano tensioni} \\ \text{tangenziali verticali lungo la superficie} \\ \text{di contatto colonna - terreno} \end{array}$$

$$\sigma'_{vc} = q_c + \gamma_c \cdot (z) - u_0 - \frac{1}{z} \cdot \int_0^{L_c} c_U \cdot dz \quad \begin{array}{l} \text{se si considerano tensioni tangenziali} \\ \text{lungo la superficie di contatto colonna -} \\ \text{terreno} \end{array}$$

dove la pressione interstiziale idrostatica è valutata alla profondità generica z .

Al fine di rendere più agibile la valutazione della portata per colonne poste in gruppo, vengono proposti, in letteratura tecnica, degli approcci semplificati basati sul concetto di "terreno composito", ovvero di un terreno fittizio, che racchiude sia il materiale coesivo tenero sia il materiale ghiaioso, che risulti omogeneo, caricato uniformemente e con valori caratteristici:

$\bar{\gamma}$ peso di volume totale medio

\bar{c} resistenza al taglio media

$\bar{\phi}$ angolo di resistenza al taglio medio

8.4.3.1 Approccio di Di Maggio

L'ipotesi implicita nel metodo semplificato è quella di tener conto di una pressione uniforme e costante su tutto il terreno composito, e, quindi, dell'assenza di una concentrazione di pressione verticale tra le colonne di ghiaia e terreno coesivo circostante⁶.

Data quindi la condizione: $q_c = q_t = q$, Di Maggio propone le seguenti espressioni per il calcolo dei parametri caratteristici e, quindi, dei dati fondamentali per il calcolo della portata delle colonne:

$$\bar{\gamma} = \gamma_c \cdot \frac{A_c}{A} + \gamma_t \cdot \frac{A_t}{A}$$

$$\bar{c} = c \cdot \frac{A_t}{A}$$

$$\overline{tg(\phi)} = tg(\phi_c) \cdot \frac{A_c}{A} + tg(\phi_t) \cdot \frac{A_t}{A}$$

dove si è indicato:

A area della sezione trasversale della cella unitaria intesa come blocco di terreno composto dalla colonna di ghiaia e dal volume cilindrico di terreno coesivo influenzato da ciascuna colonna.

Noti, dunque, attraverso queste espressioni i parametri di resistenza al taglio e di coesione del terreno fittizio, è possibile calcolare la portata limite considerando l'intero volume di terreno come un elemento unico.

8.4.3.2 Metodo di Priebe

L'approccio di Priebe, consente di superare l'ipotesi di carico uniformemente distribuito attraverso un criterio di omogeneizzazione delle caratteristiche meccaniche del sistema colonna-terreno coesivo che permetta di tener conto anche della ripartizione della pressione sulla colonna e sul terreno.

⁶ Questa ipotesi comporta una sottostima della resistenza al taglio offerta dalle colonne e pertanto può considerarsi cautelativa.

$$\bar{c} = c \cdot (1 - m) = c \cdot \left(1 - \frac{A_c}{A} \cdot \frac{q_c}{q}\right)$$

$$\operatorname{tg}(\bar{\phi}) = m \cdot \operatorname{tg}(\bar{\phi}_c) + (1 - m) \cdot \operatorname{tg}(\bar{\phi}_t)$$

avendo posto

$$m = \frac{A_c}{A} \cdot \frac{q_c}{q} \quad \text{coefficiente che tiene conto della ripartizione del carico concentrato}$$

sulla colonna.

8.5 Calcolo dei cedimenti per fondazioni su colonne di ghiaia

Anche in questa trattazione si preferisce mantenere separati i casi di colonna singola e di colonna in gruppo per meglio evidenziare la dipendenza della vicinanza con altri elementi di rinforzo in termini di cedimenti.

8.5.1 Cedimento di una colonna di ghiaia singola

La valutazione dei cedimenti di una singola colonna di ghiaia risulta di interesse puramente teorico in quanto non corrisponde ad un reale impiego della struttura fondale.

Tuttavia si vuole riportare un procedimento generale che consenta di inquadrare il problema per poi estendere la trattazione con i dovuti accorgimenti al caso di colonne di ghiaia in gruppo.

L'approccio di seguito esposto è stato elaborato da Poulos-Davis (1980) e deriva dalla teoria della elasticità considerando il cedimento subito dalla colonna singola attraverso la formula:

$$S_{TOT} = \frac{P_C \cdot I_S}{E_t \cdot D_C}$$

dove si è indicato

S_{TOT} cedimento totale della colonna (inteso come comprensivo del cedimento istantaneo e dell'effetto di consolidazione)

P_C carico agente sulla colonna

I_S coefficiente di influenza adimensionale

E_t modulo di deformazione del terreno coesivo in condizioni drenate

Il coefficiente di influenza è ricavabile attraverso espressioni in funzione del rapporto fra lo spessore del terreno coesivo interessato dallo schiacciamento e la lunghezza della colonna di ghiaia.

$$L_C/H_t < 1 \quad I_S = I_0 \cdot R_K \cdot R_v \cdot R_S \cdot R_H$$

$$L_C/H_t > 1 \quad I_S = I_0 \cdot R_K \cdot R_v \cdot R_B$$

dove

H_t spessore dello strato coesivo tenero

I_0 coefficiente adimensionale calcolato nell'ipotesi di $\nu = 0.5$

R_K fattore correttivo in funzione del rapporto $\left(\frac{E_C}{E_t}\right)$ e di $\left(\frac{L_C}{D_C}\right)$

R_H fattore correttivo in funzione del rapporto $\left(\frac{L_C}{H_t}\right)$ e di $\left(\frac{L_C}{D_C}\right)$

R_v fattore di correzione in funzione del rapporto $\left(\frac{E_C}{E_t}\right)$ e di ν_t

R_S fattore di correzione che considera il possibile scorrimento plastico tra colonna e terreno coesivo

R_B fattore di correzione che tiene conto del rapporto $\left(\frac{E_{t,b}}{E_t}\right)$ avendo indicato con

$E_{t,b}$ il modulo di deformazione del terreno nel quale è innestata la colonna.

Tali coefficienti sono ricavabili attraverso diagrammi sperimentali sviluppati dagli autori (Poulos, Balaam, Davis et al.)

Nella formula riportata si è considerato un valore unico di deformazione elastica per tutto lo spessore di terreno coesivo tenero considerato.

Tale valore può essere calcolato attraverso una media ponderata dei valori di moduli di deformazione per ogni strato di spessore noto secondo l'espressione:

$$E_m = \frac{\sum_0^{L_C} E_{ii} \cdot \Delta h_i}{L_C}$$

Un procedimento basato sugli elementi finiti (Balaam et al., 1976) ha mostrato come i valori di cedimento ottenibili attraverso le formule viste siano

-
- accettabili in prima approssimazione per valori: $P_C \ll P_{C\text{lim}}$
 - sottostimati nel caso di valori: $P_C \cong P_{C\text{lim}}/2$

La sottostima è dovuta alla rilevanza dei fenomeni di plasticizzazione sui materiali coinvolti.

Oltre al metodo descritto, si riporta brevemente anche il contributo fornito da Hughes et al. alla definizione del cedimento della colonna singola.

In particolare, Hughes collega i cedimenti alla deformazione radiale misurata nel corso di prove pressiometriche sul terreno circostante.

Tale approccio si basa sulle ipotesi di:

- deformabilità volumetrica della colonna nulla
- rapporto⁷ $\sigma'_{hc}/\sigma'_{vc}$ costante all'interno della colonna al variare della deformazione
- validità dello schema di espansione di cavità cilindrica.

Quest'ultima ipotesi segna anche la maggiore limitazione all'applicabilità del metodo: infatti le prove a cui si fa riferimento sono assunte come agenti in condizioni non drenate, mentre in realtà il cedimento totale calcolato risulta maggiore di quello relativo a tali condizioni e valutabile attraverso l'algoritmo di Hughes.

In definitiva è possibile considerare questo metodo valido nel caso di una valutazione della curva carichi – cedimenti nel corso di una prova di carico di breve durata eseguita su una colonna di ghiaia isolata.

8.5.2 Cedimento per colonne di ghiaia in gruppo

Il cedimento di una fondazione poggiante sul terreno coesivo tenero rinforzato mediante colonne di ghiaia è valutato attraverso lo studio di “celle unitarie”.

Il terreno indagato viene, quindi, suddiviso in celle formate da:

- colonne di ghiaia con diametro e lunghezza noti da progetto
- volume anulare cilindrico di terreno coesivo influenzato dalla presenza di ogni colonna.

⁷ i valori di tensione efficace orizzontali e verticali sono riferiti alla quota generica della colonna di ghiaia.

L'area di terreno da considerare è calcolata secondo la formula:

$$A_t = \frac{\pi \cdot (D_i^2 - D_C^2)}{4}$$

in cui il diametro esterno D_i dipende dall'interasse s_i delle colonne di ghiaia e dalla disposizione (geometria della maglia) delle colonne.

Si riportano in tabella alcuni valori relativi alle disposizioni più comuni delle colonne:

Valori di rapporto D_i / s_i in funzione della disposizione	
Disposizione	D_i / s_i
Triangolare equilatera	1.05
Quadrata	1.13
Esagonale	1.29

I cedimenti vengono calcolati sotto le ipotesi:

- spostamenti verticali di superficie di colonna e di terreno coesivo uguali fra loro:

$$s_C = s_t$$

- ripartizione del carico complessivo agente sulla cella tra colonna e terreno secondo la relazione:

$$A_{TOT} \cdot q_{TOT} = A_C \cdot q_C + A_t \cdot q_t$$

- cedimento del terreno considerato come edometrico

La prima ipotesi posta pone come condizione implicita che lo strato ghiaioso su cui la colonna poggia sia sufficientemente rigido da consentire l'uguaglianza degli abbassamenti, inoltre risulta particolarmente indicata per la trattazione di colonne in gruppo per la presenza del materasso superiore di misto granulare che consente una distribuzione pressoché uniforme delle pressioni sulle colonne e sul terreno.

Il cedimento totale finale è valutato attraverso il modulo edometrico di deformazione del materiale coesivo circostante la colonna, ritenuto costante per terreno rinforzato e per terreno privo di colonne di ghiaia:

$$(s_{TOT})_0 = \frac{q}{E_{d,m}} \cdot L_C$$

$$(s_{TOT,C}) = \frac{q_t}{E_{d,m}} \cdot L_C$$

Si può considerare il cedimento subito dalla cella unitaria come un'aliquota del cedimento che il terreno subirebbe, in mancanza di rinforzo mediante colonne di ghiaia, secondo il rapporto:

$$(s_{TOT})_0 = \frac{s_{TOT,C}}{FRC}$$

avendo posto:

$(s_{TOT})_0$	cedimento totale in assenza di colonne
$s_{TOT,C}$	cedimento totale con presenza di colonne
FRC	fattore di riduzione del cedimento

Tale fattore di riduzione è ricavabile attraverso i rapporti :

$$FCT = \frac{q_C}{q_t} \quad \text{fattore di concentrazione delle pressioni verticali}$$

$$CS = \frac{A_C}{A} \quad \text{coefficiente di sostituzione}$$

$$\alpha_C = \frac{q_C}{q} \quad \text{aliquota della pressione verticale che agisce sulla colonna}$$

$$\alpha_t = \frac{q_t}{q} \quad \text{aliquota della pressione verticale che agisce sul terreno circostante}$$

da cui:

$$FRC = \frac{s_{TOT,C}}{(s_{TOT})_0} = \frac{q_t}{q} = \alpha_t = \frac{FCT}{1 + (FCT - 1) \cdot CS}$$

L'ipotesi di cedimento di tipo edometrico è verificata quando l'estensione dell'area di carico è molto maggiore dello spessore di terreno interessato dal rinforzo.

Al cedimento così calcolato è necessario aggiungere, in particolare per colonne non completamente penetranti, il contributo all'abbassamento fornito dagli strati sottostanti le colonne e non interessati dall'intervento.

Osservando le formule risulta evidente come l'individuazione della ripartizione della pressione sulla colonna e sul terreno circostante divenga fattore di conoscenza fondamentale per procedere nell'analisi dei cedimenti subiti dalla struttura fondale.

La distribuzione della pressione non è costante nel tempo, ma varia in conseguenza al fenomeno di consolidazione all'interno del terreno coesivo circostante le colonne.

Si possono individuare due situazioni limite⁸:

- condizione totalmente non drenata (all'istante di applicazione del carico)

$$q = q_c = q_t$$

- condizione totalmente drenata (al termine del consolidamento)

$$q_c > q > q_t$$

8.5.2.1 Metodi semplificati di calcolo

Per valutare la ripartizione della pressione applicata alla cella unitaria fra l'aliquota assorbita dalla colonna e quella agente sul terreno, si può ricorrere alla teoria dell'elasticità per il caso di tubi spessi o alla teoria della cavità cilindrica espansa (Timoshenko - Goodier, 1970).

Si assume che la colonna (intesa come cavità cilindrica o tubo spesso) sia soggetta ad espansione radiale per effetto di una pressione interna:

$$\Delta\sigma_h = \Delta\sigma_{h,C} - \Delta\sigma_{h,t}$$

dove

$\Delta\sigma_h$ pressione orizzontale radiale sulla superficie di contatto colonna – terreno
intesa come pressione “mutua”⁹

$\Delta\sigma_{h,C}$ incremento della pressione radiale sulla superficie di contatto colonna – terreno dovuta al carico agente sulla colonna

⁸ Ai fini pratici la situazione di maggiore interesse risulta essere quella a lungo termine, cioè in condizioni drenate con fenomeno di consolidazione completato.

⁹ Il ricorso a questa pressione consente di valutare le deformazioni radiali di espansione del terreno con le formule previste dalle teoria sopra citate, le quali altrimenti trascurerebbero la presenza di q_t

$\Delta\sigma_{h,t}$ incremento della pressione radiale sulla superficie di contatto colonna – terreno dovuta al carico agente sulla colonna

I due incrementi di pressione possono essere determinati sotto condizioni predefinite riguardanti:

- stato tensionale nella colonna di ghiaia e nel terreno circostante
- relazione sforzi – deformazioni dei due materiali

Dunque la valutazione delle pressioni verticali q_t e q_c viene ottenuta attraverso semplificazioni ed ipotesi su

- relazione q_c e $\Delta\sigma_{h,c}$
- relazione q_t e $\Delta\sigma_{h,t}$
- condizioni al contorno in corrispondenza del raggio esterno della cella unitaria ($D_i/2$)

Gli approcci proposti da vari autori e reperibili in letteratura tecnica (Baumann e Bauer, 1974; Priebe, 1976; Balaam, 1977; Di Maggio, 1978; Goughnour e Bayuk, 1979) si differenziano fra loro per le ipotesi imposte sugli aspetti sopra riportati.

Si riporta di seguito la trattazione proposta da Priebe ritenuta più completa ed affidabile.

8.5.2.2 Metodo semplificato di Priebe

La soluzione suggerita da Priebe si basa sulle ipotesi comuni a tutti gli approcci semplificati e alle ulteriori condizioni:

- validità del criterio di rottura Coulomb – Mohr all'interno della colonna di ghiaia:

$$\sigma'_{h,c} = k_{a,c} \cdot \sigma'_{v,c}$$
- deformazione di volume della ghiaia contenuta nella colonna nulla

$$\Delta V_c / V_c \cong 0$$
- relazione sforzi – deformazione nel terreno di tipo elastico lineare
- relazione q_t e $\Delta\sigma_{h,t}$ di tipo idrostatico

$$\Delta\sigma_{h,t} = q_t$$

- spostamenti orizzontali della superficie di contatto colonna – terreno, valutabili mediante la teoria del tubo spesso.
- pressione verticale si mantiene costante entro la profondità interessata dalle colonne di ghiaia¹⁰

Sotto tali ipotesi è possibile valutare il miglioramento apportato dall'installazione delle colonne di ghiaia al terreno indagato attraverso il coefficiente n_0 :

$$n_0 = \frac{q}{q_t} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left[\frac{0.5 + F(v_t; A_c; A)}{k_{a,c} \cdot F(v_t; A_c; A)} - 1 \right]$$

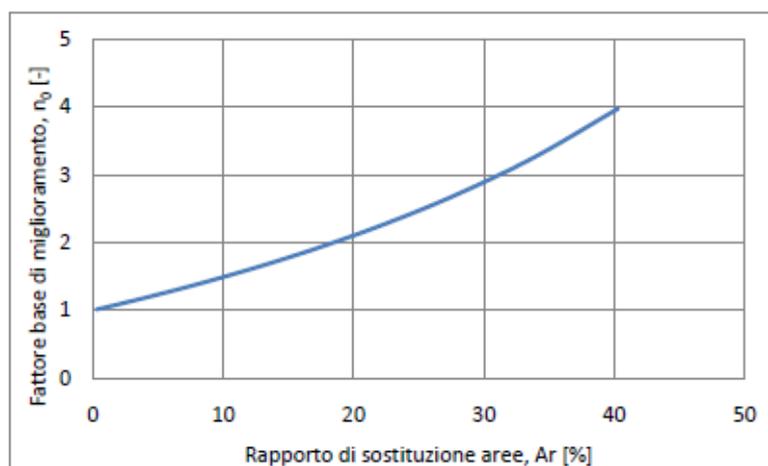
dove, oltre ai termini già esplicitati in precedenza, si è definita la funzione adimensionale $F(v_t; A_c; A)$ secondo la formula:

$$F(v_t; A_c; A) = \frac{1 - v_t^2}{1 - v_t - 2 \cdot v_t^2} \cdot \frac{(1 - 2 \cdot v_t) \cdot (1 - A_r)}{1 - 2 \cdot v_t + A_r}$$

avendo posto

$A_r = A_c/A$ rapporto di sostituzione

v_t coefficiente di Poisson del terreno coesivo della cella¹¹,



¹⁰ Questa ipotesi risulta confermata per colonne di lunghezza $L_c < \sqrt{A}/2$ (considerando A: area di carico)

¹¹ Per il calcolo si considera un valore medio rappresentativo di tutta la cella esaminata

In assenza di colonne il valore di n_0 tende a 1 (terreno non trattato), mentre aumenta al crescere della percentuale di area sostituita dalle colonne di ghiaia (cioè in funzione della dimensione delle stesse).

Assumendo la colonna come incompressibile, si ottiene il caso limite per il quale:

$$n_0 \rightarrow \infty \quad \text{per } A_r = 1.$$

In realtà, quand'anche tutta l'area venisse sostituita ($A_r = 1$) il fattore di miglioramento non risulterebbe tendere all'infinito (come per materiale assolutamente non comprimibile), ma coincidere con il rapporto fra i moduli di deformazione non confinata del materiale delle colonne e del terreno coesivo circostante.

Questo limite massimo superiore è dettato dal comportamento della colonna di ghiaia dopo la sua installazione: i cedimenti misurati, infatti, non dipendono solo dalla espansione radiale della colonna ma anche da una sua compressibilità.

Volendo tenere conto di questo aspetto è necessario introdurre nella formula del fattore base di miglioramento un coefficiente riduttivo.

Come approssimazione è possibile ricavare tale coefficiente mediante una back – analysis: partendo dal valore minimo possibile di fattore base di miglioramento $n_{0,\min}$ (rapporto fra i moduli) si ricerca il rapporto di sostituzione delle aree ad esso relativo:

$$\left(\frac{A_c}{A}\right)_1 = -\frac{4 \cdot k_{a,c} \cdot (n_0 - 2) + 5}{2 \cdot (4 \cdot k_{a,c} - 1)} \pm \sqrt{\left[\frac{4 \cdot k_{a,c} \cdot (n_0 - 2) + 5}{(4 \cdot k_{a,c} - 1)}\right]^2 + \frac{16 \cdot k_{a,c} \cdot (n_0 - 1)}{4 \cdot k_{a,c} - 1}}$$

Considerando dunque l'incremento:

$$\Delta\left(\frac{A}{A_c}\right) = \frac{1}{(A_c/A)_1} - 1$$

si applica il nuovo rapporto di sostituzione corretto nella formula del fattore di miglioramento:

$$n_1 = \frac{q}{q_t} = 1 + \left(\frac{\overline{A_c}}{A} \right) \cdot \left[\frac{0.5 + F(v_t; A_c; A)}{k_{a,c} \cdot F(v_t; A_c; A)} - 1 \right]$$

dove si è posto:

$$\left(\frac{\overline{A_c}}{A} \right) = \frac{1}{\frac{A}{A_c} + \Delta \left(\frac{A}{A_c} \right)}$$

Nella trattazione esposta non si è tenuto conto della massa della colonna di ghiaia né del peso del terreno coesivo interno alla cella unitaria.

Questi due ulteriori carichi, nella realtà, contribuiscono ad un maggiore contenimento della colonna: la differenza di pressione, infatti, agente sulla colonna e sul terreno coesivo diminuisce e quindi si riduce con l'aumentare della profondità anche l'espansione laterale della colonna.

Per una valutazione a favore di sicurezza è dunque ammissibile prescindere dal contributo, fornito dal peso proprio della colonna e del terreno coesivo, alla pressione agente sulla cella unitaria.

8.5.2.3 Trattazione semplificata in campo elastico

Attraverso il seguente approccio, si vuole determinare la ripartizione della pressione assorbita dalla colonna e dal terreno coesivo per poi valutare il cedimento subito dall'intera struttura di fondazione in esame.

Rimangono valide le ipotesi generali viste per i metodi semplificati e il ricorso, in particolare, al concetto di cella equivalente:

- spostamenti verticali di superficie di colonna e di terreno coesivo uguali fra loro:

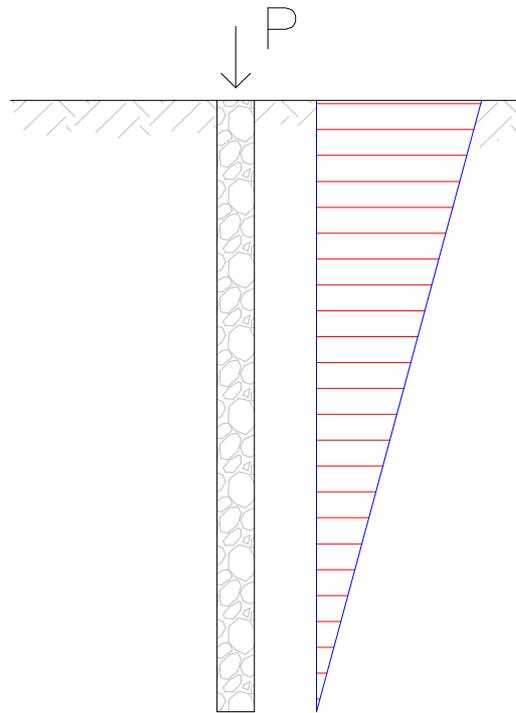
$$s_c = s_t$$

- ripartizione del carico complessivo agente sulla cella tra colonna e terreno secondo la relazione:

$$A_{TOT} \cdot q_{TOT} = A_c \cdot q_c + A_t \cdot q_t$$

- cedimento del terreno considerato come edometrico

Inoltre si pone, come ipotesi di calcolo, che il diagramma delle tensioni agenti sulla cella equivalente sia variabile linearmente.



Da tale ipotesi è possibile ricavare il cedimento subito dalla cella equivalente secondo la formula:

$$\Delta s = \frac{P \cdot L_C}{2 \cdot E \cdot A}$$

dove si è indicato:

- P carico agente sulla cella equivalente ($P = q \cdot A = 6.61 \cdot 2.81 = 18.57$ t)
- E modulo elastico (inteso come valore medio caratteristico costante per tutta la cella equivalente)
- L_C spessore della cella equivalente (considerato coincidente con la lunghezza delle colonne di ghiaia)

Invertendo la formula si ricava la rigidezza della cella equivalente:

$$R = \frac{2 \cdot E \cdot A}{L_C}$$

I valori descritti si riferiscono ad una cella equivalente, cioè un elemento fittizio considerato omogeneo. Volendo isolare ed evidenziare le aliquote di carico assorbite dal terreno coesivo e dalla colonna di ghiaia si definiscono le rigidezze dei due elementi considerati secondo le formule:

$$R_c = \frac{2 \cdot E_c \cdot A_c}{L_C} \quad \text{rigidezza della colonna di ghiaia}$$

$$R_t = \frac{2 \cdot E_t \cdot A_t}{L_C} \quad \text{rigidezza del terreno coesivo circostante}$$

Ripartizione dei carichi

Note le rigidezze è possibile, sotto l'ipotesi di congruenza degli spostamenti verticali, valutare la parte di carico assorbita dalla colonna e quella assorbita dal terreno attraverso i coefficienti di ripartizione:

$$P_c = P \cdot \frac{R_c}{R_c + R_t} \quad \text{Carico assorbito dalla colonna di ghiaia}$$

$$P_t = P \cdot \frac{R_t}{R_c + R_t} \quad \text{Carico assorbito dal terreno coesivo circostante}$$

inserendo la definizione delle rigidezze nella formula di ripartizione dei carichi si ottiene:

$$P_c = P \cdot \frac{2 \cdot E_c \cdot A_c / L_C}{2 \cdot E_c \cdot A_c / L_C + 2 \cdot E_t \cdot A_t / L_C} = P \cdot \frac{E_c \cdot A_c}{E_c \cdot A_c + E_t \cdot A_t}$$

$$P_t = P \cdot \frac{2 \cdot E_t \cdot A_t / L_C}{2 \cdot E_c \cdot A_c / L_C + 2 \cdot E_t \cdot A_t / L_C} = P \cdot \frac{E_t \cdot A_t}{E_c \cdot A_c + E_t \cdot A_t}$$

La distribuzione del carico tra le colonne e il terreno è funzione dal rapporto tra i moduli elastici dei materiali e dalla dimensione della cella equivalente (quindi dall'interasse delle colonne).

Dalla conoscenza, quindi, dei moduli di deformazione elastica del terreno coesivo circostante la colonna e della ghiaia interna alla colonna stessa, e valutando l'interasse fra le colonne come un multiplo del diametro delle stesse ($i = \alpha \cdot D_c$) è possibile ricavare i valori di distribuzione della pressione secondo le formule esplicitate:

$$P_c = P \cdot \frac{E_c \cdot \pi \cdot D_c^2 / 4}{E_c \cdot \pi \cdot D_c^2 / 4 + E_t \cdot \pi \cdot (\alpha^2 - 1) \cdot D_c^2 / 4} = P \cdot \frac{1}{1 + (E_t / E_c) \cdot (\alpha^2 - 1)}$$

$$P_t = P \cdot \frac{E_t \cdot A_t}{E_c \cdot A_c + E_t \cdot A_t} = P \cdot \frac{1}{\frac{E_c}{E_t \cdot (\alpha^2 - 1)} + 1}$$

Noti i carichi agenti sulla colonna e sul terreno circostante è possibile calcolare le pressioni agenti attraverso il semplice rapporto con le aree caricate:

$$\sigma_{v,c} = \frac{P_c}{A_c}$$

$$\sigma_{v,t} = \frac{P_t}{A_t}$$

Dal valore della pressione verticale è possibile ricavare la spinta orizzontale agente sulla superficie di contatto colonna – terreno coesivo:

Considerando quindi i valori di modulo elastico del terreno (già ricavato in precedenza: vedi § 7.5.1.1) e quello proprio della ghiaia (dato di progetto) si ottiene:

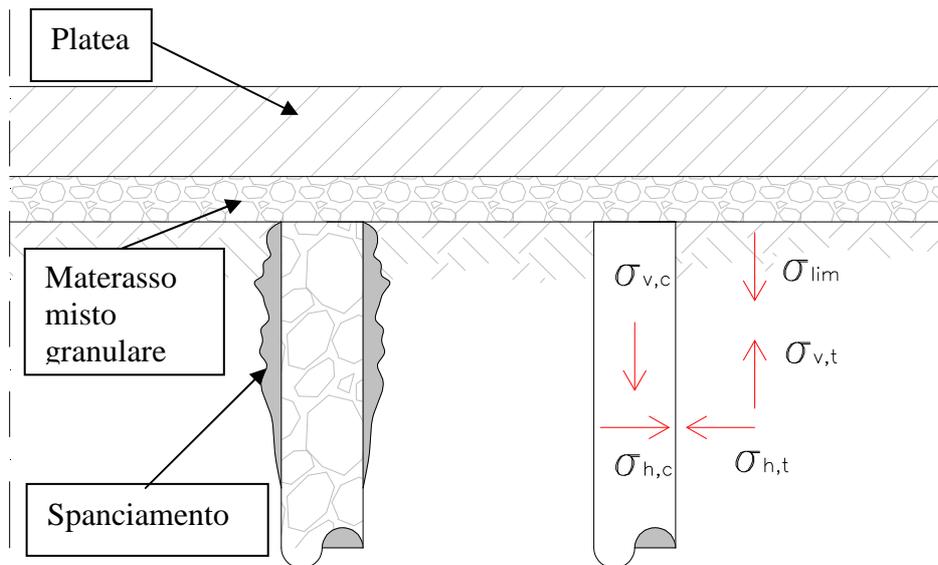
$$\sigma_{h,c} = \sigma_{v,c} \cdot k_{a,c} \quad \text{spinta attiva della colonna caricata agente sulla superficie di contatto}$$

$$\sigma_{h,t} = \sigma_{v,t} \cdot k_{p,t} \quad \text{spinta passiva del cilindro di terreno caricato agente sulla superficie di contatto}$$

Quando la pressione agente sulla colonna supera la resistenza passiva offerta dal terreno circostante facendolo rifluire verso l'alto, si ha il fenomeno di spanciamiento della colonna stessa.

Il rifluimento del terreno è contrastato dalla presenza del materasso in materiale misto granulare e della platea sovrastante, che forniscono una pressione verso il basso uguale alla pressione assorbita dal terreno $\sigma_{v,t}$.

In conseguenza a ciò, è possibile calcolare il valore limite della pressione verso il basso σ_{lim} che impedisce il fenomeno di spanciamento



Il rischio maggiore si misura in prossimità della testa della colonna dove la pressione applicata è massima e massima, quindi, è anche la spinta attiva esercitata dalla colonna¹².

Verifica allo spanciamento

Uguagliando σ_{hc} e σ_{ht} è possibile ricavare il valore limite di pressione al di sopra del quale è possibile si verifichi uno spanciamento della colonna di ghiaia:

$$\sigma_{lim} = \sigma_{v,c} \cdot \frac{k_{ac}}{k_{pt}} = \sigma_{v,c} \cdot \frac{tg^2(\pi/4 - \phi_c/2)}{tg^2(\pi/4 + \phi_t/2)}$$

¹² Inoltre si può pensare che la zona immediatamente sotto la platea di fondazione e il materasso misto granulare risenta in maniera maggiore del rimaneggiamento causato dalle operazioni di installazione della colonna, e che offra quindi una resistenza inferiore a quella media della colonna di terreno coesivo.

In realtà la formula di σ_{lim} è troppo prudentiale in quanto tiene conto di una configurazione deformativa piana mentre nel caso delle colonne la configurazione è radiale.

Per un approccio più aderente al vero è necessario tenere conto della diversità delle aree (A_C e A_t) soggette rispettivamente alla $\sigma_{V,C}$ e alla $\sigma_{V,t}$.

Per farlo si introduce il coefficiente di riduzione dato dal rapporto fra le aree:

$$\sigma_{\text{lim}} = \sigma_{V,C} \frac{k_{a,C}}{k_{p,t}} \left(\frac{A_C}{A_t} \right)$$

Considerando che il diametro dell'area disturbata D_i sia proporzionale al diametro della colonna D_C , secondo il rapporto $\frac{D_i}{D_C} = \alpha$, si avrà:

$$A_C = \frac{\pi D_C^2}{4} = 0,785 D_C^2$$

$$A_t = \frac{\pi \cdot \alpha^2 \cdot D_C^2}{4} - \frac{\pi \cdot D_C^2}{4} = \frac{(1 - \alpha^2) \pi \cdot D_C^2}{4}$$

per cui si ha:

$$\sigma_{\text{lim}} = \sigma_{V,C} \frac{k_{a,C}}{k_{p,t}} \left(\frac{1}{1 - \alpha^2} \right)$$

Rapportando il valore di pressione gravante sul terreno (pressione trasmessa dalla platea di sommità) con il valore limite di pressione sopra calcolato si ottiene il fattore di sicurezza allo spanciamento della colonna¹³:

$$FS = \frac{\sigma_{V,t}}{\sigma_{\text{lim}}}$$

Tale valore si riferisce alla sezione di contatto platea-terreno-colonne in quanto non tiene conto del peso proprio della colonna e del terreno.

¹³ Il fattore di sicurezza così valutato si riferisce alla condizione posta in sommità e non sarà costante lungo lo spessore della cella.

È possibile, inserendo nella formula questi due aspetti, ricavare una profondità al di sotto della quale il fenomeno di spanciamento non è più rilevante per l'effetto contenitivo esercitato dal peso del terreno circostante la colonna:

$$(\sigma_{\text{lim}} + \gamma_t \cdot h) = (\sigma_{v,c} + \gamma_c \cdot h) \cdot \frac{k_{a,c}}{k_{p,t}} \cdot \frac{A_c}{A_t}$$

Per cui è possibile calcolare la pressione limite σ_{lim} verso il basso richiesta alla platea, al limite dello spanciamento delle colonne, in funzione della profondità:

$$\sigma_{\text{lim}} = (\sigma_{v,c} + \gamma_c \cdot h) \cdot \frac{k_{a,c}}{k_{p,t}} \cdot \frac{A_c}{A_t} - \gamma_t \cdot h$$

Il coefficiente di sicurezza allo spanciamento delle colonne alle varie profondità h sarà pertanto:

$$FS = \frac{\sigma_t + \gamma_t \cdot h}{(\sigma_{v,c} + \gamma_c \cdot h) \cdot \frac{k_{a,c}}{k_{p,t}} \cdot \frac{A_c}{A_t}}$$

Essendo $\sigma_{v,c}$ e $\sigma_{v,t}$ le pressioni trasmesse dalla platea in sommità delle colonne e del terreno derivanti dalla distribuzione del carico totale secondo le formule viste in precedenza.

Oltre ad una certa profondità limite ($h_{\text{lim}} = \bar{h}$) si ottengono valori di pressione limite negativi che mostrano come non ci sia più necessità del contributo di pressione verticale richiesta alla platea per evitare lo spanciamento delle colonne ma sia più che sufficiente il peso proprio della colonna di terreno circostante.

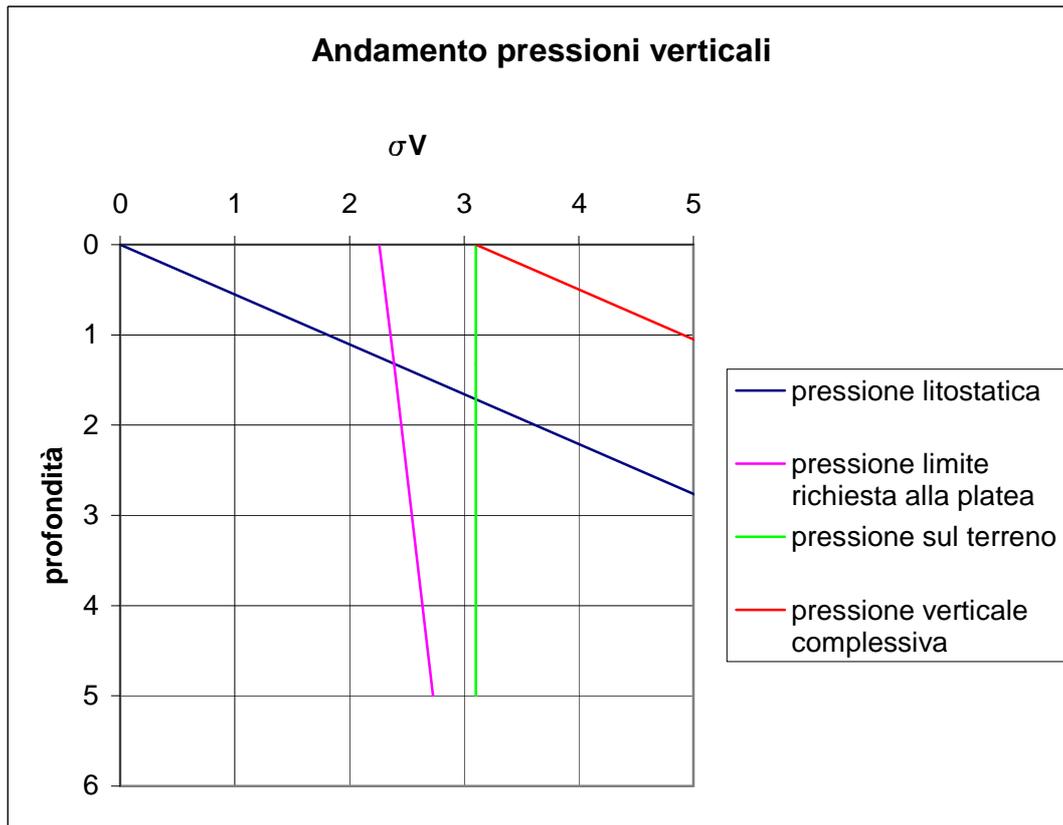
La profondità limite \bar{h} sotto la quale non vi è più bisogno del contributo stabilizzante della platea si otterrà uguagliando a zero l'espressione della pressione limite e ricavando la $h_{\text{lim}} = \bar{h}$:

$$\bar{h} = \frac{\sigma_{v,c} \cdot K_1 \cdot K_2}{\gamma_t - \gamma_c \cdot K_1 \cdot K_2}$$

dove si è indicato con:

$$K_1 = \frac{k_{a,C}}{k_{p,t}}$$

$$K_2 = \frac{A_C}{A_t}$$

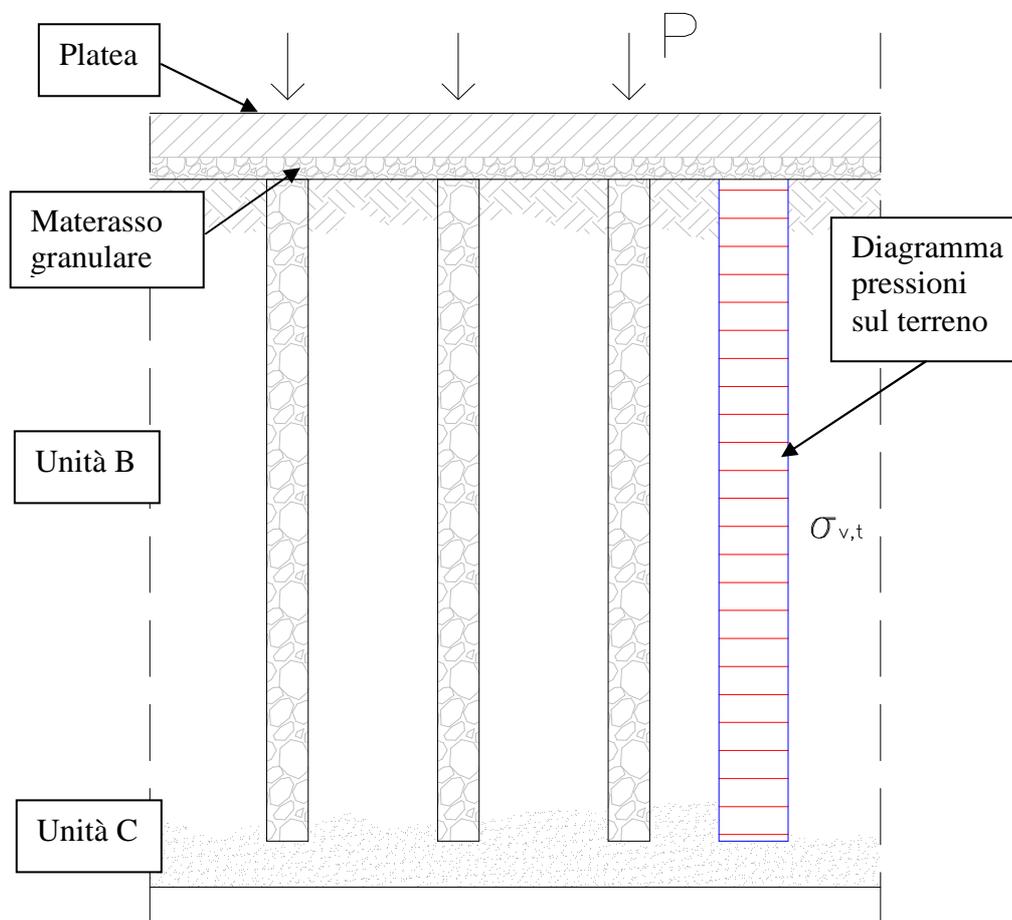


Il punto di intersezione tra il grafico della pressione limite e quello della pressione litostatica fornisce la profondità oltre alla quale non si ha più necessità di azioni di contenimento da parte della platea in quanto è sufficiente la pressione litostatica.

Inoltre si nota dal grafico che se la pressione totale verticale trasmessa ad una generica profondità dalla platea e dal peso del terreno risulta essere superiore alla pressione limite richiesta, lo spanciamento è sempre impedito.

Calcolo cedimenti della platea di fondazione

Si pone l'ipotesi che la pressione agente sul terreno σ_t abbia un andamento rettangolare lungo tutto lo spessore della cella equivalente. ($\sigma_t = cost$).



L'abbassamento della fondazione si potrà ricavare come lo schiacciamento delle colonne qualora si conosca il modulo elastico E_C delle colonne stesse¹⁴.

$$\Delta s = \frac{P_C \cdot L_C}{E_C \cdot A_C}$$

¹⁴ L'analisi consente anche un approccio inverso mediante il quale, conoscendo i cedimenti previsti è possibile ricavare il modulo elastico della ghiaia presente nelle colonne.

8.6 Studio della fondazione su colonne di ghiaia

Si procede, attraverso una analisi semplificata in campo elastico, per la valutazione della ripartizione della pressione agente sulla colonna e sul terreno coesivo circostante.

Il dimensionamento dell'intervento è già stato eseguito sulla base delle scelte progettuali fornite dallo studio THESIS che ha messo a disposizione tutto il materiale necessario e quindi i calcoli di seguito riportati si basano su geometria e proprietà dei materiali note:

Scelte progettuali da analizzare			
Proprietà meccaniche del materiale utilizzato per le colonne di ghiaia			
Peso specifico	γ_C	2.20	t/mc
Angolo di resistenza al taglio	ϕ'_C	36	°
Coefficiente di spinta a riposo	$k_{0,C}$	0.412	-
Coefficiente di spinta attiva	$k_{a,C}$	0.260	-
Coefficiente di spinta passiva	$k_{p,C}$	3.852	-
Modulo di deformazione	E_C	6000	t/mq
Proprietà materasso di ghiaia superiore			
Peso specifico	γ_m	2.00	t/mc
Altezza del materasso	h_m	0.5	m
Carico dovuto al materasso	q_m	1.0	t/mq
Dimensioni e caratteristiche geometriche delle colonne di ghiaia			
Diametro colonne	D_C	0.90	m
Lunghezza	L_C	15.40	m
Interasse	i_C	1.80	m
Disposizione della maglia	triangolare		
Diametro cella equivalente	D_i	1.89	m
Area cella equivalente	A	2.81	mq
Area colonne di ghiaia	A_C	0.64	mq
Area anello di terreno	A_t	2.17	mq
Rapporto di sostituzione	A_r	22.67	%

L'altezza del materasso superiore di ripartizione e drenante pari a 0,5 metri oltre la profondità del piano di posa della fondazione comporta una modifica del carico che la fondazione trasmette al terreno migliorato sottostante in quanto è necessario tenere

in considerazione sia il carico dovuto alla presenza del materasso sia un nuovo valore di tensione litostatica verticale preesistente all'intervento.

Nella valutazione dei cedimenti si farà riferimento al solo incremento di carico dovuto al peso complessivo dell'edificio previsto decurtato del peso di terreno rimosso per lo scavo di fondazione.

Il carico utilizzato nei successivi calcoli è quindi dato da

$$q = q_0 - \sigma'_{v0} + q_m = 12.81 - 7.20 + 1.0 = 6.61 \text{ t/mq}$$

8.6.1 Calcolo mediante metodo semplificato di Priebe

8.6.1.1 Analisi del miglioramento parametri di resistenza per terreno rinforzato

Applicando il metodo di Priebe è possibile valutare il fattore di miglioramento di base.

Considerando per il terreno coesivo circostante la colonna un valore medio di coefficiente di Poisson:

$$\nu_t \cong 0.35$$

è possibile ricavare il valore del rapporto q/q_t :

$$F(\nu_t; A_C; A) = \frac{1 - \nu_t^2}{1 - \nu_t - 2 \cdot \nu_t^2} \cdot \frac{(1 - 2 \cdot \nu_t) \cdot (1 - A_r)}{1 - 2 \cdot \nu_t + A_r} = 0.97$$

$$n_0 = \frac{q}{q_t} = 1 + \frac{A_C}{A} \cdot \left[\frac{0.5 + F(\nu_t; A_C; A)}{k_{a,C} \cdot F(\nu_t; A_C; A)} - 1 \right] \cong 2.29$$

Utilizzando le relazioni viste per tenere conto della compressibilità della ghiaia costituente le colonne si giunge al fattore di miglioramento finale:

$$\left(\frac{A_C}{A} \right)_1 \cong 0.67$$

$$\Delta\left(\frac{A}{A_c}\right) \cong 0.50$$

$$\left(\frac{A_c}{A}\right) \cong 0.20$$

da cui

$$n_1 \cong 2.13$$

Di conseguenza, ricordando il significato del fattore di miglioramento è possibile calcolare le pressioni agenti sul terreno e sulla colonna secondo le relazioni:

$$q_t = \frac{q}{n_1} \cong 3.10 \text{ t/mq}$$

$$q_c = \frac{q \cdot A - q_t \cdot A_t}{A_c} = \frac{6.61 \cdot 2.81 - 3.10 \cdot 2.17}{0.64} \cong 18.50 \text{ t/mq}$$

I risultati ottenuti vengono riassunti nella tabella seguente:

Ripartizione del carico esterno sulla colonna e sul terreno coesivo			
Carico esterno	q	6.61	t/mq
Coefficiente di Poisson	ν_t	0.35	-
Funzione adimensionale	F	0.97	-
Fattore base di miglioramento	n_0	2.29	-
Compressibilità delle colonne	$(A_c/A)_1$	0.67	-
	$\Delta(A/A_c)$	0.50	-
	$\left(\frac{A_c}{A}\right)$	0.20	-
Fattore di miglioramento corretto	n_1	2.13	-
Pressione sul terreno	q_t	6.73	t/mq
Pressione sulla colonna	q_c	18.50	t/mq

Risulta complessa la determinazione delle caratteristiche del terreno trattato, cioè le caratteristiche di resistenza al taglio della cella equivalente formata dall'insieme colonna – terreno.

La procedura semplificata di Priebe consente una stima di tali parametri secondo relazioni empiriche tenendo in considerazione:

- il comportamento dell'insieme delle colonne di ghiaia: la crisi avviene solo al raggiungimento della capacità portante dell'intero gruppo di colonne¹⁵.
- il carico agente sulle colonne di ghiaia: aliquota del carico complessivo in funzione del rapporto di sostituzione A_r e del fattore di miglioramento n_1

Il carico affidato alla colonna viene ridotto in conseguenza alla diminuzione del volume del terreno circostante causato dall'espansione della colonna stessa secondo il coefficiente:

$$m' = \frac{(n_1 - 1)}{n_1} \cong 0.530.$$

Partendo dal valore di questo parametro, l'autore suggerisce una serie di correlazioni empiriche per una stima dell'angolo di resistenza al taglio della cella equivalente:

$$\text{tg}(\bar{\phi}) = m' \cdot \text{tg}(\phi_c) + (1 - m') \cdot \text{tg}(\phi_t)$$

avendo indicato con

ϕ_c angolo di resistenza al taglio del materiale delle colonne

ϕ_t angolo di resistenza al taglio del terreno coesivo di cella

Per la coesione il metodo fornisce una relazione in funzione del rapporto di sostituzione corretto:

$$c = (1 - \overline{A_c/A}) \cdot c_t$$

dove

¹⁵ A differenza di elementi rigidi infissi nel terreno che possono arrivare a rottura l'uno successivamente all'altro, le colonne di ghiaia continuano a deformarsi finché l'intero sovraccarico viene trasferito alle colonne vicine.

c_t coesione media del terreno di cella

Volendo tener conto del rimaneggiamento subito dal terreno all'atto dell'installazione delle colonne di ghiaia risulta più a favore di sicurezza fare riferimento, per la stima della coesione, alla espressione:

$$\bar{c} = (1 - m') \cdot c_t$$

Applicando le formule dette al caso in esame, si ottengono valori indicativi dei parametri di resistenza al taglio per il terreno migliorato:

Parametri di resistenza al taglio del terreno rinforzato			
Parametro di resistenza	$tg(\phi')$	ϕ'	c' (t/mq)
Terreno non trattato (valore medio)	0.484	25.84	1.752
Terreno rinforzato mediante colonne di ghiaia	0.657	33.30	1.395

8.6.1.2 Valutazione del cedimento delle colonne di ghiaia in gruppo

Il metodo di Priebe pone l'ipotesi che il cedimento possa essere valutato come edometrico, di conseguenza è possibile trattare l'intera cella equivalente come un unico strato omogeneo di materiale, caratterizzato da parametri geotecnici calcolati come medie ponderate, e quindi ottenere il cedimento della cella in conseguenza all'intervento di miglioramento dalla formula:

$$\Delta s = \frac{q_t}{E_{d,m}} \cdot L_C$$

mentre il valore di cedimento nella condizione di terreno non trattato può essere calcolata mediante la stessa formula applicando il carico complessivo agente sulla cella equivalente:

$$\Delta s_0 = \frac{q}{E_{d,m}} \cdot L_C$$

Il valore del modulo di deformazione edometrico medio è calcolato attraverso una media ponderata che tenga conto delle diverse unità lito-stratigrafiche interessate dall'intervento:

$$E_{d,m} = \frac{E_{B1a} \cdot H_{B1a} + E_{B2} \cdot H_{B2} + E_{B1b} \cdot H_{B1b}}{H_{B1a} + H_{B2} + H_{B1b}} = 644.20 \text{ t/mq}$$

Sostituendo nella formula si sono ottenuti i seguenti valori di cedimento:

Calcolo dei cedimenti			
Cedimento nel terreno migliorato	Δs	7.22	cm
Cedimento nel terreno non trattato	Δs_0	15.39	cm
Riduzione del cedimento	α	53.10	%

8.6.2 Considerazioni sui risultati ottenuti

Osservando i risultati ottenuti attraverso l'approccio di Priebe, si ritiene importante riportare alcune considerazioni:

- Il cedimento nel caso di terreno non trattato è stato eseguito facendo sempre riferimento alla cella equivalente come elemento di terreno interessato dal carico.
- I valori di abbassamenti ottenuti in assenza di colonne di ghiaia non si discostano in maniera significativa dai valori calcolati nel caso di fondazione mediante platea (vedi cap. 6), fornendo un'ulteriore verifica della validità degli stessi
- l'errore misurato fra i cedimenti ottenuti per terreno non trattato secondo la trattazione di Priebe e quelli relativi alla sola platea di fondazione, sono attribuiti alle ipotesi imposte alla base dei metodi utilizzati ed in particolar modo all'adozione del concetto di "cella equivalente"¹⁶.
- I valori di cedimento ottenuti per l'inserimento delle colonne di ghiaia risultano essere ridotti di più del 50%, divenendo così accettabili se confrontati con i valori di cedimento ammissibili suggeriti da Sowers
- L'entità del cedimento risulta accettabile non solo per quanto concerne la stabilità della struttura, ma anche per gli aspetti relativi agli allacciamenti degli impianti.
- Nell'analisi eseguita si è considerato soltanto il valore dell'incremento di carico applicato alla struttura di fondazione, in quanto l'adozione di colonne di ghiaia consente alla platea di non risentire del rigonfiamento per effetto dell'alleggerimento da scavo del terreno.
- I valori di cedimento ottenuti mantengono comunque un certo grado di approssimazione per via delle numerosi ipotesi imposte all'interno del metodo utilizzato per la loro valutazione

L'approccio adottato (metodo di Priebe) è uno dei possibili metodi che possono essere utilizzati per lo studio delle colonne di ghiaia.

¹⁶ Nell'analisi fatta per la sola platea di fondazione si è considerata un'area coincidente con l'area di carico, valutando i contributi di differenti strati ottenendo una descrizione del comportamento del volume significativo più vicina alle reali condizioni del terreno.

Altre procedure di calcolo proposte in letteratura tecnica possono essere:

- analisi di Shahu, Madhav e Hayashi (2000)
- procedura di calcolo proposta da Ghionna – Jamiolkowski (1981)

L'analisi proposta da Shahu si basa su ipotesi di calcolo differenti da quelle adottate nel metodo semplificato di Priebe e riprese dalla procedura di Ghionna – Jamiolkowski:

- si considera che il carico massimo agente sul terreno coesivo di cella lo si ha in corrispondenza della base del terreno trattato mentre in sommità presenta valori più bassi (viceversa per la colonna di ghiaia), si ha quindi una variazione del carico con la profondità, mentre il metodo qui analizzato considera che il carico si mantiene costante lungo la cella equivalente.
- si considera l'influenza del materasso di ghiaia sulla ripartizione del carico: in particolar modo al crescere dello spessore di tale strato si ha una migliore diffusione del carico ed il terreno coesivo prende una quota parte maggiore del carico esterno applicato. Nel caso in esame si considera un fattore adimensionale di altezza del terreno non troppo elevato e quindi è accettabile che il carico agente sul terreno coesivo di cella risulta inferiore rispetto al valore ottenuto col metodo qui analizzato

La procedura di calcolo di Ghionna – Jamiolkowski, ricalca le ipotesi poste nella trattazione di Priebe, suggerendo un'analisi iterativa attraverso una divisione della cella equivalente in strati con spessori e parametri caratteristici noti.

Viene applicata la teoria dei tubi spessi inserendo le soluzioni del problema nelle equazioni generali poste secondo le ipotesi di calcolo:

- dall'equazione di equilibrio verticale si ricava la quota parte di carico gravante sulla generica colonna di ghiaia

$$q \cdot A = q_c \cdot A_c + q_t \cdot A_t$$

- incremento di tensione orizzontale, rappresentato da N equazioni (una per ogni concio) del tipo nello schema di tubo spesso:

$$\Delta\sigma_{hCi} = k_{ac} \cdot q_C - (k_{0C} - k_{ac}) \cdot (\gamma_C \cdot z_i - \gamma_W \cdot z_{iW})$$

- spostamenti in corrispondenza della generica colonna di ghiaia e del terreno coesivo circostante:

$$s_C = L_C - \sum_{i=1}^N \left(\frac{\Delta z_i}{\left\{ \frac{\Delta\sigma_{hCi} - k_{0t} \cdot q_t}{E_{ii}} \cdot \left[\left(\frac{R_i}{R_C} \right)^2 - 1 \right] + 1 \right\}^2} \right)$$

$$s_t = q_t \cdot \sum_{i=1}^N \left(\left[\frac{1}{E_{dii}} + \frac{2 \cdot \nu_t^2}{E_{ii} \cdot (1 - \nu_t)^2} \right] \cdot \Delta z_i \right) - \sum_{i=1}^N \left(\frac{2 \cdot k_{0t} \cdot \Delta\sigma_{hCi} \cdot \Delta z_i}{E_{ii}} \right)$$

- dall'ipotesi di congruenza degli spostamenti verticali, ovvero uguagliando i due spostamenti precedentemente individuati si ricava l'equazione risolutiva finale, che permette di valutare la quota parte di carico gravante sul terreno coesivo di cella:

$$q_t \cdot \sum_{i=1}^N \left(\left[\frac{1}{E_{dii}} + \frac{2 \cdot \nu_t^2}{E_{ii} \cdot (1 - \nu_t)^2} \right] \cdot \Delta z_i \right) = L_C + \sum_{i=1}^N \left(\frac{2 \cdot k_{0t} \cdot \Delta\sigma_{hCi} \cdot \Delta z_i}{E_{ii}} \right) +$$

$$- \sum_{i=1}^N \left(\frac{\Delta z_i}{\left\{ \frac{\Delta\sigma_{hCi} - k_{0t} \cdot q_t}{E_{ii}} \cdot \left[\left(\frac{R_i}{R_C} \right)^2 - 1 \right] + 1 \right\}^2} \right)$$

Inserendo dei valori tentativo di pressione su terreno per incrementi successivi si procede fino alla convergenza dei valori iniziale e finale di q_t .

Facendo riferimento al materiale fornito dallo studio di progettazione THESIS, è possibile porre un confronto fra i valori risultanti dai 3 metodi per un maggiore grado di approssimazione¹⁷

¹⁷ L'adozione di metodi diversi comporta anche quella di ipotesi differenti. Poiché i valori di cedimento calcolati hanno una componente di incertezza legata alle semplificazioni imposte nel corso dell'analisi, si ritiene che un confronto con altri approcci possa limitare tale influenza fornendo un valore più confidente.

Si riportano nella tabella seguente i valori risultanti secondo i metodi esposti:

Confronto procedure di calcolo				
Procedura di calcolo	Platea senza colonne	Priebe	Ghionna - Jamiołkowski	Shahu, Madhav e Hayashi
Carico sul terreno coesivo (t/mq)	6.61	3.10	2.38	1.15
Carico sulla colonna di ghiaia (t/mq)	-	18.50	16.49	21.16
Cedimento (cm)	15.39	7.22	5.76	5.6
Riduzione del cedimento (%)	0.00	53.10	62.57	63.61

L'ordine di grandezza relativo ai cedimenti non varia molto: da tutti gli approcci considerati si ottengono valori di abbassamenti accettabili secondo i valori ammissibili suggeriti da Sowers.

Ciò che non risulta, invece, in accordo fra i diversi metodi è la ripartizione del carico sulla generica colonna e sul terreno coesivo di cella.

Tale differenza è riportata alle diverse ipotesi che stanno alla base degli approcci presentati.

Il possibile confronto fra i metodi considerati è accettabile esclusivamente in termini di cedimenti massimi superficiali (che è il risultato ritenuto di maggiore interesse), in quanto la diffusione del carico segue regole ed ipotesi differenti.

8.6.3 Valutazione dei cedimenti attraverso trattazione in campo elastico

Seguendo la trattazione semplificata, esposta al paragrafo 8.5.2.3, si riportano i risultati ottenuti per il caso reali in esame.

Conoscendo da progetto i valori di moduli elastici delle colonne di ghiaia e riportando i valori calcolati nei capitoli precedenti per la valutazione del modulo di

deformazione elastica medio ritenuto caratteristico per tutto lo spessore della cella equivalente, si applicano i coefficienti di ripartizione per la stima del carico applicato alla colonna e al terreno coesivo circostante:

Ripartizione del carico		
Dati relativi alla cella equivalente		
Pressione agente sulla cella equivalente (t/mq)	q	6.61
Spessore cella equivalente (m)	L_C	15.40
Area cella equivalente (mq)	A	2.81
Carico complessivo trasmesso dalla platea (t)	P	18.57
Dati relativi alla colonna di ghiaia		
Area colonna di ghiaia (mq)	A_C	0.64
Modulo elastico ghiaia (t/mq)	E_C	6000
Rigidezza colonna (t/m)	R_C	512.00
Carico applicato alla colonna in condizioni non drenate (t)	P_C^U	0.21
Carico applicato alla colonna (t)	P_C	15.32
Pressione massima agente sulla colonna (t/mq)	$\sigma_{V,C}$	23.93
Dati relativi al terreno coesivo circostante la colonna		
Area anello terreno coesivo (mq)	A_t	2.17
Modulo deformazione terreno condizioni non drenate (t/mq)	E_t^U	4529.68
Modulo di deformazione condizioni drenate ¹⁸ (t/mq)	E_t	375.9
Rigidezza terreno coesivo (condizioni non drenate) (t/m)	R_t^U	44553.28
Rigidezza terreno coesivo (condizioni drenate) (t/m)	R_t	108.76
Carico applicato al terreno in condizioni non drenate (t)	P_t^U	18.36
Carico applicato al terreno (t)	P_t	3.25
Pressione agente sul terreno (condizioni non drenate) (t/mq)	$\sigma_{V,t}^U$	8.46

¹⁸ Il valore di modulo di deformazione in condizioni drenate è stato valutato attraverso la relazione:

$$E_t = \frac{(1 + \nu_t) \cdot (1 - 2 \cdot \nu_t)}{(1 - \nu_t)} \cdot E_{d,m}$$

in cui il modulo edometrico medio è stato ottenuto da una media

ponderata dei valori relativi alle diverse sottounità stratigrafiche.

Pressione agente sul terreno (condizioni drenate) (t/mq)	$\sigma_{v,t}$	1.50
--	----------------	------

Nella tabella sono riportati dati riferiti ad entrambe le condizioni di carico:

- a breve termine (condizione non drenata)
- a lungo termine (condizione drenata)

Ai fini dello studio sui cedimenti, risulta di maggiore interesse la valutazione a lungo termine per la quale la maggior parte del carico viene assorbita dalla colonna di ghiaia.

Applicando la formula per la valutazione dell'abbassamento in campo elastico si ottiene:

$$\Delta s = \frac{P_C \cdot L_C}{E_C \cdot A_C} = \frac{15.32 \cdot 15.40}{6000 \cdot 0.64} = 5.35 \text{ cm}$$

o alternativamente

$$\Delta s = \frac{P_t \cdot L_C}{E_t \cdot A_t} = \frac{3.25 \cdot 15.40}{375.9 \cdot 2.17} = 5.35 \text{ cm}$$

Per quanto riguarda la verifica allo spanciamento si calcolano la pressione limite di rifluimento del terreno e il conseguente fattore di sicurezza.

Per procedere si fissano in via qualitativa i valori di angolo d'attrito interno per la ghiaia (fissato da progetto) e per il terreno (si considera il valore medio relativo all'Unità B):

$$\phi_C \cong 36^\circ \quad \text{ghiaia}$$

$$\phi_t \cong 26^\circ \quad \text{terreno coesivo}$$

Da tali valori si ottengono i coefficienti di spinta attiva (per la colonna) e passiva (per il terreno):

$$k_{a,C} \cong 0.26$$

$$k_{p,t} \cong 2.04$$

Dai coefficienti sopra riportati è possibile ottenere i valori di pressione limite e di fattore di sicurezza:

$$\sigma_{\text{lim}} = \sigma_{V,C} \cdot \frac{k_{a,C}}{k_{p,t}} \cdot \frac{A_C}{A_t} = 0.90 \text{ t/mq}$$

$$FS = \frac{\sigma_t}{\sigma_{\text{lim}}} > 25$$

Il fenomeno di spanciamento è dunque evitato grazie alla funzione di contenimento esercitata dalla platea in sommità fino ad una profondità di

$$\bar{h} = \frac{\sigma_{V,C} \cdot K_1 \cdot K_2}{\gamma_t - \gamma_C \cdot K_1 \cdot K_2} = 0.52 \text{ m}$$

dove si è indicato con:

$$K_1 = \frac{k_{a,C}}{k_{p,t}}$$

$$K_2 = \frac{A_C}{A_t}$$

$\gamma_t = 1.80 \text{ (t/mc)}$ peso specifico terreno coesivo

$\gamma_C = 2.20 \text{ (t/mc)}$ peso specifico ghiaia (dato di progetto)

Oltre a tale profondità il peso proprio della colonna di terreno è sufficiente per confinare l'espansione radiale della colonna di ghiaia.

8.6.4 Cedimento al di sotto della base delle colonne di ghiaia

Il carico applicato alla cella equivalente e ripartito fra colonna e terreno coesivo circostante, viene trasmesso allo strato di materiale ghiaioso sottostante le basi delle colonne stesse (Unità C).

É, dunque, necessario verificare se tale incremento di carico sia causa di ulteriori cedimenti nello strato ghiaioso e negli strati sottostanti.

Tale abbassamento sarà da tenere in considerazione per la stima finale del cedimento subito da una struttura di fondazione poggiante su terreno migliorato mediante inserimento di colonne di ghiaia.

La difficoltà maggiore riscontrata in questa analisi è la determinazione della quota parte di carico che si trasmette dalla cella equivalente allo strato sottostante.

Gli ostacoli allo sviluppo di tale calcolo sono dati:

- dalla presenza all'interno della cella equivalente di un materiale composito non omogeneo
- dalla ripartizione del carico sulla colonna e sul terreno coesivo che comporta una diffusione delle tensioni in funzione della profondità non facilmente valutabile
- dalle ipotesi poste alla base dei diversi metodi di calcolo, suggeriti dai vari autori, che impongono un andamento del diagramma tensione – deformazione

Prendendo come esempio il metodo di Priebe, si sottolinea che nelle ipotesi di calcolo è stato imposto:

- relazione sforzi – deformazione nel terreno di tipo elastico lineare
- relazione q_t e $\Delta\sigma_{h,t}$ di tipo idrostatico

$$\Delta\sigma_{h,t} = q_t$$

- spostamenti orizzontali della superficie di contatto colonna – terreno, valutabili mediante la teoria del tubo spesso.
- pressione verticale si mantiene costante entro la profondità interessata dalle colonne di ghiaia
- cedimento in condizioni edometriche

Volendo quindi considerare lo spessore di terreno attraversato dalle colonne di ghiaia come uno strato unico di terreno omogeneo, con caratteristiche di resistenza al taglio migliorate rispetto al terreno non trattato, è possibile, invertendo le equazioni utilizzate nel calcolo degli abbassamenti, ottenere un valore indicativo del modulo edometrico:

$$E_{d,m} = \frac{P \cdot L_C}{A \cdot \Delta s_{TOT}} = \frac{18.57 \cdot 15.40}{2.81 \cdot 0.072} = 1226.79 \text{ t/mq}$$

L'approccio vuole quindi sostituire al caso in esame una condizione fittizia in cui il sottosuolo sia suddivisibile in 3 macrounità, la prima delle quali è formata dalla cella equivalente.

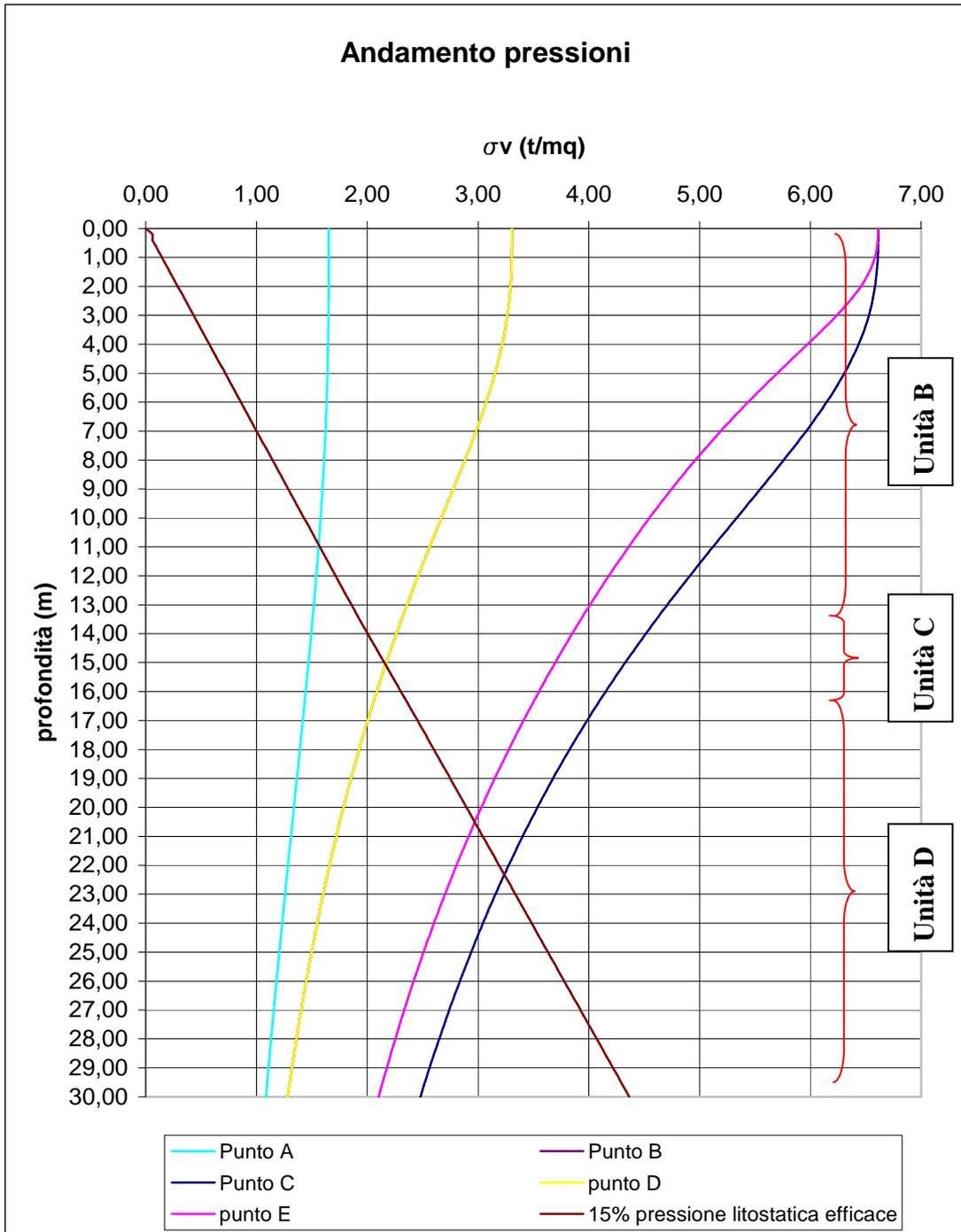
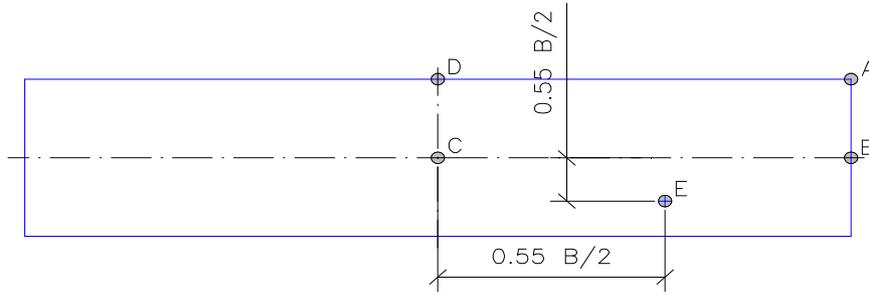
Si tratta allora di ricavare i cedimenti causati da un incremento di pressione noto trasmesso da una platea¹⁹ rettangolare di dimensioni note ad un terreno caratterizzato da moduli di deformazione edometrici ritenuti costanti per tutte le macrounità considerate.

Il valore di incremento di pressione medio agente sullo strato di terreno è ricavato dal diagramma di diffusione delle pressioni in funzione della profondità secondo la trattazione di Steinbrenner.

Volendo valutare il cedimento in condizioni di struttura a rigidità elevata, si fa riferimento alla diffusione della pressione sotto al punto definito dal Jelinek.

Punti di riferimento per il calcolo delle pressioni				
	lato a	lato b		rapporto a/b
Punto A	100.00	22.00	m	5
Punto B	100.00	11.00	m	10
Punto C	50.00	11.00	m	5
Punto D	50.00	22.00	m	2
Punto E (di Jelinek)	77.50	4.95	m	5

¹⁹ Si ricorda che al di sopra del materasso misto granulare viene comunque posta una platea in cemento armato.



Nel grafico si riporta anche l'andamento della quota parte di pressione litostatica efficace, considerata come valore al di sotto del quale l'incremento di pressione risulta essere trascurabile (nel caso in esame si ottiene una profondità di interesse: $z = 20.20$ m da piano di scavo)

Si riportano in tabella i valori considerati per lo studio dei cedimenti:

Valori caratteristici terreno fittizio				
Macro unità	γ_i (t/mq)	ΔH_i (m)	$\Delta \sigma_v$	$E_{d,m}$
B (rinforzata)	1.95	15.40	6.61	1226.79
C	2.20	3.60	3.64	4564.0
D	1.98	2.60	3.13	660.0 ²⁰

Considerando una pressione media²¹ ritenuta costante per tutto lo strato indagato si calcola il cedimento subito da ogni unità stratigrafica:

Valutazione dei Cedimenti medi	
Macro unità	Δs_i (cm)
B (rinforzata)	7.22
C	0.29
D	1.23
Cedimento complessivo del terreno rinforzato	8.74

Si sottolinea come il caso considerato sia ricavato dal procedimento di Priebe, cioè dal metodo di calcolo che aveva comportato il valore massimo di cedimento.

Inoltre si sono assunti valori rappresentativi degli strati sottostanti la platea con ampio margine di approssimazione dovuta

- dalle correlazioni utilizzate per ricavarli
- dall'aver considerato le macrounità come formate da materiali omogenei

²⁰ Il valore di modulo edometrico dell'Unità D è stato ricavato da prove su campioni in laboratorio.

²¹ Fa eccezione la pressione considerata per la Unità B per mantenere coerenza con i dati ottenuti in precedenza dai quali è stato calcolato il modulo edometrico caratteristico.

-
- dall'aver assunto come valida la teoria di Steinbrenner per la distribuzione delle pressioni verticali all'interno dello spessore della cella equivalente

Queste semplificazioni hanno fornito valori cautelativi.

Si conclude, quindi, che la pressione trasmessa dalle colonne di ghiaia allo strato ghiaioso posto sotto le basi è ancora superiore al termine definito come il 15% della pressione litostatica efficace, ma comporta un cedimento trascurabile.

Lo strato in profondità (Unità D) è interessato dall'incremento di pressione trasmesso solo per i primi 2.60 m, oltre ai quali tale pressione non comporta effetti significativi.

Il cedimento comunque ottenuto rientra ancora entro i limiti suggeriti da Sowers per la stabilità di strutture intelaiate.

In definitiva l'intervento mediante installazione di colonne di ghiaia comporta un miglioramento importante per quanto concerne l'entità dei cedimenti e consente di ritenere gli effetti della realizzazione dell'edificio come contenuti entro lo spessore della cella equivalente considerata.

8.6.5 Considerazioni finali

I risultati ottenuti sostituendo i valori numerici reali, riferiti al caso in esame, nelle formule sopra esposte indicano che i carichi di esercizio e la loro ripartizione tra le colonne di ghiaia e il terreno interposto generano, in generale, tensioni che consentano ai materiali di lavorare sempre in campo elastico.

In particolare le colonne di ghiaia non andranno soggette a plasticizzazioni e quindi spancamenti nemmeno alle quote più superficiali grazie all'azione di contenimento data dalla pressione verticale trasmessa dalla platea di superficie che impedisce il rifluimento verso l'alto del terreno interposto fra le colonne.

Rimanendo nel campo elastico le uniche deformazioni dei materiali saranno di tipo elastico e quindi potranno essere valutate sulla base dei loro moduli elastici.

Nella verifica allo spancamento delle colonne si è considerata la situazione drenata del terreno in quanto, data la rapidità della sua consolidazione (10÷20 giorni), avrà il tempo di drenarsi via via che si susseguono gli incrementi di carico dell'edificio e quindi di mobilitare i suoi parametri drenati, vale a dire $\phi = \phi'$ e $c' = 0$.

Si riportano in tabella i risultati ottenuti secondo le diverse modalità di calcolo

Confronto metodi di calcolo dei cedimenti					
Metodo di calcolo	Terreno non trattato	Trattazione campo elastico	Metodo di Priebe	Procedura Ghionna - Jamiolkowski	Approccio Shahu et al.
Pressione su colonna (t/mq)	-	23.93	18.50	16.49	21.16
Pressione su terreno (t/mq)	6.61	1.50	3.10	2.38	1.15
Cedimento (cm)	15.39	5.35	7.22	5.76	5.60
Riduzione cedimento (%)	-	65.24	53.10	62.57	63.61

Dal confronto si evidenzia come la trattazione in campo elastico fornisca i valori di cedimento inferiori, ma dello stesso ordine di grandezza di quelli ottenuti con gli altri approcci.

Maggiore è la differenza per quanto riguarda la ripartizione della pressione sulla colonna e sul terreno che risulta essere la massima per quanto riguarda il carico sulla colonna di ghiaia.

Le differenze non trascurabili rispetto alla ripartizione sono attribuite alle diverse ipotesi apportate dal metodo di calcolo adottato e, quindi, alle diverse modalità con le quali il carico è ritenuto diffondersi lungo la superficie di contatto colonna – terreno coesivo.

In generale si conclude che indipendentemente dall'approccio utilizzato per il calcolo della portata e dei cedimenti delle colonne di ghiaia, l'installazione di tali elementi conferisce al terreno coesivo attraversato un miglioramento tale da comportare una diminuzione di più del 50 % del cedimento ottenuto senza alcun intervento.

Tale riduzione consente di rimanere entro i valori ammissibili suggeriti da Sowers sia per la stabilità della struttura che per quanto riguarda gli allacci della rete impiantistica.

9. CONFRONTO FRA LE SOLUZIONI PROPOSTE

Al termine dello studio delle tre possibili soluzioni fondali proposte, si esegue un confronto di sintesi per definire la migliore tipologia di intervento sotto il profilo tecnico - economico.

9.1 Analisi strutturale - costruttiva

Si considera l'aspetto di stabilità della struttura intesa come ammissibilità dei cedimenti (SLE) secondo i valori definiti da Sowers:

<i>Tipo di movimento</i>	<i>Fattore di limitazione</i>	<i>Valore ammissibile</i>
Cedimento massimo ρ_{\max} (cm)	Collegamento a reti di servizi	15÷30
	Accessibilità	30÷60
	Probabilità di cedimenti differenziali in:	
	a) murature portanti	2,5÷5
	b) strutture intelaiate	5÷10
Rotazione rigida $\tan\omega$	c) ciminiera, silos	7,5÷30
	Stabilità al ribaltamento	Dipende dalla posizione del baricentro
	Operatività di macchine:	
	a) macchine tessili	0,003
	b) turbogeneratori	0,0002
Rotazione relativa $\tan\beta$	c) binari di carro ponte	0,003
	Drenaggio di superfici pavimentate	0,01÷0,02
	Murature portanti multipiano	0,0005÷0,001
	Murature portanti ad un piano	0,001÷0,02
	Lesioni di intonaci	0,001
	Telai in c.a.	0,0025÷0,004
	Pareti di strutture a telaio in c.a.	0,003
	Telai in acciaio	0,002
Strutture semplici d'acciaio	0,005	

Riportando in una tabella di sintesi i valori ottenuti per le diverse soluzioni secondo i algoritmi di calcolo esposti nei capitoli precedenti, si ottiene la valutazione diretta della validità degli interventi analizzati.

Confronto cedimenti misurati per le differenti soluzioni fondali				
TIPOLOGIA DI INTERVENTO		Metodo di calcolo utilizzato	$S_{C,max}$ (cm)	Ammissibilità
PLATEA DI FONDAZIONE	Struttura a rigidezza nulla	metodo analitico	15.68	NO
		utilizzo programma CEDIM	16.52	NO
	Struttura a rigidezza infinita	algoritmo Righi-Piacentini	17.36	NO
PALI DI FONDAZIONE	Palo singolo	Metodo semplificato e applicazione correzioni	0.171	SI
	Palificata		0.522	SI
COLONNE DI GHIAIA	Colonne in gruppo¹	Metodo di Priebe	7.22	SI
		Metodo Ghionna – Jamiolkowski	5.76	SI
		Metodo Shahu – Madhav - Hayashi	5.6	SI

Risulta evidente come la soluzione iniziale di sola platea di fondazione sia la sola non ammissibile e quindi si possa escludere dal panorama degli interventi da valutare.

La soluzione mediante platea di fondazione rappresenta il caso limite in cui non sia necessario operare in maniera specifica per la realizzazione della struttura fondale. Si può ritenere che i valori emersi dall'analisi di questo primo tipo di intervento siano i termini limite rispetto i quali valutare i guadagni, in termine di riduzione percentuale di abbassamenti, ottenibili secondo le soluzioni alternative proposte:

¹ Non si riporta il caso del cedimento per singola colonna in quanto, come visto al paragrafo 8.5.1, è una analisi puramente teorica senza riscontro in campo pratico

Riduzione del cedimento (%)					
Platea di fondazione		Pali di fondazione	Colonne di ghiaia		
Struttura infinitamente elastica	Struttura infinitamente rigida	Palificata (cedimento caso)	Priebe	Ghionna - Jamiolkowski	Shahu, Madhav e Hayashi
0.00		98.37	53.10	62.57	63.61

Dal confronto diretto appare evidente la possibilità, mediante la soluzione di fondazioni profonde con pali in calcestruzzo, di eliminare quasi completamente² l'abbassamento della struttura in seguito alla sua realizzazione.

9.2 Analisi economica

Lo studio delle possibili soluzioni fondali deve tenere conto anche dell'aspetto economico in quanto elemento di notevole peso in ambito decisionale.

Tale analisi viene eseguita sulle sole soluzioni ritenute strutturalmente fattibili, cioè escludendo la soluzione fondale con solo realizzazione di platea.

Facendo riferimento al prezziario fornito dalla Camera di Commercio di Bologna aggiornato al secondo semestre del 2010, si riporta in maniera sintetica il confronto fra i costi relativi alle soluzioni in esame:

² In realtà il cedimento non è eliminato completamente, ma il valore misurato dell'ordine dei millimetri è da considerarsi come trascurabile.

Confronto costi per le differenti soluzioni fondali					
Tipologia di intervento	Diametro palo (mm)	Lunghezza Pali (ml)	Numero Pali³	Costo unitario (€/ml)	Costo complessivo (€)
PALI DI FONDAZIONE	800	25	270	101.00	681750.00
COLONNE DI GHIAIA	900	15.40	385	60.00	355740.00

Il ricorso alla soluzione mediante colonne di ghiaia come riduttori dei cedimenti comporta un risparmio pari circa al 48% rispetto all'intervento mediante pali di fondazione.

9.3 Analisi complessiva

Oltre all'aspetto economico e strutturale è importante valutare anche altri fattori che rientrano con un certo peso nell'ambito della scelta progettuale.

Aspetto organizzativo (di cantiere)

La tipologia di intervento mediante colonne di ghiaia non prevede lo scavo di terreno, cosa che invece è necessaria per la realizzazione di pali trivellati. In conseguenza a ciò si ottiene un minor quantitativo di materiale di risulta ed una maggiore pulizia all'interno del cantiere.

Inoltre è da considerare il tempo di realizzazione: l'intervento mediante pali deve, infatti, tenere conto (oltre al tempo di scavo, posa delle armature e getto) del tempo di presa del calcestruzzo, degli interventi di scapitozzatura e collegamento con la platea di fondazione.

Aspetto ambientale

³ Per il numero di pali si è tenuto un valore approssimato, in particolare per le colonne di ghiaia si è fatto riferimento alle dimensioni delle singole colonne e degli interassi previsti in base alla distribuzione triangolare, riportandoli alle dimensioni dell'area di fondazione

L'intervento mediante colonne di ghiaia risulta più compatibile con l'ambiente essendo la ghiaia un materiale inerte e non inquinante.

Il miglioramento delle caratteristiche di resistenza apportato dall'inserimento delle colonne di ghiaia, consente di sfruttare appieno le risorse del terreno e garantire, attraverso l'addensamento degli strati sabbiosi, un minor rischio per quanto riguarda la liquefazione e la propagazione delle onde sismiche.

Aspetto idraulico

I pali di calcestruzzo formano una barriera impermeabile e vanno a interferire con le condizioni di falda. A differenza di questi le colonne di ghiaia non modificano il comportamento idraulico del sottosuolo e consentono una più rapida dissipazione delle pressioni interstiziali andando a formare dei percorsi drenanti in strati coesivi.

Volendo sintetizzare tutti gli aspetti in un'unica tabella indicando con il simbolo e la minore o maggiore compatibilità offerta dalla soluzione proposta:

Confronto diretto fra differenti soluzioni fondali		
Aspetti di riferimento	Pali di fondazione	Colonne di ghiaia
Strutturale	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Economico	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Ambientale	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Idraulico	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Tecnico - Organizzativo	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>

emerge dal confronto come le colonne di ghiaia siano la tipologia di soluzione fondale da considerare come più vantaggiosa.

10 SOMMARIO E CONCLUSIONI

La presente tesi ha come obiettivo quello di porre un confronto fra tre diverse soluzioni fondali (platea di fondazione, fondazioni profonde, colonne di ghiaia come riduttori di cedimenti) per il caso reale di un edificio da realizzare nella zona NW della città di Bologna su terreni soffici.

Lo studio è stato basato sui risultati ottenuti da indagini geognostiche condotte in sito ed in particolare dalle prove penetrometriche statiche meccaniche (CPT).

La tesi è suddivisa in due parti: la prima riguarda lo stato dell'arte relativo all'applicazione delle prove penetrometriche statiche per la stima di parametri geotecnici attraverso le correlazioni fornite da Autori diversi, la seconda parte riguarda il dimensionamento e il confronto tecnico – economico fra le tre soluzioni fondali.

Nella prima parte si è proceduto con il reperimento dalla letteratura tecnica di correlazioni in grado di consentire la stima, con un certo grado di affidabilità, dei valori di resistenza misurati dalle indagini in sito (CPT).

I vantaggi offerti dall'esecuzione di tali prove sono stati presentati al cap. 1, indicando anche quali siano i fattori di influenza che ne limitano la validità e che, quindi, devono essere considerati con particolare attenzione in fase di elaborazione dati.

Numerose sono state le formule di carattere empirico che si sono raccolte anche per la stima di uno stesso parametro geotecnico. In diversi casi si è mostrato come il criterio da adottare per scegliere una correlazione anziché un'altra sia il campo di applicabilità, ovvero la tipologia di opere e di terreno in analisi rispetto ai quali l'autore della correlazione ha potuto sperimentare e affinare i termini della propria formula.

Procedendo nella ricerca si è voluto inserire un riferimento alle sperimentazioni ad oggi in corso nella analisi del terreno mediante prove penetrometriche.

Di particolare interesse è la sperimentazione, ad oggi in corso di sviluppo, per quanto riguarda la stima del valore V_S dei terreni.

Facendo riferimento al lavoro condotto dal Gruppo Geotecnico del dipartimento di Ingegneria di Ferrara, si è mostrato come, sebbene sia differente lo stato deformativo indotto nel terreno dal passaggio di onde di taglio rispetto all'infissione del

penetrometro, sia possibile legare i risultati di resistenza con quelli di propagazione d'onda.

Si è poi voluto contribuire, seppure in modo molto modesto, a tale sperimentazione applicando le formule con le dovute correzioni e calibrazioni, ad un caso reale ottenendo un livello di confidenza accettabile (approssimazione inferiore al 20%) dei valori stimati rispetto a quelli misurati.

In conclusione a questa prima parte si possono trarre alcune considerazioni sugli aspetti relativi alle prove penetrometriche CPT.

Per quanto esse non possano essere intese come sostitutive delle prove di laboratorio, la loro potenzialità è ampia: i dati forniti, infatti

- permettono di spaziare nel campo dell'analisi dalla definizione lito-stratigrafica alla valutazione della propagazione di onde sismiche, dalla liquefacibilità del terreno alla capacità di portata dei pali.
- offrono ampio spazio per le sperimentazioni, come dimostrato dal numero di articoli e di interventi reperibili in letteratura tecnica, e fornisce al geotecnico la possibilità di un confronto fra una condizione naturale (prove in sito) e una condizione ricreata (prove in laboratorio) con un progressivo affinamento dei dati e quindi una crescente affidabilità dei risultati ottenuti.

Da uno sguardo complessivo, appare che la direzione verso cui si muove la sperimentazione sia quella di una ricerca di unitarietà nel comportamento del terreno. Unico infatti risulta essere il terreno sia che sia attraversato da sollecitazioni sismiche, sia che debba sostenere un carico verticale o che venga perforato da aste strumentate: il comportamento segue lo stato tensionale, la composizione mineralogica, in sintesi la storia del deposito stesso.

Appare, quindi, ammissibile pensare di ottenere, proseguendo con la ricerca, la definizione di un quadro in grado di legare fra loro le diverse caratteristiche e le potenzialità di un terreno partendo da una indagine mediante prove penetrometriche in grado di combinare la specificità del campione rappresentativo con la eterogeneità del deposito.

Nella seconda parte della tesi si è preso in considerazione la realizzazione di un edificio a fondazione parzialmente compensata, in costruzione nella periferia della città di Bologna.

Facendo riferimento ai dati forniti dalle prove CPT e sfruttando i risultati dei sondaggi e delle prove di laboratorio eseguite su campioni ritenuti rappresentativi, è stato possibile ottenere un modello geotecnico del terreno in esame.

L'immobile da realizzare sull'area indagata risulta particolarmente pesante: costituito da 11 piani e con pianta di circa 2200 mq. La presenza di strati con spessori notevoli di terreno soffice, ha comportato la necessità di considerare più soluzioni possibili per la struttura di fondazione al fine di limitare i cedimenti differenziali ed assoluti dell'edificio.

Una prima soluzione valutata è stata la possibile realizzazione di una platea di fondazione (cap 6).

Il calcolo dei cedimenti, tenuto conto dell'effetto rigonfiante del terreno dovuto allo sbancamento previsto per il piano interrato, è stato eseguito nelle ipotesi di struttura a rigidità nulla e a rigidità infinita.

Nel caso di struttura con rigidità nulla, si è proceduto con due approcci, entrambi basati su valori di Modulo Edometrico, tenendo conto di una differente divisione degli strati del terreno interessati dal carico.

L'analisi ha richiesto una trattazione separata degli strati con composizione prevalentemente fine e degli strati con maggiore componente sabbiosa.

I valori dei moduli edometrici sono stati dapprima stimati attraverso le correlazioni proposte da Mitchell e Gardner, quindi, per una maggiore affidabilità, confrontati con i dati da prove di laboratorio, forniti dalla ditta Sinergea.

Per la struttura infinitamente rigida, si è fatto ricorso all'algoritmo di calcolo, elaborato dal professor Righi e dall'ingegnere Piacentini, che, trattando in maniera unificata gli strati coesivi e quelli incoerenti, permette di analizzare il comportamento del terreno, in termini di cedimenti e rigonfiamenti, in conseguenza all'applicazione di un carico.

Per evidenziare il contributo del rigonfiamento del terreno in seguito allo scavo, si è scelto di seguire due approcci: il primo di applicazione istantanea del carico dovuto all'edificio decurtato del peso del terreno asportato, il secondo di una applicazione del carico tenendo conto dei tempi necessari per il completamento delle differenti fasi in cui è stata suddivisa la realizzazione.

Il confronto, poi, fra i risultati ottenuti - sia per la struttura intesa infinitamente rigida, sia per la struttura priva di rigidità - in termini di cedimenti, ha consentito un confronto con i valori limite di ammissibilità posti da Sowers al fine di valutare la realizzabilità di una platea di fondazione come soluzione al caso in esame.

La seconda soluzione considerata riguarda la possibilità di una fondazione profonda realizzata mediante palificata.

Sfruttando le correlazioni poste fra la capacità di portanza dei pali e i valori di resistenza ottenuti dalle prove in sito CPR, e confrontando i risultati così ottenuti con quelli derivanti dai criteri proposti dall'Associazione Geotecnica Italiana, è stato possibile stimare la portata del singolo palo, con un buon grado di approssimazione, e quindi stabilire il numero di pali necessari per supportare il carico dovuto all'edificio.

Stabilito il numero indicativo di pali, si è considerata la disposizione della palificata tenendo conto delle zone più sollecitate della area sottostante l'edificio.

L'analisi dell'interasse minimo fra i pali ha consentito la determinazione di un coefficiente di correzione della portata complessiva della palificata.

Facendo riferimento alla trattazione del professor Righi in merito ai cedimenti subiti dai pali di fondazione, è stato possibile stabilire l'abbassamento complessivo e differenziale subito dalla struttura in seguito alla sua realizzazione.

La terza soluzione analizzata riguarda le colonne di ghiaia come sistema di consolidamento di terreni coesivi teneri e quindi come sistema di riduzione dei cedimenti.

Queste strutture realizzate mediante vibro sostituzione, collaborano con il terreno naturale determinando caratteristiche di resistenza migliorate.

Ottenuto un terreno rinforzato, è stato possibile studiare i cedimenti conseguenti a tale intervento tenendo conto delle verifiche di stabilità delle colonne per un corretto dimensionamento atto ad impedire che si verifichino rotture nella colonna o spancamenti per mancato contenimento della cella di terreno.

Il confronto fra i diversi tipi di interventi proposti avviene sia sul piano di analisi strutturale che di analisi economica.

L'analisi strutturale indica come non sia possibile assumere la platea di fondazione come soluzione fondale, in quanto i cedimenti subiti risultano superiori a quelli ammissibili, mentre le due soluzioni alternative a questa comportino abbassamenti considerati accettabili.

L'analisi economica diviene, allora, il criterio discriminante fra l'intervento mediante fondazione profonda e mediante colonne di ghiaia per la riduzione dei cedimenti.

Oltre all'analisi economica, vengono considerati anche aspetti relativi alla semplicità di esecuzione, all'interferenza con il sistema idraulico del sottosuolo e ad una compatibilità ambientale.

In conclusione si ritiene che il ricorso alle colonne di ghiaia come soluzione ottimale sotto tutti gli aspetti considerati.

Oltre al guadagno economico, infatti, tale tipologia di intervento consente un approccio più semplice a livello tecnico – organizzativo e risulta sostenibile sotto il profilo ambientale.

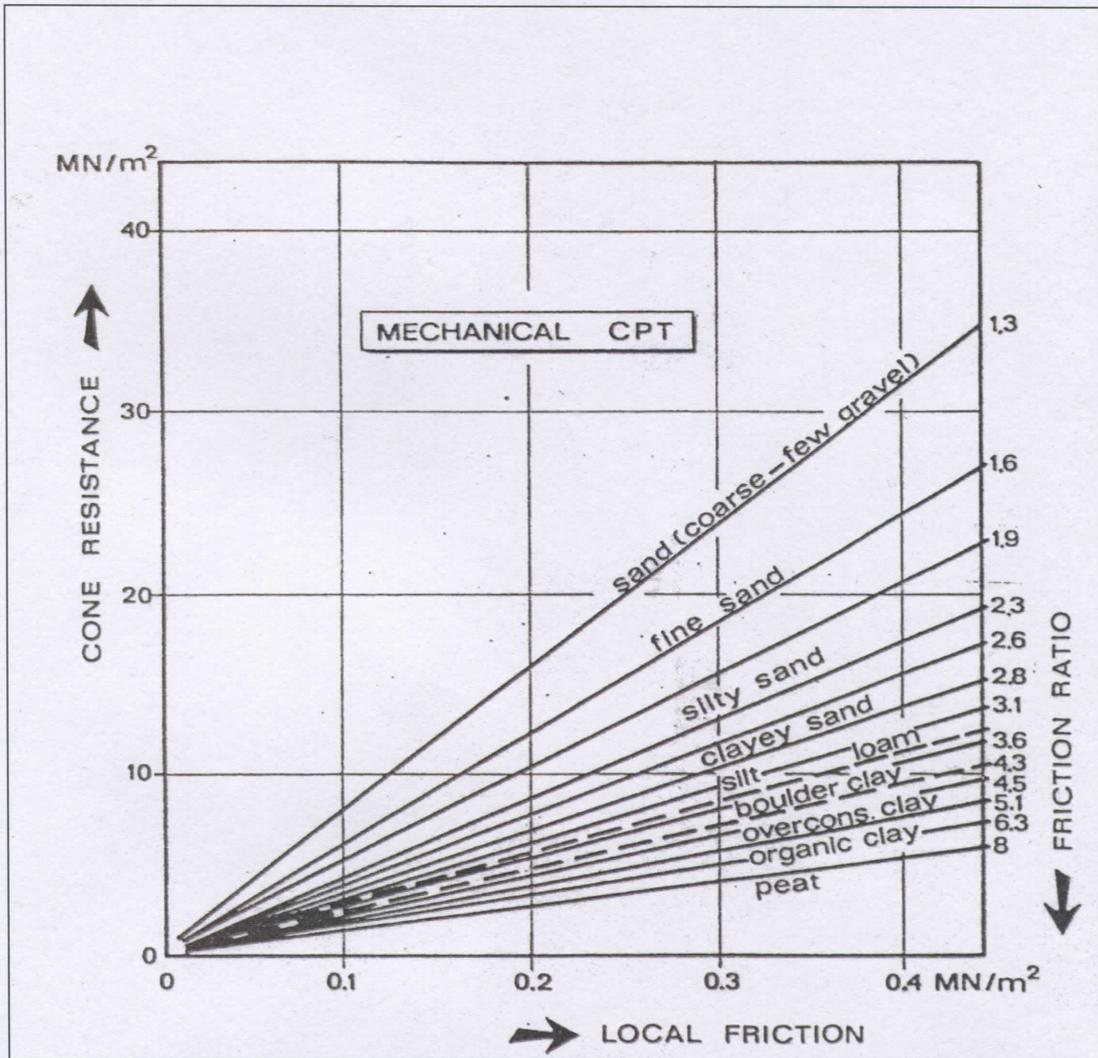
BIBLIOGRAFIA

- <http://urp.comune.bologna.it/PortaleSIT/portalesit.nsf>
- <http://www.comune.bologna.it/psc>
- <http://www.regione.emilia-romagna.it/wcm/geologia/index.htm>
- <http://www.provincia.bologna.it/ambiente>
- <http://www.comuni-italiani.it>
- <http://www.keller-fondazioni.com>
- <http://www.geostru.com>
- <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI04/>
- <http://www.associazionegeotecnica.it/rig/archivio>
- Poulos H. G., Davis E. H., “Analisi e Progettazione di Fondazioni su Pali”, Dario Flaccovio editore 1987
- Cestari F., “Prove Geotecniche in Sito”, ed. GEO-GRAPH s.r.c, 1990
- Mandolini A., “Prove di Carico su Pali di Fondazione”, ed. Hevelius 1995
- Verrujit A., Beringen F. L., De Leeuw E. H., “Penetration Testing 1”, A. A. Balkema 1982
- Verrujit A., Beringen F. L., De Leeuw E. H., “Penetration Testing 2”, A. A. Balkema 1982
- Sanglerat G., “Developments in Geotechnical Engineering 1, the Penetrometer and Soil Exploration”, Elsevier 1972
- Lancellotta R., “Elementi di Geotecnica, Capacità Portante delle Fondazioni Superficiali”, Levrotto & Bella 1979
- Lancellotta R., “Geotecnica”, Seconda Edizione, Ed. Zanichelli 1993
- Lancellotta R., “Geotecnica”, Terza Edizione, Ed Zanichelli 2004
- Facciorusso J., Madiari C., Vannucchi G., “Dispense di Geotecnica”, Dipartimento di Ingegneria Civile, Sezione Geotecnica, Università degli Studi di Firenze, 2007
- Righi P. V., “Corso di Geotecnica (appunti da lezione)”
- Righi P. V., “Contributo allo Studio dell’Abbassamento dei Pali e delle Palificate di Fondazione”, INARCOS n° 403, 1979
- Righi P. V., Piacentini L., “Valutazione della Compressibilità dei Terreni in base ai Risultati della Prova Penetrometrica Statica”, INARCOS n° 488, 1988

- Righi P. V., Piacentini L., “Sulla Determinazione dei Tempi di Consolidamento di un Sottosuolo sulla base dei Risultati della Prova Penetrometrica Statica”, INARCOS n° 506, 1990
- Righi P. V., “Sulla Valutazione degli Spostamenti Verticali del Piano di Fondazione degli Edifici a «Fondazione Compensata»”, INARCOS n° 566, 1996
- Righi P. V., Orsoni M., “Fondazioni su Gruppi di Pali: Capacità Portante ed Abbassamenti”, INARCOS n° 670 - 671, 2006
- Righi P. V., Gelsi V., “Abbassamenti delle Fondazioni su Pali”, INARCOS n° 678 - 679, 2007
- Viggiani C., “Fondazioni”, Nuova Edizione, Hevelius Ed. 2000
- Cestelli Guidi C., “Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni 1”, Sesta Edizione, Hoelpli Ed. 1980
- Cestelli Guidi C., “Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni 2”, Sesta Edizione, Hoelpli Ed. 1980
- Manassero M., “Eurocodice 7: Pali di Fondazione”, Rivista Italiana di Geotecnica 2-3/96
- Facciorusso J., “Calcolo del Potenziale di Liquefazione su vasta scala, Approccio Deterministico e Approccio Probabilistico”, Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica (IARG) 2008
- Robertson P. K., Campanella R. G., Wightman A., “SPT-CPT Correlations”, Journal of Geotechnical Engineering n° 11, 1983
- Lyamin A. V., Salgado R., Sloan S. W., Prezzi M., “Two and Three Dimensional Bearing Capacity of Footing in Sand”, Geotechnique 57 n°8, 2007
- Mayne P. W., Illingworth F., “Direct Method for Footing Response in Sand using a Database Approach”, 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, 2010
- Abu-Farsakh M. Y., Titi H. H., “Assessment of Direct Cone Penetration Test Methods for Predicting the Ultimate Capacity of Friction Driven Piles”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 2004
- Robertson P. K., Wride C. E., “Cyclic Liquefaction and its Evaluation based on SPT and CPT”, Canadian Geotechnical Journal 1996
- Titi H. H., Abu-Farsakh M. Y., “Evaluation of Bearing Capacity of piles from Cone Penetration Test Data”, Louisiana Transportation Research Center, 1999

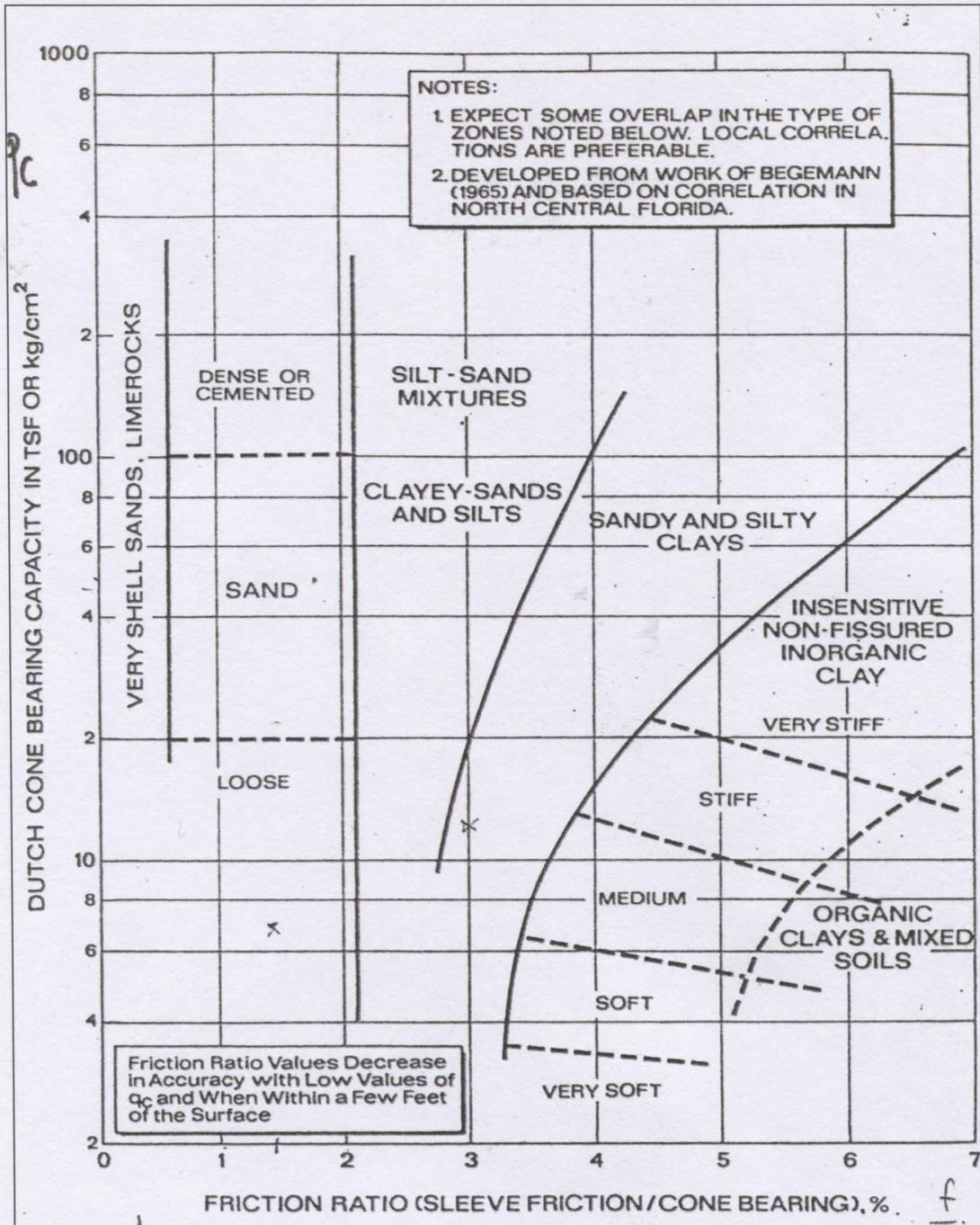
- Garassino A., Pasqualini E., “Vibroflottazione”, Atti dell’Istituto di Scienza delle Costruzioni, Ingegneria, Politecnico di Torino, Novembre 1981
- Ghionna V., Jamiolkowski M., “Colonne di ghiaia”, Atti dell’Istituto di Scienza delle Costruzioni, Ingegneria, Politecnico di Torino, Novembre 1981
- Bruzzi D., Cestari F., “Attrezzature e modalità esecutive delle prove penetrometriche”, Atti dell’Istituto di Scienza delle Costruzioni, Ingegneria, Politecnico di Torino, Novembre 1983
- Lancellotta R., “Le prove penetrometriche statiche in terreni coesivi”, Atti dell’Istituto di Scienza delle Costruzioni, Ingegneria, Politecnico di Torino, Novembre 1983
- Bellotti R., Ghionna V., Jamiolkowski M., “Le prove penetrometriche statiche in terreni non coesivi”, Atti dell’Istituto di Scienza delle Costruzioni, Ingegneria, Politecnico di Torino, Novembre 1983
- Marchetti S., “Considerazioni sul progetto delle fondazioni compensate”, Atti dell’Istituto di Scienza delle Costruzioni, Ingegneria, Politecnico di Torino, Novembre 1977
- Lami L., “Intervento di consolidamento mediante colonne di ghiaia”, tesi di laurea Università degli studi di Ferrara.
- Giretti D., Colombi A., Fioravante V., “Sulla Valutazione della Velocità di Propagazione delle Onde di Taglio da Prove Penetrometriche Statiche per i Depositi Alluvionali Ferraresi”, Dipartimento di Ingegneria, Università degli Studi di Ferrara, Rivista Italiana di Geotecnica 3/07

ALLEGATI A



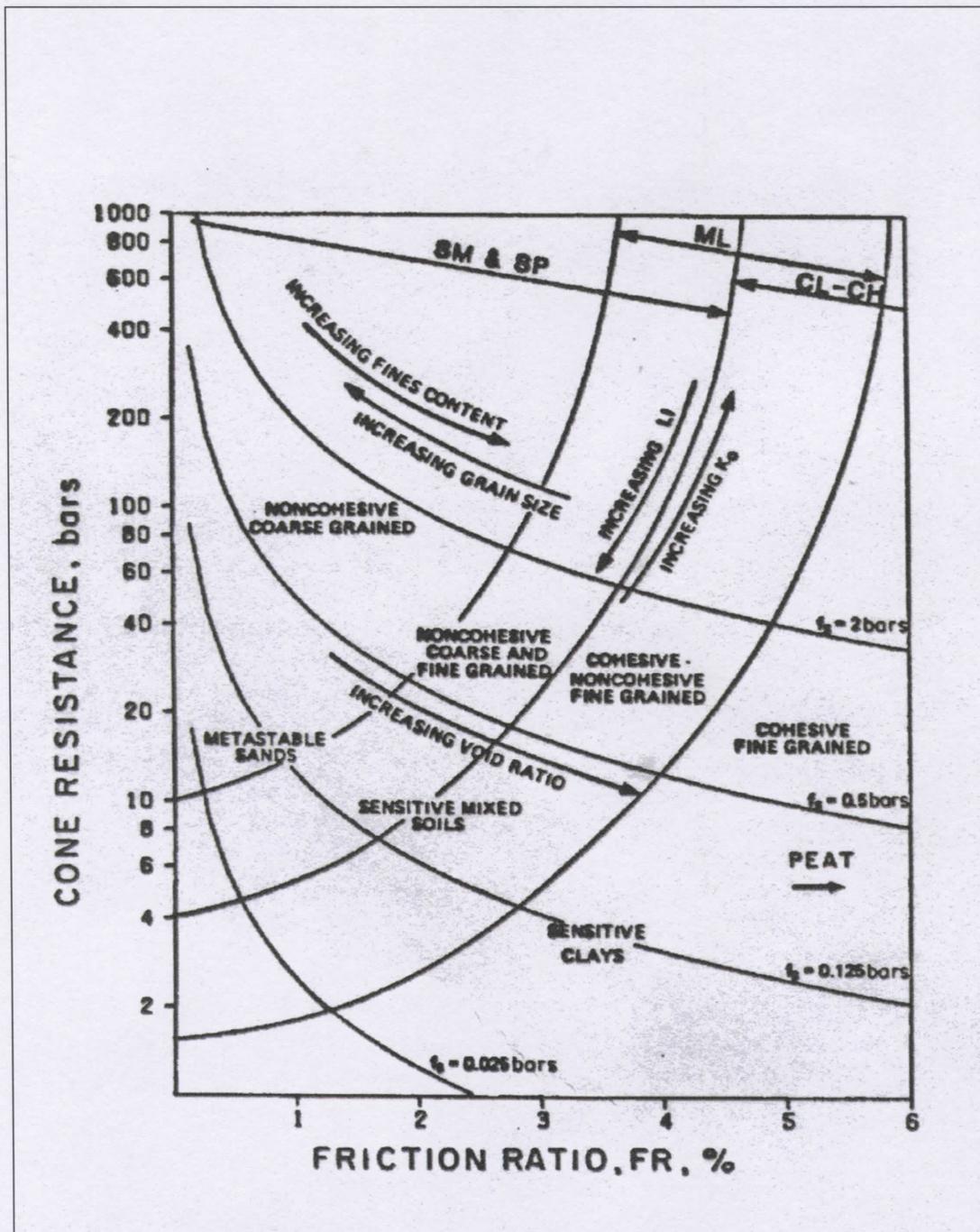
A-1:

Diagramma di Begemann per prove penetrometriche statiche con punta meccanica (CPT)



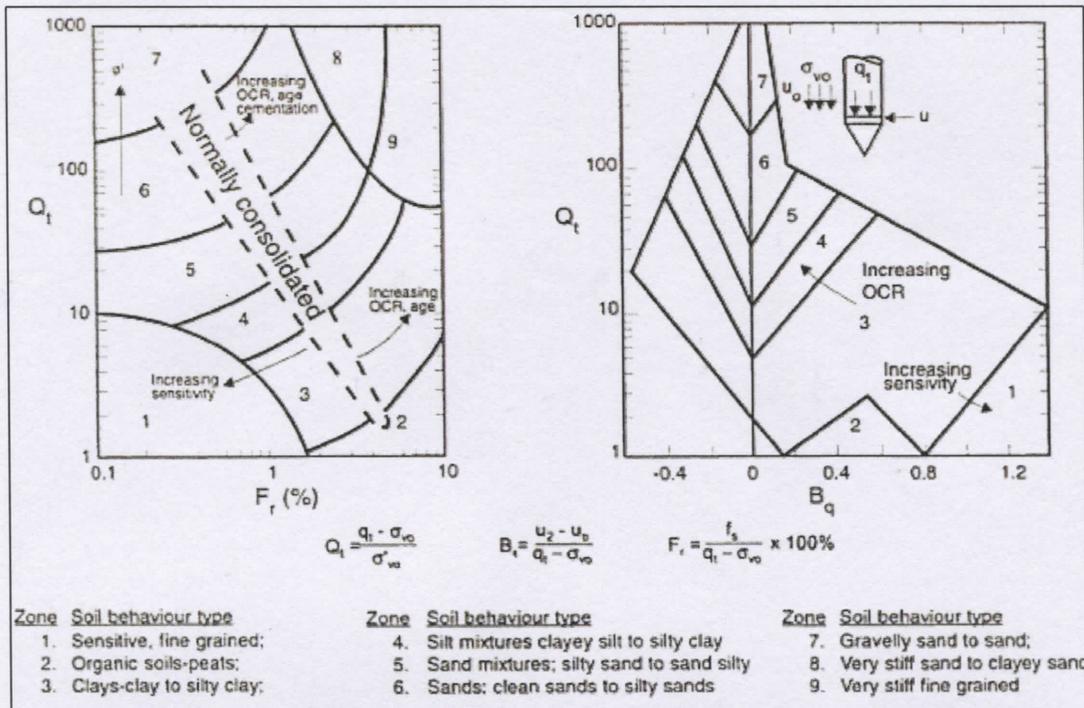
A-2:

Diagramma di Schmertmann per prove penetrometriche statiche con punta meccanica (CPT)



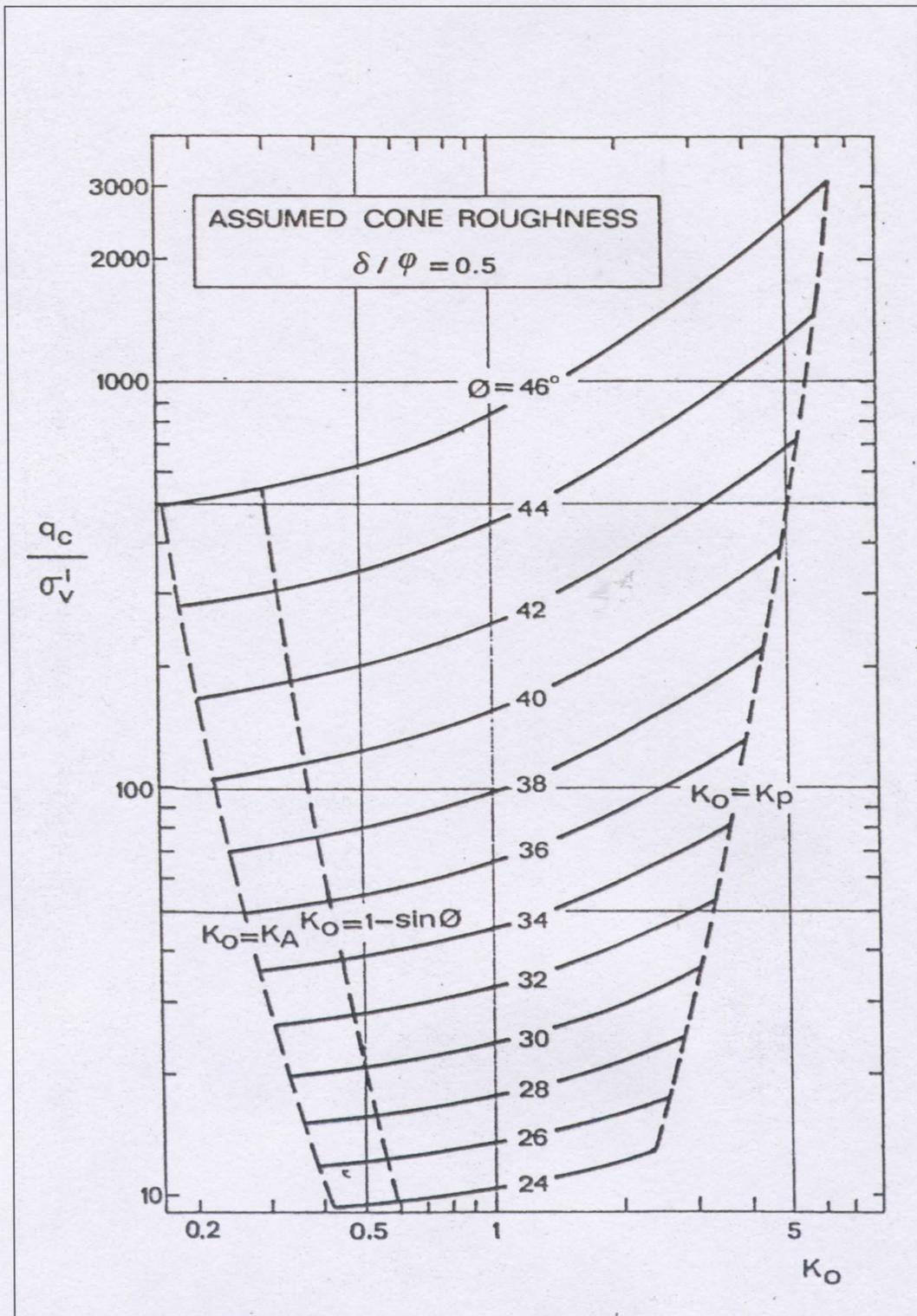
A-3:

Diagramma di Douglas e Olsen per prove penetrometriche con punta elettrica (CPTE)



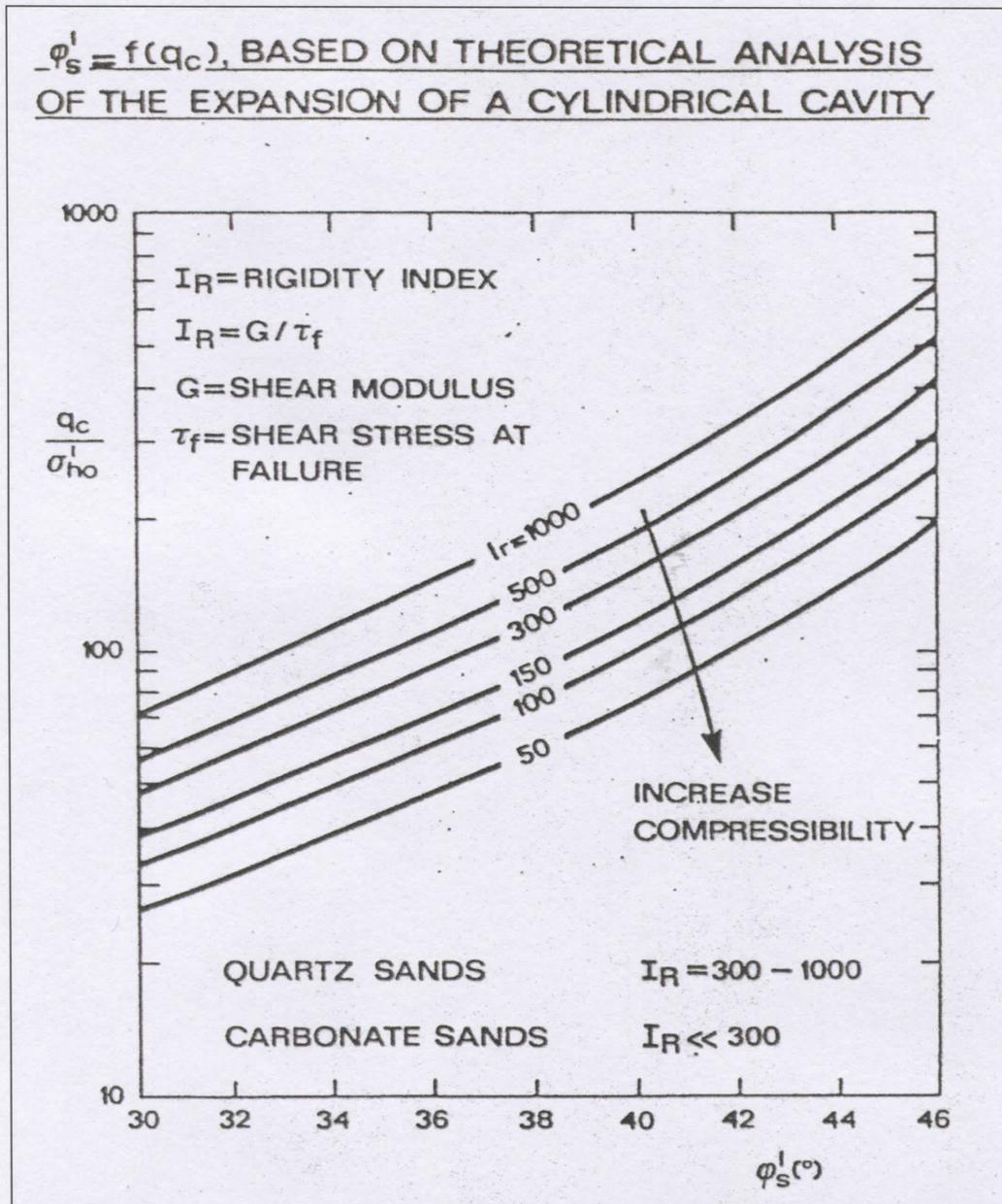
A-4:

Diagramma secondo Robertson per prove penetrometriche con piezocono (CPTU)



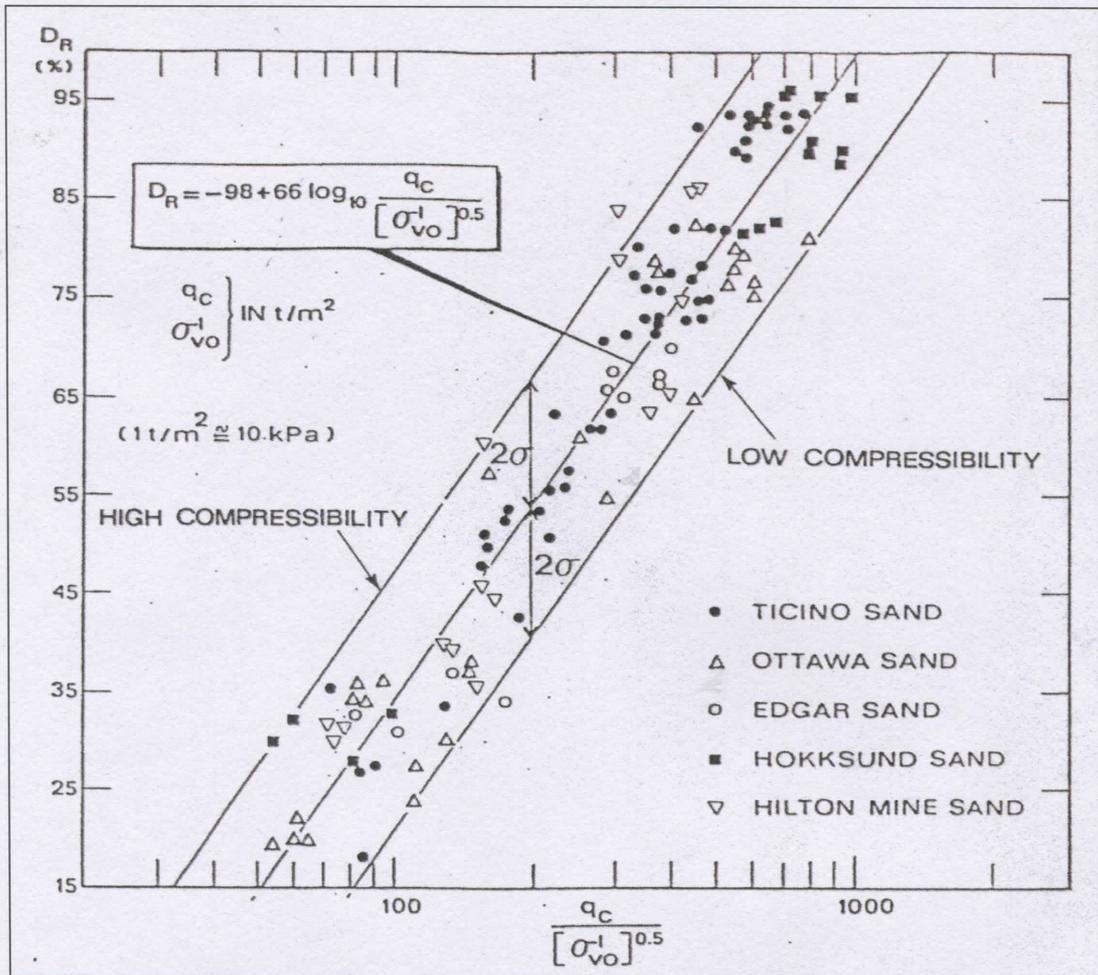
A-5:

Diagramma di Marchetti per la stima dell'angolo di attrito ϕ sulla base della formula di Durgunoglu - Mitchell



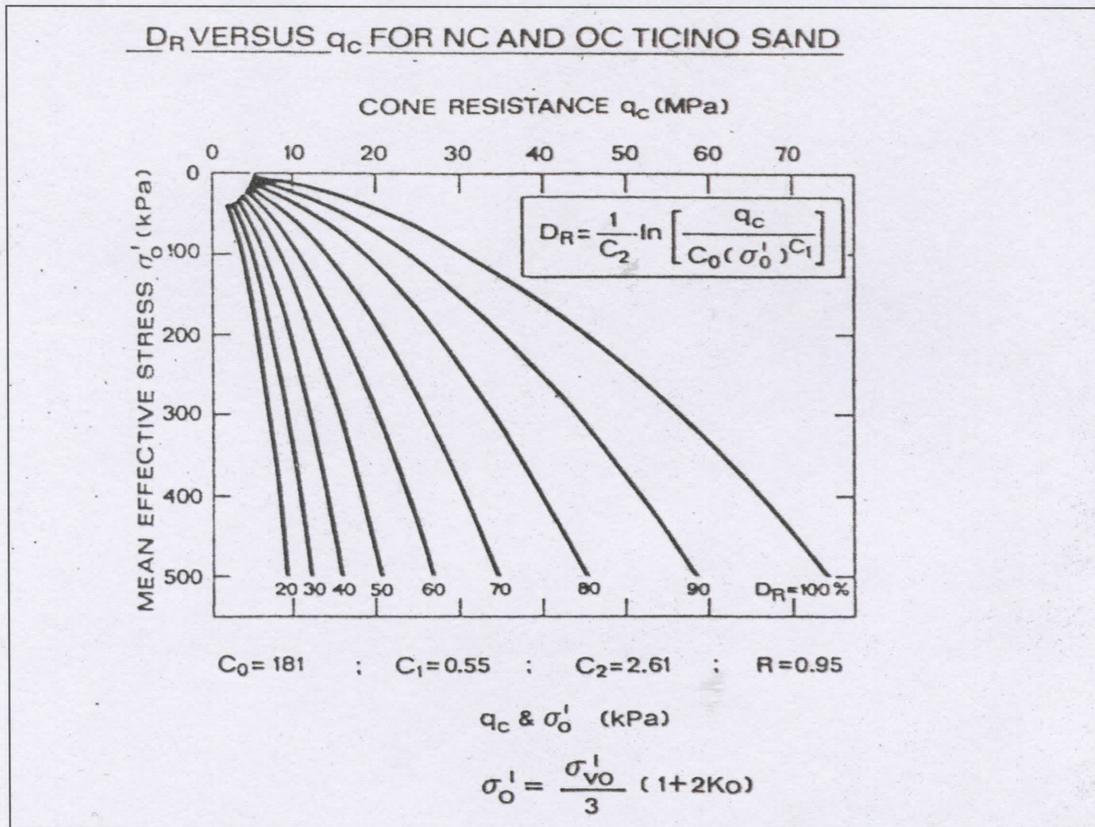
A-6:

Diagramma sull'influenza della compressibilità nella stima dell'angolo di attrito ϕ da prove CPT



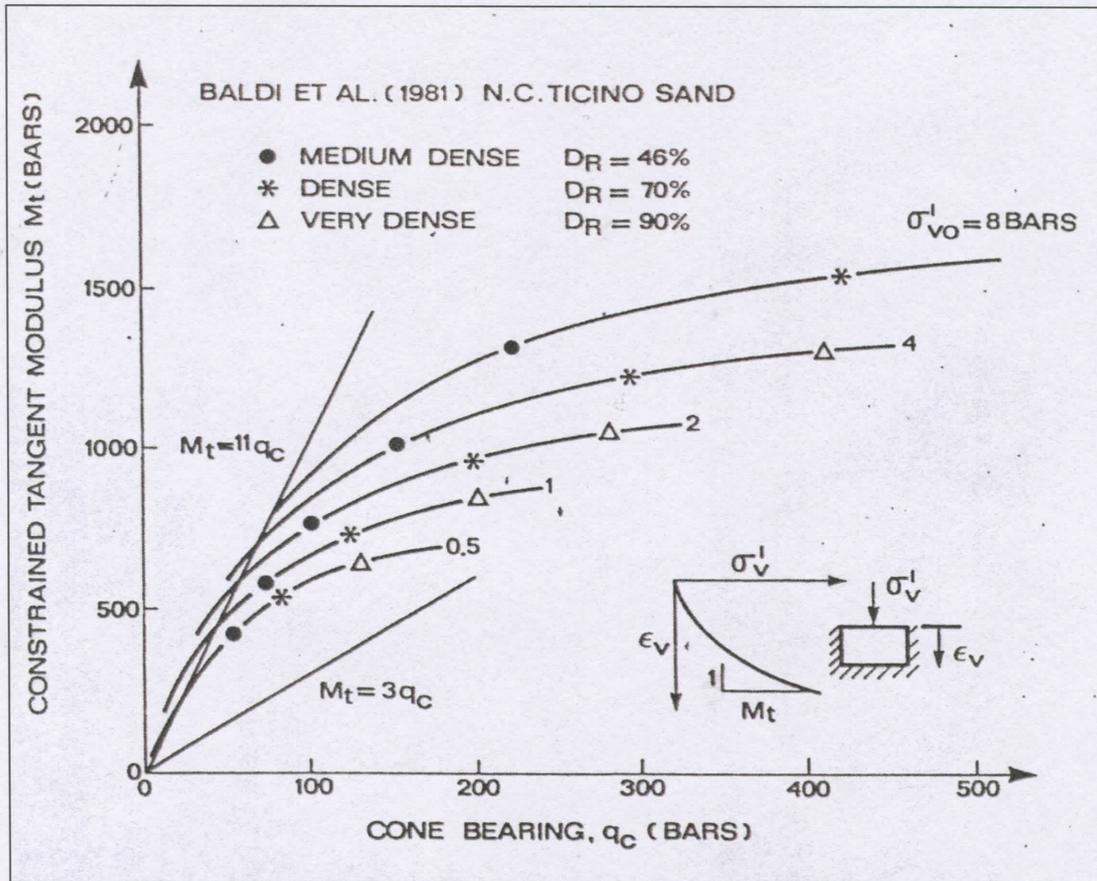
A-7:

Diagramma di Lancellotta per la stima della D_R da prove penetrometriche



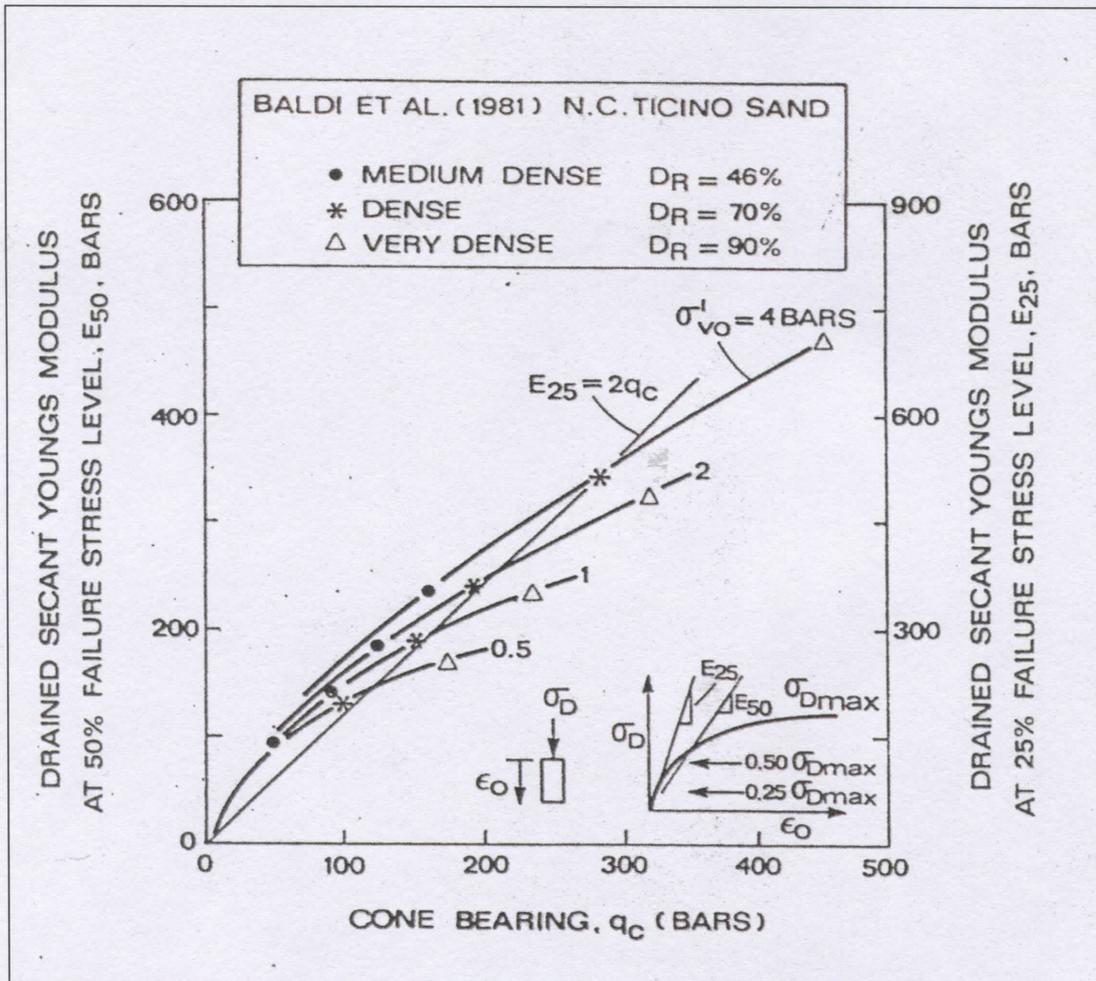
A-8:

Diagramma secondo la formula di Jamiolkowski per la stima di D_R attraverso prove penetrometriche nel caso di terreni sabbiosi tipo sabbia del Ticino



A-9

Diagramma secondo Baldi per la stima del modulo confinato tangente da prove penetrometriche



A-10:

Diagramma di Baldi per la stima del modulo di Young da prove penetrometriche

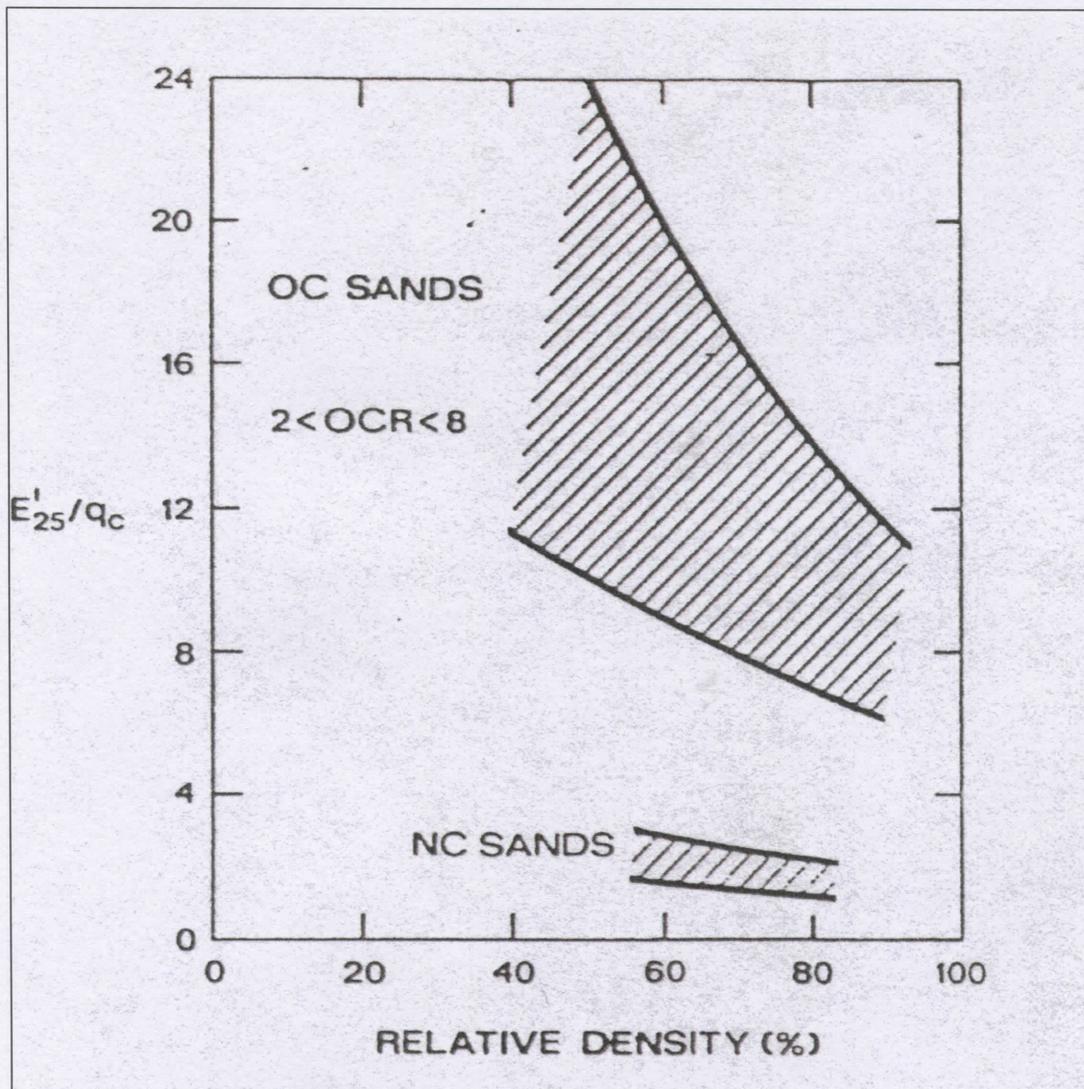
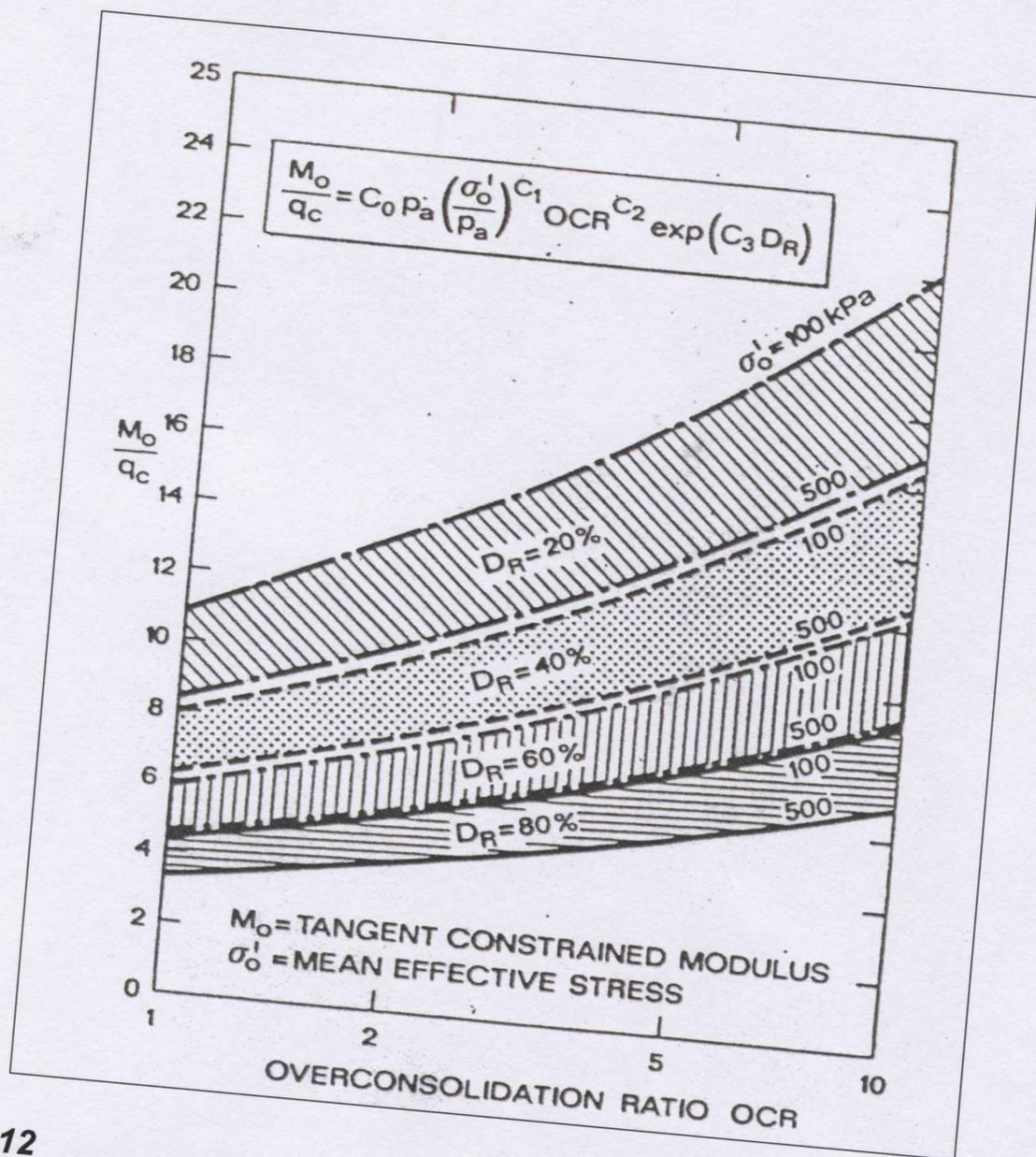
**A-11:**

Diagramma di Robertson - Campanella per la stima del modulo secante riferito al 25% del valore di rottura E_{25}



A-12

Diagramma per la stima del modulo confinato tangente sulla base del rapporto di sovraconsolidazione e della densità relativa

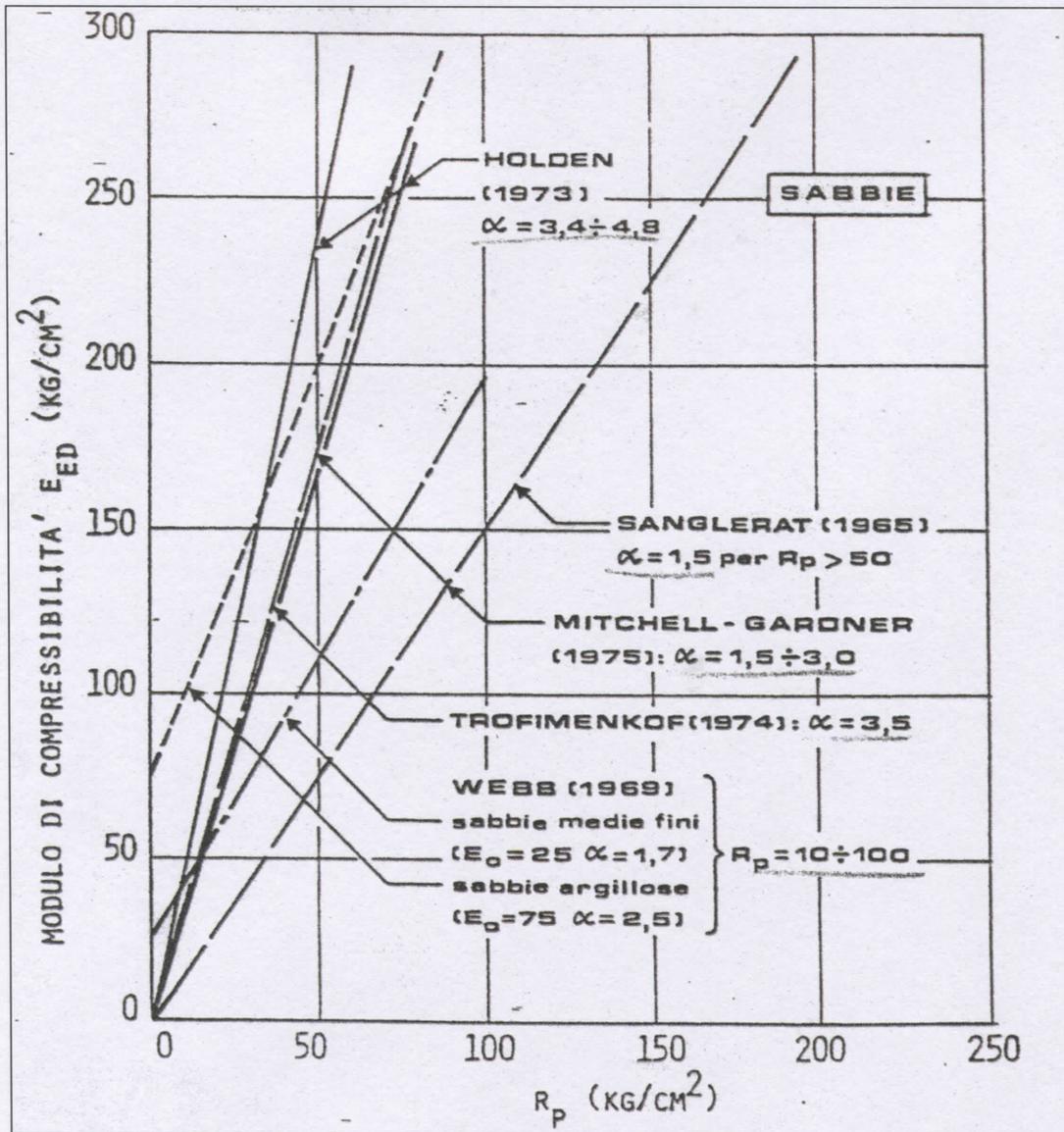
Estimation of Constrained Modulus, M .
(After Mitchell and Gardner, 1975)

$$M = \frac{1}{m_v} = a q_c$$

$q_c < 7$ bars	$3 < a < 8$	} Clay of low plasticity (CL)
$7 < q_c < 20$ bars	$2 < a < 5$	
$q_c > 20$ bars	$1 < a < 2.5$	
$q_c > 20$ bars	$3 < a < 6$	} Silts of low plasticity (ML)
$q_c < 20$ bars	$1 < a < 3$	
$q_c < 20$ bars	$2 < a < 6$	Highly plastic silts & clays (MH, CH)
$q_c < 12$ bars	$2 < a < 8$	Organic silts (OL)
$q_c < 7$ bars:		
$50 < w < 100$	$1.5 < a < 4$	} Peat and organic clay (P_c , OH)
$100 < w < 200$	$1 < a < 1.5$	
$w > 200$	$0.4 < a < 1$	

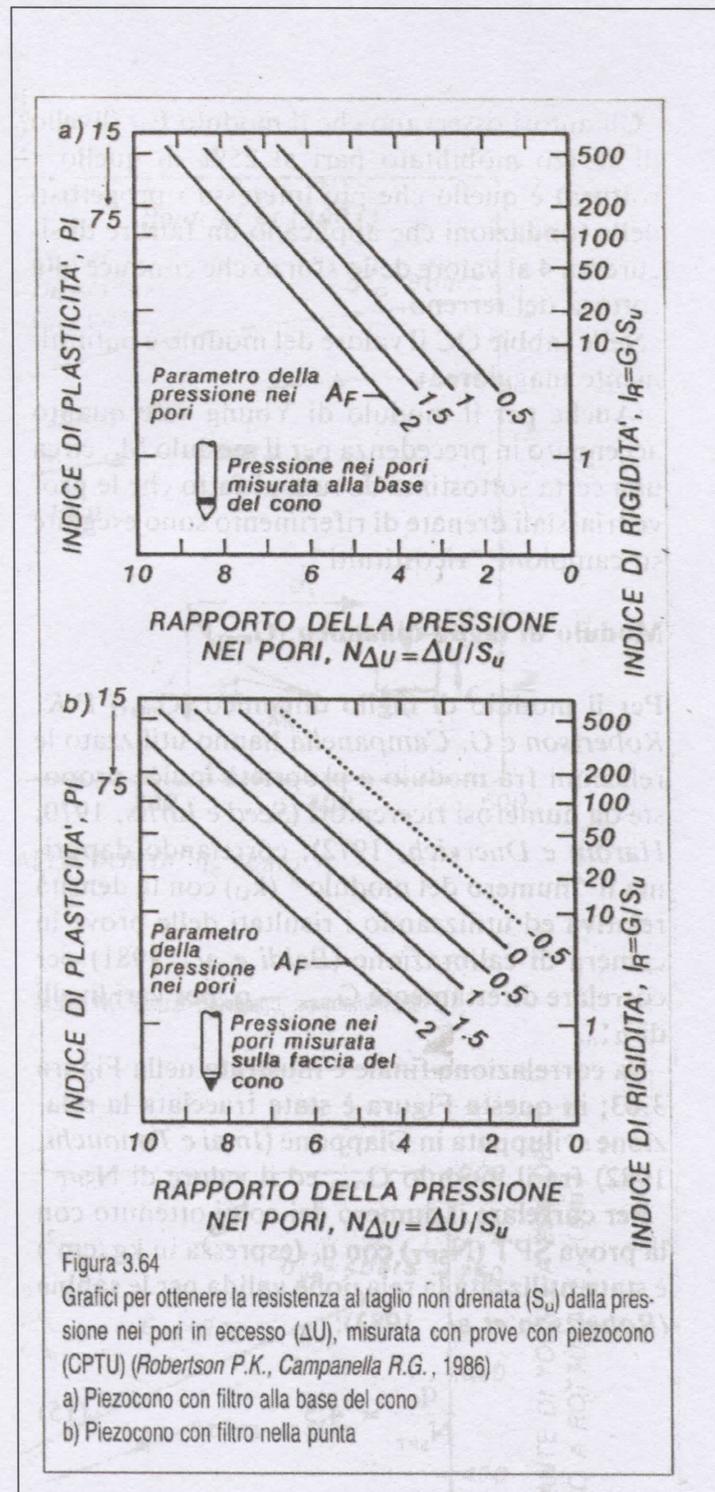
Tab. 2.1

Tabella riassuntiva sui coefficienti elaborati da Mitchell – Gardner per la stima del modulo edometrico da prove penetrometriche



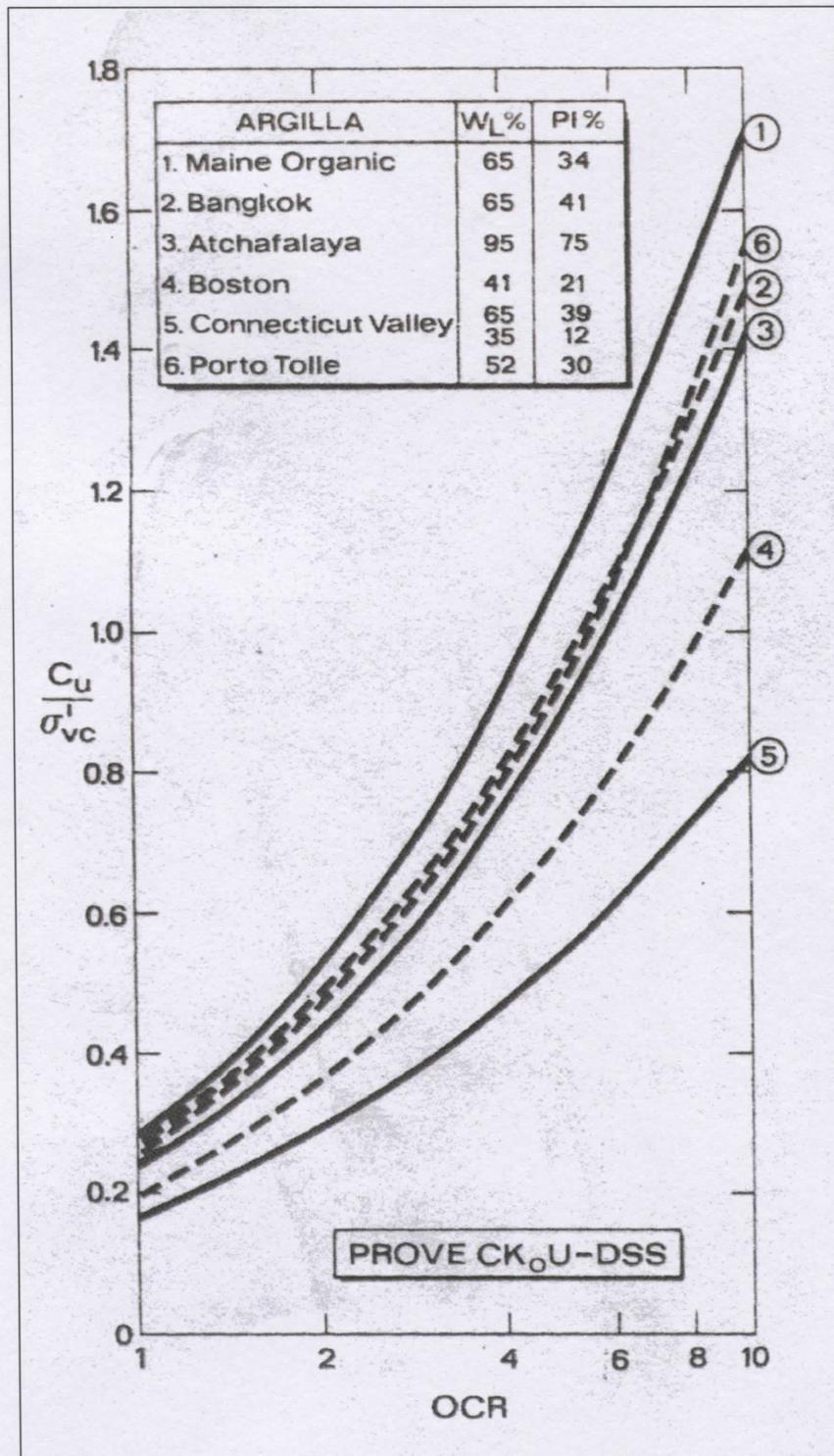
A-13:

Diagramma di confronto per diverse correlazioni fra modulo edometrico e resistenza di punta da prove penetrometriche statiche



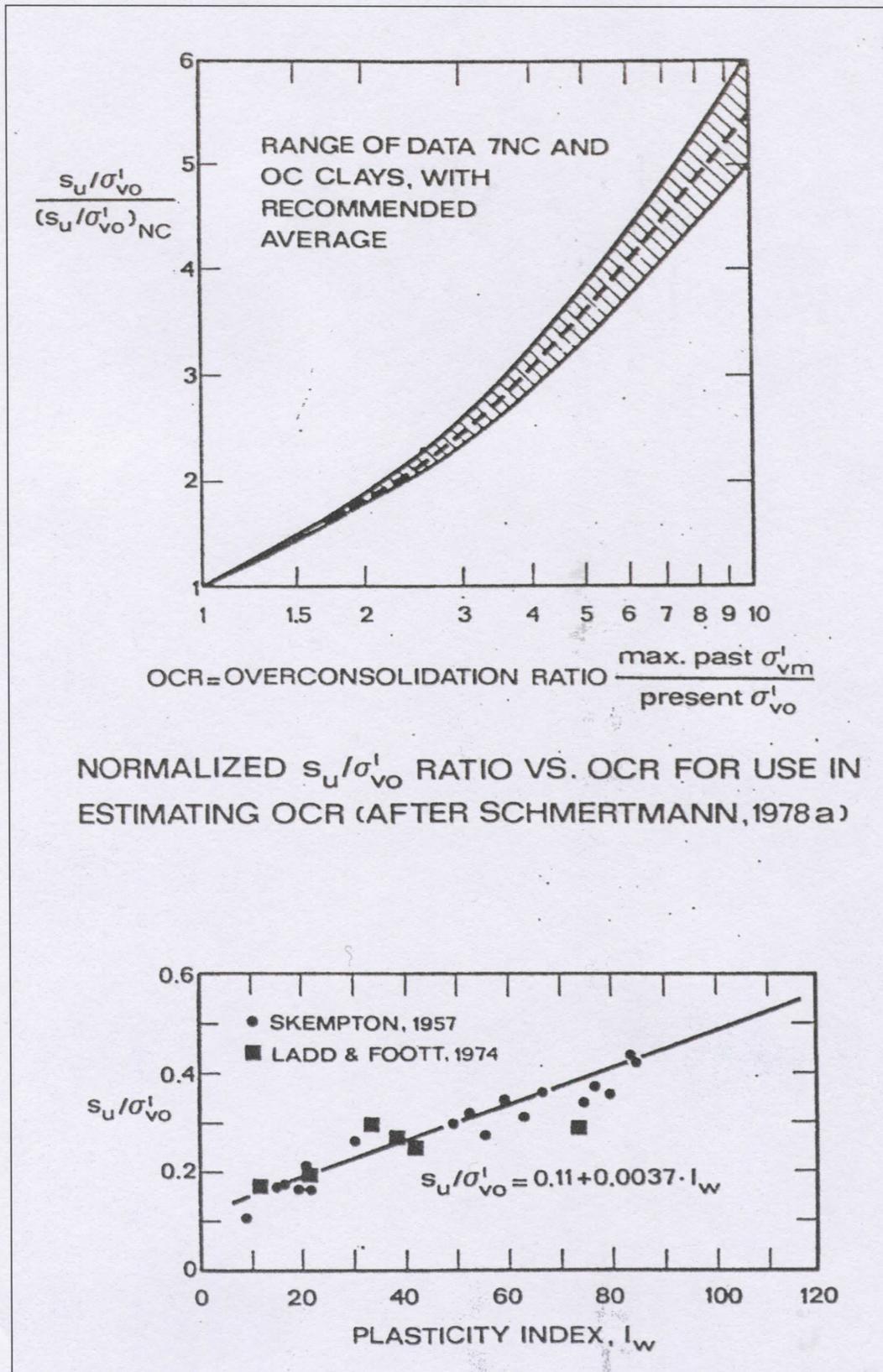
A-14:

Grafici per stima dell'indice di rigidezza (I_R) e del rapporto delle pressioni nei pori ($N_{\Delta U}$) al variare del parametro di Skempton A_F



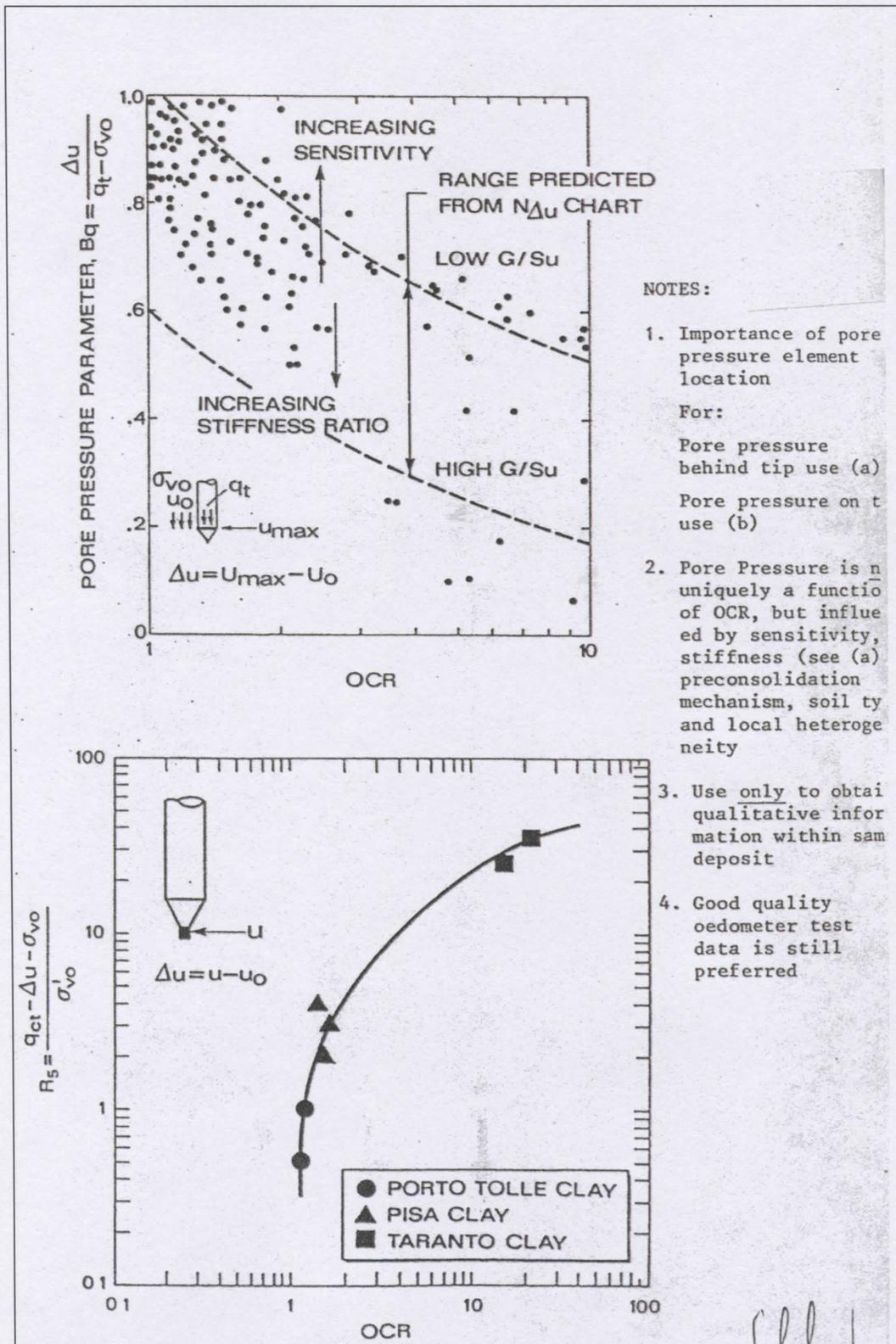
A-15:

Diagramma Ladd – Edgers per la stima di coesione non drenata (c_v) da grado di sovraconsolidazione (OCR)



A-16:

Diagramma secondo Schmertmann per la stima di coesione non drenata (c_u) da grado di sovraconsolidazione (OCR)



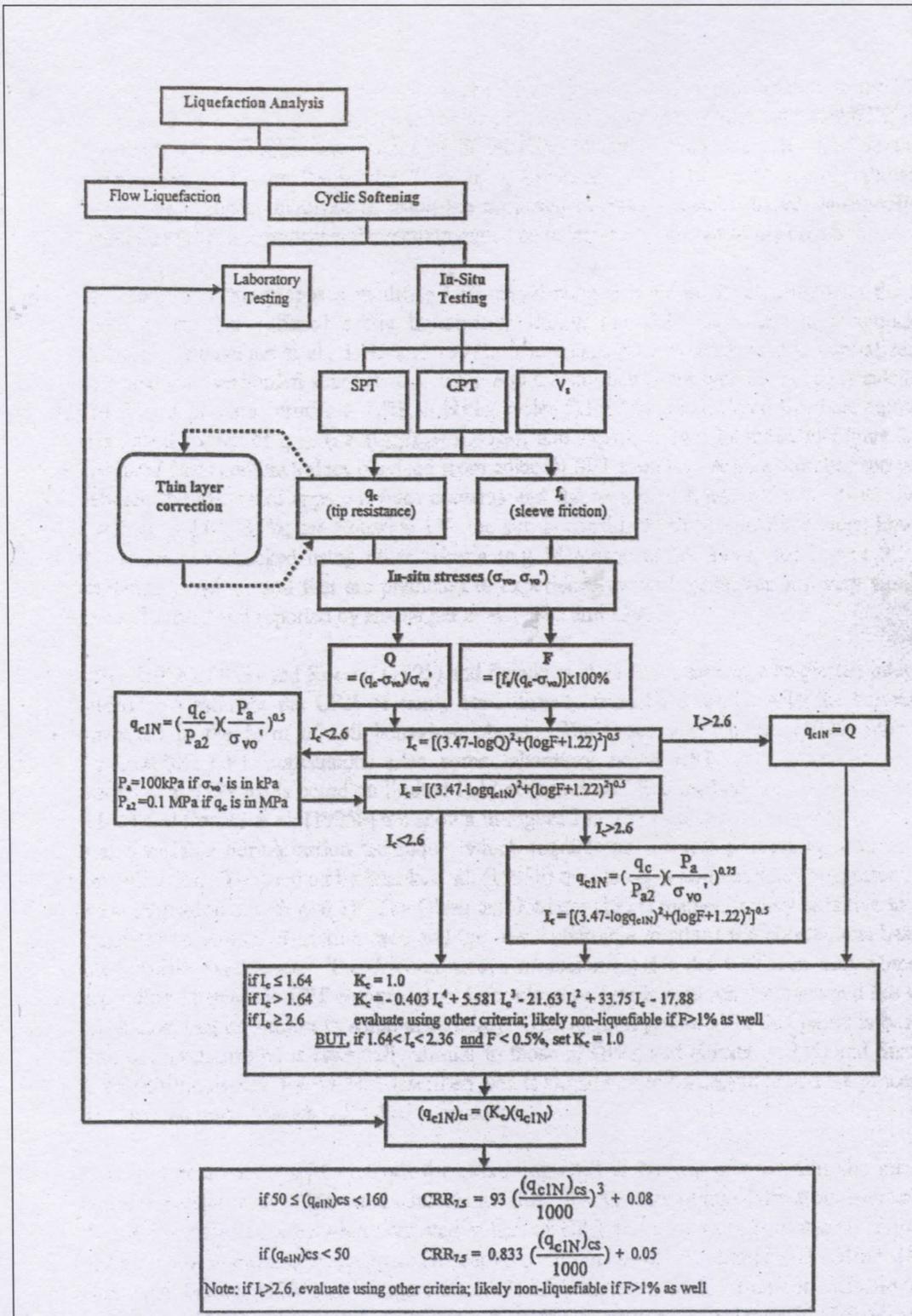
A-17:

Grafici per correlazione fra stima di coesione non drenata (c_v) e grado di sovraconsolidazione (OCR) in funzione della sensitività

S_u/σ'_{vo}	OCR	$C_c/(1+e_1)$
0 ÷ 0.1	1 > OCR	>0.4 (in consolidaz.)
0.1 ÷ 0.25	OCR = 1	0.4
0.26 ÷ 0.50	1.5 > OCR > 1 (si assume 1)	0.3
0.51 ÷ 1.00	3	0.15
1 ÷ 4	6	0.10
> 4	> 6	0.05

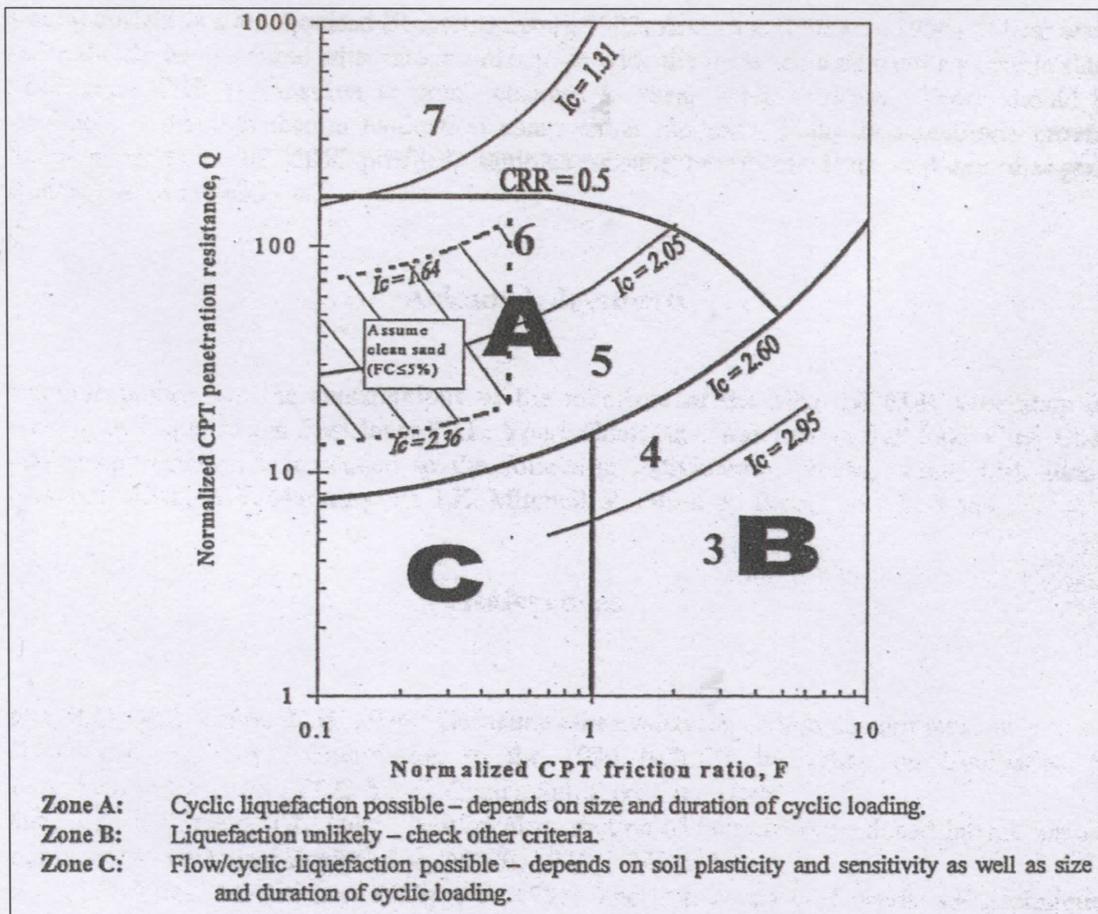
Tab 2.2:

Tabella indicativa dei valori di indice di compressibilità elaborati da Schmertmann in funzione dell'indice dei vuoti e della pressione verticale media



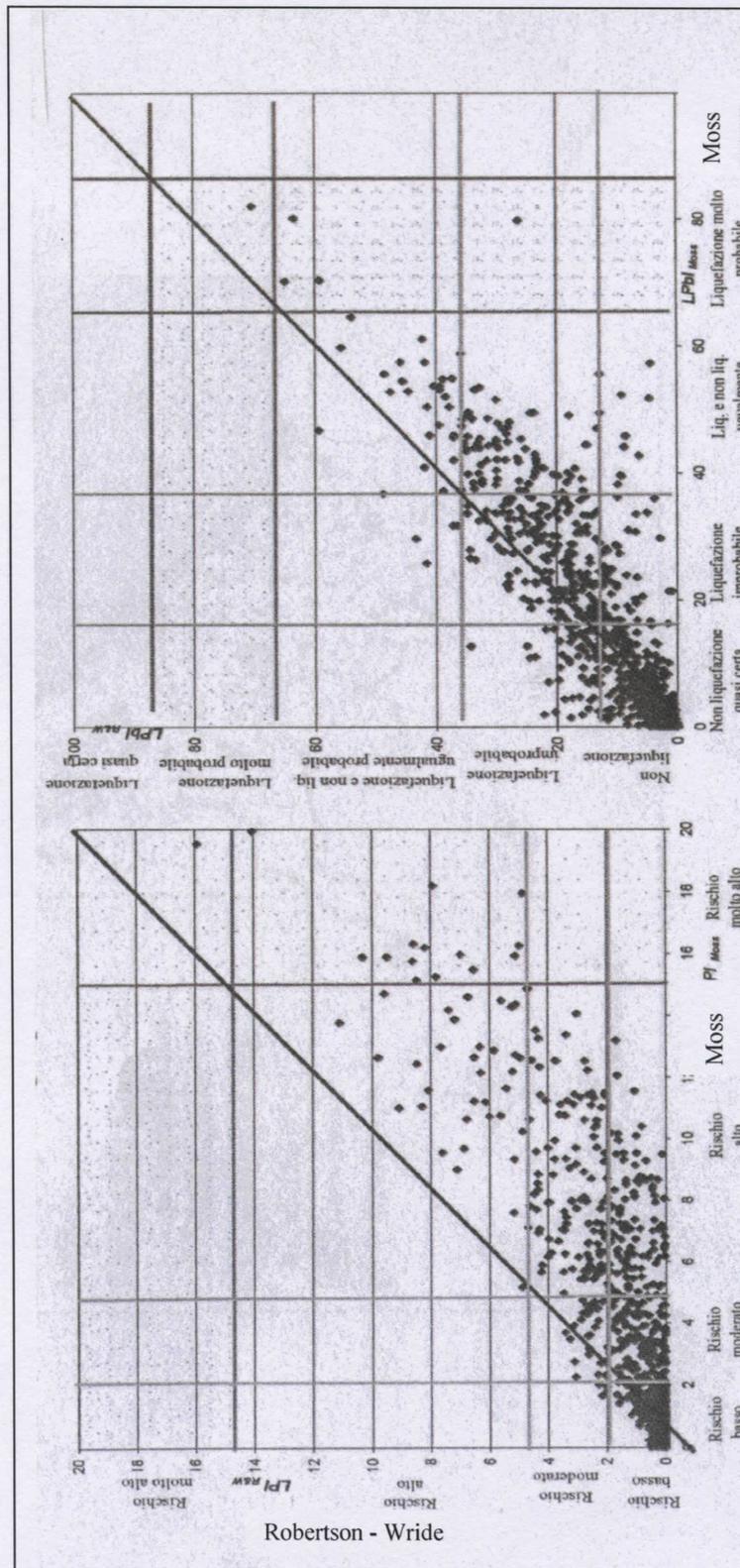
A-18:

Processo di analisi per la stima del potenziale di liquefazione secondo l'approccio deterministico Robertson – Wride



A-19:

Diagramma di sintesi per la stima del potenziale di liquefazione attraverso prove penetrometriche secondo Robertson



(b) LPbI

(a) LPI

A-20:

Diagrammi di confronto per la determinazione del potenziale di liquefazione LPI (a) e di probabilità di liquefazione LPbI (b) calcolati secondo i metodi di Moss e di Robertson - Wride

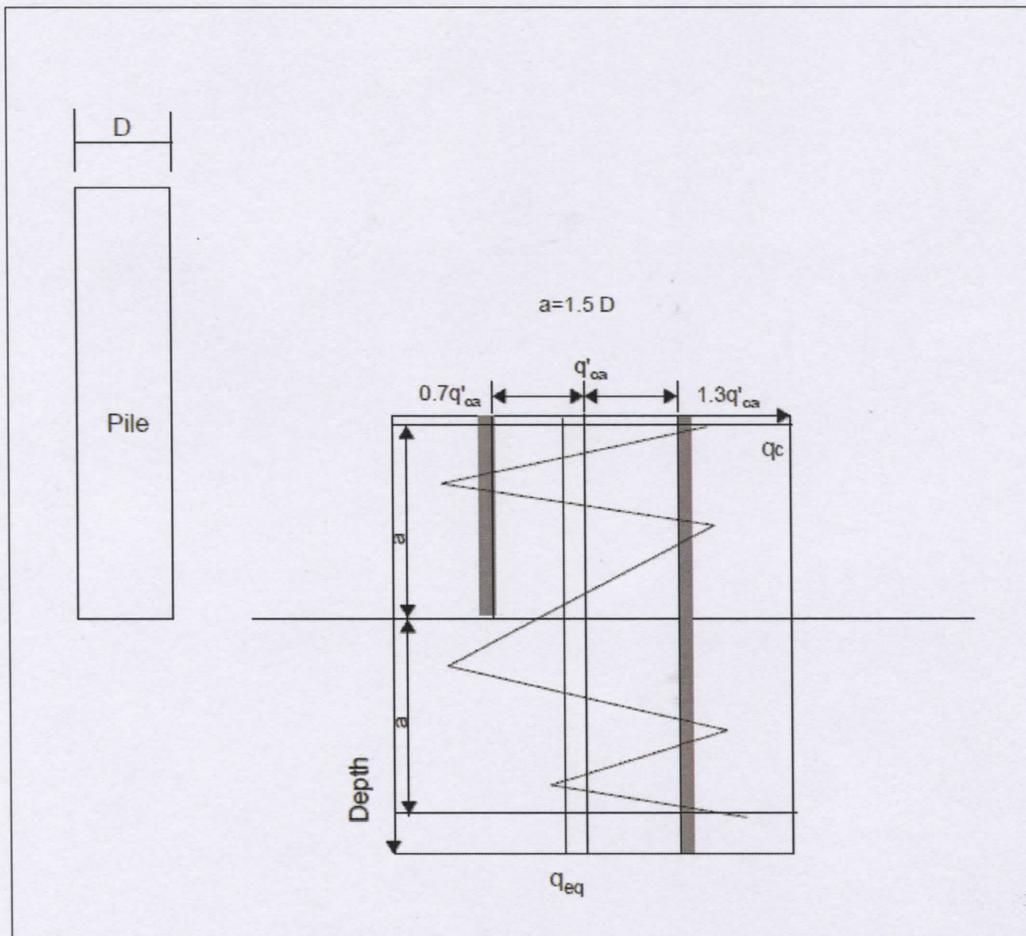
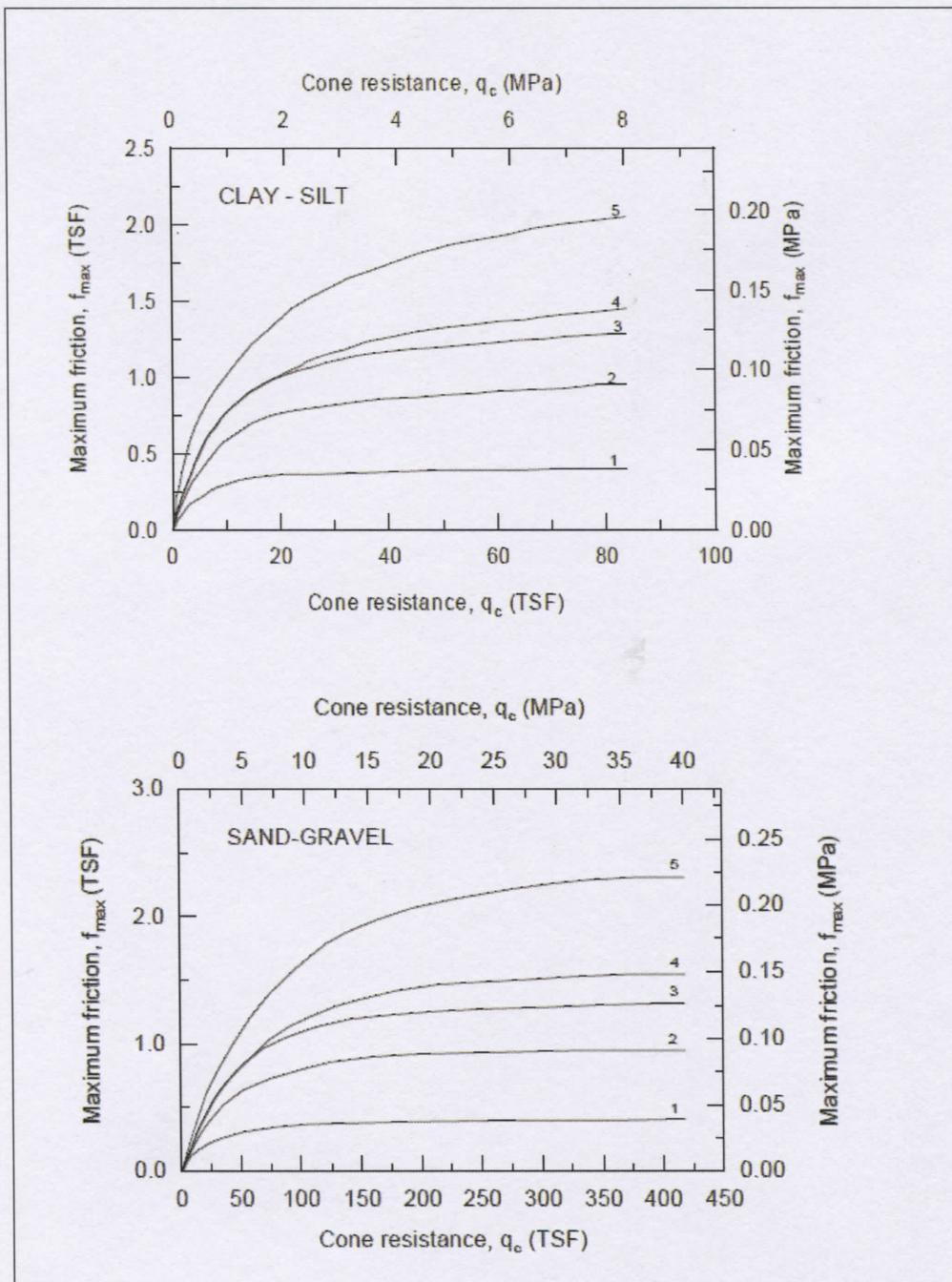
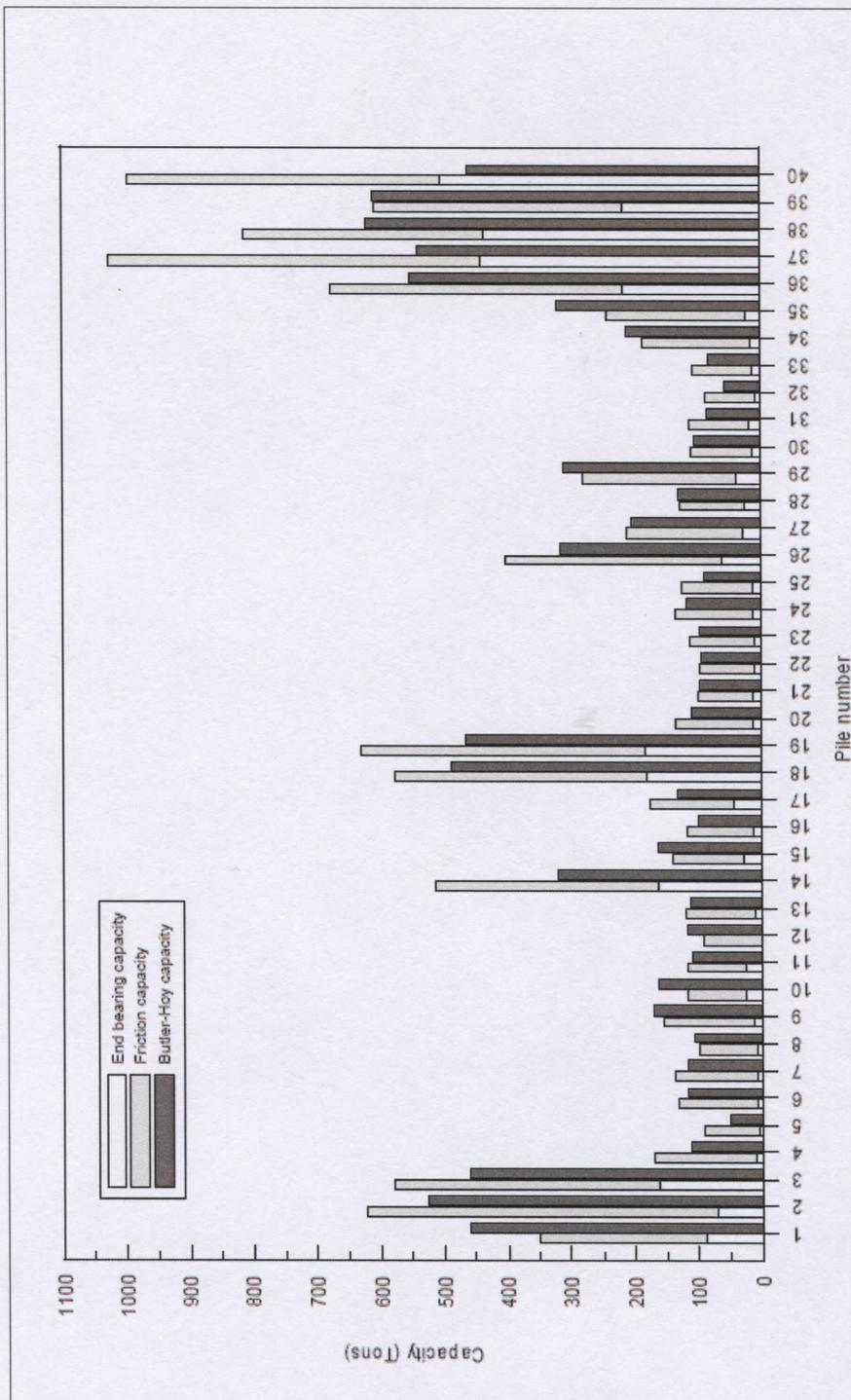
**A-21:**

Diagramma di ridimensionamento della curva di resistenza smorzata per la stima di un valore di resistenza alla punta equivalente secondo l'algoritmo di calcolo LCPC



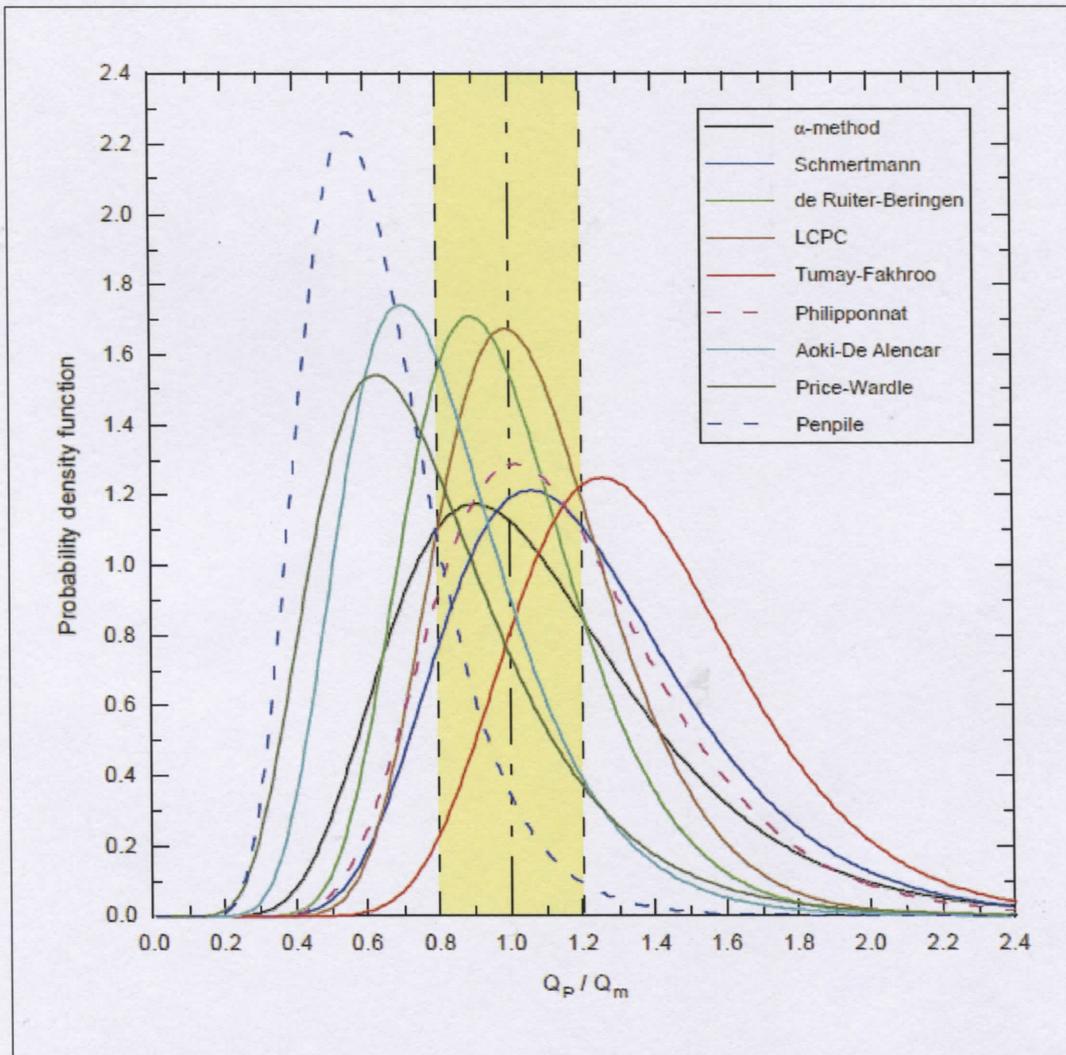
A-22:

Diagrammi risultanti per il valore di resistenza secondo l'algoritmo di calcolo LCPC



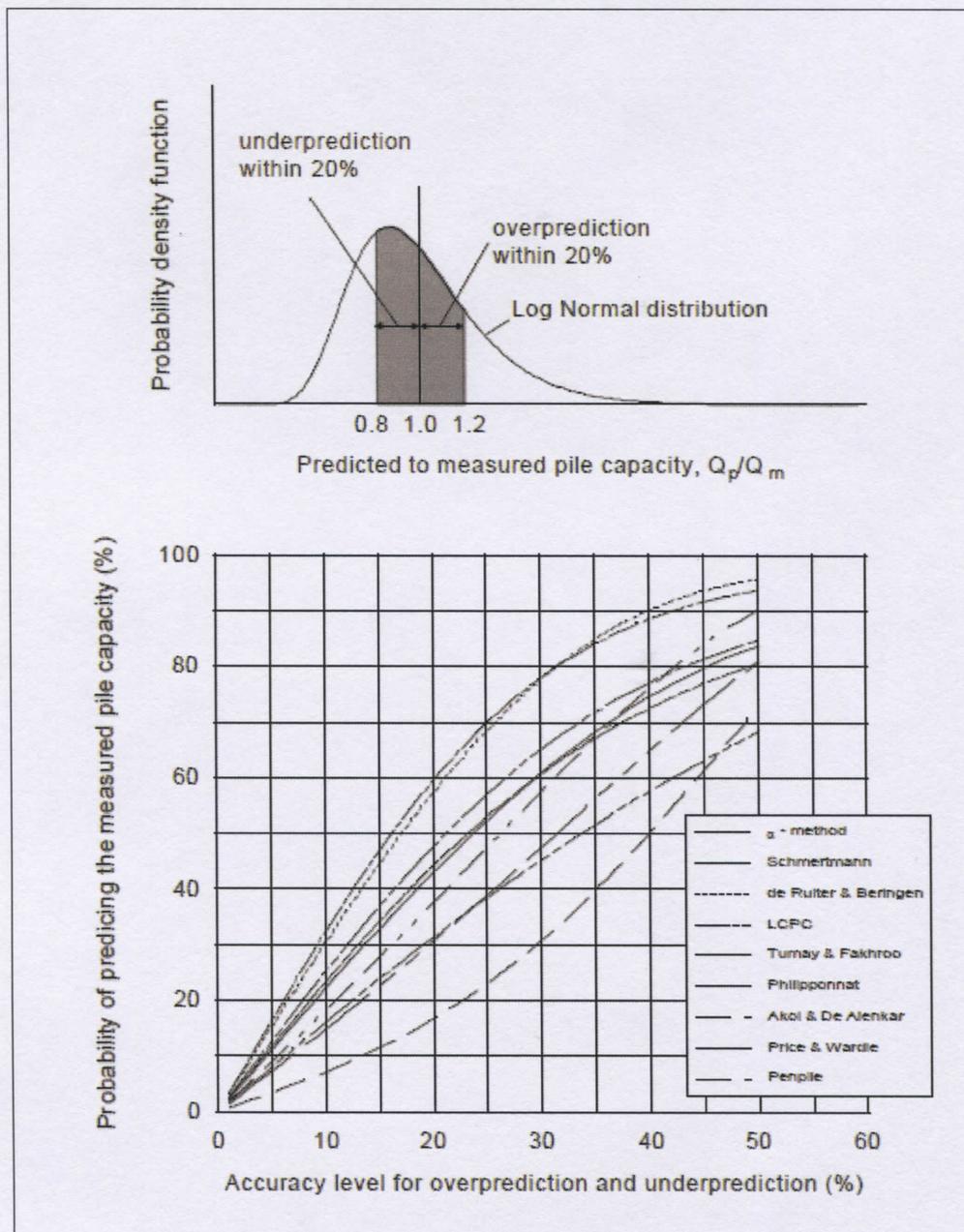
A-23:

Istogramma per confronto della stima della portata dei pali secondo gli approcci LCPC, Butler - Hoy.



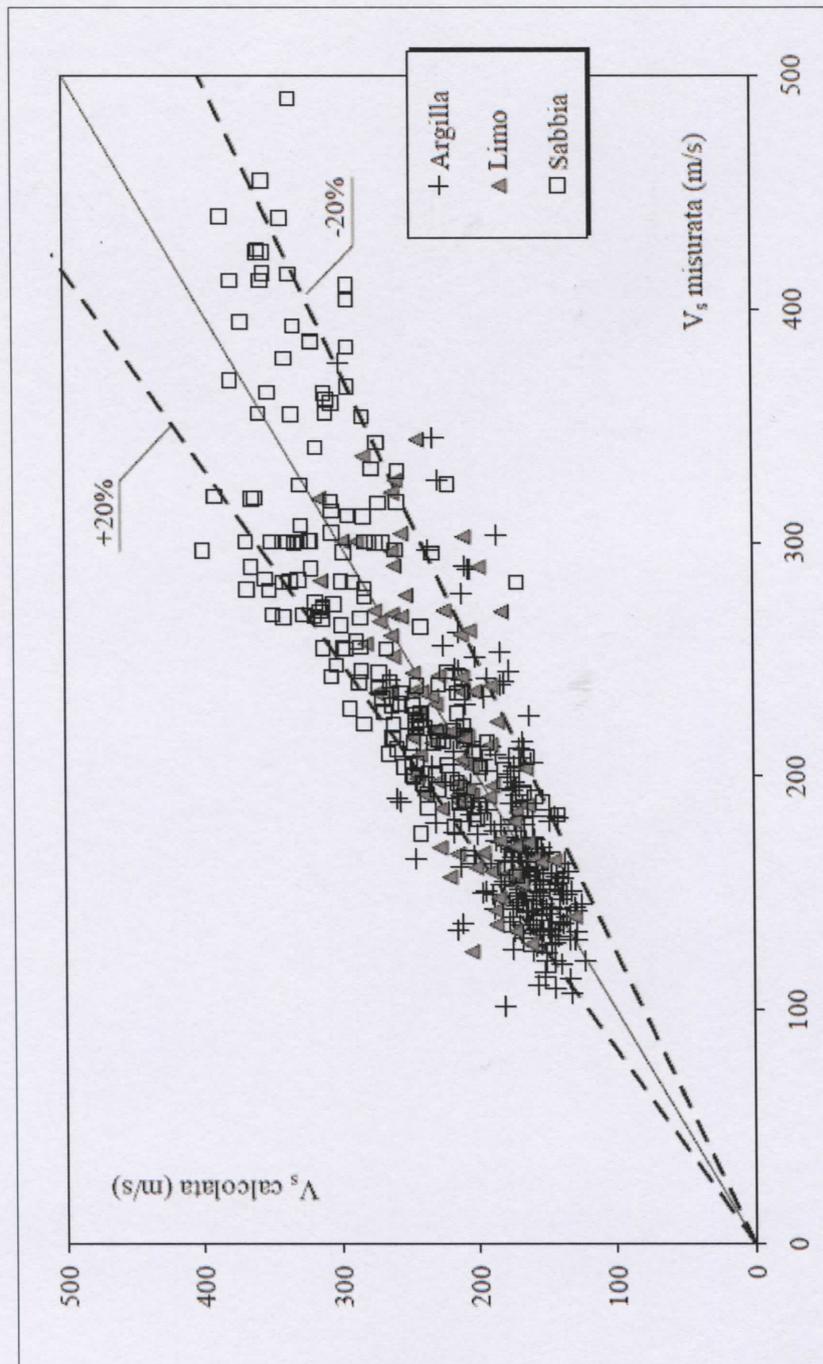
A-24:

Probabilità di distribuzione del rapporto Q_p / Q_M per i diversi approcci.

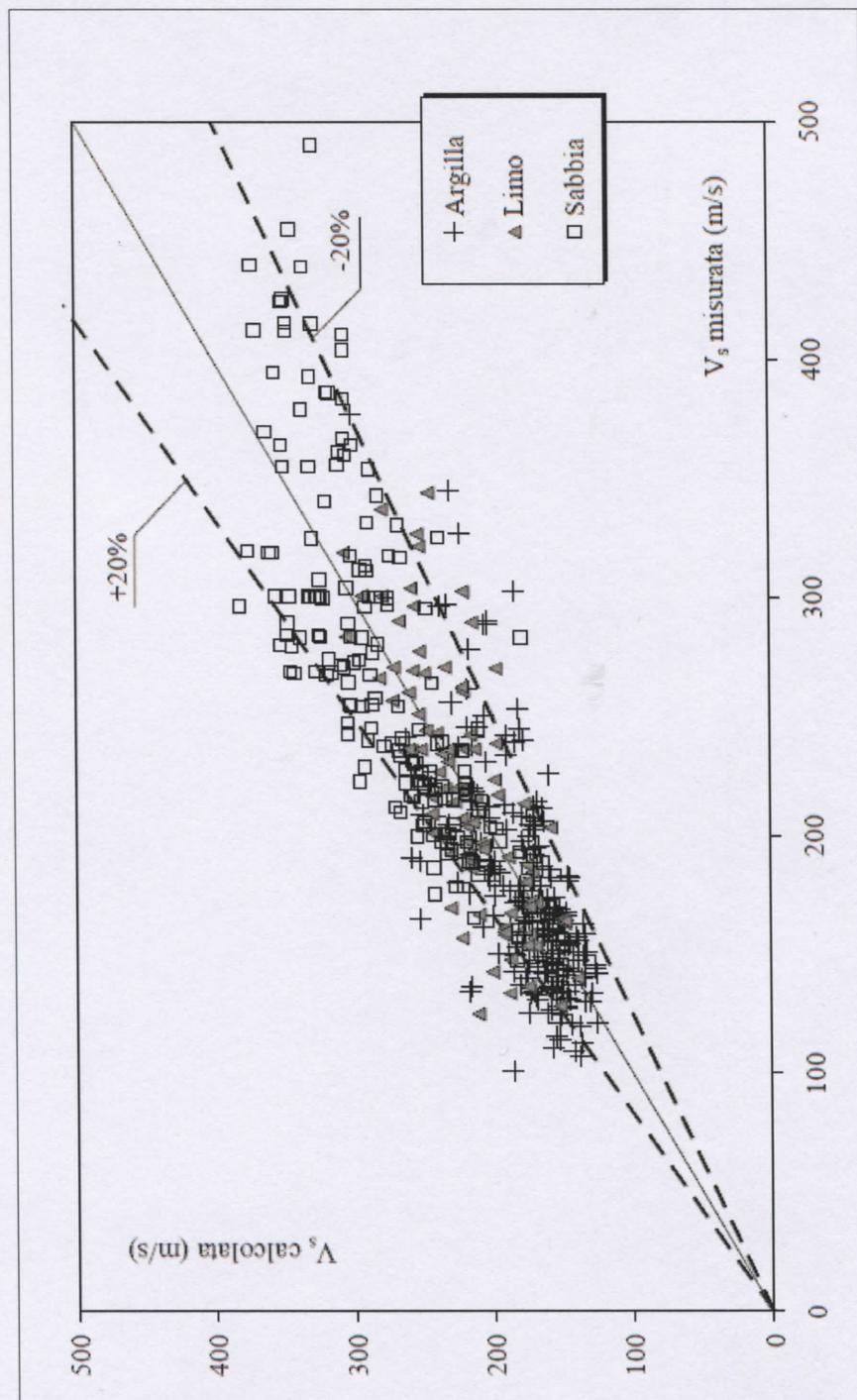


A-25:

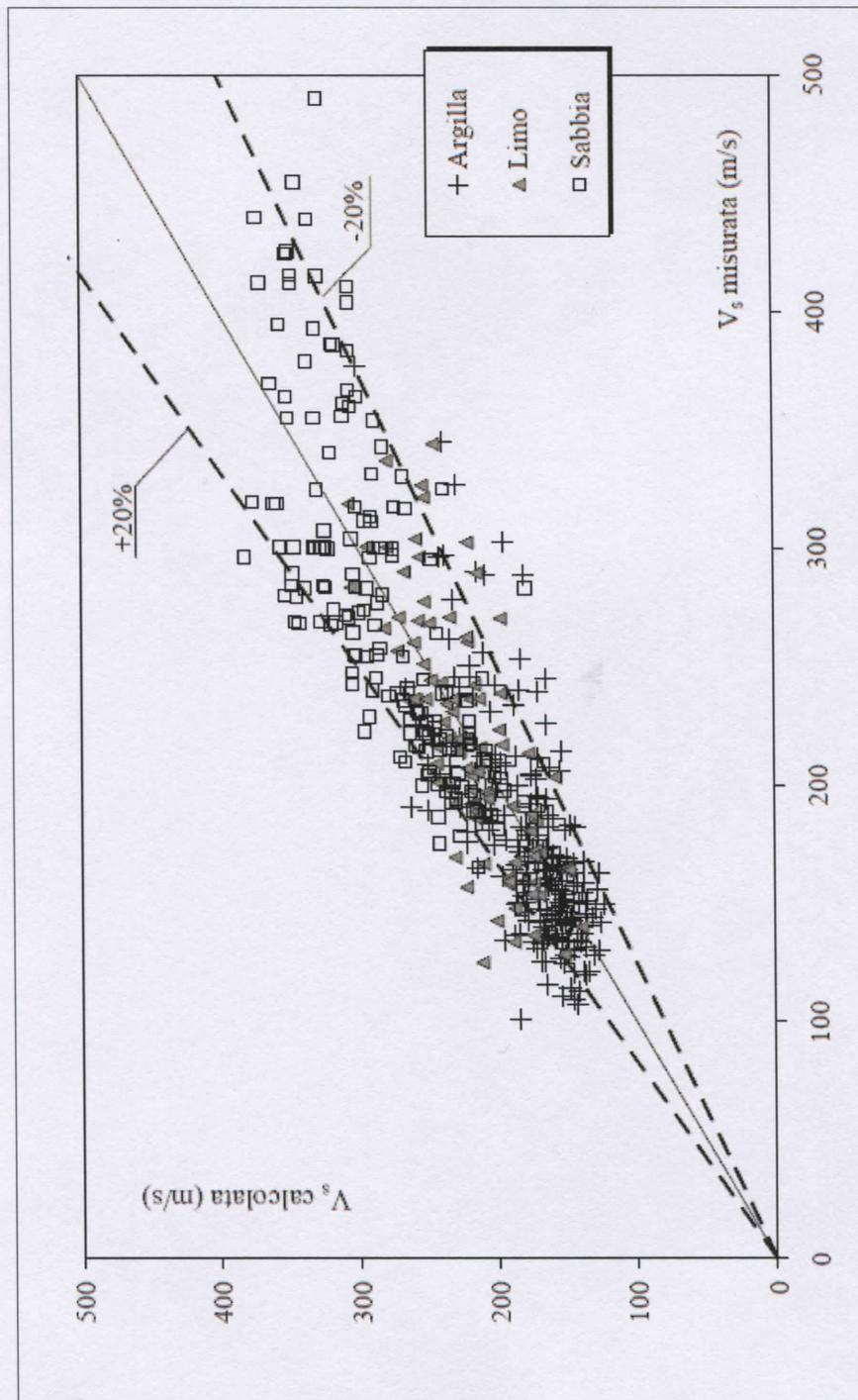
Comparazione fra le stime dei diversi metodi sulla base del livello di accuratezza.

**A-26:**

Confronto fra valori misurati e valori stimati secondo l'equazione di Hegazy - Mayne di V_s

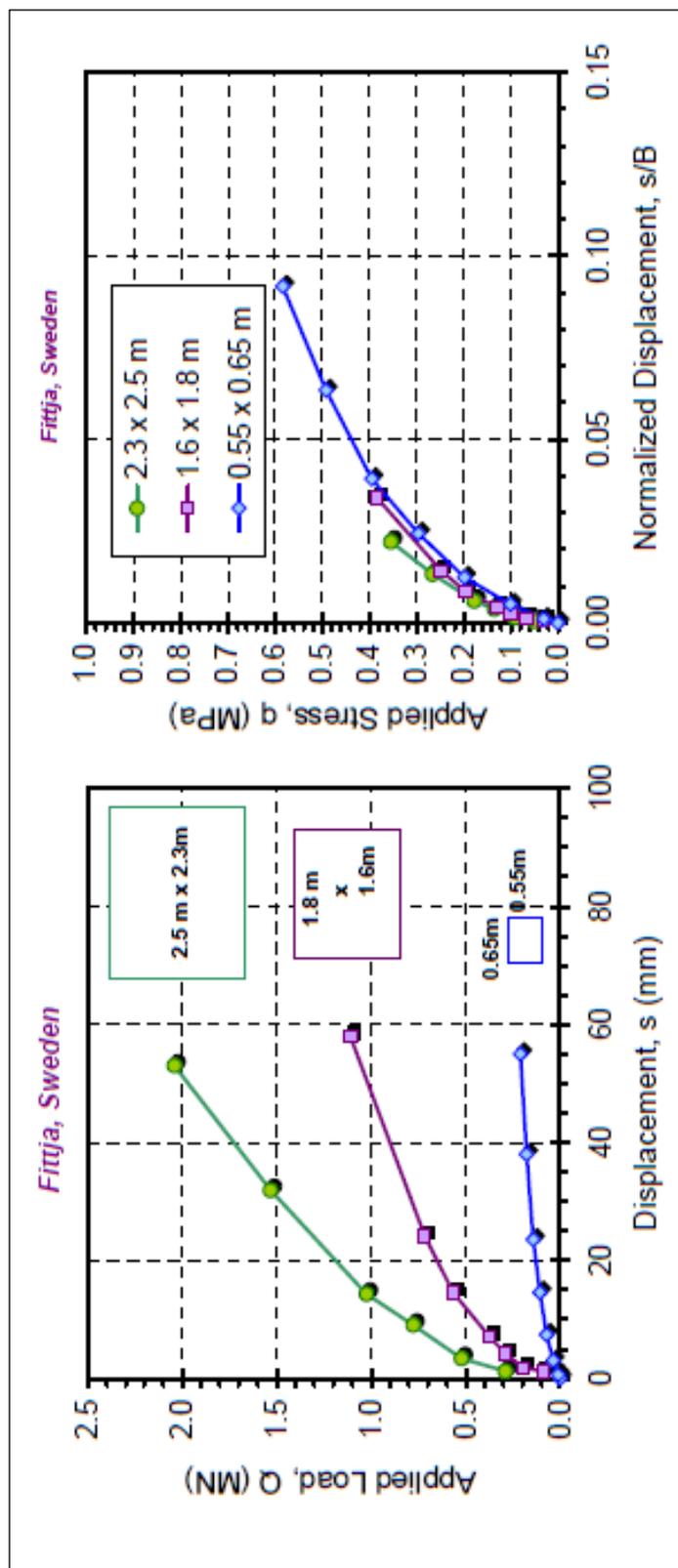
**A-27:**

Confronto fra valori misurati e valori stimati secondo l'equazione di Stokoe di V_s



Confronto fra valori misurati e valori stimati secondo l'equazione di Andrus di V_s

ALLEGATI B

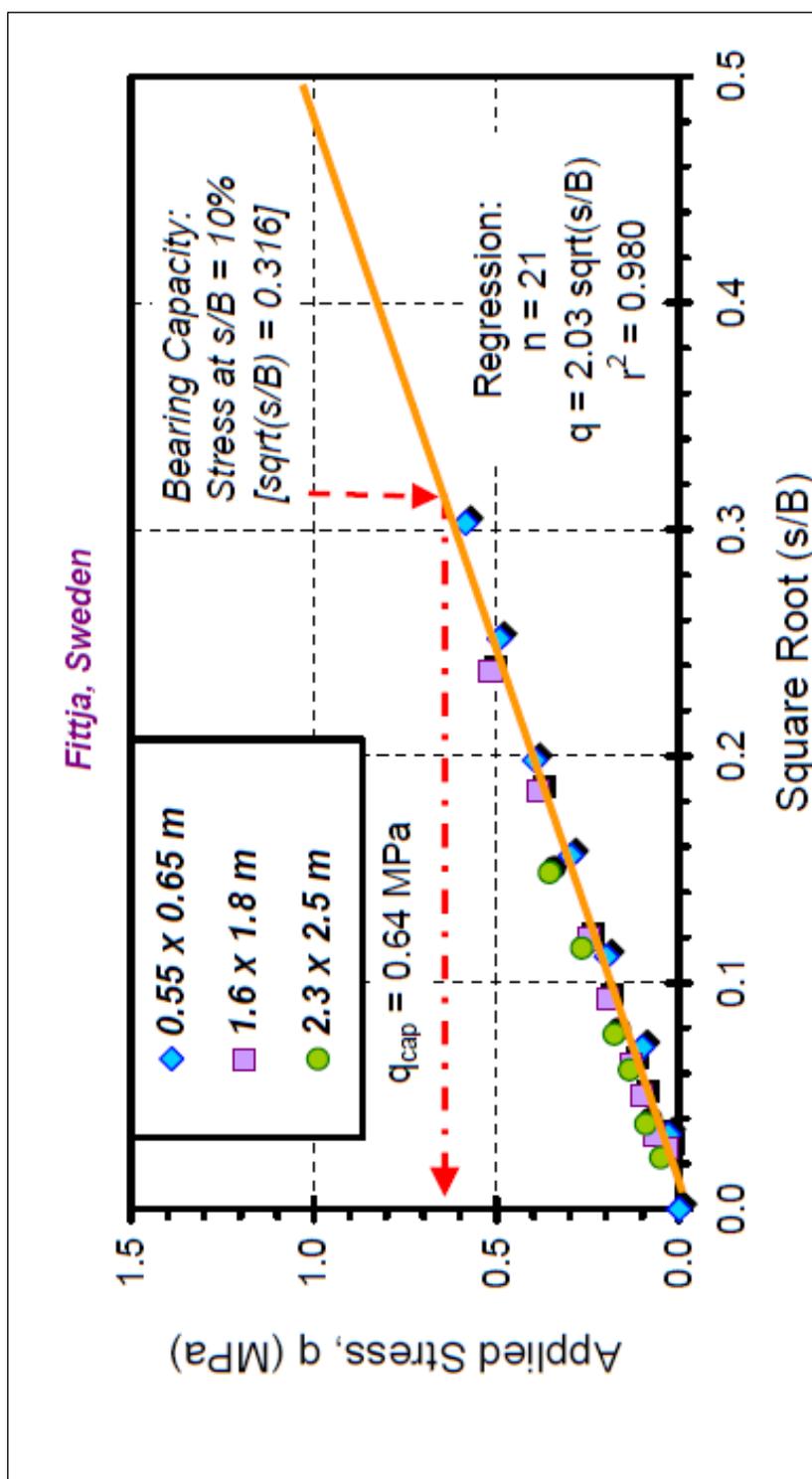


(b)

(a)

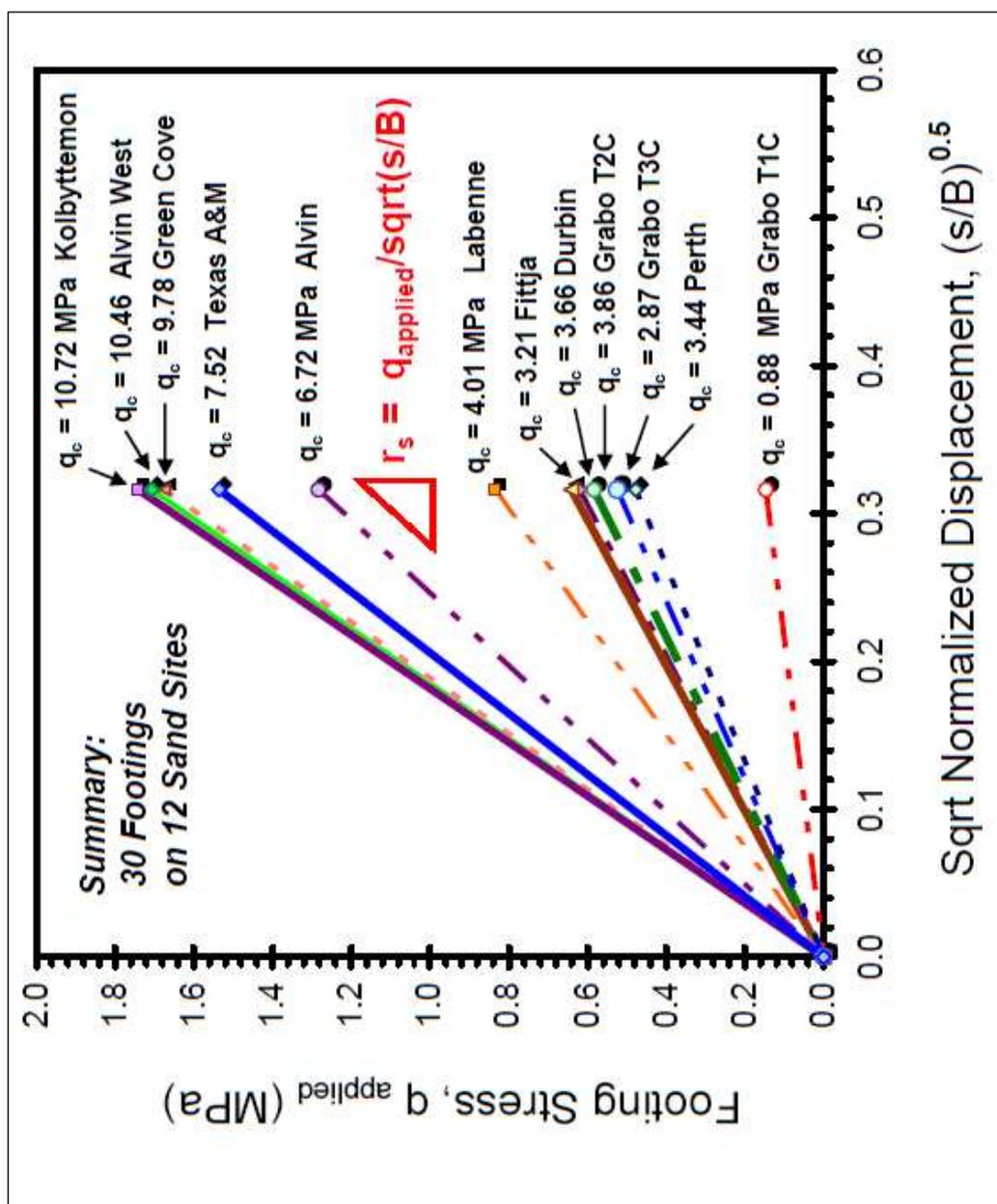
B-1:

Curve risultanti da prove in sito (Fittja): carico applicato – cedimenti (a); tensione applicata – cedimenti normalizzati (b)



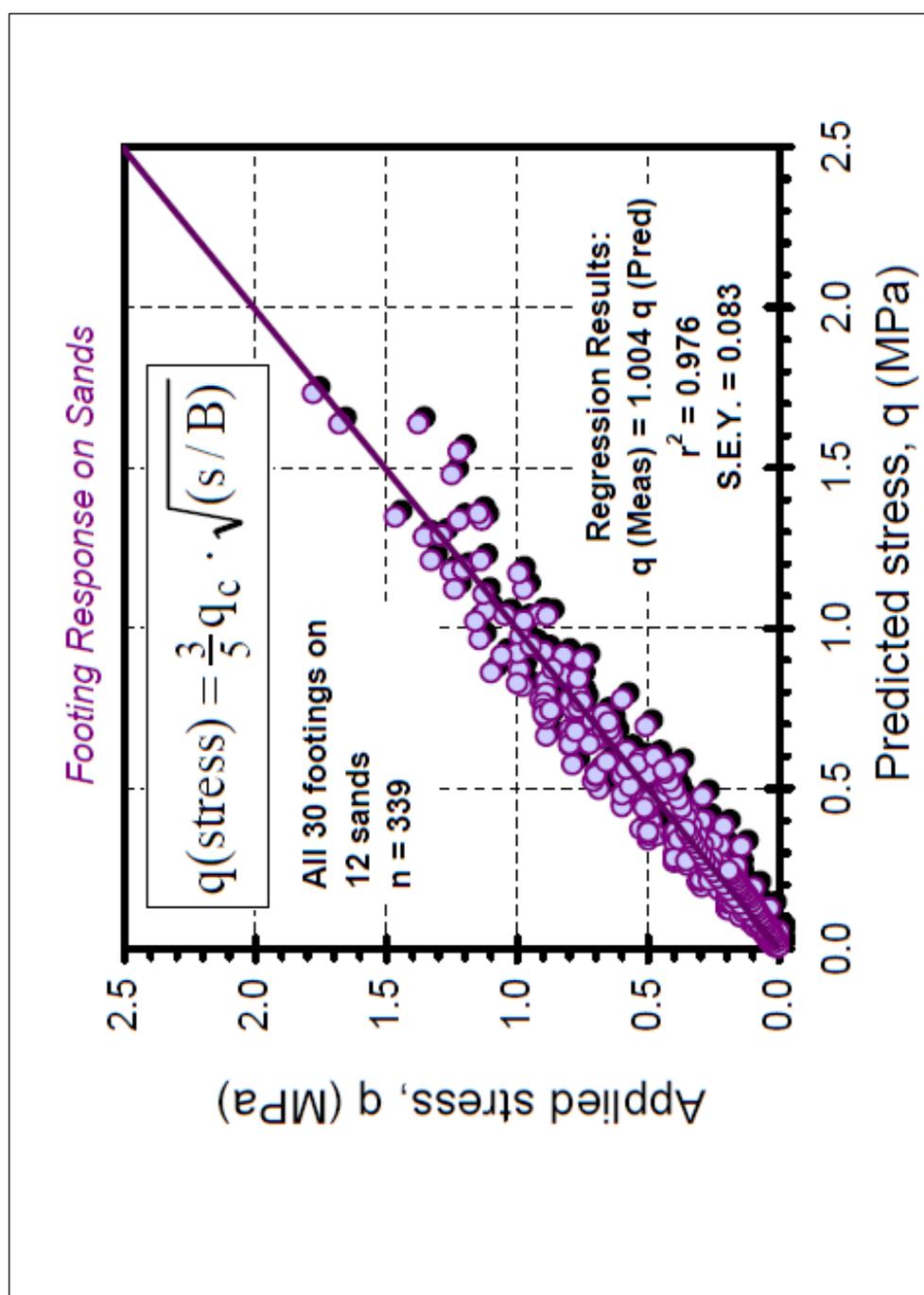
B-2:

Diagramma per la correlazione fra tensione applicata e $\sqrt{s/B}$: confronto con dati misurati in sito (Fittja)



B-3:

Confronto fra dati ottenuti in 12 siti differenti per la correlazione fra tensione applicata e $\sqrt{s/B}$

**B-4:**

Confronto fra valori misurati di tensione applicata e valori ottenuti mediante correlazioni da prove penetrometriche

SAND SITE	Embedment z_e (m)	GWT z_w (m)	Grain Size D_{50} (mm)	Slope i_s (MPa)	q_{cap} (MPa) at $s/B=0.1$	CPT q_c (MPa)	Ratio $h_s = i_s/q_c$
Alvin East	2.2	1.9	0.11 - 0.14	4.06	1.28	6.72	0.60
Alvin West	2.35	1.9	0.11 - 0.14	5.46	1.73	10.46	0.52
Durbin	0	1.2	na	1.96	0.62	3.66	0.54
Fittja	0.4 to 1.1	1.5	0.2 - 0.4	2.03	0.64	3.2	0.63
Grabo T1C	0	> 5	0.34	0.46	0.15	0.88	0.53
Grabo T2C	0	> 5	0.34	1.85	0.58	3.86	0.48
Grabo T3C	0	> 5	0.34	1.66	0.52	2.87	0.58
Green Cove	0.6	3	na	5.41	1.71	9.78	0.55
Kolbytteimon	0.4 to 1.1	8	0.3 - 0.4	5.51	1.74	10.72	0.51
Labenne	0	3	0.32	2.65	0.84	4.01	0.66
Perth	0.5 to 1.0	5.5	0.42	1.51	0.48	3.44	0.44
Texas A&M	0.76	4.9	0.2	4.86	1.54	7.5	0.65

Notes: z_e = footing embedment depth, z_w = groundwater depth, D_{50} = mean grain size, slope $i_s = q$ vs. $(s/B)^{0.5}$, q_{cap} = bearing capacity stress defined at settlement (s) equal to 10% footing width (B), q_c = cone tip resistance.

Tab 3.2:

Tabella riassuntiva dei parametri geotecnici considerati e dei valori di resistenza misurati da prove penetrometriche statiche nei diversi siti di indagine.

ALLEGATI C

Procedura di Prova IP_0	Rapporto di Prova N° 08.1481/RSP	Rev. 0	Data di emissione 18/12/2008	Lo Sperimentatore Dr. Regazzi	Il Direttore di Laboratorio Dr. L. Conti
----------------------------	-------------------------------------	-----------	---------------------------------	----------------------------------	---

Scala 1:50	Manovre	Lunghezza carotiere	Rivestimento	Profondità [m]	Stratigrafia	Descrizione stratigrafica	Percentuale Carotaggio			Campioni	Prof. SPT	N° colpi SPT	Tipo di punta	Scala 1:50		P. P. [kg/cmq]	V. T. [kg/cmq]	Falda	Piezometro Carotiere	Piezometro Nonion	Note
							20	40	80					1	2						
		1.30 - 1.50		0.90		Limo sabbioso di colore nocciola; terreno ad umidità medio scarsa.								1	1.5	0.7					
				1.50		Sabbia limosa di colore nocciola; terreno ad umidità media.								1	2.5	1.2					
		1.20 - 1.50		2.10		Limo sabbioso debolmente argilloso di colore nocciola, con concrezioni calcaree; terreno ad umidità medio scarsa.								2	2.0	0.9					
				2.40		Limo argilloso.								2	2.0	0.9					
		1.00 - 1.50		2.90		Argilla limosa di colore grigio nocciola; terreno ad umidità medio scarsa.								3	2.5	1.2					
				3.50		Limo sabbioso di colore nocciola grigio; terreno saturo.								3	2.5	1.2					
		0.50 - 1.50		4.00		Sabbia limosa di colore da nocciola a grigio, presenza di livelli di limo sabbioso; terreno saturo.								4	1.0	0.2					
				4.00										4	1.0	0.2					
		1.50 - 3.00		5.40		Limo sabbioso a tratti debolmente argilloso di colore grigio; terreno ad umidità medio elevata.								5	1.1	0.5					
				5.70		Limo argilloso, presenza di materiale vegetale torboso nerastro.								5	1.1	0.5					
		3.00		6.60		Sabbia limosa di colore grigio; terreno saturo.								6	0.5	0.2					
				6.60										6	0.5	0.2					
		2.10 - 3.00		7.70		Argilla limosa di colore nocciola; terreno ad umidità medio scarsa.								7	0.7	0.4					
				8.10		Limo argilloso a tratti debolmente sabbioso di colore nocciola; terreno saturo.								7	0.7	0.4					
		0.90 - 3.00		8.60		Limo con sabbia.								8	2.0	0.9					
				8.60										8	2.0	0.9					
		1.50 - 3.00		9.60		Sabbia limosa di colore grigio; terreno saturo.								9	0.7	0.2					
				9.60										9	0.7	0.2					
		1.50 - 3.00		10.20		Limo sabbioso di colore grigio; terreno ad umidità medio scarsa.								9	0.7	0.2					
				10.20		Sabbia limosa di colore grigio; terreno ad umidità medio scarsa.								9	0.7	0.2					
		1.50 - 3.00		10.70		Argilla limosa di colore grigio; terreno ad umidità medio scarsa.								10	1.2	0.6					
				10.70										10	1.2	0.6					
		1.50 - 3.00		11.20		Limo argilloso sabbioso di colore grigio; terreno bagnato.								11	1.1	0.4					
				11.20										11	0.7	0.2					
		1.50 - 3.00		11.40		Sabbia limosa di colore grigio; terreno saturo.								11	1.4	0.6					
				11.40										11	0.8	0.4					
		2.00 - 3.00		12.80		Limo argilloso a tratti limo sabbioso di colore grigio.								12	0.9	0.4					
				12.80										12	0.9	0.4					
		1.00 - 3.00		13.40		Limo sabbioso.								13	1.4	0.6					
				13.40										13	0.8	0.4					
		1.80 - 3.00		13.80		Limo argilloso.								14	0.7	0.2					
				13.80										14	0.5	0.1					
		0.60 - 3.00		14.40		Limo debolmente sabbioso.								15	0.5	0.1					
				14.40										15	0.5	0.1					
		1.80 - 3.00		14.80		Limo argilloso.								16	1.5	0.5					
				14.80										16	1.5	0.5					
		1.80 - 3.00		17.40		Limo sabbioso.								17	0.5	0.1					
				17.40										17	0.5	0.1					
		1.80 - 3.00		17.90		Limo con sabbia; terreno saturo.								18	1.8	0.8					
				17.90										18	1.1	0.5					
		1.80 - 3.00		18.10		Argilla limosa di colore nerastro con materiale torboso nerastro; terreno ad umidità medio scarsa.								18	1.0	0.5					
				18.10										18	1.0	0.5					
		1.10 - 3.00		18.90		Limo debolmente sabbioso di colore grigio; terreno ad umidità media.								19	1.8	0.8					
				18.90										19	1.1	0.5					
		0.60 - 3.00		19.30		Ghiaia (1<d<5 cm) in matrice sabbiosa di colore grigio; terreno saturo.								19	1.0	0.5					
				19.30										19	1.0	0.5					
				19.30		Limo argilloso debolmente sabbioso di colore grigio, presenza di livelli di sabbia con ciottoli.								20	1.8	0.8					
				19.30										20	1.1	0.5					
				19.30		Ghiaia in matrice sabbiosa, presenza di un livello di sabbia limosa; terreno da bagnato a saturo.								20	1.0	0.5					
				19.30										20	1.0	0.5					

Rilevamento acqua nel foro di sondaggio

DATA	ORA IN.	QUOTA F.F.	QUOTA H2O	ORA F.	QUOTA F.F.	QUOTA H2O
10/9/12/08	10:00			16:00	15.00 m	06.20 m
10/12/08	09:00	15.00 m	03.80 m	15:40	25.00 m	02.20 m
17/12/08	08:50	25.00 m	09.90 m	15:50	35.00 m	10.20 m
18/12/08	08:50	35.00 m	07.40 m	15:30		

posto in opera pozzetto metallico con lucchetto

<p>GEO-PROBE s.r.l. Indagini Geognostiche 40033 CASALECCHIO DI RENO (BO) Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072</p>	Committente: <u>Cogei Costruzioni</u>	Quota: <u>--</u>	Rep. Pr. N°08.1481/RSP		
	Località: <u>Bologna</u>	Profondità: <u>35.00 m</u>	Codice Lavoro2008.314		
	Cantiere: <u>Area Ex Asam - Centro direzionale</u>	Data Inizio: <u>09/12/2008</u>	SONDAGGIO <u>7</u> FOGLIO <u>2/2</u>		
	Perforazione: <u>Carotaggio continuo diam 101</u>	Data Fine: <u>18/12/2008</u>			
Attrezzatura: <u>Sonda Drill 830L</u>	Il geologo: <u>Dr. L. Conti</u>				
Procedura di Prova IP_0	Rapporto di Prova N° 08.1481/RSP	Rev. 0	Data di emissione 18/12/2008	Lo Sperimentatore Dr. Regazzi	Il Direttore di Laboratorio Dr. L. Conti

Scala 1:50 Manovre Lunghezza carotere	Rivestimento	Profondità [m]	Stratigrafia	Descrizione stratigrafica	Percentuale Carotaggio			Campioni	Prof. SPT	N° colpi SPT	Tipo di punta	Scala 1:50			Falda	Piezometro Casagrande	Piezometro Nonion	Note
					20	40	80					P. P. [kg/cmq]	V. T. [kg/cmq]					
0.60 3.00		21.00		Ghiaia in matrice sabbiosa, presenza di un livello di sabbia limosa; terreno da bagnato a saturo.														
1.00 3.00		21.00		Argilla limosa di colore grigio, presenza di abbondanti concrezioni calcaree al letto dell'intervallo; terreno ad umidità medio scarsa.														
1.90 3.00		22.00																
		23.00																
2.00 3.00		23.90			Argilla con limo a tratti debolmente sabbioso.													
0.50 3.00		25.80		Limo sabbioso debolmente argilloso di colore grigio; terreno ad umidità media.														
2.30 3.00		26.20		Limo con sabbia grossa; terreno saturo.														
		26.50		Argilla limosa di colore grigio, presenza di concrezioni calcaree di grosse dimensioni, livelli di 10-20 cm di limo sabbioso; terreno ad umidità medio scarsa.														
		28.30		Limo sabbioso a tratti livelli di limo argilloso; terreno bagnato.														
		29.70		Limo con sabbia.														
		30.40		Limo argilloso di colore grigio; terreno ad umidità media.														
		30.90		Limo sabbioso.														
		31.70		Sabbia limosa di colore grigio nocciola, presenza di un livello di ciottoli alla profondità di 32.90 m; terreno saturo.														
		33.10		Limo sabbioso di colore nocciola; terreno saturo.														
		33.90		Argilla con limo di colore grigio; terreno ad umidità media.														
		34.30		Limo sabbioso debolmente argilloso di colore grigio; terreno ad umidità media.														
		34.70		Limo argilloso.														
		34.90		Limo sabbioso.														
		35.00																

Rilevamento acqua nel foro di sondaggio										posto in opera pozzetto metallico con lucchetto									
DATA	ORA IN.	QUOTA F.F.	QUOTA H2O	ORA F.	QUOTA F.F.	QUOTA H2O													
10/9/12/08	10:00			16:00	15.00 m	06.20 m													
10/10/08	09:00	15.00 m	03.80 m	15:40	25.00 m	02.20 m													
17/12/08	08:50	25.00 m	09.90 m	15:50	35.00 m	10.20 m													
18/12/08	08:50	35.00 m	07.40 m	15:30															

Committente: Cogei Costruzioni
 Località: Bologna
 Cantiere: Area Ex Asam - Centro direzionale
 Perforazione: Carotaggio continuo diam 101
 Attrezzatura: Sonda Drill 830L

Quota: --
 Profondità: 35.00 m
 Data Inizio: 19/11/2008
 Data Fine: 04/12/2008
 Il geologo: Dr. L. Conti

Rap. Pr. N°08.1433/RSP
 Codice Lavoro 2008.314

SONDAGGIO **8** FOGGIO **1/2**

Procedura di Prova IP_0	Rapporto di Prova N° 08.1433/RSP	Rev. 0	Data di emissione 04/12/2008	Lo Sperimentatore Dr. Regazzi	Il Direttore di Laboratorio Dr. L. Conti
----------------------------	-------------------------------------	-----------	---------------------------------	----------------------------------	---

Scala 1:50	Manovre	Lunghezza cantiere	Rivestimento	Profondità [m]	Stratigrafia	Descrizione stratigrafica	Percentuale Carotaggio				Campioni	Prof. SPT	N° colpi SPT	Tipo di punta	Scala 1:50		Falda	Piezometro Castiglione	Piezometro Norton	Note
							20	40	60	80					P. P. [kg/cmq]	V. T. [kg/cmq]				
		1.30-1.50		0.80		Limo sabbioso di colore nocciola scuro; terreno ad umidità medio scarsa.								1.1	0.4					
				1.80		Sabbia limosa di colore nocciola; terreno ad umidità medio scarsa.								2.2	1.0					
		1.10-1.50		2.50		Limo sabbioso di colore nocciola; terreno ad umidità da medio scarsa a media.								2.0	0.8					
				2.60		Limo argilloso debolmente sabbioso.								1.1	0.6					
		1.10-1.50		2.60		Argilla limosa di colore nocciola; terreno ad umidità medio scarsa.								1.9	0.9					
				3.20		Limo argilloso debolmente sabbioso di colore nocciola con striature chiaro scure; terreno ad umidità media.								2.2	1.2					
		0.50-1.50		3.20										1.5	0.7					
		0.50-1.50		3.50										1.4	0.7					
				4.00										0.6	0.3					
		1.50-1.50		4.00										1.5	0.6					
				5.50		Limo sabbioso di colore nocciola; terreno saturo.								1.0	0.3					
		1.50-1.50		5.80		Sabbia limosa di colore nocciola, a tratti livelli centimetrici di limo con sabbia; terreno saturo.								0.5	0.4					
		1.00-1.50		6.80		Limo sabbioso di colore nocciola; terreno bagnato.								0.4	0.1					
				6.95		Limo argilloso debolmente sabbioso.								0.8	0.3					
		0.70-1.50		7.50		Argilla limosa di colore nocciola grigio con striature nocciola chiaro; terreno ad umidità medio scarsa.								1.1	0.6					
		0.40-1.50		8.10		Limo sabbioso a tratti debolmente argilloso di colore nocciola; terreno bagnato.								1.8	1.0					
		1.10-1.50		8.70		Sabbia limosa di colore nocciola; terreno saturo.								1.0	0.5					
		1.30-1.50		9.20		Limo sabbioso di colore nocciola grigio.								1.0	0.4					
				9.85		Sabbia limosa di colore nocciola.								0.4	0.1					
		1.00-1.50		10.00		Limo sabbioso debolmente argilloso di colore grigio; terreno bagnato.								10.50	0.4					
				10.80		Argilla limosa di colore grigio; terreno ad umidità medio scarsa.								10.95	0.5					
		1.50-3.00		11.10		Sabbia con limo di colore grigio; terreno saturo.								0.5	0.2					
				11.40		Limo con argilla debolmente sabbioso di colore grigio; terreno ad umidità medio scarsa.								1.5	0.8					
		0.50-3.00		11.70		Limo sabbioso.								0.7	0.2					
				12.50		Sabbia limosa di colore grigio; terreno saturo.								1.2	0.6					
		1.00-3.00		13.40		Limo con argilla debolmente sabbioso di colore grigio; terreno ad umidità medio scarsa.								1.2	0.7					
				14.00		Sabbia limosa di colore grigio; terreno saturo.								0.5	0.2					
		1.50-3.00		14.40		Limo sabbioso di colore grigio; terreno ad umidità medio scarsa.								1.2	0.4					
				15.00		Argilla limosa di colore grigio; terreno ad umidità medio scarsa.								0.8	0.3					
		0.50-3.00		15.50		Limo sabbioso debolmente argilloso di colore grigio; terreno ad umidità media.								1.1	0.3					
		1.00-3.00		15.90		Sabbia limosa di colore grigio; terreno saturo.								1.1	0.5					
				16.20		Limo sabbioso debolmente argilloso di colore grigio; terreno ad umidità media.								1.9	0.9					
		1.50-3.00		16.50		Limo argilloso di colore grigio, presenza di livelli sabbiosi e di materiale torboso; terreno ad umidità medio scarsa.								1.4	0.7					
				17.40		Sabbia limosa di colore grigio; terreno da bagnato a saturo.								1.4	0.7					
		1.50-3.00		18.30		Argilla limosa di colore nerastro, ricca di materiale torboso; terreno ad umidità medio scarsa.								1.0	0.4					
				19.20		Sabbia limosa di colore grigio con ciottoli sparsi; terreno bagnato.								18.00	1.1					
		1.50-3.00		19.50										18.45	2.0					
				19.50										19.50	1.7					
		1.50-3.00		19.50										19.95	0.6					

Rilevamento acqua nel foro di sondaggio		piezo.sireg 2" microfessurato con pozzetto circolare con lucchetto	
DATA	ORA IN. QUOTA F.F. QUOTA H20	ORA F. QUOTA F.F. QUOTA H20	
19/11/08	14:30 06.00 m 05.30 m	16:10 06.00 m 05.40 m	
20/11/08	09:00 06.00 m 05.30 m	13:00 12.50 m 03.30 m	
01/12/08	09:45 23.00 m 03.20 m	11:00 23.00 m 03.30 m	
02/12/08	08:45 23.00 m 01.20 m	15:30 32.00 m 06.20 m	
03/12/08	09:15 23.00 m 02.90 m	35.00 m	
04/12/08	09:00 32.00 m 02.90 m	35.00 m	

<p>GEO-PROBE s.r.l. <i>Indagini Geognostiche</i> 40033 CASALECCHIO DI RENO (BO) Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072</p>	Committente: Cogei Costruzioni	Quota: --	Rap. Pr. N°08.1433/RSP		
	Località: Bologna	Profondità: 35.00 m	Codice Lavoro 2008.314		
	Cantiere: Area Ex Asam - Centro direzionale	Data Inizio: 19/11/2008	SONDAGGIO 8 FOGLIO 2/2		
	Perforazione: Carotaggio continuo diam 101	Data Fine: 04/12/2008			
Attrezzatura: Sonda Drill 830L	Il geologo: Dr. L. Conti				
Procedura di Prova IP_0	Rapporto di Prova N° 08.1433/RSP	Rev. 0	Data di emissione 04/12/2008	Lo Sperimentatore Dr. Regazzi	Il Direttore di Laboratorio Dr. L. Conti

Scala 1:50	Manovre	Lunghezza canottiere	Rivestimento	Profondità [m]	Stratigrafia	Descrizione stratigrafica	Percentuale Carotaggio				Campioni	Prof. SPT	N° colpi SPT	Tipo di punta	Scala 1:50	P. P. [kg/cmq]	V. T. [kg/cmq]	Falda	Piezometro Casagrande	Piezometro Norton	Note
							20	40	60	80											
				20.10		Sabbia limosa di colore grigio con ciottoli sparsi; terreno bagnato.															
				20.80		Ghiaia (1<d<4 cm) in matrice sabbiosa di colore grigio; terreno saturo.															
				21.60		Sabbia limosa di colore grigio con ciottoli; terreno saturo.															
				23.00		Argilla limosa di colore grigio, concrezioni calcaree di grosse dimensioni al letto dell'intervallo; terreno ad umidità medio scarsa.															
				24.00		Sabbia limosa debolmente argillosa di colore grigio, rari ciottoli; terreno bagnato.															
				25.00		Argilla limosa di colore grigio; terreno ad umidità medio scarsa.															
				26.00		Limo sabbioso debolmente argilloso di colore grigio con striature nocciola; terreno ad umidità media.															
				26.70		Argilla limosa di colore grigio; terreno ad umidità medio scarsa.															
				27.20		Limo sabbioso alternato a limo argilloso di colore grigio; terreno ad umidità medio scarsa.															
				28.00		Argilla limosa di colore grigio; terreno ad umidità medio scarsa.															
				28.30		Limo argilloso sabbioso; terreno bagnato.															
				28.60		Argilla limosa di colore grigio; terreno ad umidità medio scarsa.															
				28.90		Sabbia limosa di colore grigio; terreno saturo.															
				29.40		Limo argilloso alternato a limo sabbioso di colore grigio; terreno ad umidità media.															
				30.00		Limo con sabbia a tratti debolmente argilloso; terreno saturo.															
				30.50		Sabbia limosa di colore grigio con ciottoli alla profondità di 31.80 m e di 32.70 m; terreno saturo.															
				31.30		Argilla limosa di colore grigio; terreno ad umidità medio scarsa.															
				32.80		Limo argilloso.															
				33.20		Argilla limosa di colore nocciola grigio; terreno ad umidità medio scarsa.															
				33.90		Limo sabbioso di colore nocciola grigio, a tratti livelli centimetrici di sabbia limosa; terreno ad umidità medio scarsa.															
				34.50		Limo argilloso.															
				34.80		Sabbia limosa di colore grigio; terreno saturo.															
				35.00		Limo sabbioso di colore grigio; terreno ad umidità da media ad elevata.															

Rilevamento acqua nel foro di sondaggio										piezo.sireg 2" microfessurato con pozzetto circolare con lucchetto									
DATA	ORA IN.	QUOTA F.F.	QUOTA H20	ORA F.	QUOTA F.F.	QUOTA H20													
19/11/08	14:30			16:10	06.00 m	05.40 m													
20/11/08	09:00	06.00 m	05.30 m	13:00	12.50 m	03.30 m													
01/12/08	09:45	12.50 m	03.20 m	15:00	23.00 m	03.30 m													
02/12/08	08:45	23.00 m	01.20 m	11:00	23.00 m	06.20 m													
03/12/08	09:15	23.00 m	01.20 m	15:30	32.00 m	06.20 m													
04/12/08	09:00	32.00 m	02.90 m																

Committente: Cogei Costruzioni
 Località: Bologna
 Cantiere: Area ex Asam - Centro direzionale
 n° prova: 10
 Profondità falda: foro chiuso a 1.80 m
 Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN
 Note: ---

Rapporto di prova N°: **08.1375 /RSP**

Data prova: 19/11/2008
 Quota: ---
 Codice lavoro: 2008.314
 Procedura di prova: IP_2

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
						1,0 m
14		1.43	65.40	22	4.58	
17	27	1.73	104.64	17	6.04	
22	38	2.24	78.48	29	3.50	2,0 m
23	35	2.34	130.80	18	5.58	
30	50	3.06	65.40	47	2.14	
41	51	4.18	78.48	53	1.88	
16	28	1.63	98.10	17	6.01	
18	33	1.83	85.02	22	4.63	3,0 m
14	27	1.43	78.48	18	5.50	
16	28	1.63	65.40	25	4.01	
21	31	2.14	98.10	22	4.58	
11	26	1.12	71.94	16	6.42	
14	25	1.43	98.10	15	6.87	4,0 m
20	35	2.04	39.24	52	1.92	
19	25	1.94	45.78	42	2.36	
13	20	1.33	78.48	17	5.92	
11	23	1.12	58.86	19	5.25	
13	22	1.33	58.86	23	4.44	5,0 m
11	20	1.12	71.94	16	6.42	
10	21	1.02	52.32	19	5.13	
14	22	1.43	91.56	16	6.42	
22	36	2.24	39.24	57	1.75	
26	32	2.65	52.32	51	1.97	6,0 m
28	36	2.85	58.86	48	2.06	
28	37	2.85	65.40	44	2.29	
19	29	1.94	52.32	37	2.70	
10	18	1.02	65.40	16	6.42	
10	20	1.02	65.40	16	6.42	7,0 m
33	43	3.36	58.86	57	1.75	
9	18	0.92	58.86	16	6.42	
11	20	1.12	58.86	19	5.25	
13	22	1.33	71.94	18	5.43	
7	18	0.71	39.24	18	5.50	8,0 m
20	26	2.04	52.32	39	2.57	
19	27	1.94	58.86	33	3.04	
40	49	4.08	58.86	69	1.44	
60	69	6.12	85.02	72	1.39	
19	32	1.94	52.32	37	2.70	9,0 m
24	32	2.45	45.78	53	1.87	
20	27	2.04	39.24	52	1.92	
10	16	1.02	39.24	26	3.85	
7	13	0.71	19.62	36	2.75	
6	9	0.61	39.24	16	6.42	10,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	20/11/2008	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

Segue Rapporto di Prova N°: **08.1375 /RSP**

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
26	32	2.65	39.24	68	1.48	
38	44	3.87	71.94	54	1.86	
48	59	4.89	85.02	58	1.74	
38	51	3.87	65.40	59	1.69	
22	32	2.24	39.24	57	1.75	11,0 m
14	20	1.43	45.78	31	3.21	
17	24	1.73	58.86	29	3.40	
19	28	1.94	45.78	42	2.36	
12	19	1.22	45.78	27	3.74	
20	27	2.04	45.78	45	2.25	12,0 m
30	37	3.06	52.32	58	1.71	
28	36	2.85	58.86	48	2.06	
16	25	1.63	45.78	36	2.81	
14	21	1.43	71.94	20	5.04	
14	25	1.43	52.32	27	3.67	13,0 m
13	21	1.33	58.86	23	4.44	
11	20	1.12	71.94	16	6.42	
26	37	2.65	52.32	51	1.97	
58	66	5.91	98.10	60	1.66	
33	48	3.36	58.86	57	1.75	14,0 m
22	31	2.24	32.70	69	1.46	
13	18	1.33	58.86	23	4.44	
14	23	1.43	65.40	22	4.58	
17	27	1.73	111.18	16	6.42	
20	37	2.04	52.32	39	2.57	15,0 m
18	26	1.83	58.86	31	3.21	
13	22	1.33	45.78	29	3.45	
12	19	1.22	58.86	21	4.81	
11	20	1.12	39.24	29	3.50	
9	15	0.92	26.16	35	2.85	16,0 m
9	13	0.92	32.70	28	3.56	
15	20	1.53	98.10	16	6.42	
30	45	3.06	52.32	58	1.71	
32	40	3.26	52.32	62	1.60	
26	34	2.65	45.78	58	1.73	17,0 m
83	90	8.46	130.80	65	1.55	
34	54	3.47	65.40	53	1.89	
44	54	4.49	85.02	53	1.90	
18	31	1.83	124.26	15	6.77	
18	37	1.83	117.72	16	6.42	18,0 m
18	36	1.83	117.72	16	6.42	
24	42	2.45	130.80	19	5.35	
16	36	1.63	98.10	17	6.01	
98	113	9.99	91.56	109	0.92	
128	142	13.05	78.48	166	0.60	19,0 m
249	261	25.38	150.42	169	0.59	
100	123	10.19	65.40	156	0.64	
171	181	17.43	104.64	167	0.60	
243	259	24.77	130.80	189	0.53	
60	80	6.12	58.86	104	0.96	20,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	20/11/2008	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

Segue Rapporto di Prova N°: **08.1375 /RSP**

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %
303	312	30.89	156.96	197	0.51
381	405	38.84			

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	20/11/2008	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE s.r.l.

- Indagini Geognostiche -

40033 CASALECCHIO DI RENO

Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

CPT (CONE PENETRATION TEST)**N. 10**Rapporto di Prova N°: **08.1375 /RSP**

Committente : Cogei Costruzioni

Località : Bologna

Area ex Asam - Centro direzionale

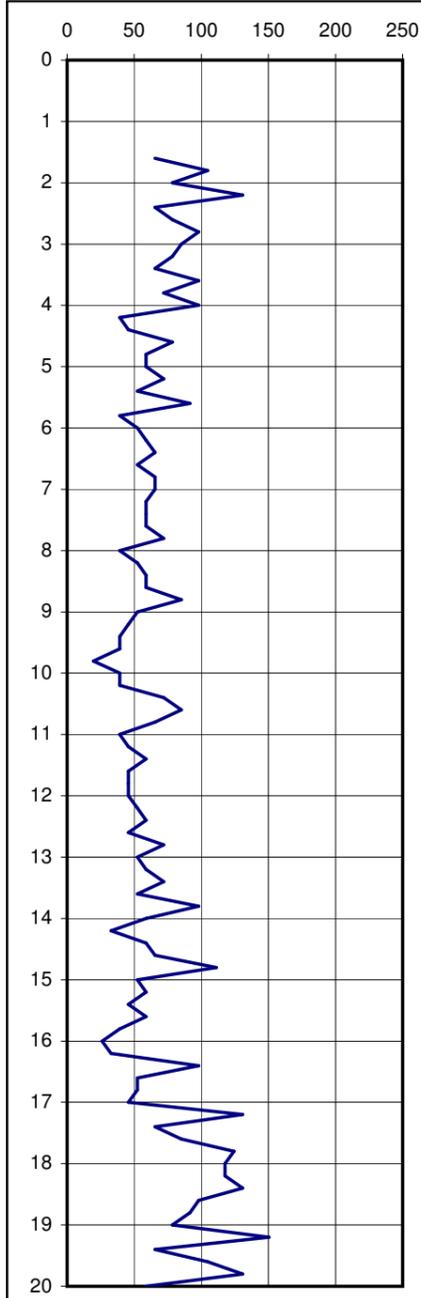
Quota: ---

Data prova : 19/11/2008

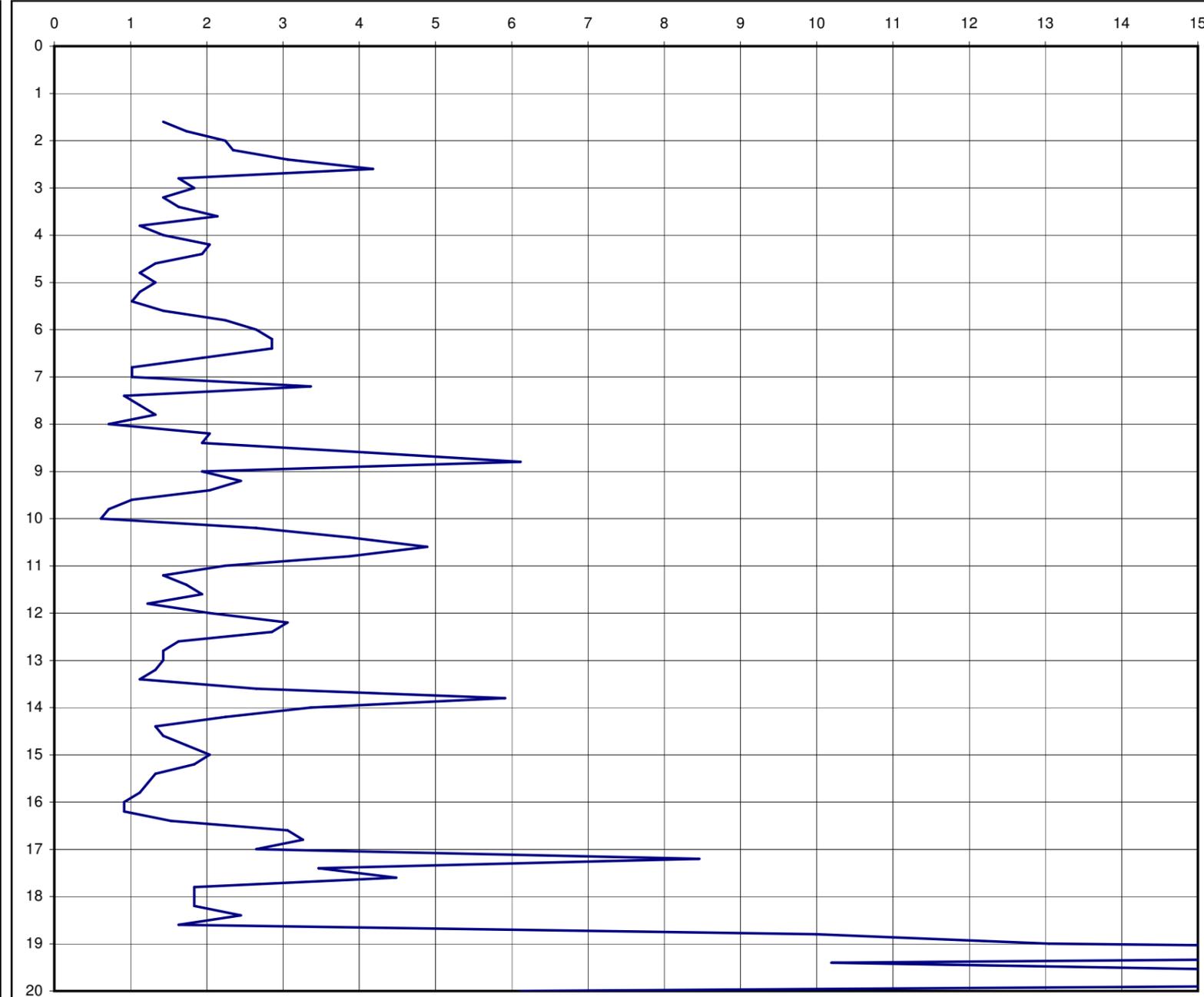
Attrezzatura : Penetrometro da 200 kN

Codice lavoro: 2008.314

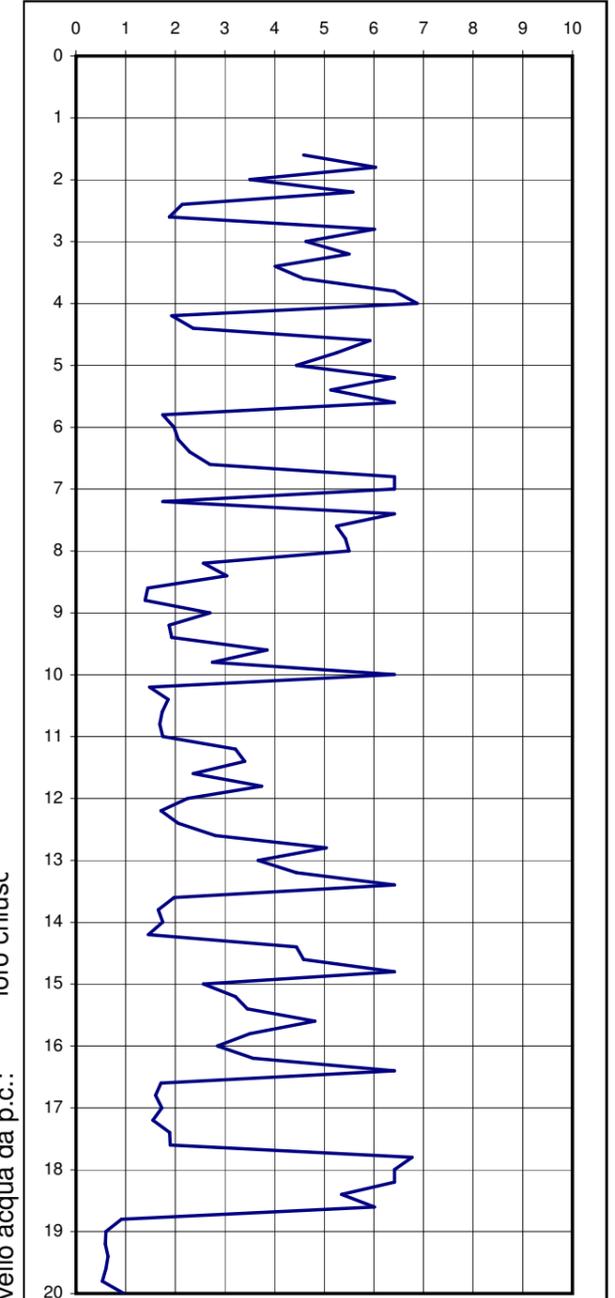
fs resistenza laterale (kPa)



qc resistenza alla punta (MPa)



Rf (%)

foro chiuso
Livello acqua da p.c.:

Note: ---

Procedura di prova	Normativa di riferimento	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IP_2	ASTM D 3441-94	0	20/11/2008	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

Committente: Cogei Costruzioni
 Località : Bologna
 Cantiere : Area ex Asam - Centro direzionale
 n° prova : 6
 Profondità falda : 4.50 m
 Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN
 Note: ---

Rapporto di prova N°: 08.1374 /RSP

Data prova: 19/11/2008
 Quota: ---
 Codice lavoro: 2008.314
 Procedura di prova: IP_2

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
3		0.31	19.62	16	6.42	
5	8	0.51	26.16	19	5.13	
19	23	1.94	58.86	33	3.04	
19	28	1.94	85.02	23	4.39	
14	27	1.43	58.86	24	4.12	1,0 m
24	33	2.45	98.10	25	4.01	
26	41	2.65	91.56	29	3.45	
31	45	3.16	85.02	37	2.69	
28	41	2.85	78.48	36	2.75	
37	49	3.77	71.94	52	1.91	2,0 m
33	44	3.36	78.48	43	2.33	
18	30	1.83	58.86	31	3.21	
15	24	1.53	52.32	29	3.42	
15	23	1.53	45.78	33	2.99	
19	26	1.94	71.94	27	3.71	3,0 m
18	29	1.83	58.86	31	3.21	
15	24	1.53	71.94	21	4.70	
21	32	2.14	91.56	23	4.28	
21	35	2.14	85.02	25	3.97	
21	34	2.14	91.56	23	4.28	4,0 m
16	30	1.63	78.48	21	4.81	
15	27	1.53	71.94	21	4.70	
12	23	1.22	52.32	23	4.28	
13	21	1.33	78.48	17	5.92	
23	35	2.34	39.24	60	1.67	5,0 m
13	19	1.33	65.40	20	4.94	
15	25	1.53	78.48	19	5.13	
13	25	1.33	65.40	20	4.94	
24	34	2.45	45.78	53	1.87	
33	40	3.36	52.32	64	1.56	6,0 m
16	24	1.63	52.32	31	3.21	
12	20	1.22	65.40	19	5.35	
12	22	1.22	78.48	16	6.42	
18	30	1.83	104.64	18	5.70	
18	34	1.83	85.02	22	4.63	7,0 m
21	34	2.14	52.32	41	2.44	
28	36	2.85	78.48	36	2.75	
110	122	11.21	124.26	90	1.11	
99	118	10.09	111.18	91	1.10	
24	41	2.45	45.78	53	1.87	8,0 m
15	22	1.53	52.32	29	3.42	
15	23	1.53	52.32	29	3.42	
12	20	1.22	45.78	27	3.74	
10	17	1.02	32.70	31	3.21	
10	15	1.02	39.24	26	3.85	9,0 m
11	17	1.12	32.70	34	2.92	
9	14	0.92	45.78	20	4.99	
30	37	3.06	45.78	67	1.50	
12	19	1.22	45.78	27	3.74	
14	21	1.43	78.48	18	5.50	10,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	20/11/2008	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

Segue Rapporto di Prova N°: **08.1374 /RSP**

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
13	25	1.33	39.24	34	2.96	
13	19	1.33	32.70	41	2.47	
30	35	3.06	52.32	58	1.71	
20	28	2.04	39.24	52	1.92	
14	20	1.43	52.32	27	3.67	11,0 m
17	25	1.73	85.02	20	4.91	
13	26	1.33	58.86	23	4.44	
15	24	1.53	58.86	26	3.85	
15	24	1.53	65.40	23	4.28	
16	26	1.63	65.40	25	4.01	12,0 m
19	29	1.94	45.78	42	2.36	
17	24	1.73	78.48	22	4.53	
17	29	1.73	85.02	20	4.91	
16	29	1.63	78.48	21	4.81	
13	25	1.33	78.48	17	5.92	13,0 m
16	28	1.63	71.94	23	4.41	
15	26	1.53	71.94	21	4.70	
8	19	0.82	26.16	31	3.21	
6	10	0.61	26.16	23	4.28	
5	9	0.51	32.70	16	6.42	14,0 m
7	12	0.71	39.24	18	5.50	
10	16	1.02	39.24	26	3.85	
17	23	1.73	71.94	24	4.15	
21	32	2.14	98.10	22	4.58	
21	36	2.14	111.18	19	5.19	15,0 m
13	30	1.33	85.02	16	6.42	
10	23	1.02	26.16	39	2.57	
8	12	0.82	39.24	21	4.81	
7	13	0.71	45.78	16	6.42	
33	40	3.36	52.32	64	1.56	16,0 m
15	23	1.53	91.56	17	5.99	
13	27	1.33	52.32	25	3.95	
13	21	1.33	71.94	18	5.43	
22	33	2.24	111.18	20	4.96	
22	39	2.24	52.32	43	2.33	17,0 m
22	30	2.24	65.40	34	2.92	
20	30	2.04	98.10	21	4.81	
21	36	2.14	91.56	23	4.28	
20	34	2.04	91.56	22	4.49	
23	37	2.34	91.56	26	3.91	18,0 m
28	42	2.85	65.40	44	2.29	
26	36	2.65	71.94	37	2.71	
20	31	2.04	98.10	21	4.81	
23	38	2.34	78.48	30	3.35	
18	30	1.83	85.02	22	4.63	19,0 m
17	30	1.73	58.86	29	3.40	
15	24	1.53	65.40	23	4.28	
16	26	1.63	45.78	36	2.81	
20	27	2.04	91.56	22	4.49	
28	42	2.85	104.64	27	3.67	20,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	20/11/2008	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

Segue Rapporto di Prova N°: **08.1374 /RSP**

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
48	64	4.89	78.48	62	1.60	
268	280	27.32	156.96	174	0.57	
301	325	30.68	176.58	174	0.58	
379	406	38.63	235.44	164	0.61	
400	436	40.77				21,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	20/11/2008	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE S.r.l.

- Indagini Geognostiche -

40033 CASALECCHIO DI RENO

Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

CPT (CONE PENETRATION TEST)**N. 6**

Committente : Cogei Costruzioni

Località : Bologna

Attrezzatura : Penetrometro da 200 kN

Area ex Asam - Centro direzionale

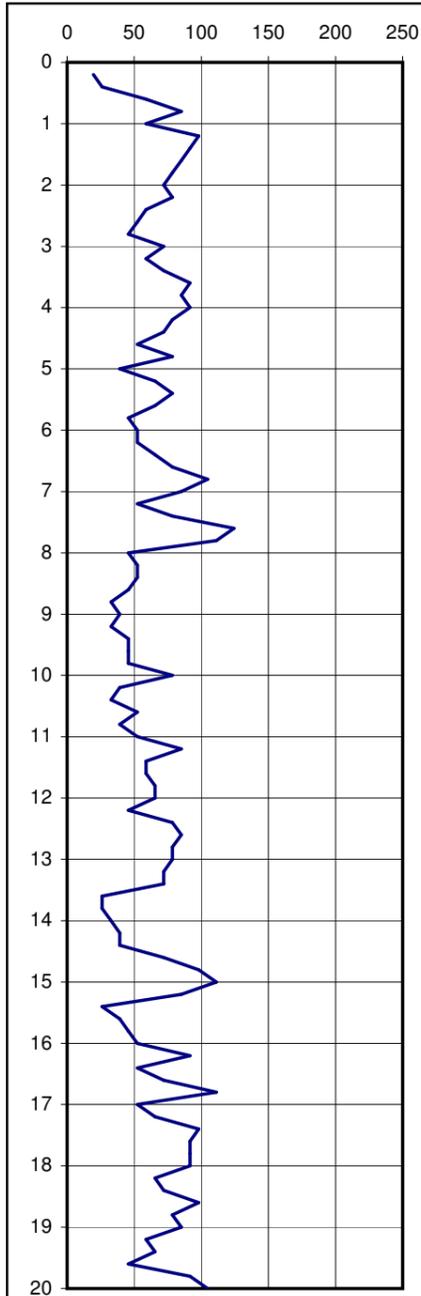
Rapporto di Prova N°: **08.1374 /RSP**

Quota: ---

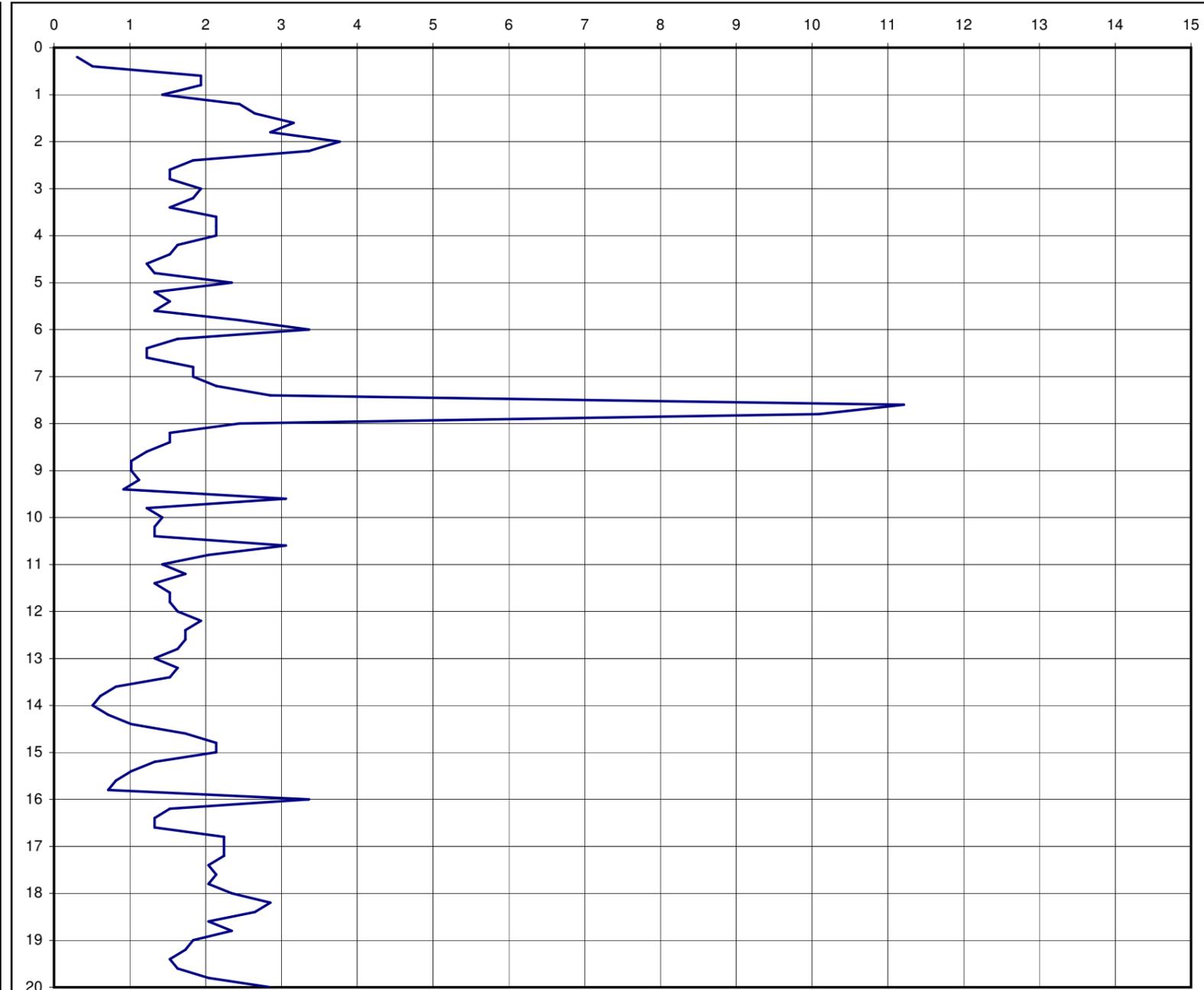
Data prova : 19/11/2008

Codice lavoro: 2008.314

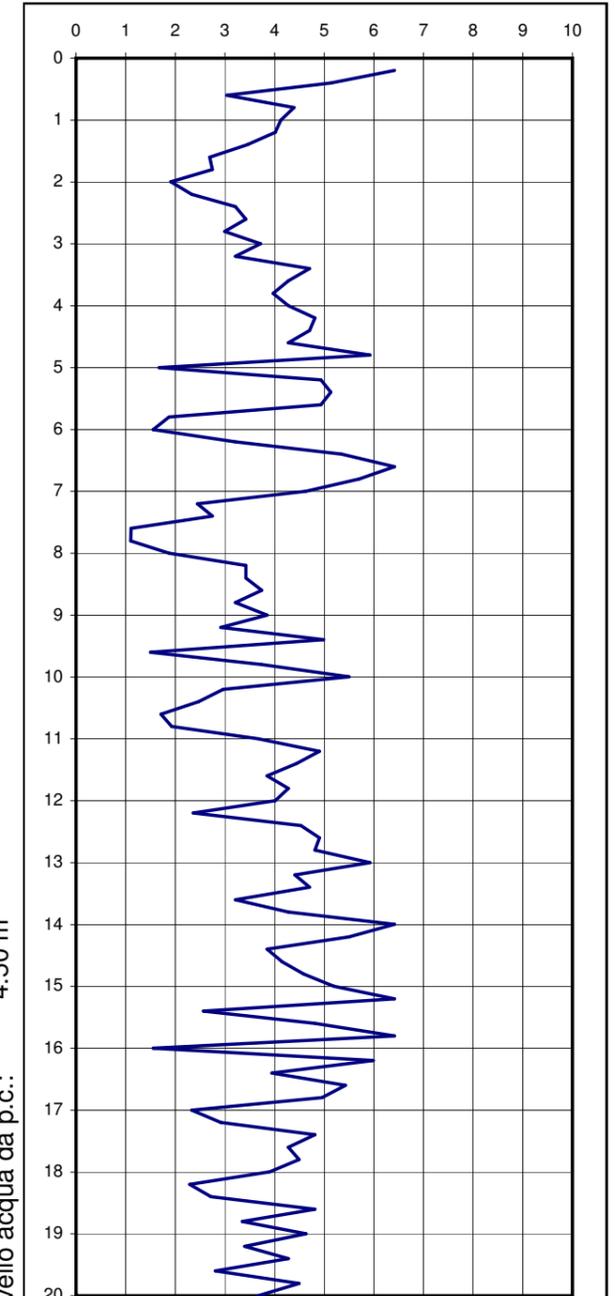
fs resistenza laterale (kPa)



qc resistenza alla punta (MPa)



Rf (%)



Livello acqua da p.c.: 4.50 m

Note: ---

Procedura di prova	Normativa di riferimento	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IP_2	ASTM D 3441-94	0	20/11/2008	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE S.r.l. Indagini Geognostiche

GEO-PROBE s.r.l.

- Indagini Geognostiche -

40033 CASALECCHIO DI RENO

Via Cimarsa, 119 - Tel. 051/61.33.072

CPT (CONE PENETRATION TEST)

N. 6

Committente : Cogei Costruzioni

Località : Bologna

Attrezzatura : Penetrometro da 200 kN

Area ex Asam - Centro direzionale

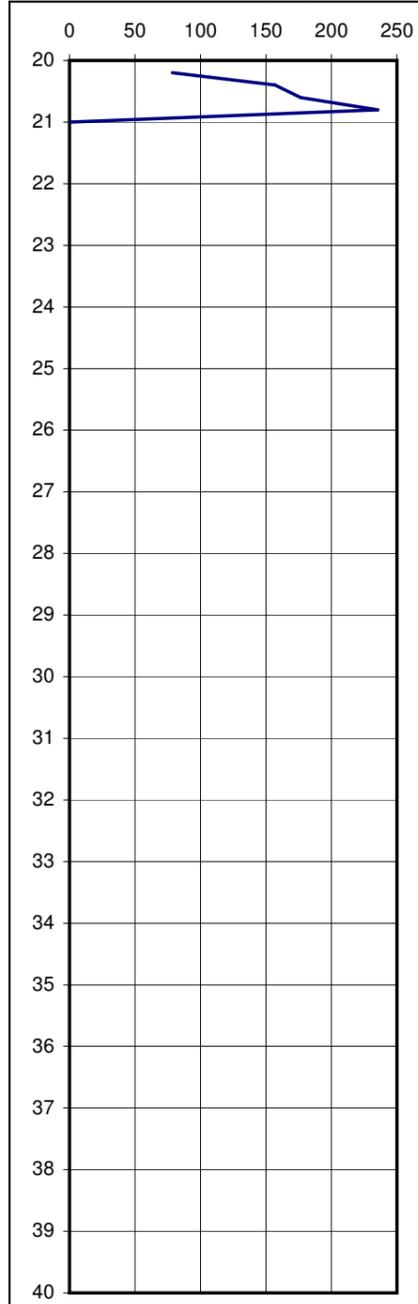
Certificato di Prova N°: **08.1374 /RSP**

Quota: ---

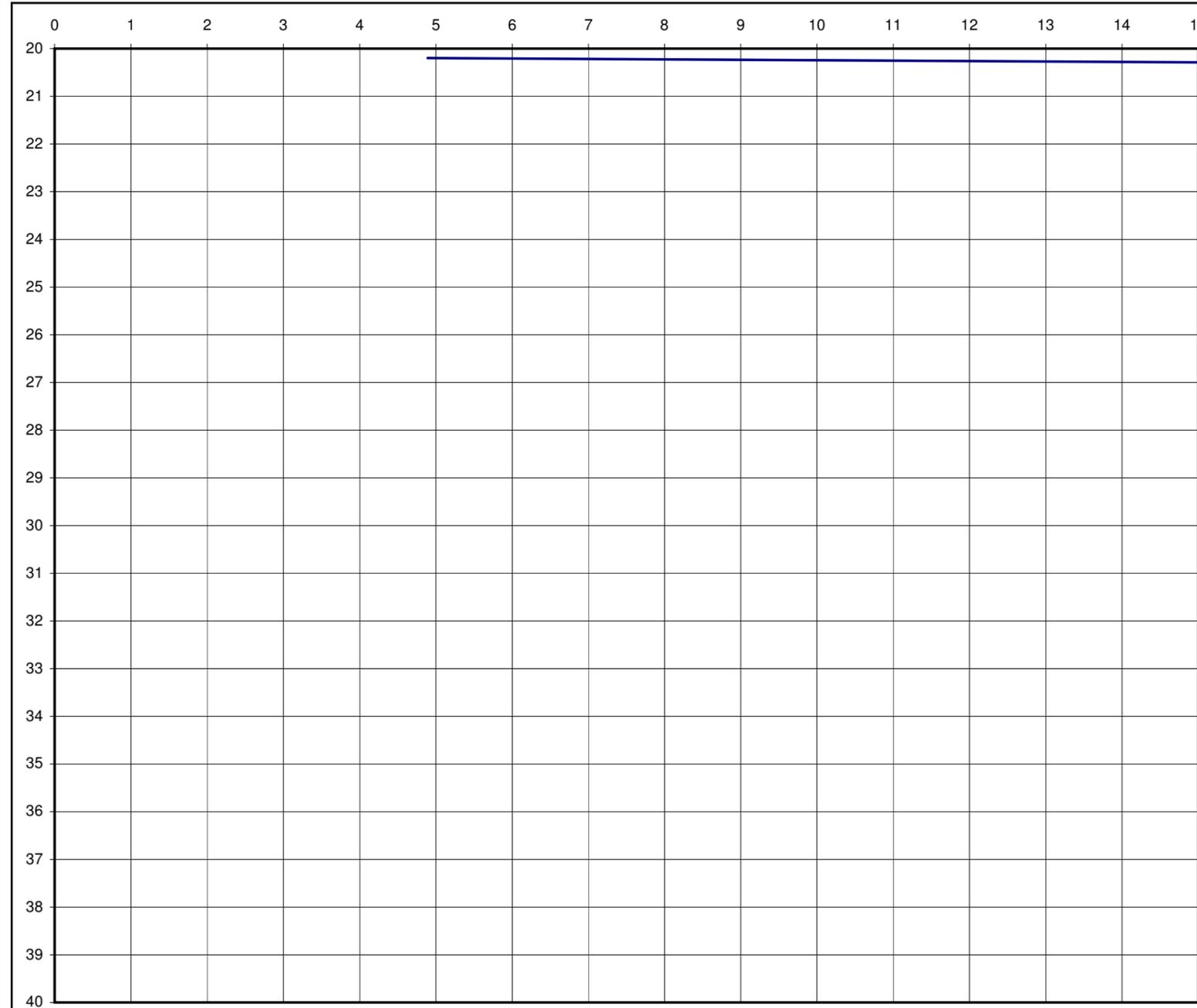
Data prova : 19/11/2008

Codice lavoro: 2008.314

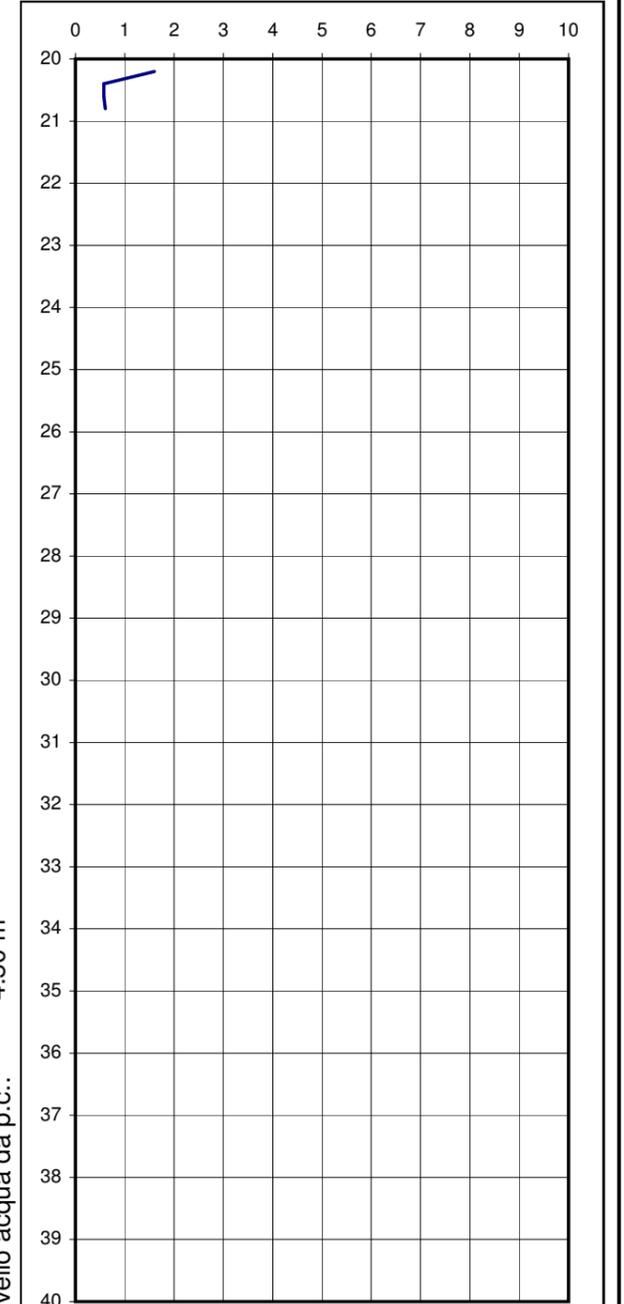
fs resistenza laterale (kPa)



qc resistenza alla punta (MPa)



Rf (%)



Livello acqua da p.c.: 4.50 m

Note: ---

Procedura di prova	Normativa di riferimento	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IP_2	ASTM D 3441-94	0	20/11/2008	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE S.r.l. Indagini Geognostiche

Committente: Cogei
 Località: Bologna
 Cantiere: Area ex Asam - Centro direzionale
 n° prova: 7
 Profondità falda: foro chiuso a 1.00 m
 Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN
 Note: ---

Rapporto di prova N°: **08.1381 /RSP**

Data prova: 20/11/2008
 Quota: ---
 Codice lavoro: 2008.314
 Procedura di prova: IP_2

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
4		0.41	32.70	12	8.02	
6	11	0.61	39.24	16	6.42	
8	14	0.82	52.32	16	6.42	
63	71	6.42	111.18	58	1.73	
58	75	5.91	98.10	60	1.66	1,0 m
61	76	6.22	111.18	56	1.79	
42	59	4.28	65.40	65	1.53	
21	31	2.14	52.32	41	2.44	
19	27	1.94	71.94	27	3.71	
17	28	1.73	58.86	29	3.40	2,0 m
14	23	1.43	52.32	27	3.67	
18	26	1.83	85.02	22	4.63	
15	28	1.53	78.48	19	5.13	
13	25	1.33	65.40	20	4.94	
14	24	1.43	78.48	18	5.50	3,0 m
10	22	1.02	65.40	16	6.42	
5	15	0.51	32.70	16	6.42	
8	13	0.82	45.78	18	5.61	
7	14	0.71	39.24	18	5.50	
5	11	0.51	32.70	16	6.42	4,0 m
28	33	2.85	52.32	55	1.83	
18	26	1.83	32.70	56	1.78	
18	23	1.83	32.70	56	1.78	
13	18	1.33	32.70	41	2.47	
7	12	0.71	45.78	16	6.42	5,0 m
10	17	1.02	26.16	39	2.57	
3	7	0.31	19.62	16	6.42	
3	6	0.31	19.62	16	6.42	
4	7	0.41	26.16	16	6.42	
8	12	0.82	52.32	16	6.42	6,0 m
6	14	0.61	32.70	19	5.35	
5	10	0.51	13.08	39	2.57	
9	11	0.92	39.24	23	4.28	
52	58	5.30	78.48	68	1.48	
23	35	2.34	45.78	51	1.95	7,0 m
8	15	0.82	32.70	25	4.01	
7	12	0.71	45.78	16	6.42	
9	16	0.92	58.86	16	6.42	
9	18	0.92	58.86	16	6.42	
11	20	1.12	52.32	21	4.67	8,0 m
8	16	0.82	52.32	16	6.42	
8	16	0.82	52.32	16	6.42	
26	34	2.65	39.24	68	1.48	
5	11	0.51	32.70	16	6.42	
8	13	0.82	52.32	16	6.42	9,0 m
20	28	2.04	39.24	52	1.92	
8	14	0.82	39.24	21	4.81	
8	14	0.82	45.78	18	5.61	
9	16	0.92	39.24	23	4.28	
40	46	4.08	78.48	52	1.92	10,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	20/11/2008	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

Segue Rapporto di Prova N°: **08.1381 /RSP**

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
42	54	4.28	71.94	60	1.68	
12	23	1.22	32.70	37	2.67	
11	16	1.12	65.40	17	5.83	
13	23	1.33	52.32	25	3.95	
9	17	0.92	52.32	18	5.70	11,0 m
10	18	1.02	45.78	22	4.49	
8	15	0.82	52.32	16	6.42	
11	19	1.12	32.70	34	2.92	
8	13	0.82	52.32	16	6.42	
9	17	0.92	52.32	18	5.70	12,0 m
11	19	1.12	65.40	17	5.83	
12	22	1.22	45.78	27	3.74	
10	17	1.02	32.70	31	3.21	
11	16	1.12	71.94	16	6.42	
12	23	1.22	45.78	27	3.74	13,0 m
15	22	1.53	52.32	29	3.42	
24	32	2.45	85.02	29	3.48	
14	27	1.43	45.78	31	3.21	
12	19	1.22	71.94	17	5.88	
14	25	1.43	65.40	22	4.58	14,0 m
9	19	0.92	58.86	16	6.42	
6	15	0.61	19.62	31	3.21	
6	9	0.61	32.70	19	5.35	
7	12	0.71	19.62	36	2.75	
7	10	0.71	32.70	22	4.58	15,0 m
5	10	0.51	19.62	26	3.85	
6	9	0.61	39.24	16	6.42	
16	22	1.63	78.48	21	4.81	
12	24	1.22	65.40	19	5.35	
12	22	1.22	45.78	27	3.74	16,0 m
29	36	2.96	45.78	65	1.55	
20	27	2.04	32.70	62	1.60	
28	33	2.85	45.78	62	1.60	
9	16	0.92	39.24	23	4.28	
39	45	3.98	65.40	61	1.65	17,0 m
16	26	1.63	52.32	31	3.21	
14	22	1.43	91.56	16	6.42	
20	34	2.04	78.48	26	3.85	
14	26	1.43	58.86	24	4.12	
23	32	2.34	78.48	30	3.35	18,0 m
169	181	17.23	183.12	94	1.06	
268	296	27.32	170.04	161	0.62	
271	297	27.62	163.50	169	0.59	
306	331	31.19	189.66	164	0.61	
326	355	33.23	202.74	164	0.61	19,0 m
81	112	8.26	78.48	105	0.95	
180	192	18.35	104.64	175	0.57	
296	312	30.17	183.12	165	0.61	
322	350	32.82	209.28	157	0.64	
400	432	40.77				20,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	20/11/2008	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE s.r.l.

- Indagini Geognostiche -

40033 CASALECCHIO DI RENO

Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

C P T (CONE PENETRATION TEST)**N. 7**Rapporto di Prova N°: **08.1381 /RSP**

Committente : Cogei

Località : Bologna

Area ex Asam - Centro direzionale

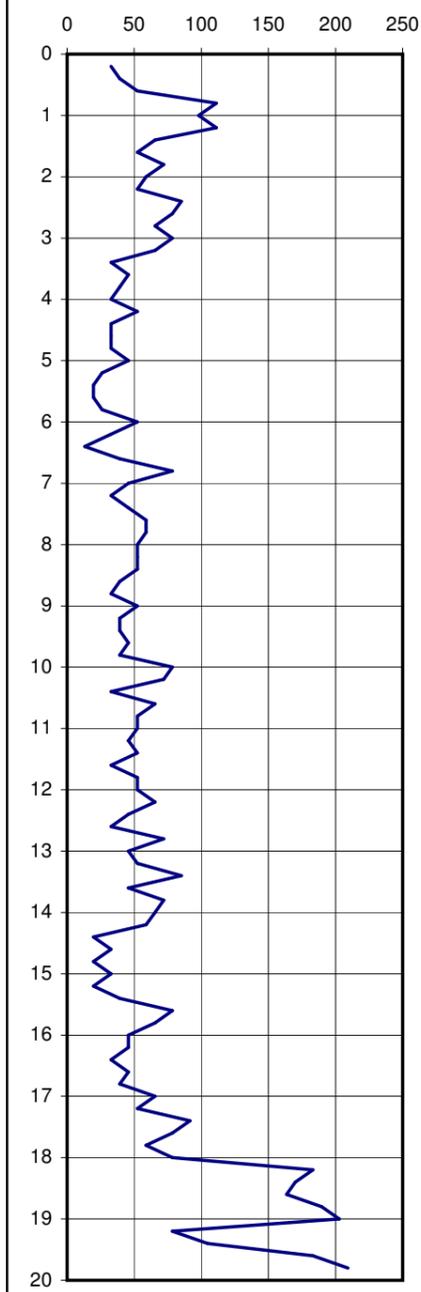
Quota: ---

Data prova : 20/11/2008

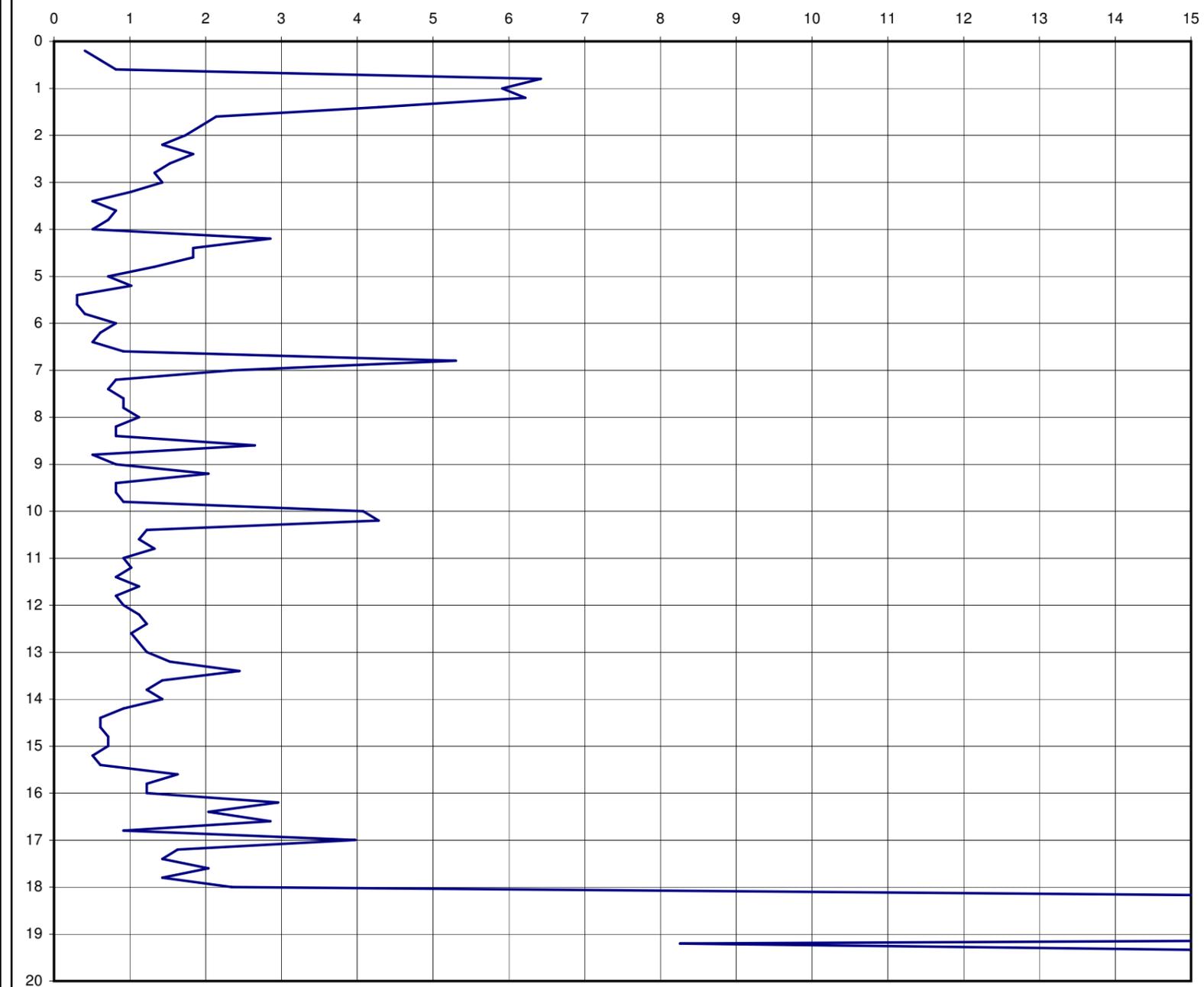
Attrezzatura : Penetrometro da 200 kN

Codice lavoro: 2008.314

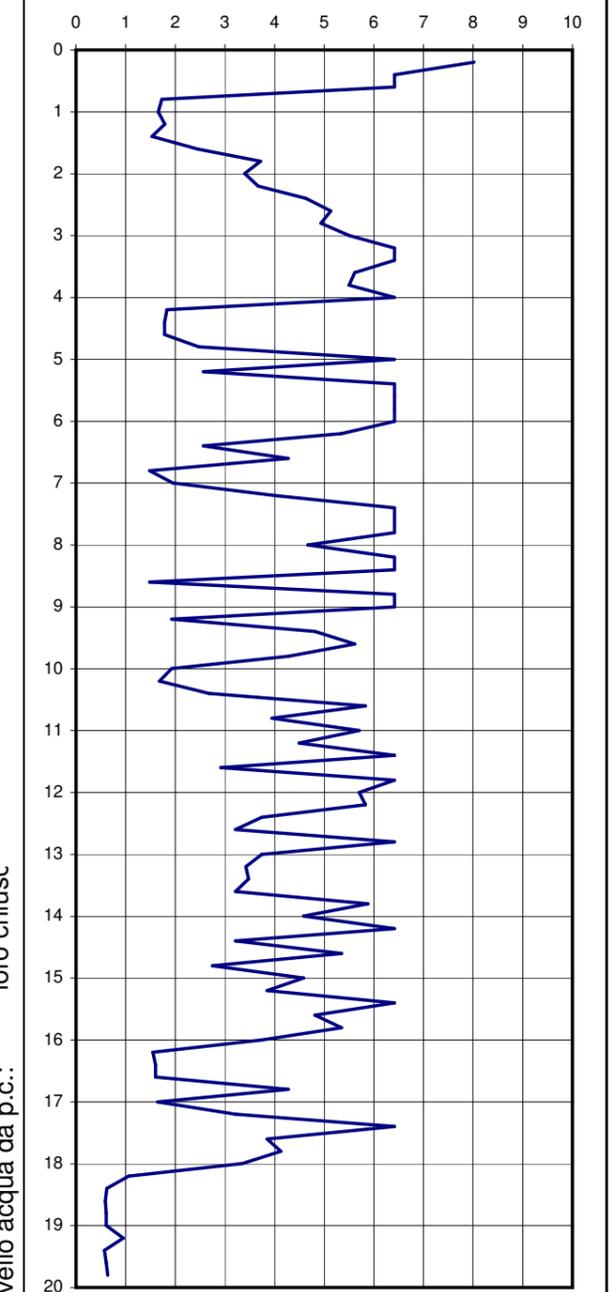
fs resistenza laterale (kPa)



qc resistenza alla punta (MPa)



Rf (%)

foro chiuso
Livello acqua da p.c.:

Note: ---

Procedura di prova	Normativa di riferimento	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IP_2	ASTM D 3441-94	0	20/11/2008	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

Committente: Cogei Costruzioni
 Località: Bologna
 Cantiere: Area ex Asam - Centro direzionale
 n° prova: 8
 Profondità falda: 4.00 m
 Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN
 Note: ---

Rapporto di prova N°: **08.1373 /RSP**

Data prova: 19/11/2008
 Quota: ---
 Codice lavoro: 2008.314
 Procedura di prova: IP_2

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
4		0.41	26.16	16	6.42	
8	12	0.82	39.24	21	4.81	
11	17	1.12	39.24	29	3.50	
9	15	0.92	52.32	18	5.70	
30	38	3.06	85.02	36	2.78	1,0 m
34	47	3.47	143.88	24	4.15	
27	49	2.75	111.18	25	4.04	
34	51	3.47	117.72	29	3.40	
20	38	2.04	65.40	31	3.21	
22	32	2.24	85.02	26	3.79	2,0 m
16	29	1.63	78.48	21	4.81	
15	27	1.53	45.78	33	2.99	
17	24	1.73	45.78	38	2.64	
20	27	2.04	65.40	31	3.21	
19	29	1.94	71.94	27	3.71	3,0 m
20	31	2.04	58.86	35	2.89	
16	25	1.63	45.78	36	2.81	
16	23	1.63	65.40	25	4.01	
12	22	1.22	52.32	23	4.28	
17	25	1.73	85.02	20	4.91	4,0 m
15	28	1.53	85.02	18	5.56	
15	28	1.53	58.86	26	3.85	
13	22	1.33	58.86	23	4.44	
12	21	1.22	58.86	21	4.81	
17	26	1.73	58.86	29	3.40	5,0 m
13	22	1.33	52.32	25	3.95	
20	28	2.04	39.24	52	1.92	
15	21	1.53	71.94	21	4.70	
17	28	1.73	91.56	19	5.28	
15	29	1.53	91.56	17	5.99	6,0 m
26	40	2.65	45.78	58	1.73	
33	40	3.36	58.86	57	1.75	
29	38	2.96	45.78	65	1.55	
23	30	2.34	39.24	60	1.67	
8	14	0.82	32.70	25	4.01	7,0 m
13	18	1.33	26.16	51	1.97	
22	26	2.24	39.24	57	1.75	
11	17	1.12	52.32	21	4.67	
15	23	1.53	65.40	23	4.28	
11	21	1.12	58.86	19	5.25	8,0 m
6	15	0.61	39.24	16	6.42	
6	12	0.61	19.62	31	3.21	
25	28	2.55	39.24	65	1.54	
6	12	0.61	39.24	16	6.42	
39	45	3.98	58.86	68	1.48	9,0 m
28	37	2.85	39.24	73	1.37	
6	12	0.61	39.24	16	6.42	
6	12	0.61	39.24	16	6.42	
10	16	1.02	39.24	26	3.85	
33	39	3.36	52.32	64	1.56	10,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	19/11/2008	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

Segue Rapporto di Prova N°: **08.1373 /RSP**

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
25	33	2.55	45.78	56	1.80	
30	37	3.06	45.78	67	1.50	
13	20	1.33	65.40	20	4.94	
11	21	1.12	45.78	24	4.08	
8	15	0.82	52.32	16	6.42	11,0 m
31	39	3.16	58.86	54	1.86	
34	43	3.47	45.78	76	1.32	
28	35	2.85	52.32	55	1.83	
14	22	1.43	58.86	24	4.12	
11	20	1.12	58.86	19	5.25	12,0 m
9	18	0.92	39.24	23	4.28	
28	34	2.85	39.24	73	1.37	
28	34	2.85	52.32	55	1.83	
14	22	1.43	78.48	18	5.50	
21	33	2.14	26.16	82	1.22	13,0 m
88	92	8.97	98.10	91	1.09	
58	73	5.91	85.02	70	1.44	
16	29	1.63	104.64	16	6.42	
12	28	1.22	78.48	16	6.42	
15	27	1.53	65.40	23	4.28	14,0 m
19	29	1.94	104.64	19	5.40	
14	30	1.43	78.48	18	5.50	
12	24	1.22	58.86	21	4.81	
10	19	1.02	45.78	22	4.49	
8	15	0.82	39.24	21	4.81	15,0 m
7	13	0.71	39.24	18	5.50	
9	15	0.92	52.32	18	5.70	
17	25	1.73	58.86	29	3.40	
9	18	0.92	58.86	16	6.42	
12	21	1.22	45.78	27	3.74	16,0 m
12	19	1.22	45.78	27	3.74	
14	21	1.43	91.56	16	6.42	
14	28	1.43	98.10	15	6.87	
60	75	6.12	104.64	58	1.71	
49	65	4.99	78.48	64	1.57	17,0 m
16	28	1.63	111.18	15	6.82	
21	38	2.14	78.48	27	3.67	
19	31	1.94	65.40	30	3.38	
16	26	1.63	98.10	17	6.01	
14	29	1.43	71.94	20	5.04	18,0 m
88	99	8.97	78.48	114	0.87	
113	125	11.52	71.94	160	0.62	
98	109	9.99	85.02	117	0.85	
93	106	9.48	78.48	121	0.83	
192	204	19.57	117.72	166	0.60	19,0 m
164	182	16.72	91.56	183	0.55	
145	159	14.78	91.56	161	0.62	
128	142	13.05	71.94	181	0.55	
39	50	3.98	65.40	61	1.65	
63	73	6.42	71.94	89	1.12	20,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	19/11/2008	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

Segue Rapporto di Prova N°: **08.1373 /RSP**

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
62	73	6.32	98.10	64	1.55	
76	91	7.75	85.02	91	1.10	
55	68	5.61	91.56	61	1.63	
47	61	4.79	71.94	67	1.50	
101	112	10.30	98.10	105	0.95	21,0 m
110	125	11.21	85.02	132	0.76	
248	261	25.28	150.42	168	0.60	
294	317	29.97	189.66	158	0.63	
151	180	15.39	98.10	157	0.64	
25	40	2.55	98.10	26	3.85	22,0 m
19	34	1.94	111.18	17	5.74	
22	39	2.24	143.88	16	6.42	
28	50	2.85	196.20	15	6.87	
31	61	3.16	202.74	16	6.42	
32	63	3.26	215.82	15	6.62	23,0 m
38	71	3.87	65.40	59	1.69	
46	56	4.69	91.56	51	1.95	
43	57	4.38	85.02	52	1.94	
33	46	3.36	58.86	57	1.75	
29	38	2.96	78.48	38	2.65	24,0 m
23	35	2.34	71.94	33	3.07	
22	33	2.24	130.80	17	5.83	
17	37	1.73	104.64	17	6.04	
17	33	1.73	78.48	22	4.53	
15	27	1.53	85.02	18	5.56	25,0 m
18	31	1.83	104.64	18	5.70	
19	35	1.94	111.18	17	5.74	
22	39	2.24	71.94	31	3.21	
14	25	1.43	91.56	16	6.42	
32	46	3.26	58.86	55	1.80	26,0 m
16	25	1.63	85.02	19	5.21	
20	33	2.04	130.80	16	6.42	
36	56	3.67	65.40	56	1.78	
24	34	2.45	58.86	42	2.41	
30	39	3.06	58.86	52	1.92	27,0 m
21	30	2.14	71.94	30	3.36	
20	31	2.04	65.40	31	3.21	
21	31	2.14	65.40	33	3.06	
13	23	1.33	85.02	16	6.42	
21	34	2.14	58.86	36	2.75	28,0 m
20	29	2.04	58.86	35	2.89	
95	104	9.68	163.50	59	1.69	
90	115	9.17	111.18	83	1.21	
21	38	2.14	104.64	20	4.89	
19	35	1.94	111.18	17	5.74	29,0 m
14	31	1.43	85.02	17	5.96	
13	26	1.33	85.02	16	6.42	
15	28	1.53	104.64	15	6.84	
19	35	1.94	117.72	16	6.08	
66	84	6.73	117.72	57	1.75	30,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	19/11/2008	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

Segue Rapporto di Prova N°: **08.1373 /RSP**

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
26	44	2.65	124.26	21	4.69	
23	42	2.34	124.26	19	5.30	
21	40	2.14	137.34	16	6.42	
16	37	1.63	104.64	16	6.42	
63	79	6.42	91.56	70	1.43	31,0 m
30	44	3.06	71.94	43	2.35	
29	40	2.96	91.56	32	3.10	
123	137	12.54	137.34	91	1.10	
137	158	13.97	117.72	119	0.84	
67	85	6.83	124.26	55	1.82	32,0 m
74	93	7.54	124.26	61	1.65	
213	232	21.71	196.20	111	0.90	
50	80	5.10	85.02	60	1.67	
26	39	2.65	52.32	51	1.97	
31	39	3.16	156.96	20	4.97	33,0 m
23	47	2.34	111.18	21	4.74	
25	42	2.55	137.34	19	5.39	
76	97	7.75	130.80	59	1.69	
43	63	4.38	78.48	56	1.79	
39	51	3.98				34,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	19/11/2008	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE S.r.l.

- Indagini Geognostiche -

40033 CASALECCHIO DI RENO

Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

CPT (CONE PENETRATION TEST)**N. 8**

Committente : Cogei Costruzioni

Località : Bologna

Attrezzatura : Penetrometro da 200 kN

Area ex Asam - Centro direzionale

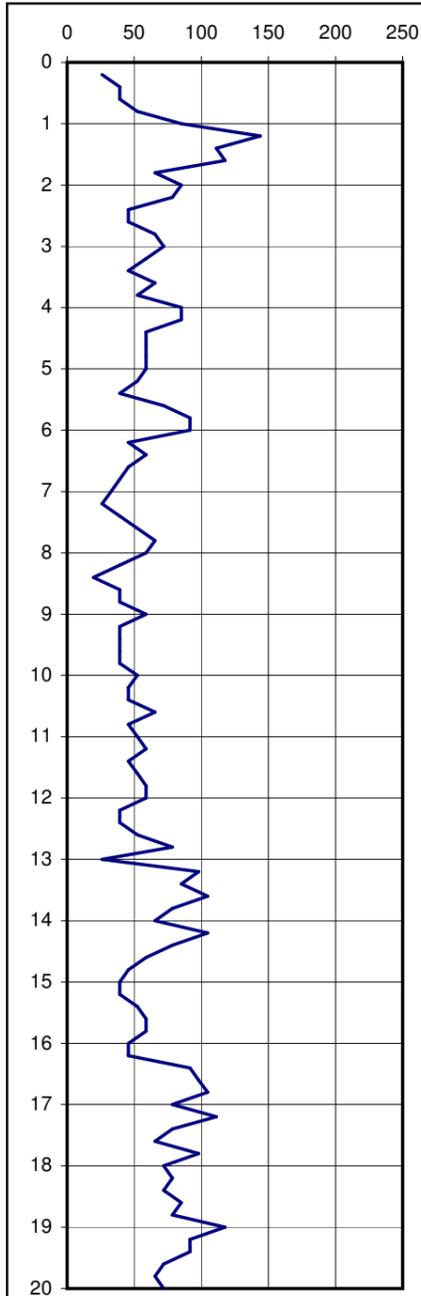
Rapporto di Prova N°: **08.1373 /RSP**

Quota: ---

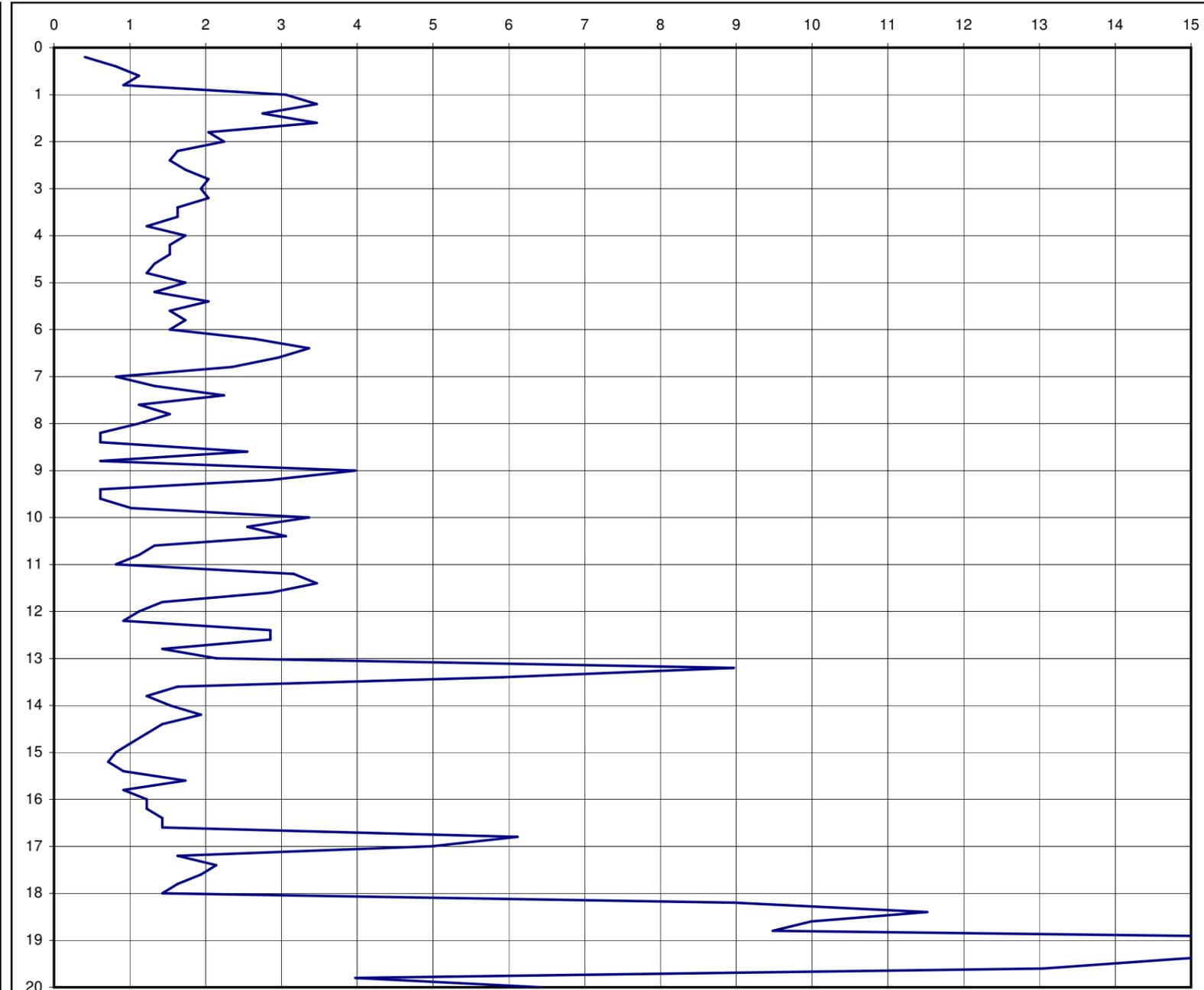
Data prova : 19/11/2008

Codice lavoro: 2008.314

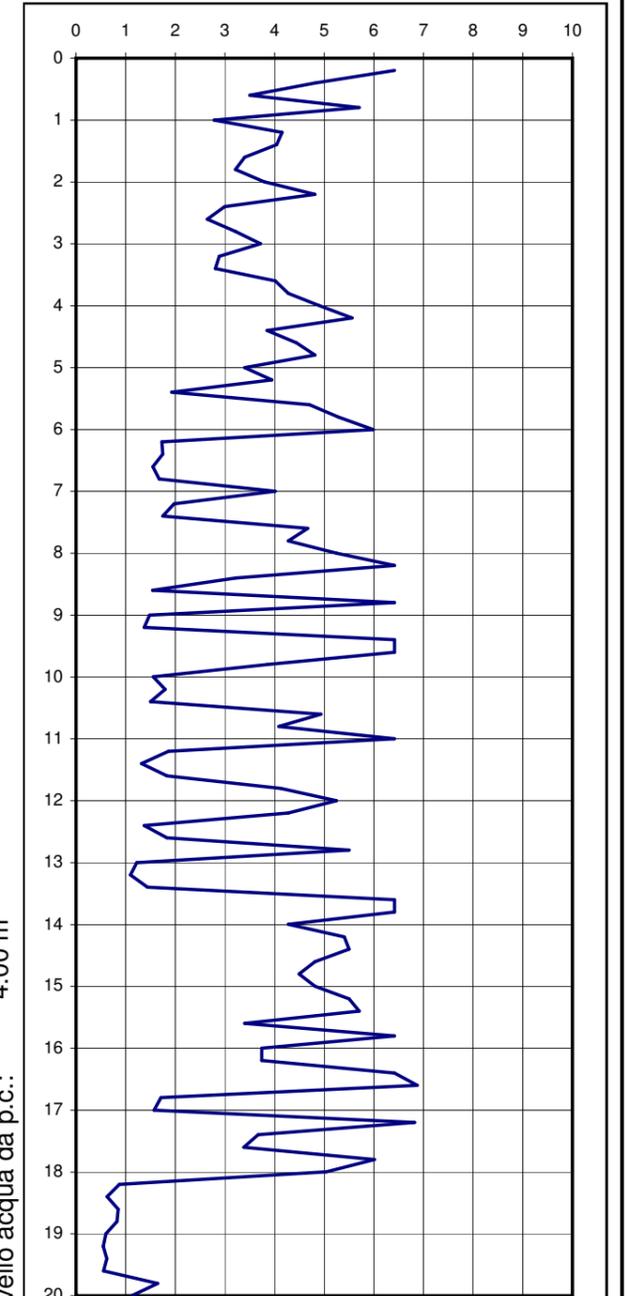
fs resistenza laterale (kPa)



qc resistenza alla punta (MPa)



Rf (%)



Livello acqua da p.c.: 4.00 m

Note: ---

Procedura di prova	Normativa di riferimento	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IP_2	ASTM D 3441-94	0	19/11/2008	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE S.r.l. Indagini Geognostiche

GEO-PROBE S.r.l.

- Indagini Geognostiche -

40033 CASALECCHIO DI RENO

Via Cimarsa, 119 - Tel. 051/61.33.072

CPT (CONE PENETRATION TEST)**N. 8**Certificato di Prova N°: **08.1373 /RSP**

Committente : Cogei Costruzioni

Località : Bologna

Area ex Asam - Centro direzionale

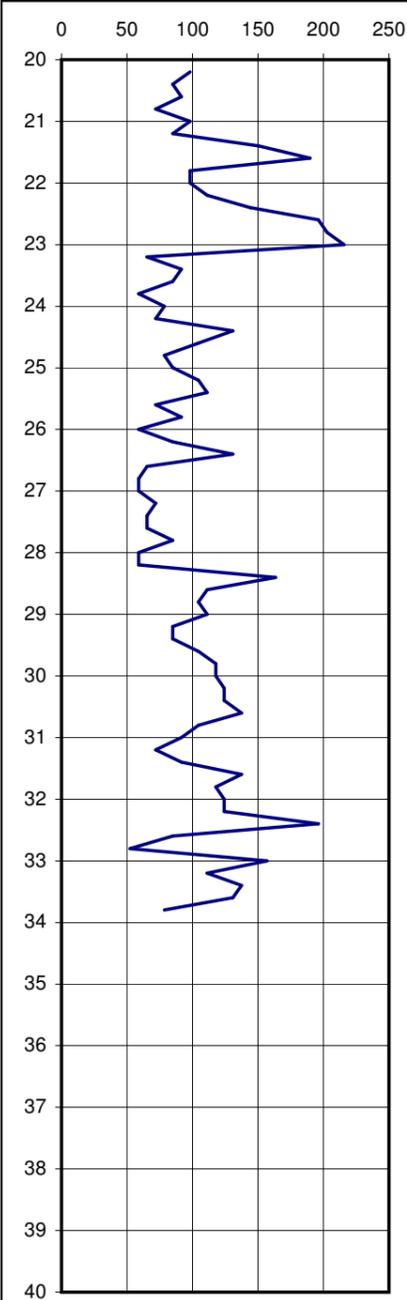
Quota: ---

Data prova : 19/11/2008

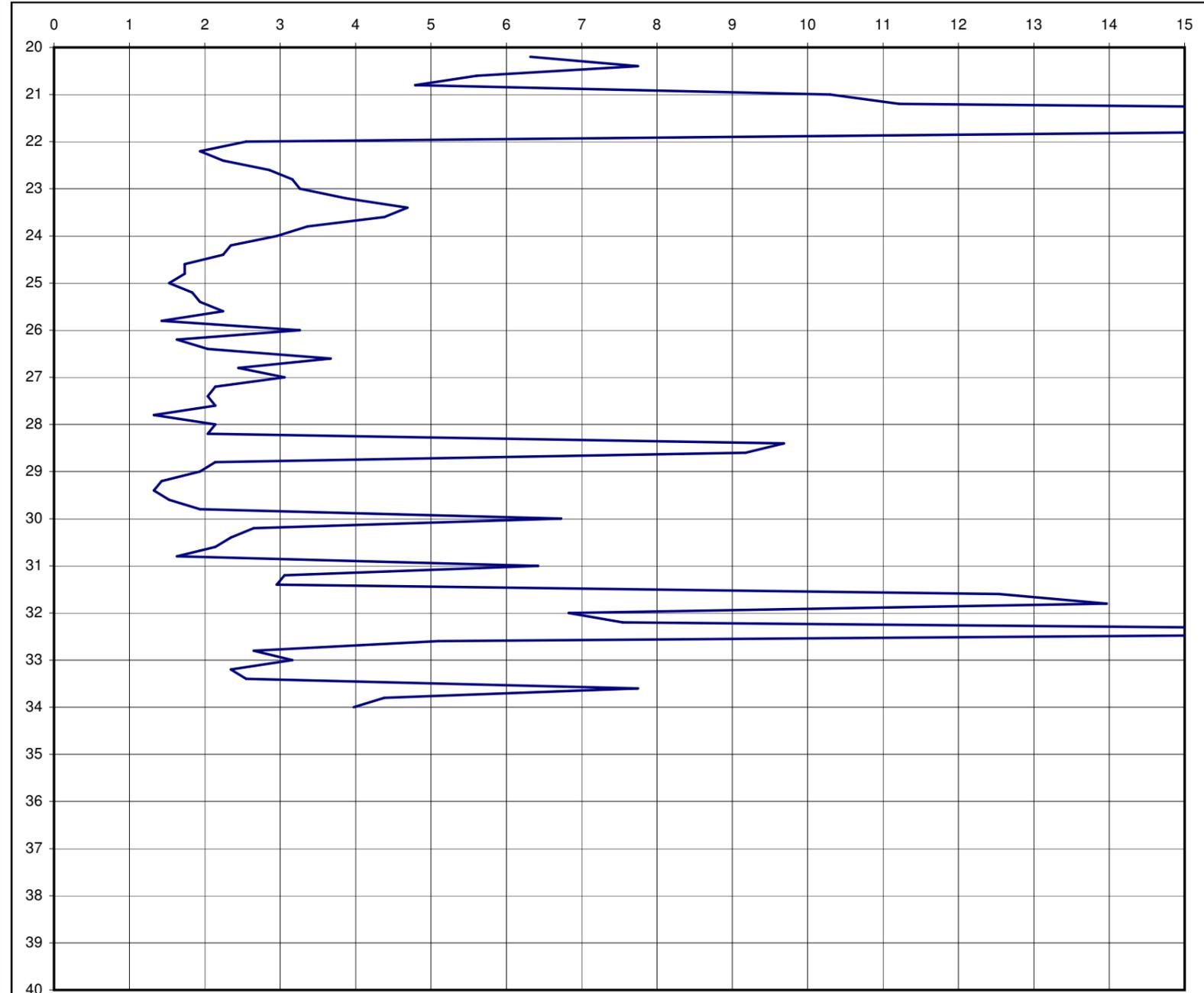
Attrezzatura : Penetrometro da 200 kN

Codice lavoro: 2008.314

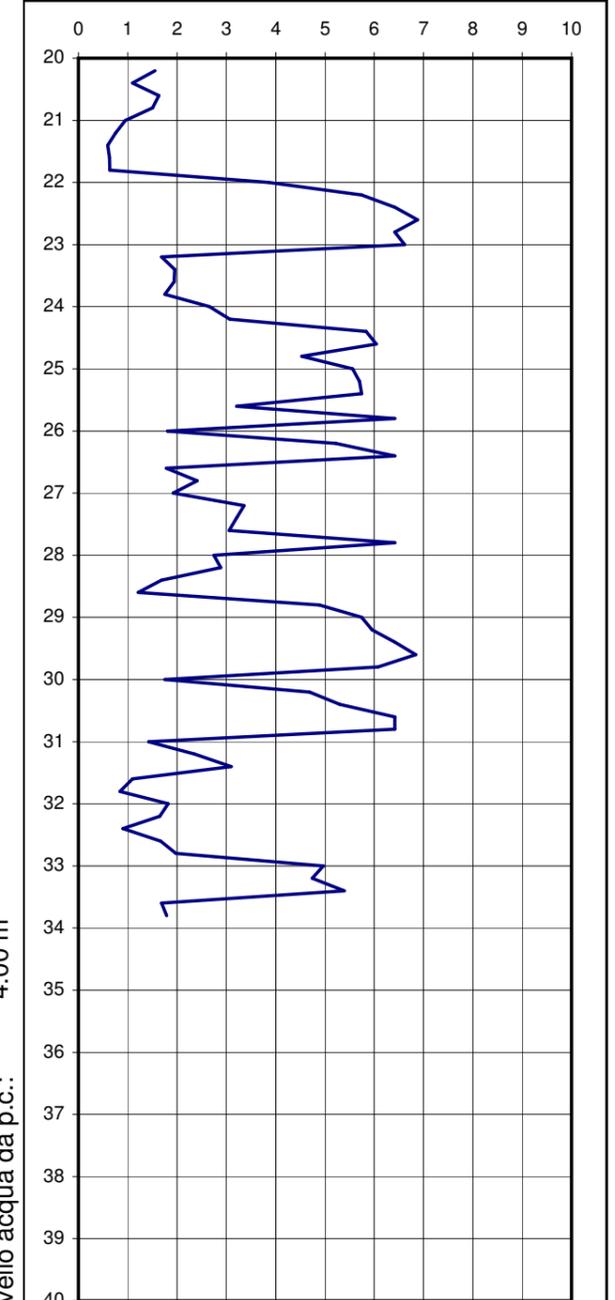
fs resistenza laterale (kPa)



qc resistenza alla punta (MPa)



Rf (%)



Livello acqua da p.c.: 4.00 m

Note: ---

Procedura di prova	Normativa di riferimento	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IP_2	ASTM D 3441-94	0	19/11/2008	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

Committente: Cogei
 Località: Bologna
 Cantiere: Area ex Asam - Centro direzionale
 n° prova: 9
 Profondità falda: foro chiuso a 0.20 m
 Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN
 Note: ---

Rapporto di prova N°: **08.1380 /RSP**

Data prova: 20/11/2008
 Quota: ---
 Codice lavoro: 2008.314
 Procedura di prova: IP_2

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
58		5.91	71.94	82	1.22	
44	55	4.49	98.10	46	2.19	
22	37	2.24	58.86	38	2.62	
17	26	1.73	78.48	22	4.53	
5	17	0.51	32.70	16	6.42	1,0 m
14	19	1.43	19.62	73	1.37	
6	9	0.61	26.16	23	4.28	
11	15	1.12	52.32	21	4.67	
14	22	1.43	45.78	31	3.21	
18	25	1.83	65.40	28	3.56	2,0 m
20	30	2.04	71.94	28	3.53	
32	43	3.26	98.10	33	3.01	
19	34	1.94	65.40	30	3.38	
15	25	1.53	52.32	29	3.42	
16	24	1.63	78.48	21	4.81	3,0 m
13	25	1.33	58.86	23	4.44	
17	26	1.73	45.78	38	2.64	
16	23	1.63	58.86	28	3.61	
13	22	1.33	52.32	25	3.95	
12	20	1.22	52.32	23	4.28	4,0 m
15	23	1.53	58.86	26	3.85	
14	23	1.43	52.32	27	3.67	
12	20	1.22	52.32	23	4.28	
12	20	1.22	65.40	19	5.35	
11	21	1.12	58.86	19	5.25	5,0 m
15	24	1.53	71.94	21	4.70	
18	29	1.83	91.56	20	4.99	
32	46	3.26	58.86	55	1.80	
31	40	3.16	58.86	54	1.86	
38	47	3.87	65.40	59	1.69	6,0 m
29	39	2.96	45.78	65	1.55	
15	22	1.53	58.86	26	3.85	
28	37	2.85	39.24	73	1.37	
20	26	2.04	32.70	62	1.60	
13	18	1.33	65.40	20	4.94	7,0 m
7	17	0.71	45.78	16	6.42	
10	17	1.02	45.78	22	4.49	
12	19	1.22	52.32	23	4.28	
15	23	1.53	71.94	21	4.70	
10	21	1.02	65.40	16	6.42	8,0 m
5	15	0.51	26.16	19	5.13	
6	10	0.61	39.24	16	6.42	
44	50	4.49	58.86	76	1.31	
36	45	3.67	65.40	56	1.78	
31	41	3.16	52.32	60	1.66	9,0 m
65	73	6.63	98.10	68	1.48	
12	27	1.22	65.40	19	5.35	
7	17	0.71	19.62	36	2.75	
9	12	0.92	52.32	18	5.70	
19	27	1.94	32.70	59	1.69	10,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	20/11/2008	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

Segue Rapporto di Prova N°: **08.1380 /RSP**

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
38	43	3.87	58.86	66	1.52	
61	70	6.22	98.10	63	1.58	
13	28	1.33	39.24	34	2.96	
15	21	1.53	98.10	16	6.42	
14	29	1.43	45.78	31	3.21	11,0 m
14	21	1.43	85.02	17	5.96	
17	30	1.73	71.94	24	4.15	
32	43	3.26	58.86	55	1.80	
45	54	4.59	65.40	70	1.43	
45	55	4.59	85.02	54	1.85	12,0 m
18	31	1.83	45.78	40	2.50	
13	20	1.33	52.32	25	3.95	
9	17	0.92	52.32	18	5.70	
10	18	1.02	58.86	17	5.77	
16	25	1.63	91.56	18	5.61	13,0 m
14	28	1.43	85.02	17	5.96	
17	30	1.73	111.18	16	6.42	
30	47	3.06	45.78	67	1.50	
32	39	3.26	52.32	62	1.60	
12	20	1.22	39.24	31	3.21	14,0 m
12	18	1.22	45.78	27	3.74	
14	21	1.43	85.02	17	5.96	
16	29	1.63	111.18	15	6.82	
15	32	1.53	91.56	17	5.99	
12	26	1.22	52.32	23	4.28	15,0 m
11	19	1.12	52.32	21	4.67	
7	15	0.71	39.24	18	5.50	
6	12	0.61	39.24	16	6.42	
16	22	1.63	52.32	31	3.21	
11	19	1.12	45.78	24	4.08	16,0 m
11	18	1.12	39.24	29	3.50	
18	24	1.83	71.94	26	3.92	
8	19	0.82	52.32	16	6.42	
30	38	3.06	85.02	36	2.78	
16	29	1.63	98.10	17	6.01	17,0 m
58	73	5.91	104.64	57	1.77	
64	80	6.52	111.18	59	1.70	
34	51	3.47	39.24	88	1.13	
18	24	1.83	85.02	22	4.63	
15	28	1.53	104.64	15	6.84	18,0 m
22	38	2.24	104.64	21	4.67	
24	40	2.45	137.34	18	5.61	
73	94	7.44	111.18	67	1.49	
88	105	8.97	150.42	60	1.68	
180	203	18.35	111.18	165	0.61	19,0 m
277	294	28.24	170.04	166	0.60	
252	278	25.69	189.66	135	0.74	
123	152	12.54	98.10	128	0.78	
177	192	18.04	117.72	153	0.65	
172	190	17.53	111.18	158	0.63	20,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	20/11/2008	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

Segue Rapporto di Prova N°: **08.1380 /RSP**

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
278	295	28.34	176.58	160	0.62	
305	332	31.09	183.12	170	0.59	
220	248	22.43	124.26	180	0.55	
187	206	19.06	117.72	162	0.62	
237	255	24.16	143.88	168	0.60	21,0 m
248	270	25.28	150.42	168	0.60	
71	94	7.24	111.18	65	1.54	
27	44	2.75	65.40	42	2.38	
32	42	3.26	65.40	50	2.00	
27	37	2.75	45.78	60	1.66	22,0 m
18	25	1.83	117.72	16	6.42	
16	34	1.63	111.18	15	6.82	
14	31	1.43	65.40	22	4.58	
17	27	1.73	104.64	17	6.04	
25	41	2.55	65.40	39	2.57	23,0 m
33	43	3.36	58.86	57	1.75	
43	52	4.38	71.94	61	1.64	
38	49	3.87	78.48	49	2.03	
38	50	3.87	85.02	46	2.19	
39	52	3.98	104.64	38	2.63	24,0 m
48	64	4.89	91.56	53	1.87	
36	50	3.67	124.26	30	3.39	
29	48	2.96	189.66	16	6.42	
33	62	3.36	156.96	21	4.67	
43	67	4.38	163.50	27	3.73	25,0 m
52	77	5.30	78.48	68	1.48	
35	47	3.57	143.88	25	4.03	
96	118	9.79	111.18	88	1.14	
30	47	3.06	156.96	19	5.13	
20	44	2.04	124.26	16	6.09	26,0 m
23	42	2.34	143.88	16	6.14	
28	50	2.85	183.12	16	6.42	
27	55	2.75	150.42	18	5.47	
28	51	2.85	150.42	19	5.27	
29	52	2.96	189.66	16	6.42	27,0 m
29	58	2.96	202.74	15	6.86	
23	54	2.34	150.42	16	6.42	
29	52	2.96	156.96	19	5.31	
29	53	2.96	202.74	15	6.86	
25	56	2.55	163.50	16	6.42	28,0 m
25	50	2.55	137.34	19	5.39	
22	43	2.24	137.34	16	6.12	
26	47	2.65	124.26	21	4.69	
39	58	3.98	65.40	61	1.65	
24	34	2.45	111.18	22	4.54	29,0 m
89	106	9.07	137.34	66	1.51	
24	45	2.45	150.42	16	6.15	
23	46	2.34	143.88	16	6.14	
22	44	2.24	143.88	16	6.42	
96	118	9.79	143.88	68	1.47	30,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	20/11/2008	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

Segue Rapporto di Prova N°: **08.1380 /RSP**

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
33	55	3.36	137.34	24	4.08	
23	44	2.34	130.80	18	5.58	
20	40	2.04	137.34	15	6.74	
26	47	2.65	150.42	18	5.68	
18	41	1.83	111.18	17	6.06	31,0 m
26	43	2.65	143.88	18	5.43	
34	56	3.47	98.10	35	2.83	
25	40	2.55	91.56	28	3.59	
67	81	6.83	111.18	61	1.63	
25	42	2.55	117.72	22	4.62	32,0 m
38	56	3.87	117.72	33	3.04	
42	60	4.28	117.72	36	2.75	
41	59	4.18	137.34	30	3.29	
30	51	3.06	143.88	21	4.70	
30	52	3.06	137.34	22	4.49	33,0 m
35	56	3.57	98.10	36	2.75	
46	61	4.69	91.56	51	1.95	
39	53	3.98	104.64	38	2.63	
123	139	12.54	189.66	66	1.51	
58	87	5.91	111.18	53	1.88	34,0 m
60	77	6.12	98.10	62	1.60	
131	146	13.35	255.06	52	1.91	
138	177	14.07	248.52	57	1.77	
141	179	14.37	228.90	63	1.59	
130	165	13.25				35,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	20/11/2008	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE S.r.l.

- Indagini Geognostiche -

40033 CASALECCHIO DI RENO

Via Cimarsa, 119 - Tel. 051/61.33.072

CPT (CONE PENETRATION TEST)**N. 9**Rapporto di Prova N°: **08.1380 /RSP**

Committente : Cogei

Località : Bologna

Area ex Asam - Centro direzionale

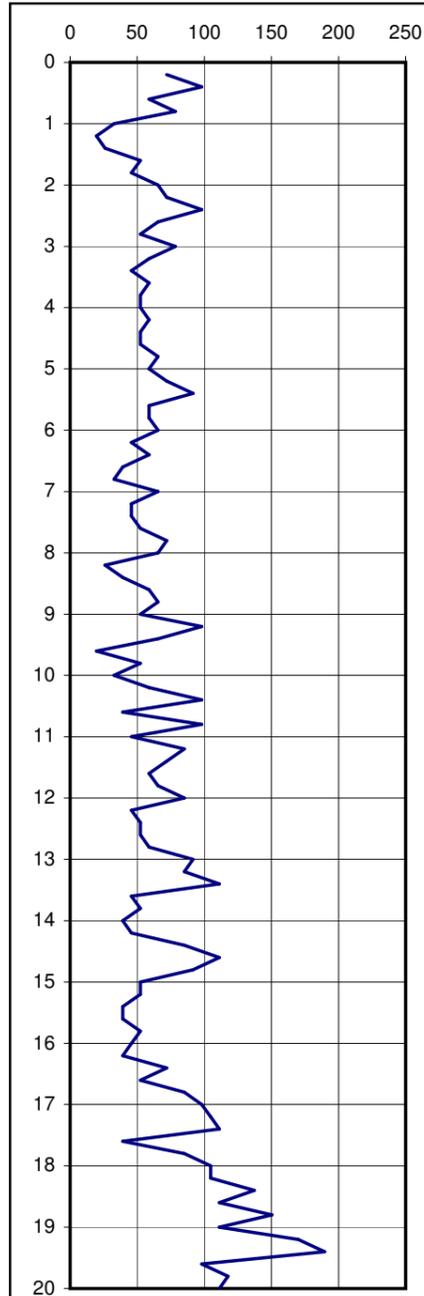
Quota: ---

Data prova : 20/11/2008

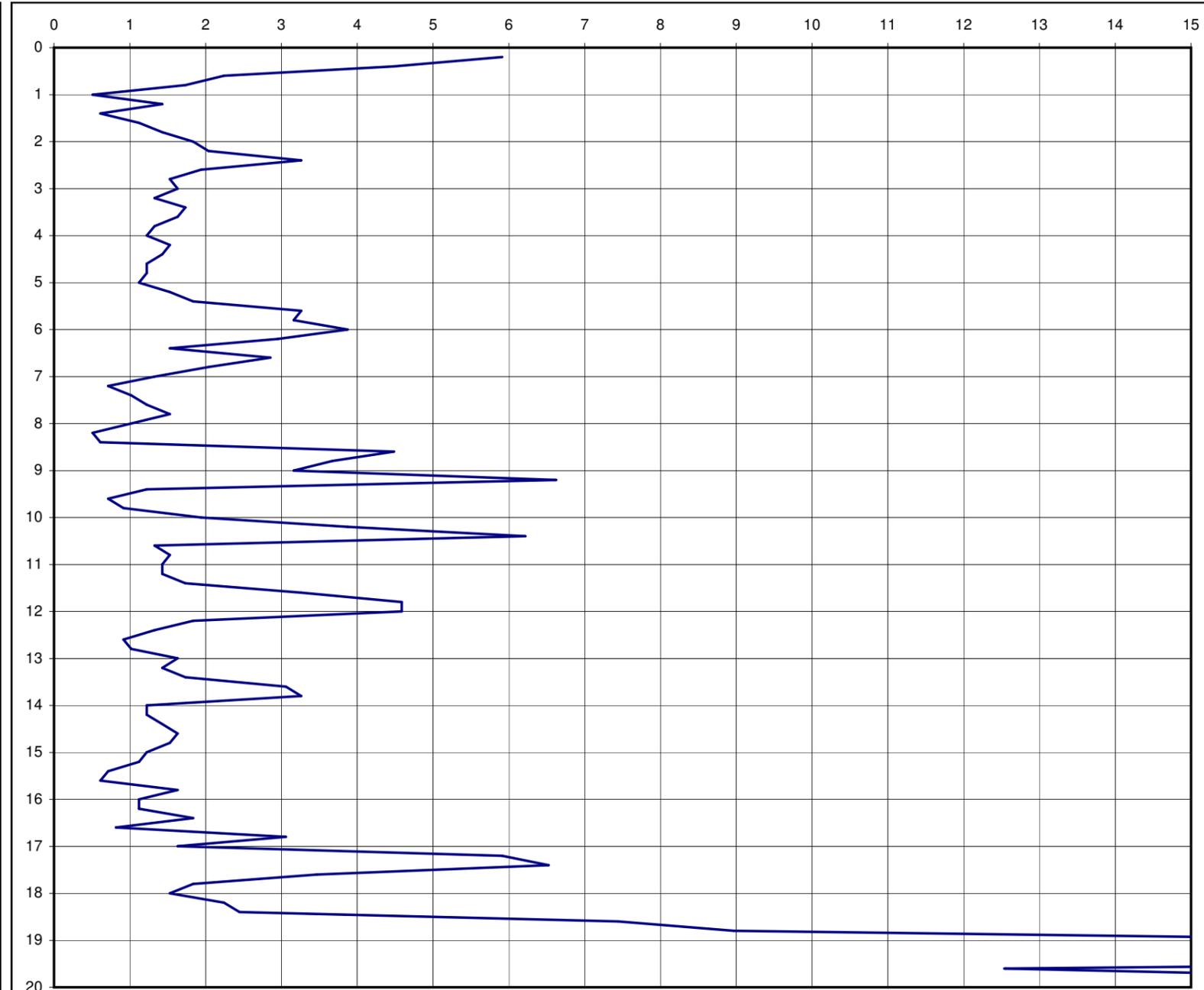
Attrezzatura : Penetrometro da 200 kN

Codice lavoro: 2008.314

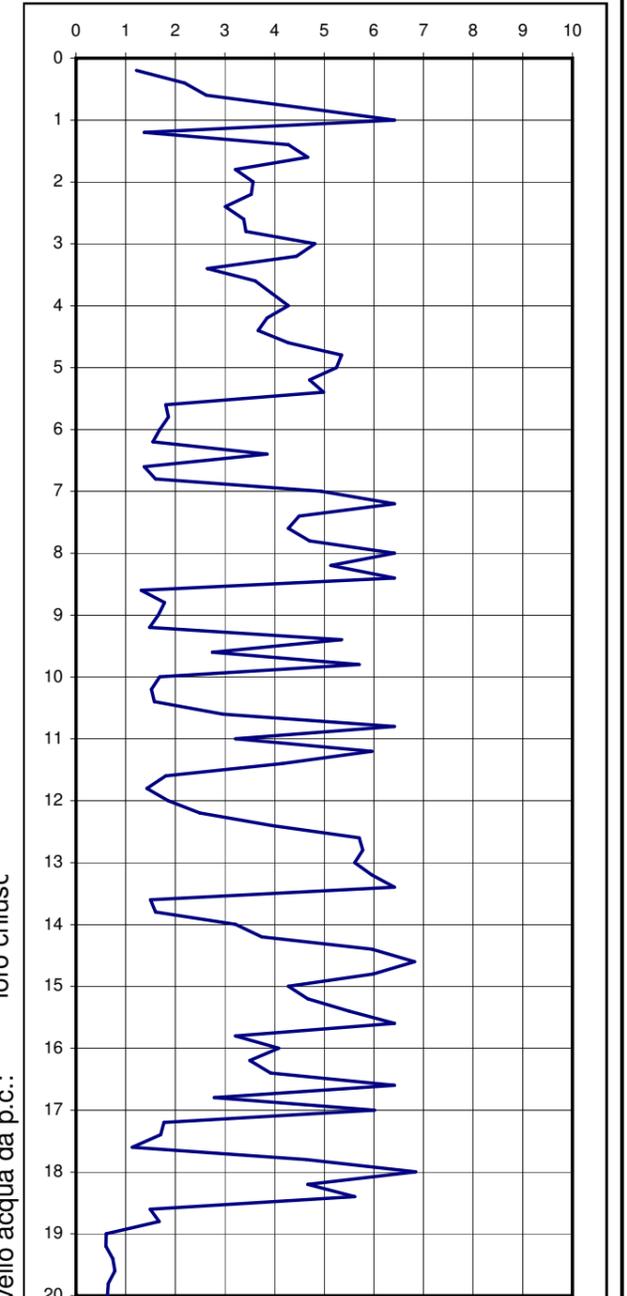
fs resistenza laterale (kPa)



qc resistenza alla punta (MPa)



Rf (%)



Livello acqua da p.c.: foro chiusc

Note: ---

Procedura di prova	Normativa di riferimento	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IP_2	ASTM D 3441-94	0	20/11/2008	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE S.r.l. Indagini Geognostiche

GEO-PROBE s.r.l.

- Indagini Geognostiche -

40033 CASALECCHIO DI RENO

Via Cimarsa, 119 - Tel. 051/61.33.072

CPT (CONE PENETRATION TEST)

N. 9

Committente : Cogei

Località : Bologna

Attrezzatura : Penetrometro da 200 kN

Area ex Asam - Centro direzionale

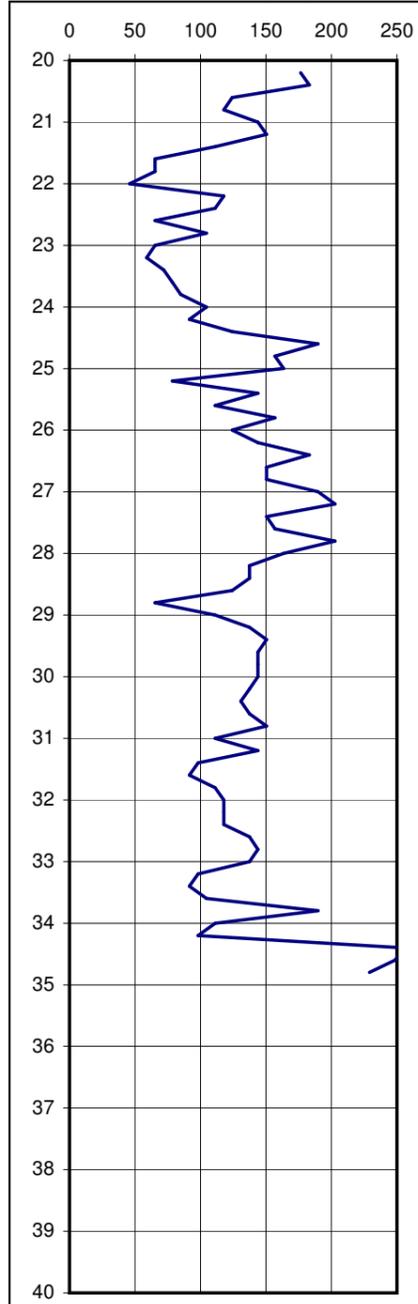
Certificato di Prova N°: **08.1380 /RSP**

Quota: ---

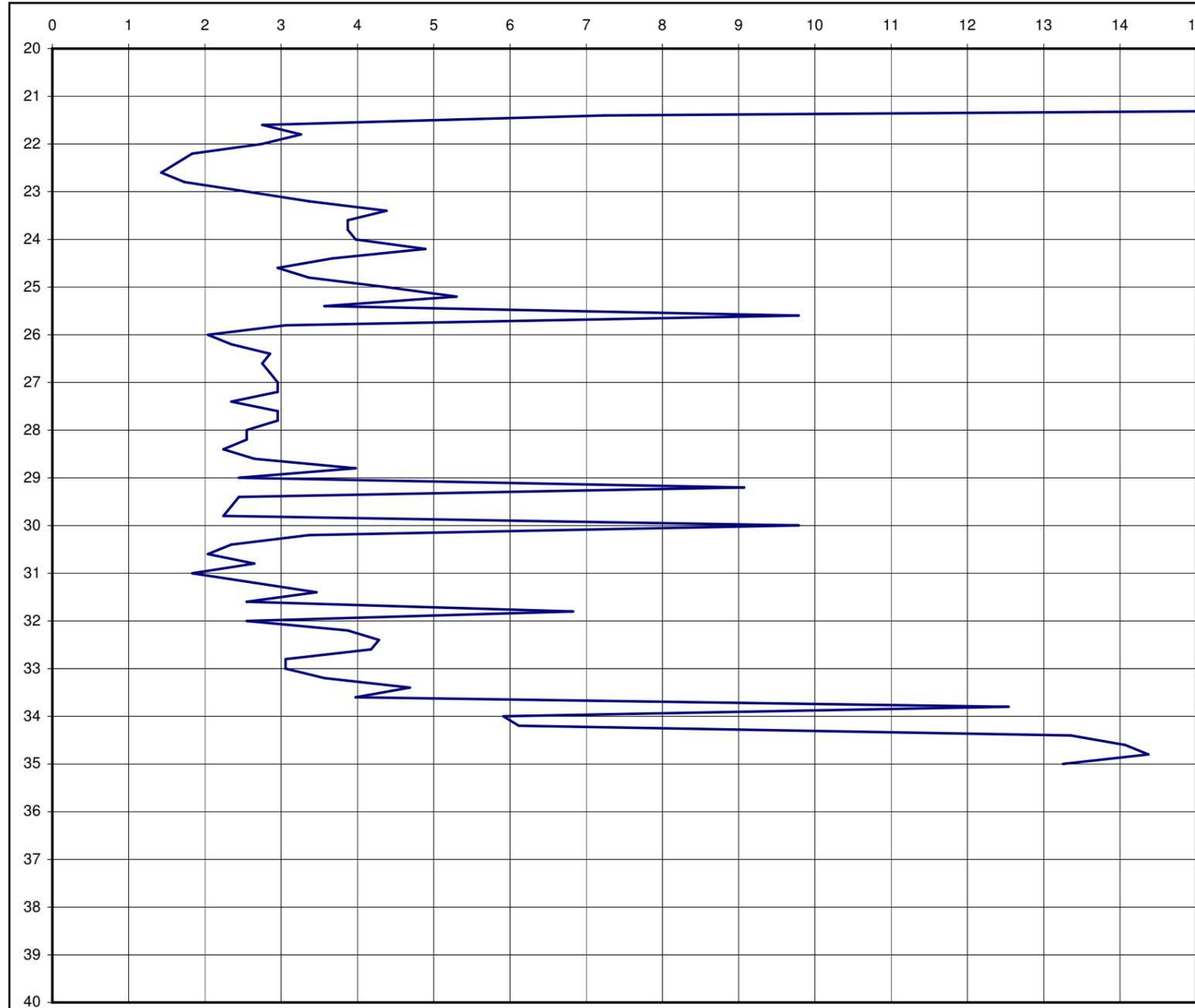
Data prova : 20/11/2008

Codice lavoro: 2008.314

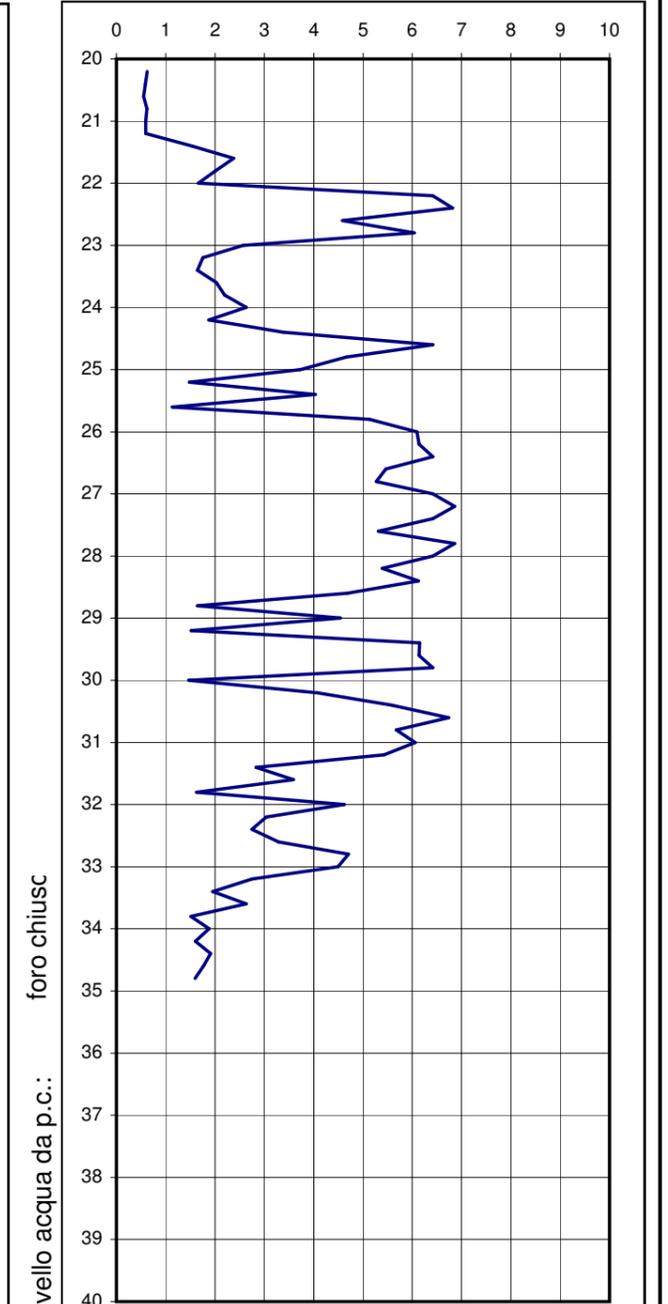
fs resistenza laterale (kPa)



qc resistenza alla punta (MPa)



Rf (%)



foro chiuso

Livello acqua da p.c.:

Note: ---

GEO-PROBE S.r.l. Indagini Geognostiche

Procedura di prova	Normativa di riferimento	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IP_2	ASTM D 3441-94	0	20/11/2008	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

RAPPORTO DI PROVA n° :**RSP_08/1185-05****COMMESSA :** 08/214**VERBALE DI ACCETTAZIONE n° :****08/1185_SP****RICHIEDENTE :** Ing. C. Comastri in qualità di consulente**CONSEGNATARIO :** Personale della ditta GEO-PROBE**COMMITTENTE :** COGEI COSTRUZIONI SpA**LOCALITA' :** BOLOGNA**CANTIERE :** EX AREA ASAM**DATA DI ACCETTAZIONE :**

11/12/08

DATA DI EMISSIONE :

-

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE :

fustella di acciaio

Sondaggio : S8 **Campione :** 1 **Profondità :** 3.50 - 4.00 m**DATA PRELIEVO :**

-

PRELIEVO EFFETTUATO : da ditta GEO-PROBE**DATI FORNITI da :** Committenza**OSSERVAZIONI :** -**IL PRESENTE CERTIFICATO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :**

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
EDO	Prova di consolidazione edometrica	1	ASTM D 2435
cv	Determinazione di cv-kv-mv	1	ASTM D 2435

0	Prima emissione	SPERIMENTATORE Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

RAPPORTO DI PROVA
RSP_08/1185-05
DATA EMISSIONE

-

Pagina 2 di 7

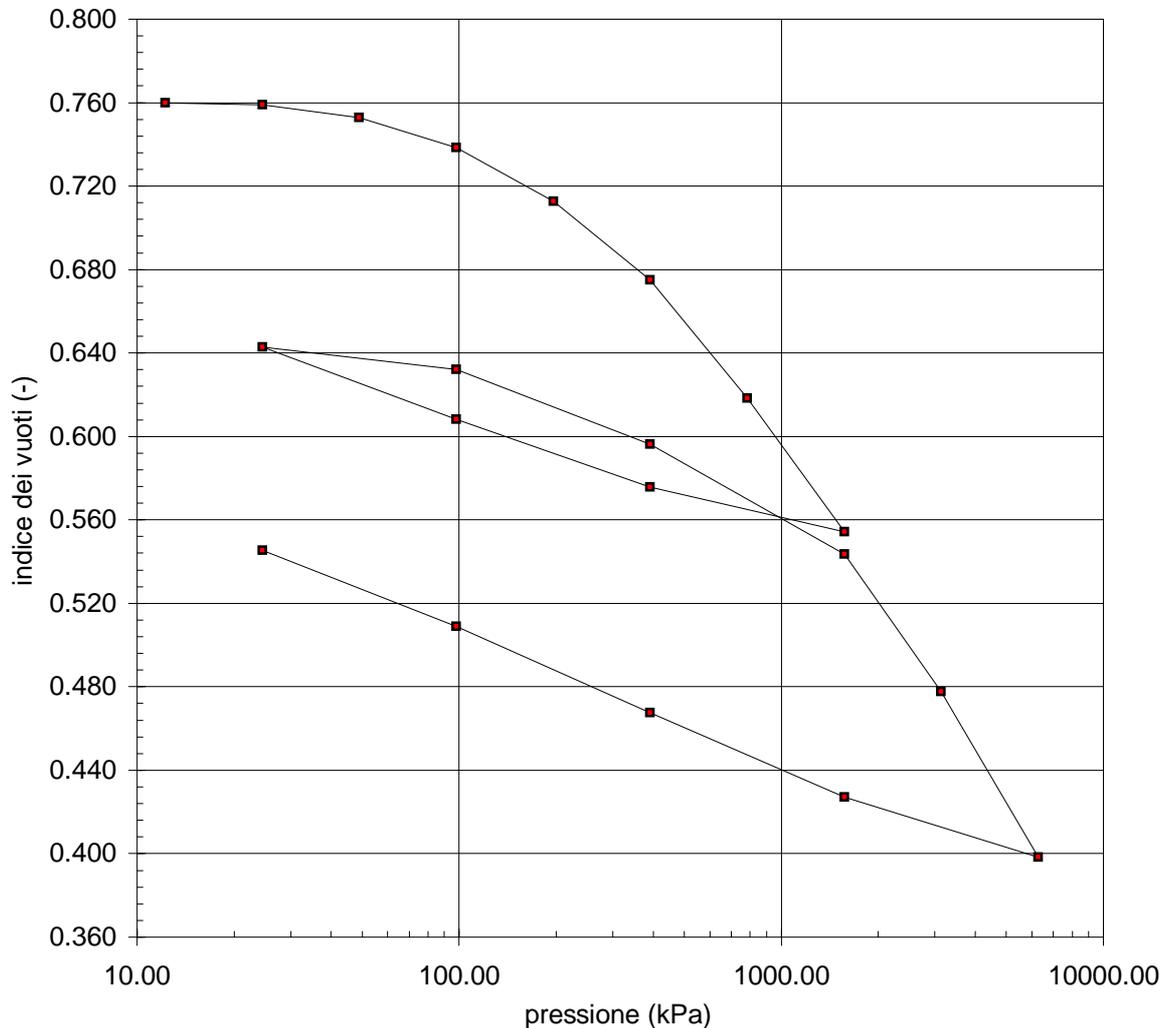
PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L.
SONDAGGIO : S8 **CAMPIONE :** 1 **PROFONDITA':** 3.50 ÷ 4.00 m

NORMATIVA DI RIFERIMENTO : ASTM D2435

CARATTERISTICHE DEL PROVINO
CONDIZIONI DEL PROVINO : indisturbato **PROFONDITA':** 3.94 ÷ 3.98 m

		Inizio prova		Fine prova	
Altezza provino	(mm)	$H_0 =$	20.00	$H_f =$	17.57
Diametro provino	(mm)	$D_0 =$	50.46	$D_f =$	50.46
Contenuto in acqua	(%)	$w_0 =$	26.46	$w_f =$	19.83
<i>Riferimento:</i>		-		-	
Peso di volume totale	(kN/m ³)	$\gamma =$	19.35	$\gamma_f =$	20.87
<i>Riferimento:</i>		-		-	
Peso di volume secco	(kN/m ³)	$\gamma_d =$	15.30	$\gamma_{df} =$	17.42
Indice dei vuoti	(-)	$e_0 =$	0.759	$e_f =$	0.546
Grado di saturazione	(%)	$S_0 =$	95.66	$S_f =$	99.77
Peso specifico dei grani	(-)	$G_s =$	2.750	assunto	
<i>Riferimento:</i>		-			

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE CERTIFICATO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA SRI.



SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA
RSP_08/1185-05
DATA EMISSIONE

-

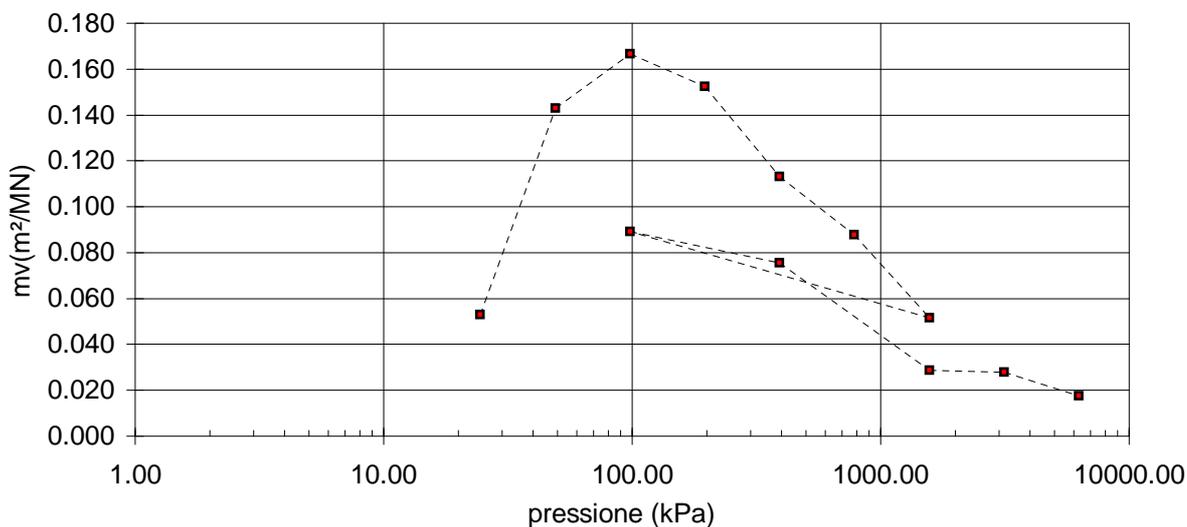
Pagina 3 di 7

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L.
SONDAGGIO : S8 **CAMPIONE :** 1 **PROFONDITA':** 3.50 ÷ 4.00 m

NORMATIVA DI RIFERIMENTO : ASTM D2435

CONDIZIONI DEL PROVINO : indisturbato						
$H_0 =$		20.00 mm	$D =$		50.46 mm	
$e_0 =$		0.759				
n°	pressione verticale	ΔH	e	m_v	c_v	k_v
	kPa	mm	-	m ² /MN	m ² /s	m/s
1	12	-0.008	0.760	-	-	-
2	25	0.005	0.759	0.053	-	-
3	49	0.075	0.753	0.143	-	-
4	98	0.237	0.738	0.166	-	-
5	196	0.530	0.713	0.152	3.08E-07	4.59E-10
6	392	0.957	0.675	0.113	-	-
7	785	1.601	0.618	0.088	-	-
8	1569	2.331	0.554	0.052	-	-
9	392	2.088	0.576	-	-	-
10	98	1.719	0.608	-	-	-
11	25	1.323	0.643	-	-	-
12	98	1.445	0.632	0.089	-	-
13	392	1.852	0.596	0.075	-	-
14	1569	2.453	0.544	0.029	-	-
15	3138	3.201	0.478	0.028	-	-
16	6276	4.102	0.398	0.018	-	-
17	1569	3.777	0.427	-	-	-
18	392	3.318	0.467	-	-	-
19	98	2.845	0.509	-	-	-
20	25	2.43	0.546	-	-	-
21	-	-	-	-	-	-
22	-	-	-	-	-	-
23	-	-	-	-	-	-
24	-	-	-	-	-	-

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE CERTIFICATO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.



SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA	RSP_08/1185-05	DATA EMISSIONE	-	SONDAGGIO :	S8	CAMPIONE :	1
-------------------	-----------------------	----------------	---	-------------	----	------------	---

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L. - Cedimenti rilevati nel tempo per ogni intervallo di carico/scarico

INTERVALLO DI CARICO/SCARICO : da - a (kPa)															
0 - 12		12 - 25		25 - 49		49 - 98		98 - 196		196 - 392		392 - 785		785 - 1569	
Inizio prova: 16/03/09		Inizio prova: 16/03/09		Inizio prova: 16/03/09		Inizio prova: 16/03/09		Inizio prova: 17/03/09		Inizio prova: 19/03/09		Inizio prova: 20/03/09		Inizio prova: 22/03/09	
Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento
(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)
0.1	0	0.1	0.005	0.1	0.041	0.1	0.127	0.1	0.308	0.1	0.625	0.1	1.063	0.1	1.726
0.25	0	0.25	0.007	0.25	0.049	0.25	0.142	0.25	0.333	0.25	0.649	0.25	1.102	0.25	1.748
0.4	0	0.4	0.008	0.4	0.052	0.4	0.148	0.4	0.343	0.4	0.664	0.4	1.123	0.4	1.768
0.5	0	0.5	0.008	0.5	0.053	0.5	0.151	0.5	0.349	0.5	0.672	0.5	1.135	0.5	1.784
1	0	1	0.008	1	0.057	1	0.162	1	0.369	1	0.702	1	1.181	1	1.826
2	0	2	0.008	2	0.06	2	0.174	2	0.394	2	0.741	2	1.239	2	1.892
4	0	4	0.005	4	0.063	4	0.187	4	0.421	4	0.786	4	1.315	4	1.979
8	-0.008	8	-	8	0.066	8	0.2	8	0.446	8	0.828	8	1.393	8	2.076
15	-	15	-	15	0.068	15	0.209	15	0.462	15	0.857	15	1.447	15	2.155
30	-	30	-	30	0.07	30	0.217	30	0.474	30	0.88	30	1.487	30	2.215
60	-	60	-	60	0.073	60	0.222	60	0.483	60	0.897	60	1.517	60	2.255
120	-	120	-	120	0.073	120	0.226	120	0.493	120	0.912	120	1.538	120	2.284
240	-	240	-	240	0.075	240	0.228	240	0.501	240	0.929	240	1.558	240	2.31
480	-	480	-	480	-	480	0.231	480	0.509	480	0.939	480	1.571	480	2.32
960	-	960	-	960	-	960	0.236	960	0.514	960	0.946	960	1.581	960	2.328
1440	-	1440	-	1440	-	1440	0.237	1440	0.52	1440	0.957	1440	1.59	1440	2.331
1920	-	1920	-	1920	-	1920	-	1920	-	1920	-	1920	1.595	1920	-
2880	-	2880	-	2880	-	2880	-	2880	0.53	2880	-	2880	1.601	2880	-
4320	-	4320	-	4320	-	4320	-	4320	0	4320	-	4320	0	4320	-
Fine prova: 16/03/09		Fine prova: 16/03/09		Fine prova: 16/03/09		Fine prova: 17/03/09		Fine prova: 19/03/09		Fine prova: 20/03/09		Fine prova: 22/03/09		Fine prova: 23/03/09	

SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA	RSP_08/1185-05	DATA EMISSIONE	-	SONDAGGIO :	S8	CAMPIONE :	1
-------------------	-----------------------	----------------	---	-------------	----	------------	---

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L. - Cedimenti rilevati nel tempo per ogni intervallo di carico/scarico

INTERVALLO DI CARICO/SCARICO : da - a (kPa)															
1569 - 392		392 - 98		98 - 25		25 - 98		98 - 392		392 - 1569		1569 - 3138		3138 - 6276	
Inizio prova: 23/03/09		Inizio prova: 24/03/09		Inizio prova: 25/03/09		Inizio prova: 26/03/09		Inizio prova: 27/03/09		Inizio prova: 30/03/09		Inizio prova: 31/03/09		Inizio prova: 01/04/09	
Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento
(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)
0.1	2.271	0.1	2.028	0.1	1.691	0.1	1.345	0.1	1.517	0.1	1.901	0.1	2.505	0.1	3.269
0.25	2.196	0.25	2.012	0.25	1.686	0.25	1.356	0.25	1.539	0.25	2.025	0.25	2.589	0.25	3.356
0.4	2.191	0.4	2.004	0.4	1.682	0.4	1.359	0.4	1.553	0.4	2.051	0.4	2.609	0.4	3.387
0.5	2.186	0.5	1.999	0.5	1.679	0.5	1.362	0.5	1.563	0.5	2.064	0.5	2.617	0.5	3.41
1	2.172	1	1.987	1	1.669	1	1.37	1	1.591	1	2.126	1	2.668	1	3.459
2	2.158	2	1.961	2	1.654	2	1.379	2	1.628	2	2.201	2	2.733	2	3.531
4	2.142	4	1.931	4	1.633	4	1.392	4	1.683	4	2.288	4	2.816	4	3.627
8	2.127	8	1.891	8	1.601	8	1.406	8	1.749	8	2.348	8	2.91	8	3.741
15	2.115	15	1.848	15	1.563	15	1.419	15	1.8	15	2.374	15	2.988	15	3.843
30	2.106	30	1.803	30	1.509	30	1.428	30	1.826	30	2.391	30	3.048	30	3.925
60	2.101	60	1.77	60	1.451	60	1.433	60	1.836	60	2.404	60	3.091	60	3.977
120	2.098	120	1.751	120	1.403	120	1.437	120	1.842	120	2.416	120	3.121	120	4.014
240	2.095	240	1.742	240	1.365	240	1.442	240	1.845	240	2.427	240	3.146	240	4.043
480	2.092	480	1.731	480	1.345	480	1.442	480	1.848	480	2.437	480	3.166	480	4.066
960	2.09	960	1.724	960	1.329	960	1.443	960	1.851	960	2.446	960	3.188	960	4
1440	2.088	1440	1.719	1440	1.323	1440	1.445	1440	1.853	1440	2.453	1440	3.201	1440	4
1920	-	1920	-	1920	-	1920	-	1920	1.854	1920	-	1920	-	1920	-
2880	-	2880	-	2880	-	2880	-	2880	1.854	2880	-	2880	-	2880	-
4320	-	4320	-	4320	-	4320	-	4320	1.852	4320	-	4320	-	4320	-
Fine prova: 24/03/09		Fine prova: 25/03/09		Fine prova: 26/03/09		Fine prova: 27/03/09		Fine prova: 30/03/09		Fine prova: 31/03/09		Fine prova: 01/04/09		Fine prova: 02/04/09	

SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA	RSP_08/1185-05	DATA EMISSIONE	-	SONDAGGIO :	S8	CAMPIONE :	1
-------------------	-----------------------	----------------	---	-------------	----	------------	---

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L. - Cedimenti rilevati nel tempo per ogni intervallo di carico/scarico

INTERVALLO DI CARICO/SCARICO : da - a (kPa)															
6276 - 1569		1569 - 392		392 - 98		98 - 25		25 - 0		0 - 0		0 - 0		0 - 0	
Inizio prova: 02/04/09		Inizio prova: 03/04/09		Inizio prova: 06/04/09		Inizio prova: 07/04/09		Inizio prova: -							
Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento
(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)
0.1	4.066	0.1	3.716	0.1	3.283	0.1	2.835	0.1	-	0.1	-	0.1	-	0.1	-
0.25	4.007	0.25	3.637	0.25	3.27	0.25	2.824	0.25	-	0.25	-	0.25	-	0.25	-
0.4	3.892	0.4	3.622	0.4	3.262	0.4	2.822	0.4	-	0.4	-	0.4	-	0.4	-
0.5	3.884	0.5	3.614	0.5	3.258	0.5	2.821	0.5	-	0.5	-	0.5	-	0.5	-
1	3.867	1	3.595	1	3.246	1	2.814	1	-	1	-	1	-	1	-
2	3.854	2	3.574	2	3.229	2	2.806	2	-	2	-	2	-	2	-
4	3.839	4	3.548	4	3.208	4	2.795	4	-	4	-	4	-	4	-
8	3.825	8	3.514	8	3.177	8	2.776	8	-	8	-	8	-	8	-
15	3.812	15	3.476	15	3.14	15	2.751	15	-	15	-	15	-	15	-
30	3.802	30	3.432	30	3.088	30	2.711	30	-	30	-	30	-	30	-
60	3.793	60	3.391	60	3.015	60	2.657	60	-	60	-	60	-	60	-
120	3.788	120	3.362	120	2.945	120	2.59	120	-	120	-	120	-	120	-
240	3.783	240	3.346	240	2.897	240	2.524	240	-	240	-	240	-	240	-
480	3.78	480	3.336	480	2.869	480	2.473	480	-	480	-	480	-	480	-
960	3.777	960	3.329	960	2.852	960	2.443	960	-	960	-	960	-	960	-
1440	-	1440	3.326	1440	2.845	1440	2.43	1440	-	1440	-	1440	-	1440	-
1920	-	1920	3.324	1920	-	1920	-	1920	-	1920	-	1920	-	1920	-
2880	-	2880	3.32	2880	-	2880	-	2880	-	2880	-	2880	-	2880	-
4320	-	4320	3.318	4320	-	4320	-	4320	-	4320	-	4320	-	4320	-
Fine prova: 03/04/09		Fine prova: 06/04/09		Fine prova: 07/04/09		Fine prova: 08/04/09		Fine prova: -							

SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA

RSP_08/1185-05

DATA EMISSIONE:

-

Pagina 7 di 7

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L.

SONDAGGIO : S8 **CAMPIONE :** 1 **PROFONDITA' :** 3.50 ÷ 4.00 m

NORMATIVA DI RIFERIMENTO: ASTM D2435

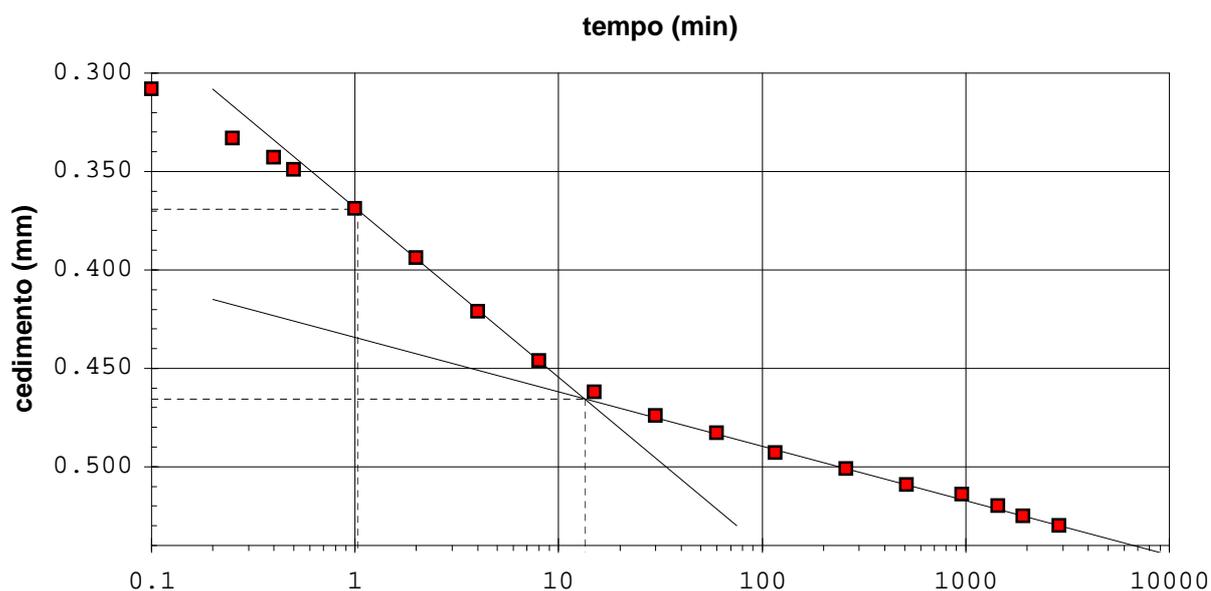
DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI DI CONSOLIDAZIONE RELATIVI AL

INTERVALLO DI PRESSIONE n° 5 da 98 kPa a 196 kPa

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

VALORI MISURATI			
Tempo (min)	Cedim. (mm)	Tempo (min)	Cedim. (mm)
0.1	0.308	960	0.514
0.25	0.333	1440	0.520
0.4	0.343	1920	0.525
0.5	0.349	2880	0.530
1	0.369	4320	-
2	0.394	-	-
4	0.421	-	-
8	0.446	-	-
15	0.462	-	-
30	0.474	-	-
60	0.483	-	-
116	0.493	-	-
259	0.501	-	-
511	0.509	-	-

VALORI CALCOLATI			
t ₁₀₀	(min) =	13.45	
d ₁₀₀	(mm) =	0.47	
t ₅₀	(min) =	1.03	
d ₅₀	(mm) =	0.37	
c_v	(m²/sec) =	3.078E-07	
Ca	(-) =	0.00140	
m _v	(m ² /kN) =	1.523E-04	
k _v	(m/sec) =	4.589E-10	



SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP_08/1185-06**COMMESSA : 08/214****VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 08/1185_SP****RICHIEDENTE :** Ing. C. Comastri in qualità di consulente**CONSEGNATARIO :** Personale della ditta GEO-PROBE**COMMITTENTE :** COGEI COSTRUZIONI SpA**LOCALITA' :** BOLOGNA**CANTIERE :** EX AREA ASAM**DATA DI ACCETTAZIONE :** 11/12/08**DATA DI EMISSIONE :** -**DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE :** fustella di acciaio**Sondaggio : S8 Campione : 1 Profondità : 3.50 - 4.00 m****DATA PRELIEVO :** -**PRELIEVO EFFETTUATO :** da ditta GEO-PROBE**DATI FORNITI da :** Committenza**OSSERVAZIONI :** -**IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :**

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
KED	Determinazione del coefficiente di permeabilità in cella edometrica	1	p.i. - POP-017

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

0	Prima emissione	SPERIMENTATORE Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

RAPPORTO DI PROVA
RSP_08/1185-06

DATA EMISSIONE

-

Pag 2 di 2

DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI PERMEABILITA' IN CELLA EDOMETRICA
SONDAGGIO : S8 **CAMPIONE:** 1 **PROFONDITA' (m):** 3.50 ÷ 4.00

DATI RELATIVI AL PROVINO		Prova di riferimento:	
CONDIZIONI DEL PROVINO:		indisturbato	
Profondità del provino		da m 3.94 a m 3.98	
		<i>Inizio prova</i>	<i>Fine prova</i>
Altezza provino	(mm)	H ₀ = 20.00	H _f = 19.47
Diametro provino	(mm)	D ₀ = 50.46	D _f = 50.46
Contenuto in acqua	(%)	w ₀ =	w _f =
Peso di volume	(kN/m ³)	γ ₀ =	γ _f =
P. di vol. secco	(kN/m ³)	γ _d =	γ _{df} =
Indice dei vuoti	(-)	e ₀ =	e _f =
Grado di saturaz.	(%)	S ₀ =	S _f =
P. sp. dei grani	(-)	G _s =	

DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI PERMEABILITA'			
Pressione verticale efficace sul provino	σ _v =	kPa	196
Sezione buretta graduata	a =	mm ²	51.00
Superficie di filtrazione	A =	mm ²	2000.00
Lunghezza di filtrazione	l =	mm	19.472
Carico idraulico iniziale	h ₀ =	mm	487.00
Carico idraulico finale	h ₁ =	mm	434.06
Tempo trascorso	t =	sec	66379
COEFFICIENTE DI PERMEABILITA' k =	$\frac{al}{At} \ln \frac{h_0}{h_1}$	=	m/sec 8.61E-10

NOTE:

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA Srl.

SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP_08/1186-04

COMMESSA : 08/214 **VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 08/1186_SP**

RICHIEDENTE : Ing. C. Comastri in qualità di consulente

CONSEGNATARIO : Personale della ditta GEO-PROBE

COMMITTENTE : COGEI COSTRUZIONI SpA

LOCALITA' : BOLOGNA

CANTIERE : EX AREA ASAM

DATA DI ACCETTAZIONE : 11/12/08 **DATA DI EMISSIONE :** -

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : fustella di acciaio

Sondaggio : S8 Campione : 2 Profondità : 7.70 - 8.10 m

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : da ditta GEO-PROBE

DATI FORNITI da : Committenza

OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
TCU	Prova triassiale consolidata isotropicamente non drenata	3	ASTM D 4767

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

0	Prima emissione	SPERIMENTATORE Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

RAPPORTO DI PROVA

RSP_08/1186-04

DATA EMISSIONE

-

Pag 2 di 5

PROVA TRIASSIALE C.I.U.

ASTM D 4767

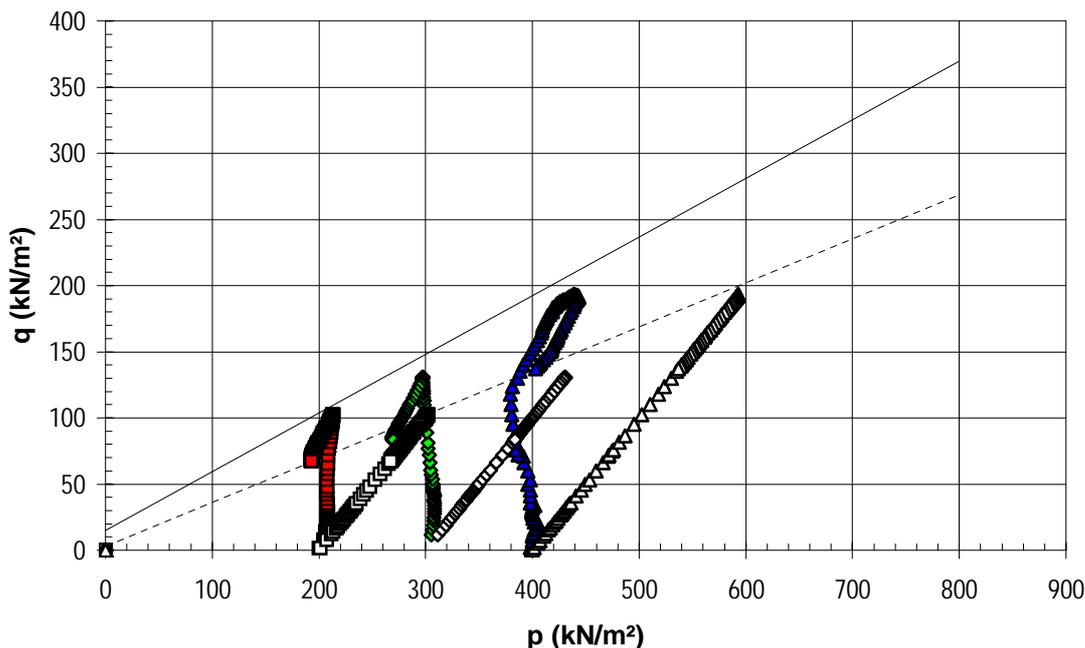
SONDAGGIO : S8 **CAMPIONE :** 2 **PROFONDITA':** 7.70 ÷ 8.10 m

PROVINO	n°	1	2	3	-
Profondità provino	da m	7.78	7.78	7.86	-
Profondità provino	a m	7.87	7.86	7.95	-
Condizione del provino	-	indisturbato	indisturbato	indisturbato	-
Diametro iniziale provino	mm	38.10	38.10	38.10	-
Altezza iniziale provino	mm	76.20	76.20	76.20	-
σ_3 iniziale	kPa	200.00	300.00	400.00	-
($\sigma_1 - \sigma_3$) a rottura	kN/m ²	204.83	261.49	386.51	-
Correzione per filtro e membrana	kN/m ²	1	2	3	-
Criterio di rottura	-	1	1	1	-
MODALITA' DI ROTTURA					
Inclinazione sup. di rottura	°sess.	36	29	23	-
Rappresentazione schematica					
PARAMETRI DELLA		Tensioni efficaci		Tensioni totali	
RESISTENZA AL TAGLIO		c' (kN/m ²)	ϕ' (° sess.)	c (kN/m ²)	ϕ (° sess.)
		15.13	23.90	2.79	18.39
Regressione lineare eseguita utilizzando tutti i provini					

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

- provino 1 (t. efficaci) ◆ provino 2 (t. efficaci) ▲ provino 3 (t. efficaci)
- provino 1 (t. totali) ◇ provino 2 (t. totali) △ provino 3 (t. totali)

STRESS PATHS



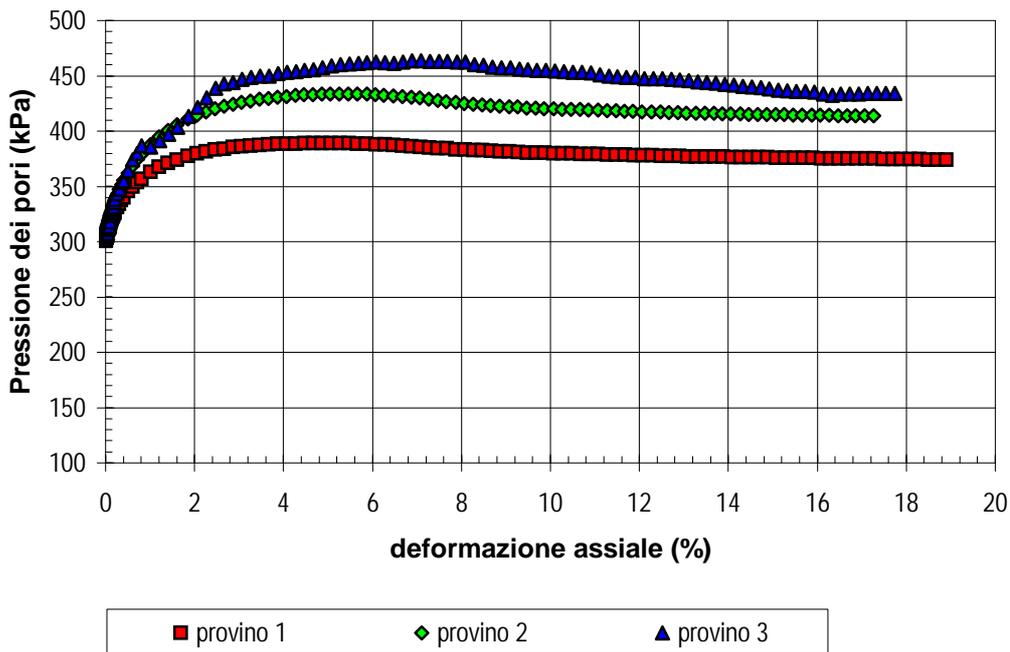
SPERIMENTATORE

PROVA TRIASSIALE C.I.U.

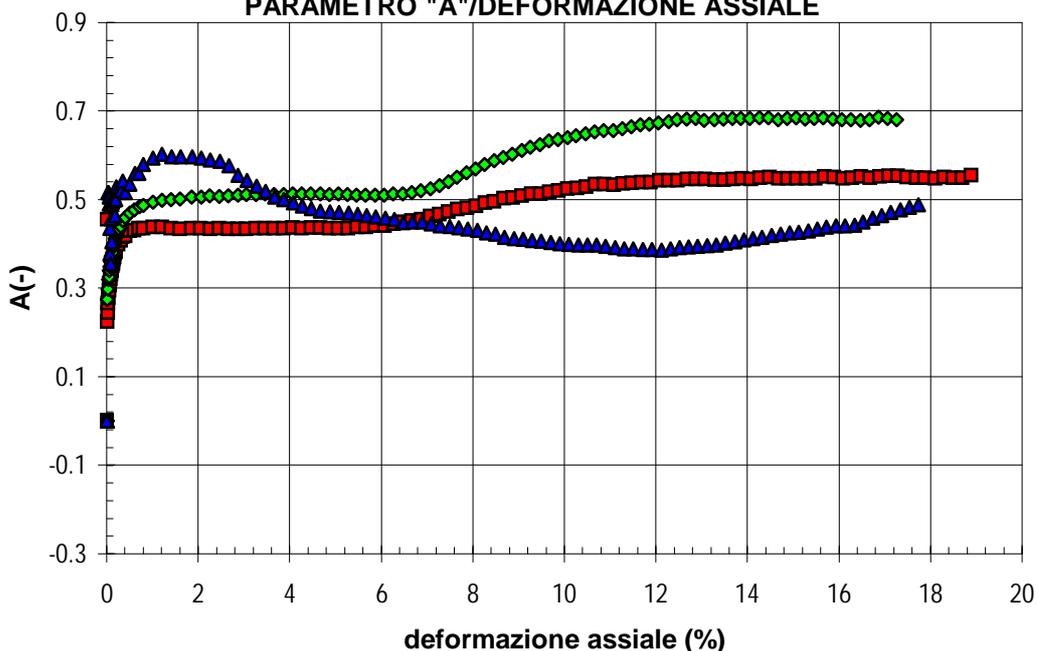
ASTM D 4767

SONDAGGIO : S8 CAMPIONE : 2 PROFONDITA': 7.70 ÷ 8.10 m

PRESSIONE DEI PORI/DEFORMAZIONE ASSIALE



PARAMETRO "A"/DEFORMAZIONE ASSIALE



SPERIMENTATORE

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

PROVA TRIASSIALE C.I.U.
ASTM D 4767
SONDAGGIO : S8
CAMPIONE : 2
PROFONDITA': 7.70 ÷ 8.10 m

Pag 4 di 5

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

PROVINO	n°	1	2	3	-
Profondità provino	da m	7.78	7.78	7.86	-
Profondità provino	a m	7.87	7.86	7.95	-
Condizione del provino	-	indisturbato	indisturbato	indisturbato	-
Diametro iniziale provino	mm	38.10	38.10	38.10	-
Altezza iniziale provino	mm	76.20	76.20	76.20	-
INIZIO PROVA					
Massa volumica totale	kN/m ³	18.17	18.03	18.26	-
Contenuto in acqua iniziale	%	36.02	36.24	34.03	-
Massa volumica secca	kN/m ³	13.36	13.24	13.63	-
Peso sp. dei grani (assunto)	-	2.750	2.750	2.750	-
Indice dei vuoti iniziale	-	1.016	1.034	0.976	-
Grado si saturazione iniziale	%	97.34	96.23	95.74	-
FASE DI SATURAZIONE					
Pressione pori iniziale	kPa	2.1	-0.6	-1.0	-
Valore di B iniziale	-	0.74	0.67	0.64	-
Pressione pori a saturazione	kPa	348.2	443	539	-
Pressione in cella finale	kPa	500	600	700	-
Valore di B a saturazione	-	0.96	0.95	0.96	-
FASE DI CONSOLIDAZIONE					
Pressione in cella	kPa	500	600	700	-
Contropressione	kPa	300	300	300	-
Pressione pori iniziale	kPa	348.2	443	348	-
Pressione pori finale	kPa	300	300	300	-
Variazione altezza provino	mm	0.84	1.24	1.56	-
Variazione volume provino	cm ³	2.86	4.25	5.32	-
t ₁₀₀	min	-	-	-	-
FASE DI COMPRESSIONE					
Pressione in cella	kPa	500	600	700	-
Pressione pori iniziale	kPa	300	300	300	-
σ ₃ iniziale	kPa	200	300	400	-
Velocità pressa	mm/min	0.0100	0.0100	0.0050	-
CONDIZIONI A ROTTURA					
Deformaz. assiale percentuale	%	4.87	5.66	10.30	-
(σ ₁ - σ ₃) a rottura	kN/m ²	205	261	387	-
Correzione per filtro e membrana	kN/m ²	1	2	3	-
Pressione pori a rottura	kPa	389	433	454	-
Valore di A a rottura	-	0.44	0.51	0.40	-
p' a rottura	kN/m ²	213	297	440	-
q a rottura	kN/m ²	102	131	193	-
Criterio di rottura	-	1	1	1	-
FINE PROVA					
Massa volumica totale finale	kN/m ³	18.54	18.48	18.96	-
Contenuto in acqua finale	%	34.29	32.85	30.65	-
Massa volumica secca finale	kN/m ³	13.81	13.91	14.51	-
Indice dei vuoti finale	-	0.950	0.936	0.855	-
Grado si saturazione finale	%	99.12	96.37	98.37	-

LEGENDA: Criterio di rottura 1 massima tensione deviatorica
2 massimo rapporto σ₁/σ₃

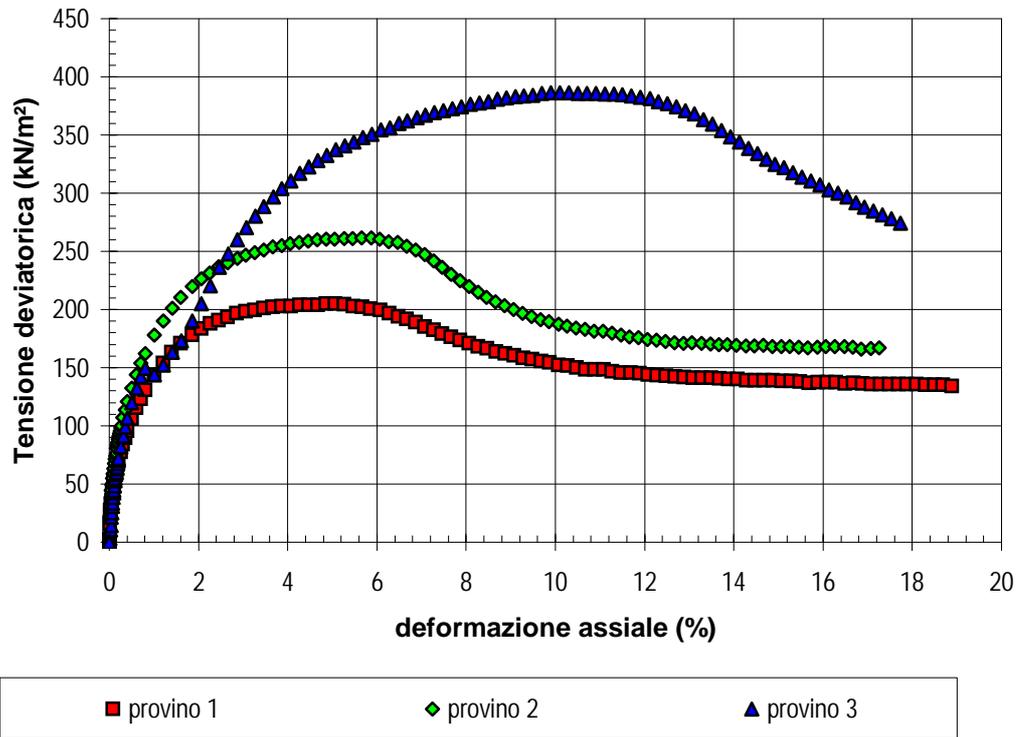
SPERIMENTATORE

40050 Granarolo dell' Emilia (BO) - Loc. Quarto Inf. - Via Badini, 6/6 - Tel. +39 051768869 - Fax +39 0516058949

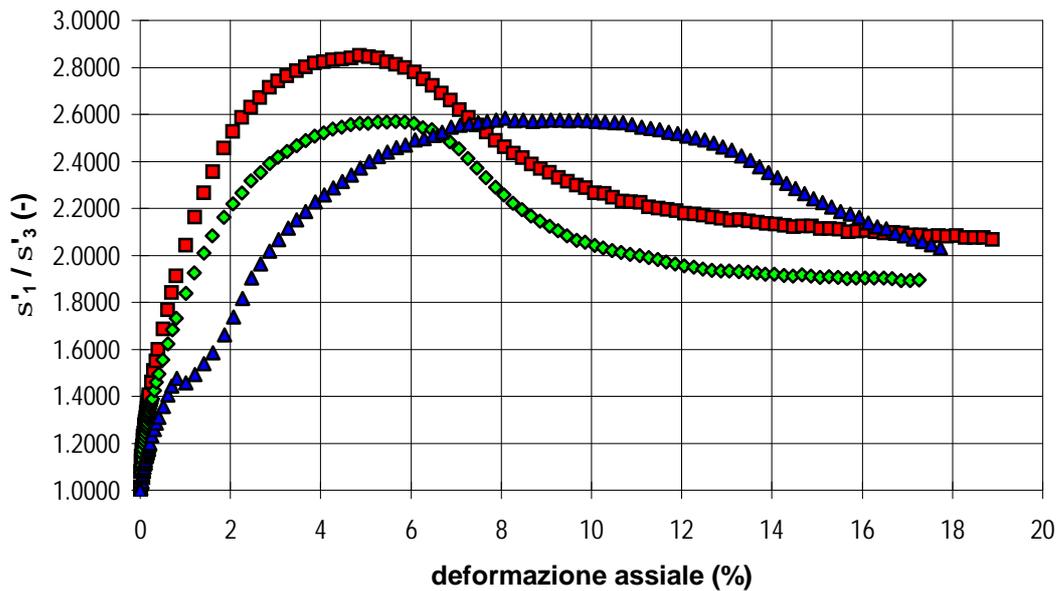
RAPPORTO DI PROVA
RSP_08/1186-04
DATA EMISSIONE

-

TENSIONE DEVIATORICA/DEFORMAZIONE ASSIALE



RAPPORTO TENSIONI PRINCIPALI/DEFORMAZIONE ASSIALE



SPERIMENTATORE

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP_08/1186-05

COMMESSA : 08/214 **VERBALE DI ACCETTAZIONE n° :** 08/1186_SP

RICHIEDENTE : Ing. C. Comastri in qualità di consulente

CONSEGNATARIO : Personale della ditta GEO-PROBE

COMMITTENTE : COGEI COSTRUZIONI SpA

LOCALITA' : BOLOGNA

CANTIERE : EX AREA ASAM

DATA DI ACCETTAZIONE : 11/12/08 **DATA DI EMISSIONE :** -

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : fustella di acciaio

Sondaggio : S8 **Campione :** 2 **Profondità :** 7.70 - 8.10 m

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : da ditta GEO-PROBE

DATI FORNITI da : Committenza

OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE CERTIFICATO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
EDO	Prova di consolidazione edometrica	1	ASTM D 2435
cv	Determinazione di cv-kv-mv	1	ASTM D 2435

0	Prima emissione	SPERIMENTATORE Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

RAPPORTO DI PROVA
RSP_08/1186-05
DATA EMISSIONE

-

Pagina 2 di 7

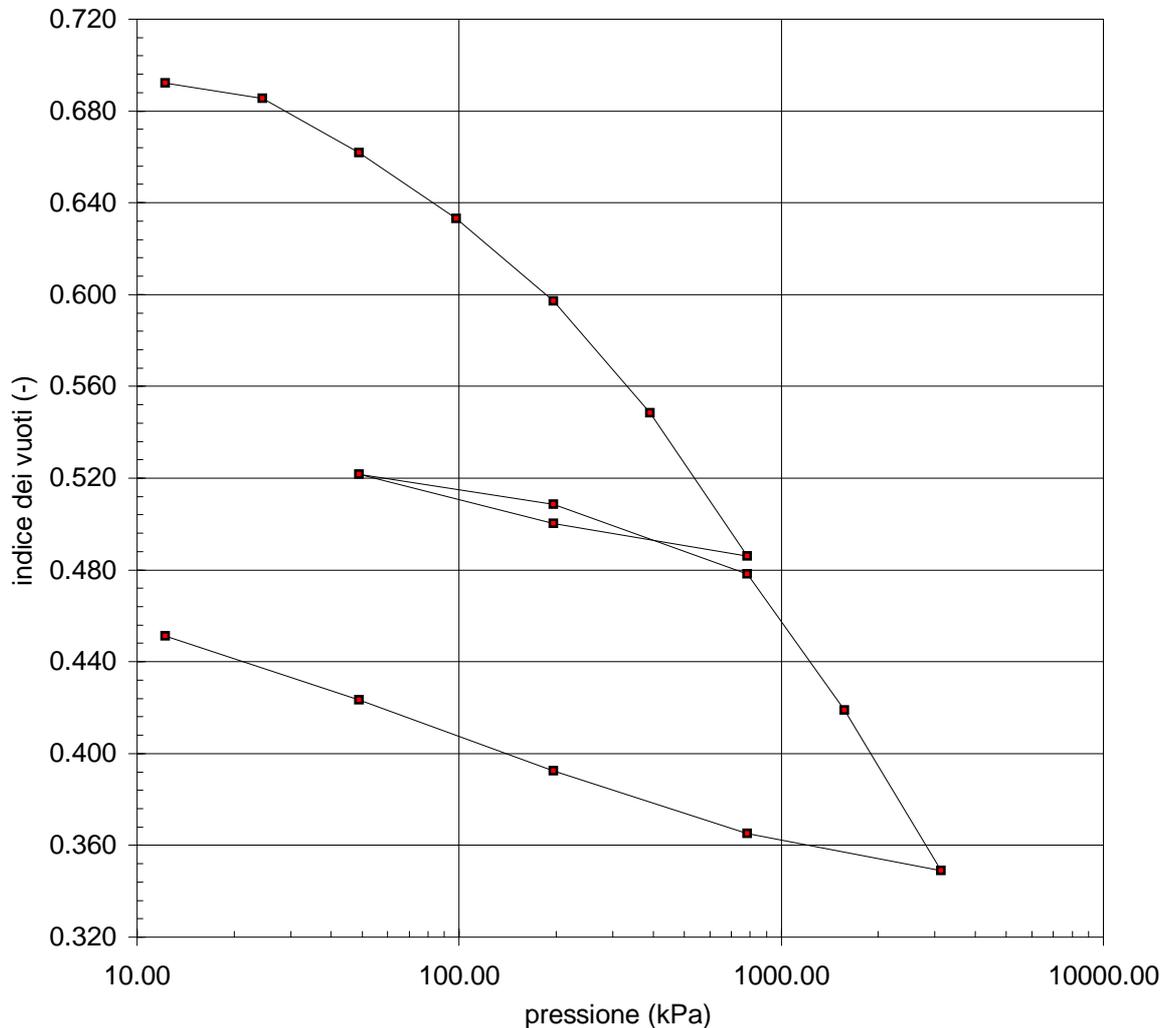
PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L.
SONDAGGIO : S8 **CAMPIONE :** 2 **PROFONDITA':** 7.70 ÷ 8.10 m

NORMATIVA DI RIFERIMENTO : ASTM D2435

CARATTERISTICHE DEL PROVINO
CONDIZIONI DEL PROVINO : indisturbato **PROFONDITA':** 8.05 ÷ 8.10 m

		Inizio prova		Fine prova		
Altezza provino (mm)	H_0	=	20.00	H_f	=	17.11
Diametro provino (mm)	D_0	=	71.36	D_f	=	71.36
Contenuto in acqua (%)	w_0	=	24.14	w_f	=	16.42
<i>Riferimento:</i>		-		-		
Peso di volume totale (kN/m ³)	γ	=	19.70	γ_f	=	21.60
<i>Riferimento:</i>		-		-		
Peso di volume secco (kN/m ³)	γ_d	=	15.87	γ_{df}	=	18.55
Indice dei vuoti (-)	e_0	=	0.697	e_f	=	0.451
Grado di saturazione (%)	S_0	=	95.13	S_f	=	99.90
Peso specifico dei grani (-)	G_s	=	2.750	assunto		
<i>Riferimento:</i>		-				

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE CERTIFICATO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA SRI.



SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA
RSP_08/1186-05

DATA EMISSIONE

-

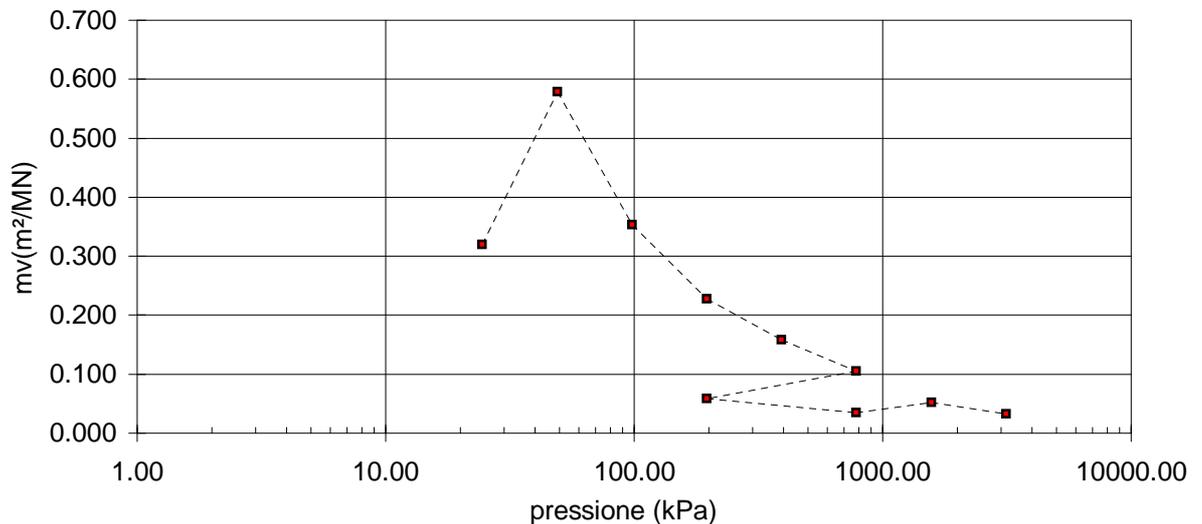
Pagina 3 di 7

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L.
SONDAGGIO : S8 **CAMPIONE :** 2 **PROFONDITA':** 7.70 ÷ 8.10 m

NORMATIVA DI RIFERIMENTO : ASTM D2435

CONDIZIONI DEL PROVINO : indisturbato						
$H_0 =$		20.00 mm	$D =$		71.36 mm	
$e_0 =$		0.697				
n°	pressione verticale	ΔH	e	m_v	c_v	k_v
	kPa	mm	-	m ² /MN	m ² /s	m/s
1	12	0.053	0.692	-	-	-
2	25	0.131	0.685	0.320	-	-
3	49	0.411	0.662	0.579	-	-
4	98	0.747	0.633	0.353	-	-
5	196	1.171	0.597	0.227	1.86E-07	4.14E-10
6	392	1.747	0.548	0.158	-	-
7	785	2.481	0.486	0.105	-	-
8	196	2.314	0.500	-	-	-
9	49	2.063	0.522	-	-	-
10	196	2.216	0.509	0.058	-	-
11	785	2.575	0.478	0.035	-	-
12	1569	3.273	0.419	0.052	-	-
13	3138	4.098	0.349	0.032	-	-
14	785	3.909	0.365	-	-	-
15	196	3.585	0.392	-	-	-
16	49	3.222	0.423	-	-	-
17	12	2.892	0.451	-	-	-
18	-	-	-	-	-	-
19	-	-	-	-	-	-
20	-	-	-	-	-	-
21	-	-	-	-	-	-
22	-	-	-	-	-	-
23	-	-	-	-	-	-
24	-	-	-	-	-	-

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE CERTIFICATO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.



SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA	RSP_08/1186-05	DATA EMISSIONE	-	SONDAGGIO :	S8	CAMPIONE :	2
-------------------	-----------------------	----------------	---	-------------	----	------------	---

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L. - Cedimenti rilevati nel tempo per ogni intervallo di carico/scarico

INTERVALLO DI CARICO/SCARICO : da - a (kPa)															
0 - 12		12 - 25		25 - 49		49 - 98		98 - 196		196 - 392		392 - 785		785 - 196	
Inizio prova: 13/03/09		Inizio prova: 13/03/09		Inizio prova: 13/03/09		Inizio prova: 16/03/09		Inizio prova: 17/03/09		Inizio prova: 19/03/09		Inizio prova: 20/03/09		Inizio prova: 22/03/09	
Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento
(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)
0.1	0.037	0.1	0.085	0.1	0.272	0.1	0.425	0.1	0.834	0.1	1.252	0.1	1.83	0.1	2.447
0.25	0.044	0.25	0.092	0.25	0.286	0.25	0.554	0.25	0.866	0.25	1.291	0.25	1.873	0.25	2.399
0.4	0.044	0.4	0.093	0.4	0.294	0.4	0.56	0.4	0.872	0.4	1.297	0.4	1.882	0.4	2.396
0.5	0.044	0.5	0.095	0.5	0.299	0.5	0.568	0.5	0.883	0.5	1.311	0.5	1.898	0.5	2.392
1	0.047	1	0.101	1	0.315	1	0.594	1	0.917	1	1.359	1	1.956	1	2.377
2	0.049	2	0.106	2	0.332	2	0.622	2	0.959	2	1.416	2	2.028	2	2.364
4	0.056	4	0.111	4	0.346	4	0.649	4	1.004	4	1.486	4	2.125	4	2.349
8	0.057	8	0.115	8	0.359	8	0.672	8	1.044	8	1.555	8	2.224	8	2.336
15	0.053	15	0.127	15	0.368	15	0.687	15	1.071	15	1.604	15	2.295	15	2.33
30	-	30	0.129	30	0.376	30	0.699	30	1.091	30	1.641	30	2.346	30	2.325
60	-	60	0.131	60	0.383	60	0.709	60	1.107	60	1.667	60	2.382	60	2.323
120	-	120	-	120	0.389	120	0.72	120	1.121	120	1.688	120	2.409	120	2.32
240	-	240	-	240	0.396	240	0.728	240	1.135	240	1.71	240	2.432	240	2.318
480	-	480	-	480	0.398	480	0.736	480	1.146	480	1.724	480	2.448	480	2.316
960	-	960	-	960	0.4	960	0.74	960	1.153	960	1.734	960	2.46	960	2.313
1440	-	1440	-	1440	0.402	1440	0.747	1440	1.161	1440	1.747	1440	2.468	1440	2.314
1920	-	1920	-	1920	0.404	1920	-	1920	-	1920	-	1920	2.474	1920	-
2880	-	2880	-	2880	0.406	2880	-	2880	1.171	2880	-	2880	2.481	2880	-
4320	-	4320	-	4320	0.411	4320	-	4320	0	4320	-	4320	0	4320	-
Fine prova: 13/03/09		Fine prova: 13/03/09		Fine prova: 16/03/09		Fine prova: 17/03/09		Fine prova: 19/03/09		Fine prova: 20/03/09		Fine prova: 22/03/09		Fine prova: 23/03/09	

SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA	RSP_08/1186-05	DATA EMISSIONE	-	SONDAGGIO :	S8	CAMPIONE :	2
-------------------	-----------------------	----------------	---	-------------	----	------------	---

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L. - Cedimenti rilevati nel tempo per ogni intervallo di carico/scarico

INTERVALLO DI CARICO/SCARICO : da - a (kPa)															
196 - 49		49 - 196		196 - 785		785 - 1569		1569 - 3138		3138 - 785		785 - 196		196 - 49	
Inizio prova: 23/03/09		Inizio prova: 24/03/09		Inizio prova: 25/03/09		Inizio prova: 26/03/09		Inizio prova: 27/03/09		Inizio prova: 30/03/09		Inizio prova: 31/03/09		Inizio prova: 01/04/09	
Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento
(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)
0.1	2.265	0.1	2.099	0.1	2.246	0.1	2.625	0.1	3.291	0.1	4.088	0.1	3.87	0.1	3.566
0.25	2.258	0.25	2.115	0.25	2.32	0.25	2.68	0.25	3.337	0.25	4.075	0.25	3.808	0.25	3.541
0.4	2.253	0.4	2.123	0.4	2.344	0.4	2.702	0.4	3.401	0.4	4.023	0.4	3.801	0.4	3.538
0.5	2.248	0.5	2.125	0.5	2.353	0.5	2.711	0.5	3.416	0.5	3.979	0.5	3.792	0.5	3.533
1	2.233	1	2.139	1	2.399	1	2.76	1	3.477	1	3.963	1	3.774	1	3.523
2	2.213	2	2.159	2	2.451	2	2.83	2	3.562	2	3.952	2	3.756	2	3.518
4	2.187	4	2.178	4	2.49	4	2.92	4	3.663	4	3.944	4	3.736	4	3.501
8	2.157	8	2.192	8	2.51	8	3.016	8	3.777	8	3.935	8	3.707	8	3.474
15	2.13	15	2.198	15	2.52	15	3.087	15	3.866	15	3.928	15	3.678	15	3.44
30	2.107	30	2.201	30	2.529	30	3.141	30	3.93	30	3.922	30	3.647	30	3.391
60	2.094	60	2.203	60	2.538	60	3.177	60	3.969	60	3.918	60	3.625	60	3.337
120	2.084	120	2.205	120	2.546	120	3.207	120	3.999	120	3.916	120	3.61	120	3.291
240	2.076	240	2.21	240	2.554	240	3.229	240	4.022	240	3.913	240	3.601	240	3.262
480	2.071	480	2.211	480	2.561	480	3.246	480	4.042	480	3.911	480	3.594	480	3.243
960	2.066	960	2.213	960	2.567	960	3.259	960	4.058	960	3.909	960	3.588	960	3
1440	2.063	1440	2.216	1440	2.575	1440	3.273	1440	4.073	1440	3.909	1440	3.585	1440	3
1920	-	1920	-	1920	-	1920	-	1920	4.077	1920	-	1920	-	1920	-
2880	-	2880	-	2880	-	2880	-	2880	4.085	2880	-	2880	-	2880	-
4320	-	4320	-	4320	-	4320	-	4320	4.098	4320	-	4320	-	4320	-
Fine prova: 24/03/09		Fine prova: 25/03/09		Fine prova: 26/03/09		Fine prova: 27/03/09		Fine prova: 30/03/09		Fine prova: 31/03/09		Fine prova: 01/04/09		Fine prova: 02/04/09	

SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA	RSP_08/1186-05	DATA EMISSIONE	-	SONDAGGIO :	S8	CAMPIONE :	2
-------------------	-----------------------	----------------	---	-------------	----	------------	---

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L. - Cedimenti rilevati nel tempo per ogni intervallo di carico/scarico

INTERVALLO DI CARICO/SCARICO : da - a (kPa)															
49 - 12		12 - 0		0 - 0		0 - 0		0 - 0		0 - 0		0 - 0		0 - 0	
Inizio prova: 02/04/09		Inizio prova: -													
Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento
(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)
0.1	3.195	0.1	-	0.1	-	0.1	-	0.1	-	0.1	-	0.1	-	0.1	-
0.25	3.192	0.25	-	0.25	-	0.25	-	0.25	-	0.25	-	0.25	-	0.25	-
0.4	3.192	0.4	-	0.4	-	0.4	-	0.4	-	0.4	-	0.4	-	0.4	-
0.5	3.19	0.5	-	0.5	-	0.5	-	0.5	-	0.5	-	0.5	-	0.5	-
1	3.186	1	-	1	-	1	-	1	-	1	-	1	-	1	-
2	3.18	2	-	2	-	2	-	2	-	2	-	2	-	2	-
4	3.17	4	-	4	-	4	-	4	-	4	-	4	-	4	-
8	3.155	8	-	8	-	8	-	8	-	8	-	8	-	8	-
15	3.136	15	-	15	-	15	-	15	-	15	-	15	-	15	-
30	3.107	30	-	30	-	30	-	30	-	30	-	30	-	30	-
60	3.067	60	-	60	-	60	-	60	-	60	-	60	-	60	-
120	3.02	120	-	120	-	120	-	120	-	120	-	120	-	120	-
240	2.97	240	-	240	-	240	-	240	-	240	-	240	-	240	-
480	2.932	480	-	480	-	480	-	480	-	480	-	480	-	480	-
960	2.906	960	-	960	-	960	-	960	-	960	-	960	-	960	-
1440	2.892	1440	-	1440	-	1440	-	1440	-	1440	-	1440	-	1440	-
1920	-	1920	-	1920	-	1920	-	1920	-	1920	-	1920	-	1920	-
2880	-	2880	-	2880	-	2880	-	2880	-	2880	-	2880	-	2880	-
4320	-	4320	-	4320	-	4320	-	4320	-	4320	-	4320	-	4320	-
Fine prova: 03/04/09		Fine prova: -													

SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA

RSP_08/1186-05

DATA EMISSIONE:

-

Pagina 7 di 7

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L.

SONDAGGIO : S8 **CAMPIONE :** 2 **PROFONDITA' :** 7.70 ÷ 8.10 m

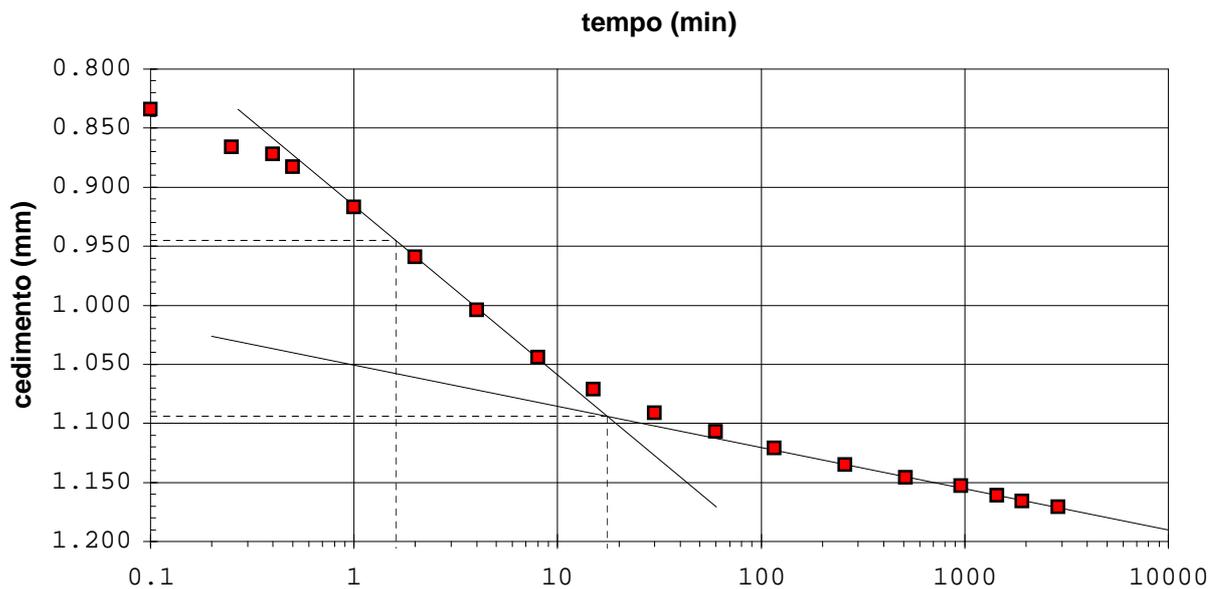
NORMATIVA DI RIFERIMENTO: ASTM D2435

DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI DI CONSOLIDAZIONE RELATIVI AL

INTERVALLO DI PRESSIONE n° 5 da 98 kPa a 196 kPa

VALORI MISURATI			
Tempo (min)	Cedim. (mm)	Tempo (min)	Cedim. (mm)
0.1	0.834	960	1.153
0.25	0.866	1440	1.161
0.4	0.872	1920	1.166
0.5	0.883	2880	1.171
1	0.917	4320	-
2	0.959	-	-
4	1.004	-	-
8	1.044	-	-
15	1.071	-	-
30	1.091	-	-
60	1.107	-	-
116	1.121	-	-
259	1.135	-	-
511	1.146	-	-

VALORI CALCOLATI			
t_{100}	(min) =		17.42
d_{100}	(mm) =		1.09
t_{50}	(min) =		1.60
d_{50}	(mm) =		0.94
c_v	(m ² /sec) =		1.864E-07
C_a	(-) =		0.00181
m_v	(m ² /kN) =		2.271E-04
k_v	(m/sec) =		4.144E-10



SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP_08/1186-06

COMMESSA : 08/214 **VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 08/1186_SP**

RICHIEDENTE : Ing. C. Comastri in qualità di consulente

CONSEGNATARIO : Personale della ditta GEO-PROBE

COMMITTENTE : COGEI COSTRUZIONI SpA

LOCALITA' : BOLOGNA

CANTIERE : EX AREA ASAM

DATA DI ACCETTAZIONE : 11/12/08 **DATA DI EMISSIONE :** -

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : fustella di acciaio

Sondaggio : S8 **Campione : 2** **Profondità : 7.70 - 8.10 m**

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : da ditta GEO-PROBE

DATI FORNITI da : Committenza

OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
KED	Determinazione del coefficiente di permeabilità in cella edometrica	1	p.i. - POP-017

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

0	Prima emissione	SPERIMENTATORE Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

RAPPORTO DI PROVA
RSP_08/1186-06

DATA EMISSIONE

-

Pag 2 di 2

DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI PERMEABILITA' IN CELLA EDOMETRICA
SONDAGGIO : S8 CAMPIONE: 2 PROFONDITA' (m): 7.70 ÷ 8.10

DATI RELATIVI AL PROVINO		Prova di riferimento:	
CONDIZIONI DEL PROVINO:		indisturbato	
Profondità del provino		da m 8.05 a m 8.10	
		<i>Inizio prova</i>	<i>Fine prova</i>
Altezza provino	(mm)	H ₀ = 20.00	H _f = 18.83
Diametro provino	(mm)	D ₀ = 71.36	D _f = 71.36
Contenuto in acqua	(%)	w ₀ =	w _f =
Peso di volume	(kN/m ³)	γ ₀ =	γ _f =
P. di vol. secco	(kN/m ³)	γ _d =	γ _{df} =
Indice dei vuoti	(-)	e ₀ =	e _f =
Grado di saturaz.	(%)	S ₀ =	S _f =
P. sp. dei grani	(-)	G _s =	

DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI PERMEABILITA'			
Pressione verticale efficace sul provino	σ _v =	kPa	196
Sezione buretta graduata	a =	mm ²	51.00
Superficie di filtrazione	A =	mm ²	3999.99
Lunghezza di filtrazione	l =	mm	18.831
Carico idraulico iniziale	h ₀ =	mm	487.00
Carico idraulico finale	h ₁ =	mm	432.10
Tempo trascorso	t =	sec	66602
COEFFICIENTE DI PERMEABILITA' k = $\frac{al}{At} \ln \frac{h_0}{h_1} =$			m/sec 4.31E-10

NOTE:

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA S.R.L.

SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP_08/1187-04**COMMESSA : 08/214****VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 08/1187_SP****RICHIEDENTE :** Ing. C. Comastri in qualità di consulente**CONSEGNATARIO :** Personale della ditta GEO-PROBE**COMMITTENTE :** COGEI COSTRUZIONI SpA**LOCALITA' :** BOLOGNA**CANTIERE :** EX AREA ASAM**DATA DI ACCETTAZIONE :** 11/12/08 **DATA DI EMISSIONE :** -**DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE :** fustella di acciaio**Sondaggio : S8 Campione : 3 Profondità : 12.00 - 12.50 m****DATA PRELIEVO :** -**PRELIEVO EFFETTUATO :** da ditta GEO-PROBE**DATI FORNITI da :** Committenza**OSSERVAZIONI :** -**IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :**

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
TDR	Prova di taglio diretto, con determinazione dei parametri di resistenza di picco	3	ASTM D 3080

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

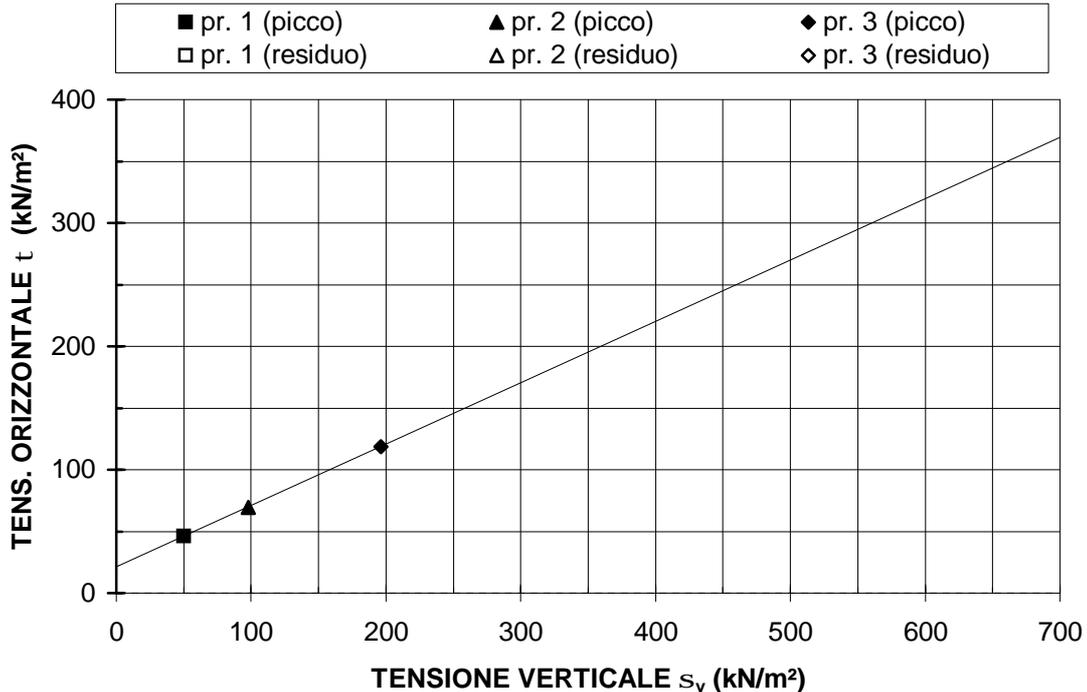
0	Prima emissione	SPERIMENTATORE Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

RAPPORTO DI PROVA
RSP_08/1187-04

DATA EMISSIONE:

-

Pagina 2 di 3

PROVA DI TAGLIO DIRETTO C.D. - ASTM D3080
SONDAGGIO : S8 CAMPIONE : 3 PROFONDITA': 12.00 ÷ 12.50 m

PARAMETRI DELLA RESISTENZA AL TAGLIO

c'	=	21.11	kN/m ²	c_R	=	-	kN/m ²
ϕ'	=	26.44	° sess.	ϕ_R	=	-	° sess.

Provino	1	2	3	4	LEGENDA
condizione	CR	CR	CR	-	CR = come ricevuto
Classe AGI	Q.5.	Q.5.	Q.5.	-	R T99 = ricostruito AAHSTO T99
sezione	quadrata	quadrata	quadrata	quadrata	R T180 = ricostruito AAHSTO T180
	36 cm ²	36 cm ²	36 cm ²	36 cm ²	
z (m)	12.25-12.28	12.28-12.31	12.31-12.35	-	z = profondità del provino
h ₀ (mm)	20.00	20.00	20.00	-	h ₀ = altezza iniziale provino
w _i (%)	18.49	18.49	20.35	-	σ_v = pressione verticale
γ (Mg/m ³)	1.963	1.933	1.911	-	h _{dc} = altezza provino a fine consolidazione
γ_d (Mg/m ³)	1.657	1.631	1.588	-	τ_{max} = resistenza al taglio di picco
S _v (kN/m ²)	50.0	98.1	196.1	-	D _o t _{max} = deformazione orizzontale alla resistenza al taglio di picco
h _{dc} (mm)	19.72	19.43	19.03	-	τ_r = resistenza al taglio residua
v _p (mm/min)	0.005	0.005	0.005	-	D _{oc} = deformazione orizzontale cumulativa
t _{max} (kN/m ²)	46.3	69.4	118.8	-	w _i = contenuto in acqua iniziale
D _o t _{max} (mm)	6.33	7.24	6.17	-	w _f = contenuto in acqua a fine prova
v _r (mm/min)	-	-	-	-	v _p = velocità avanzamento apparecchiatura - picco
t _r (kN/m ²)	-	-	-	-	v _r = velocità avanzamento apparecchiatura - residuo
D _{oc} (mm)	-	-	-	-	
w _f (%)	19.58	18.85	20.64	-	

SPERIMENTATORE

PROVA DI TAGLIO DIRETTO C.D. ASTM D3080

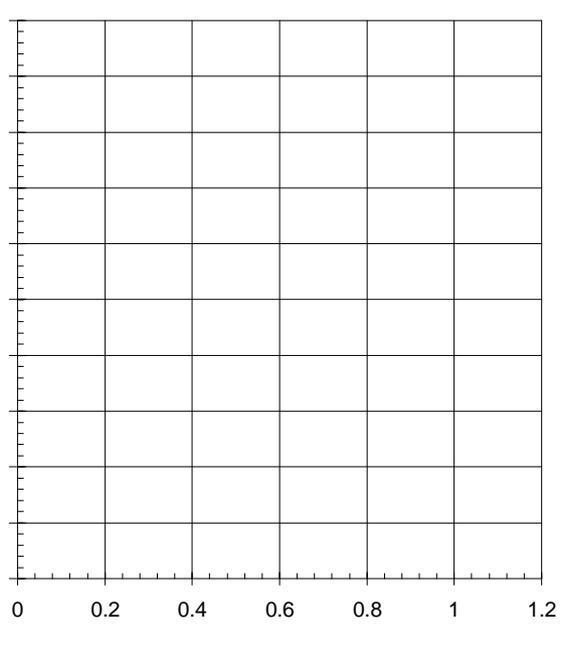
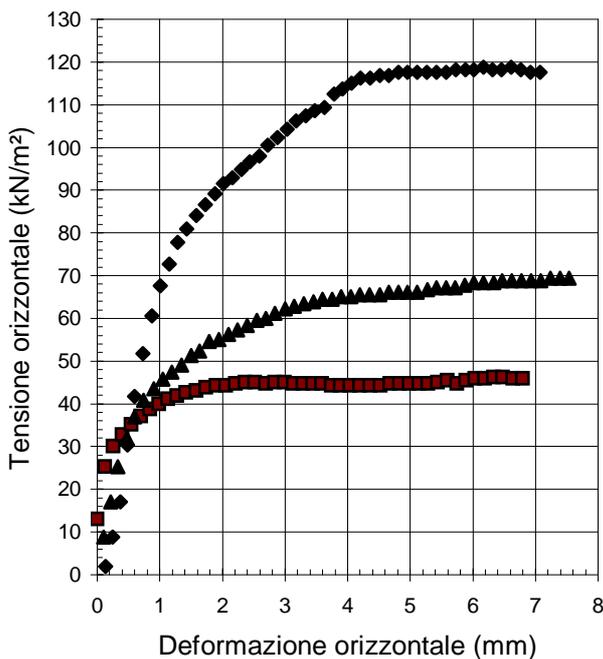
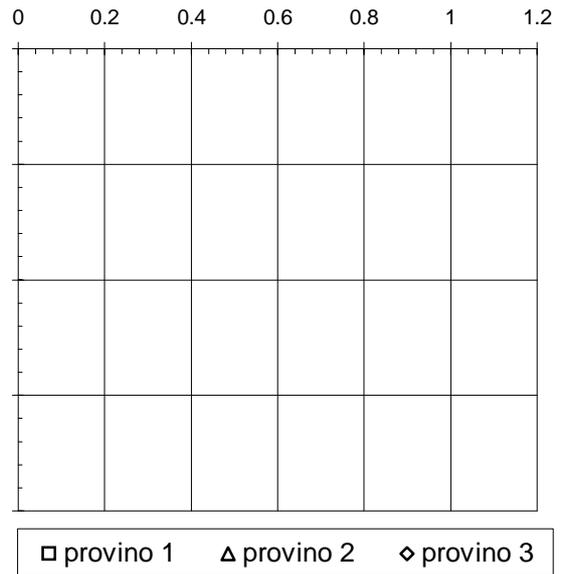
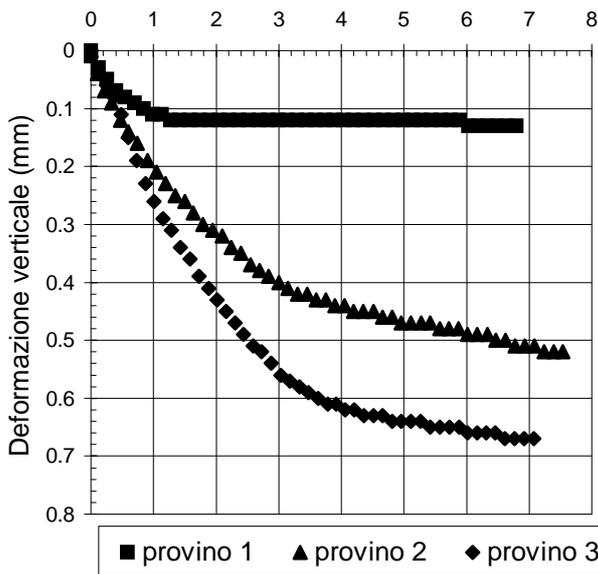
SONDAGGIO : S8

CAMPIONE : 3

PROFONDITA': 12.00 ÷ 12.50 m

PICCO

RESIDUO



È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA n° :

RSP_08/1188-05

COMMESSA : 08/214

VERBALE DI ACCETTAZIONE n° :

08/1188_SP

RICHIEDENTE : Ing. C. Comastri in qualità di consulente

CONSEGNATARIO : Personale della ditta GEO-PROBE

COMMITTENTE : COGEI COSTRUZIONI SpA

LOCALITA' : BOLOGNA

CANTIERE : EX AREA ASAM

DATA DI ACCETTAZIONE :

11/12/08

DATA DI EMISSIONE :

-

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE :

fustella di acciaio

Sondaggio : S8 **Campione :** 4 **Profondità :** 15.00 - 15.50 m

DATA PRELIEVO :

-

PRELIEVO EFFETTUATO : da ditta GEO-PROBE

DATI FORNITI da : Committenza

OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE CERTIFICATO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
EDO	Prova di consolidazione edometrica	1	ASTM D 2435
cv	Determinazione di cv-kv-mv	1	ASTM D 2435

0	Prima emissione	SPERIMENTATORE Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

RAPPORTO DI PROVA
RSP_08/1188-05
DATA EMISSIONE

-

Pagina 2 di 7

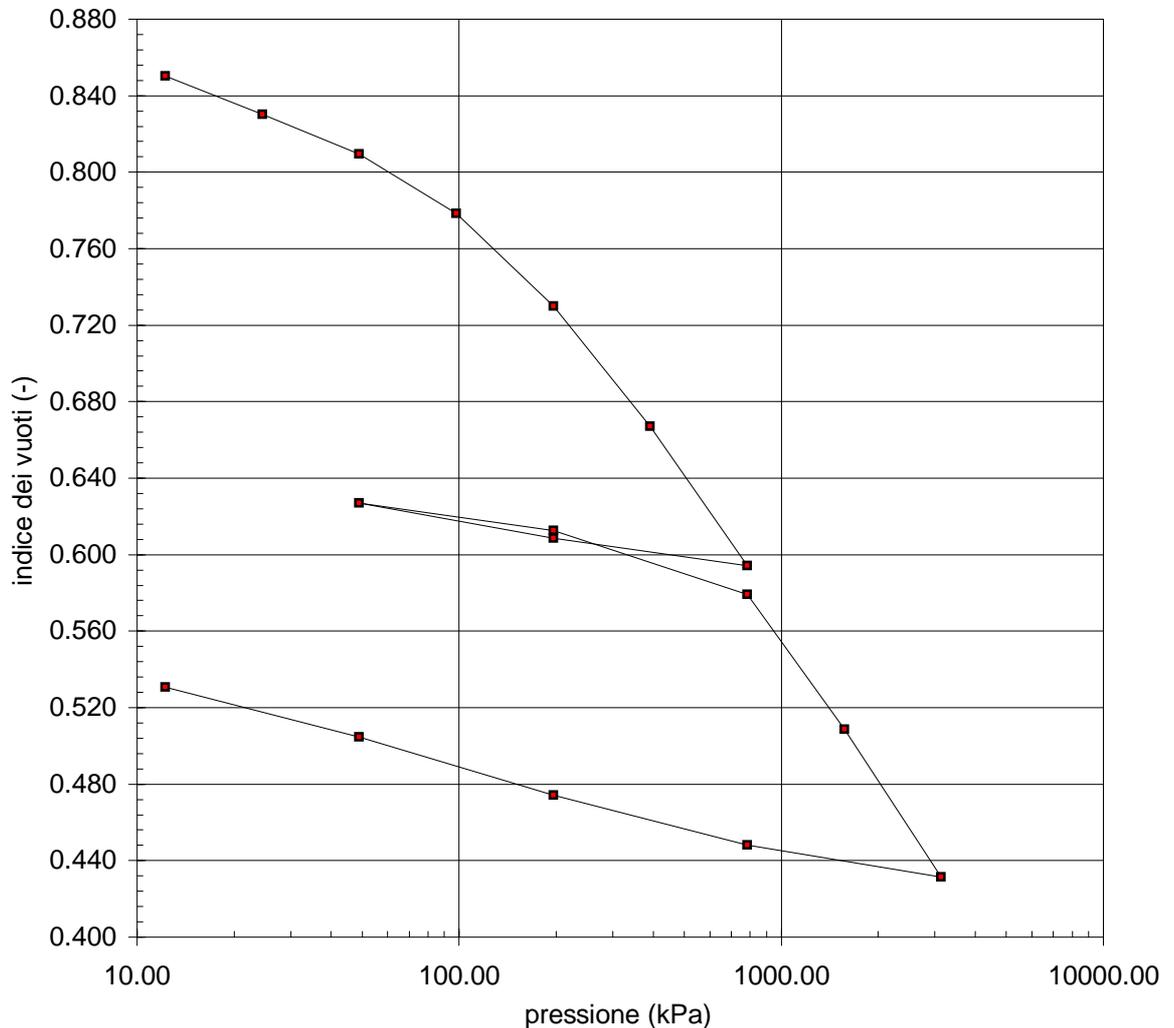
PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L.
SONDAGGIO : S8 **CAMPIONE :** 4 **PROFONDITA':** 15.00 ÷ 15.50 m

NORMATIVA DI RIFERIMENTO : ASTM D2435

CARATTERISTICHE DEL PROVINO
CONDIZIONI DEL PROVINO : indisturbato **PROFONDITA':** 15.47 ÷ 15.50 m

		Inizio prova		Fine prova		
Altezza provino (mm)	H_0	=	20.00	H_f	=	16.41
Diametro provino (mm)	D_0	=	71.36	D_f	=	71.36
Contenuto in acqua (%)	w_0	=	30.45	w_f	=	19.31
<i>Riferimento:</i>	-			-		
Peso di volume totale (kN/m ³)	γ	=	18.82	γ_f	=	20.99
<i>Riferimento:</i>	-			-		
Peso di volume secco (kN/m ³)	γ_d	=	14.43	γ_{df}	=	17.59
Indice dei vuoti (-)	e_0	=	0.866	e_f	=	0.531
Grado di saturazione (%)	S_0	=	96.57	S_f	=	99.91
Peso specifico dei grani (-)	G_s	=	2.750	assunto		
<i>Riferimento:</i>	-					

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE CERTIFICATO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA SRI.



SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA
RSP_08/1188-05
DATA EMISSIONE

-

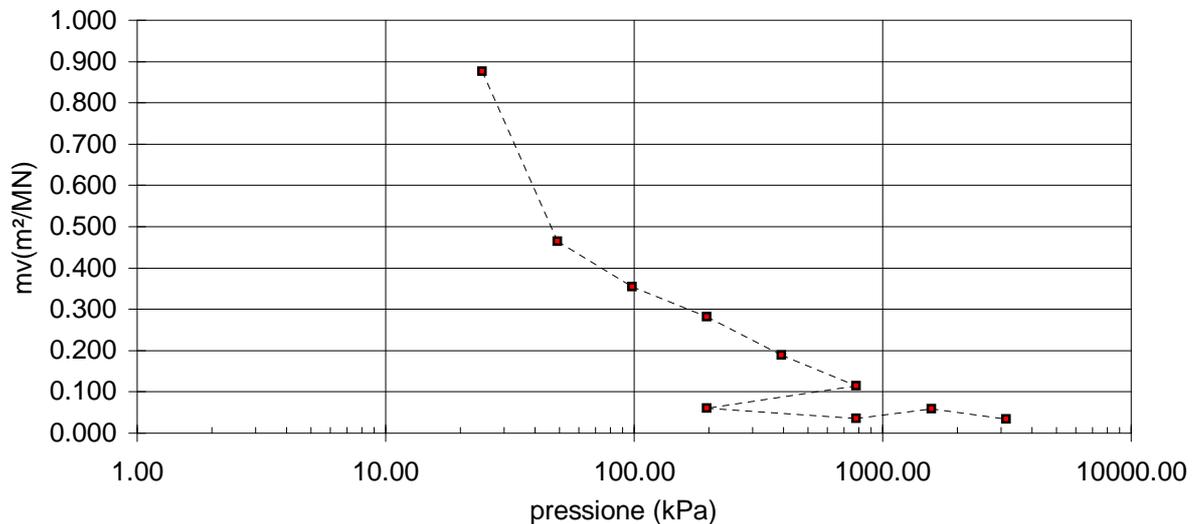
Pagina 3 di 7

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L.
SONDAGGIO : S8 **CAMPIONE :** 4 **PROFONDITA':** 15.00 ÷ 15.50 m

NORMATIVA DI RIFERIMENTO : ASTM D2435

CONDIZIONI DEL PROVINO : indisturbato						
$H_0 =$		20.00 mm	$D =$		71.36 mm	
$e_0 =$		0.866				
n°	pressione verticale	ΔH	e	m_v	c_v	k_v
	kPa	mm	-	m ² /MN	m ² /s	m/s
1	12	0.166	0.850	-	-	-
2	25	0.378	0.830	0.877	-	-
3	49	0.600	0.810	0.464	-	-
4	98	0.935	0.778	0.355	-	-
5	196	1.455	0.730	0.282	4.01E-07	1.11E-09
6	392	2.128	0.667	0.188	-	-
7	785	2.911	0.594	0.114	-	-
8	196	2.755	0.609	-	-	-
9	49	2.558	0.627	-	-	-
10	196	2.714	0.612	0.061	-	-
11	785	3.070	0.579	0.035	-	-
12	1569	3.826	0.509	0.058	-	-
13	3138	4.656	0.431	0.034	-	-
14	785	4.475	0.448	-	-	-
15	196	4.197	0.474	-	-	-
16	49	3.871	0.505	-	-	-
17	12	3.591	0.531	-	-	-
18	-	-	-	-	-	-
19	-	-	-	-	-	-
20	-	-	-	-	-	-
21	-	-	-	-	-	-
22	-	-	-	-	-	-
23	-	-	-	-	-	-
24	-	-	-	-	-	-

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE CERTIFICATO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.



SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA	RSP_08/1188-05	DATA EMISSIONE	-	SONDAGGIO :	S8	CAMPIONE :	4
-------------------	-----------------------	----------------	---	-------------	----	------------	---

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L. - Cedimenti rilevati nel tempo per ogni intervallo di carico/scarico

INTERVALLO DI CARICO/SCARICO : da - a (kPa)															
0 - 12		12 - 25		25 - 49		49 - 98		98 - 196		196 - 392		392 - 785		785 - 196	
Inizio prova: 13/03/09		Inizio prova: 13/03/09		Inizio prova: 16/03/09		Inizio prova: 17/03/09		Inizio prova: 18/03/09		Inizio prova: 20/03/09		Inizio prova: 22/03/09		Inizio prova: 23/03/09	
Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento
(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)
0.1	0.051	0.1	0.208	0.1	0.408	0.1	0.66	0.1	1.032	0.1	1.546	0.1	2.262	0.1	2.873
0.25	0.065	0.25	0.222	0.25	0.434	0.25	0.693	0.25	1.072	0.25	1.604	0.25	2.308	0.25	2.817
0.4	0.072	0.4	0.232	0.4	0.448	0.4	0.714	0.4	1.099	0.4	1.635	0.4	2.344	0.4	2.808
0.5	0.077	0.5	0.237	0.5	0.455	0.5	0.724	0.5	1.114	0.5	1.657	0.5	2.364	0.5	2.804
1	0.095	1	0.255	1	0.48	1	0.76	1	1.168	1	1.729	1	2.444	1	2.789
2	0.117	2	0.281	2	0.505	2	0.797	2	1.224	2	1.809	2	2.536	2	2.778
4	0.144	4	0.304	4	0.527	4	0.826	4	1.271	4	1.881	4	2.624	4	2.773
8	0.146	8	0.32	8	0.54	8	0.847	8	1.304	8	1.932	8	2.688	8	2.77
15	0.152	15	0.33	15	0.55	15	0.861	15	1.327	15	1.966	15	2.728	15	2.767
30	0.16	30	0.338	30	0.559	30	0.874	30	1.348	30	1.996	30	2.761	30	2.766
60	0.166	60	0.345	60	0.567	60	0.886	60	1.367	60	2.023	60	2.79	60	2.764
120	-	120	0.352	120	0.576	120	0.898	120	1.385	120	2.046	120	2.815	120	2.761
240	-	240	0.358	240	0.584	240	0.911	240	1.402	240	2.068	240	2.84	240	2.76
480	-	480	0.361	480	0.591	480	0.92	480	1.418	480	2.086	480	2.867	480	2.758
960	-	960	0.362	960	0.594	960	0.928	960	1.43	960	2.101	960	2.889	960	2.756
1440	-	1440	0.366	1440	0.6	1440	0.935	1440	1.439	1440	2.112	1440	2.911	1440	2.755
1920	-	1920	0.368	1920	-	1920	-	1920	-	1920	2.118	1920	-	1920	-
2880	-	2880	0.37	2880	-	2880	-	2880	1.455	2880	2.128	2880	-	2880	-
4320	-	4320	0.378	4320	-	4320	-	4320	0	4320	0	4320	-	4320	-
Fine prova: 13/03/09		Fine prova: 16/03/09		Fine prova: 17/03/09		Fine prova: 18/03/09		Fine prova: 20/03/09		Fine prova: 22/03/09		Fine prova: 23/03/09		Fine prova: 24/03/09	

SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA	RSP_08/1188-05	DATA EMISSIONE	-	SONDAGGIO :	S8	CAMPIONE :	4
-------------------	-----------------------	----------------	---	-------------	----	------------	---

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L. - Cedimenti rilevati nel tempo per ogni intervallo di carico/scarico

INTERVALLO DI CARICO/SCARICO : da - a (kPa)															
196 - 49		49 - 196		196 - 785		785 - 1569		1569 - 3138		3138 - 785		785 - 196		196 - 49	
Inizio prova: 24/03/09		Inizio prova: 25/03/09		Inizio prova: 26/03/09		Inizio prova: 27/03/09		Inizio prova: 30/03/09		Inizio prova: 31/03/09		Inizio prova: 01/04/09		Inizio prova: 02/04/09	
Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento
(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)
0.1	2.735	0.1	2.614	0.1	2.834	0.1	3.157	0.1	3.845	0.1	4.65	0.1	4.43	0.1	4.163
0.25	2.722	0.25	2.631	0.25	2.902	0.25	3.226	0.25	3.987	0.25	4.575	0.25	4.372	0.25	4.15
0.4	2.711	0.4	2.643	0.4	2.926	0.4	3.268	0.4	4.045	0.4	4.523	0.4	4.354	0.4	4.141
0.5	2.703	0.5	2.651	0.5	2.936	0.5	3.301	0.5	4.067	0.5	4.519	0.5	4.345	0.5	4.135
1	2.68	1	2.67	1	2.969	1	3.384	1	4.191	1	4.507	1	4.324	1	4.118
2	2.652	2	2.685	2	2.986	2	3.479	2	4.309	2	4.501	2	4.304	2	4.092
4	2.625	4	2.692	4	2.996	4	3.556	4	4.401	4	4.496	4	4.28	4	4.058
8	2.607	8	2.697	8	3.005	8	3.609	8	4.459	8	4.49	8	4.253	8	4.017
15	2.596	15	2.699	15	3.011	15	3.644	15	4.495	15	4.487	15	4.237	15	3.978
30	2.587	30	2.701	30	3.019	30	3.674	30	4.527	30	4.485	30	4.227	30	3.945
60	2.58	60	2.704	60	3.028	60	3.701	60	4.554	60	4.483	60	4.22	60	3.923
120	2.575	120	2.707	120	3.038	120	3.727	120	4.578	120	4.481	120	4.215	120	3.908
240	2.57	240	2.709	240	3.047	240	3.749	240	4.602	240	4.479	240	4.209	240	3.895
480	2.564	480	2.71	480	3.055	480	3.768	480	4.622	480	4.477	480	4.204	480	3.884
960	2.56	960	2.711	960	3.062	960	3.785	960	4.64	960	4.476	960	4.2	960	4
1440	2.558	1440	2.714	1440	3.07	1440	3.798	1440	4.656	1440	4.475	1440	4.197	1440	4
1920	-	1920	-	1920	-	1920	3.802	1920	-	1920	-	1920	-	1920	-
2880	-	2880	-	2880	-	2880	3.812	2880	-	2880	-	2880	-	2880	-
4320	-	4320	-	4320	-	4320	3.826	4320	-	4320	-	4320	-	4320	-
Fine prova: 25/03/09		Fine prova: 26/03/09		Fine prova: 27/03/09		Fine prova: 30/03/09		Fine prova: 31/03/09		Fine prova: 01/04/09		Fine prova: 02/04/09		Fine prova: 03/04/09	

SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA

RSP_08/1188-05

DATA EMISSIONE

-

SONDAGGIO :

S8

CAMPIONE :

4

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L. - Cedimenti rilevati nel tempo per ogni intervallo di carico/scarico

INTERVALLO DI CARICO/SCARICO : da - a (kPa)

49 - 12		12 - 0		0 - 0		0 - 0		0 - 0		0 - 0		0 - 0		0 - 0	
Inizio prova: 03/04/09		Inizio prova: -													
Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento
(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)
0.1	3.859	0.1	-	0.1	-	0.1	-	0.1	-	0.1	-	0.1	-	0.1	-
0.25	3.855	0.25	-	0.25	-	0.25	-	0.25	-	0.25	-	0.25	-	0.25	-
0.4	3.852	0.4	-	0.4	-	0.4	-	0.4	-	0.4	-	0.4	-	0.4	-
0.5	3.849	0.5	-	0.5	-	0.5	-	0.5	-	0.5	-	0.5	-	0.5	-
1	3.841	1	-	1	-	1	-	1	-	1	-	1	-	1	-
2	3.83	2	-	2	-	2	-	2	-	2	-	2	-	2	-
4	3.813	4	-	4	-	4	-	4	-	4	-	4	-	4	-
8	3.79	8	-	8	-	8	-	8	-	8	-	8	-	8	-
15	3.763	15	-	15	-	15	-	15	-	15	-	15	-	15	-
30	3.728	30	-	30	-	30	-	30	-	30	-	30	-	30	-
60	3.694	60	-	60	-	60	-	60	-	60	-	60	-	60	-
120	3.668	120	-	120	-	120	-	120	-	120	-	120	-	120	-
240	3.645	240	-	240	-	240	-	240	-	240	-	240	-	240	-
480	3.628	480	-	480	-	480	-	480	-	480	-	480	-	480	-
960	3.614	960	-	960	-	960	-	960	-	960	-	960	-	960	-
1440	3.609	1440	-	1440	-	1440	-	1440	-	1440	-	1440	-	1440	-
1920	3.604	1920	-	1920	-	1920	-	1920	-	1920	-	1920	-	1920	-
2880	3.597	2880	-	2880	-	2880	-	2880	-	2880	-	2880	-	2880	-
4320	3.591	4320	-	4320	-	4320	-	4320	-	4320	-	4320	-	4320	-
Fine prova: 06/04/09		Fine prova: -													

SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA

RSP_08/1188-05

DATA EMISSIONE:

-

Pagina 7 di 7

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L.

SONDAGGIO : S8 **CAMPIONE :** 4 **PROFONDITA' :** 15.00 ÷ 15.50 m

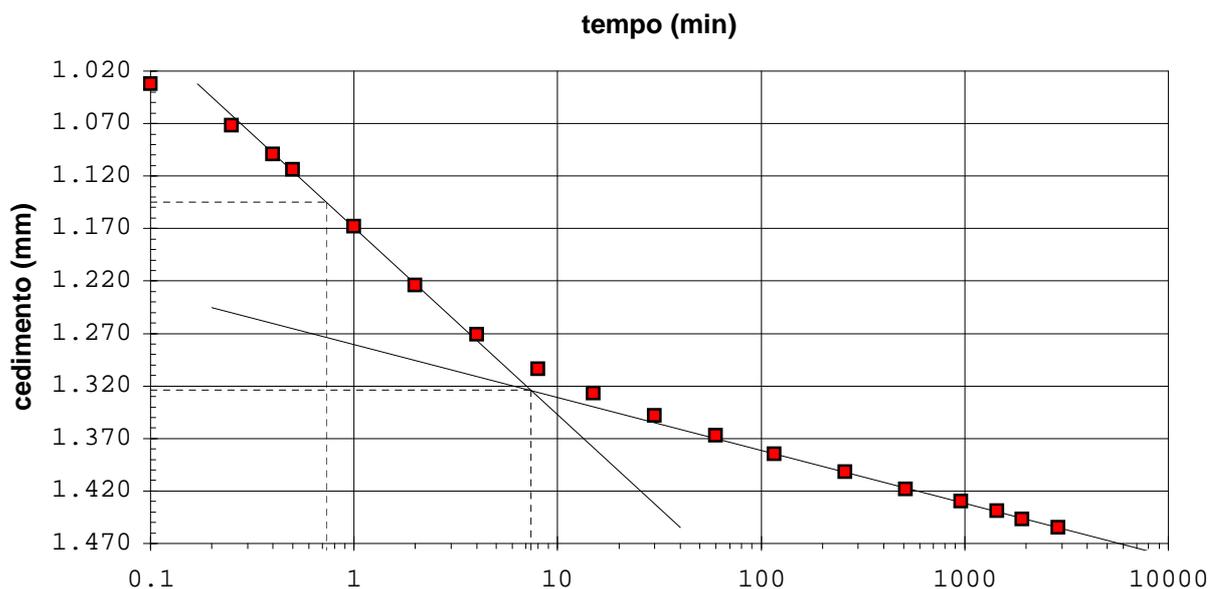
NORMATIVA DI RIFERIMENTO: ASTM D2435

DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI DI CONSOLIDAZIONE RELATIVI AL

INTERVALLO DI PRESSIONE n° 5 da 98 kPa a 196 kPa

VALORI MISURATI			
Tempo (min)	Cedim. (mm)	Tempo (min)	Cedim. (mm)
0.1	1.032	960	1.430
0.25	1.072	1440	1.439
0.4	1.099	1920	1.447
0.5	1.114	2880	1.455
1	1.168	4320	-
2	1.224	-	-
4	1.271	-	-
8	1.304		
15	1.327		
30	1.348		
60	1.367		
116	1.385		
259	1.402		
511	1.418		

VALORI CALCOLATI			
t ₁₀₀	(min) =		7.41
d ₁₀₀	(mm) =		1.32
t ₅₀	(min) =		0.73
d ₅₀	(mm) =		1.14
c_v	(m²/sec) =		4.009E-07
Ca	(-) =		0.00265
m _v	(m ² /kN) =		2.820E-04
k _v	(m/sec) =		1.107E-09



SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP_08/1188-06**COMMESSA : 08/214****VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 08/1188_SP****RICHIEDENTE :** Ing. C. Comastri in qualità di consulente**CONSEGNATARIO :** Personale della ditta GEO-PROBE**COMMITTENTE :** COGEI COSTRUZIONI SpA**LOCALITA' :** BOLOGNA**CANTIERE :** EX AREA ASAM**DATA DI ACCETTAZIONE :** 11/12/08**DATA DI EMISSIONE :** -**DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE :** fustella di acciaio**Sondaggio : S8 Campione : 4 Profondità : 15.00 - 15.50 m****DATA PRELIEVO :** -**PRELIEVO EFFETTUATO :** da ditta GEO-PROBE**DATI FORNITI da :** Committenza**OSSERVAZIONI :** -**IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :**

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
KED	Determinazione del coefficiente di permeabilità in cella edometrica	1	p.i. - POP-017

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

0	Prima emissione	SPERIMENTATORE Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

RAPPORTO DI PROVA

RSP_08/1188-06

DATA EMISSIONE

-

Pag 2 di 2

DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI PERMEABILITA' IN CELLA EDOMETRICA

SONDAGGIO : S8 **CAMPIONE:** 4 **PROFONDITA' (m):** 15.00 ÷ 15.50

DATI RELATIVI AL PROVINO		Prova di riferimento:	
CONDIZIONI DEL PROVINO:		indisturbato	
Profondità del provino		da m 15.47 a m 15.50	
		<i>Inizio prova</i>	<i>Fine prova</i>
Altezza provino	(mm)	H ₀ = 20.00	H _f = 18.55
Diametro provino	(mm)	D ₀ = 71.36	D _f = 71.36
Contenuto in acqua	(%)	w ₀ =	w _f =
Peso di volume	(kN/m ³)	γ ₀ =	γ _f =
P. di vol. secco	(kN/m ³)	γ _d =	γ _{df} =
Indice dei vuoti	(-)	e ₀ =	e _f =
Grado di saturaz.	(%)	S ₀ =	S _f =
P. sp. dei grani	(-)	G _s =	

DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI PERMEABILITA'			
Pressione verticale efficace sul provino	σ _v =	kPa	196
Sezione buretta graduata	a =	mm ²	51.00
Superficie di filtrazione	A =	mm ²	3999.99
Lunghezza di filtrazione	l =	mm	18.550
Carico idraulico iniziale	h ₀ =	mm	487.00
Carico idraulico finale	h ₁ =	mm	275.24
Tempo trascorso	t =	sec	80900
COEFFICIENTE DI PERMEABILITA' k =	$\frac{al}{At} \ln \frac{h_0}{h_1}$	= m/sec	1.67E-09

NOTE:

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA Srl.

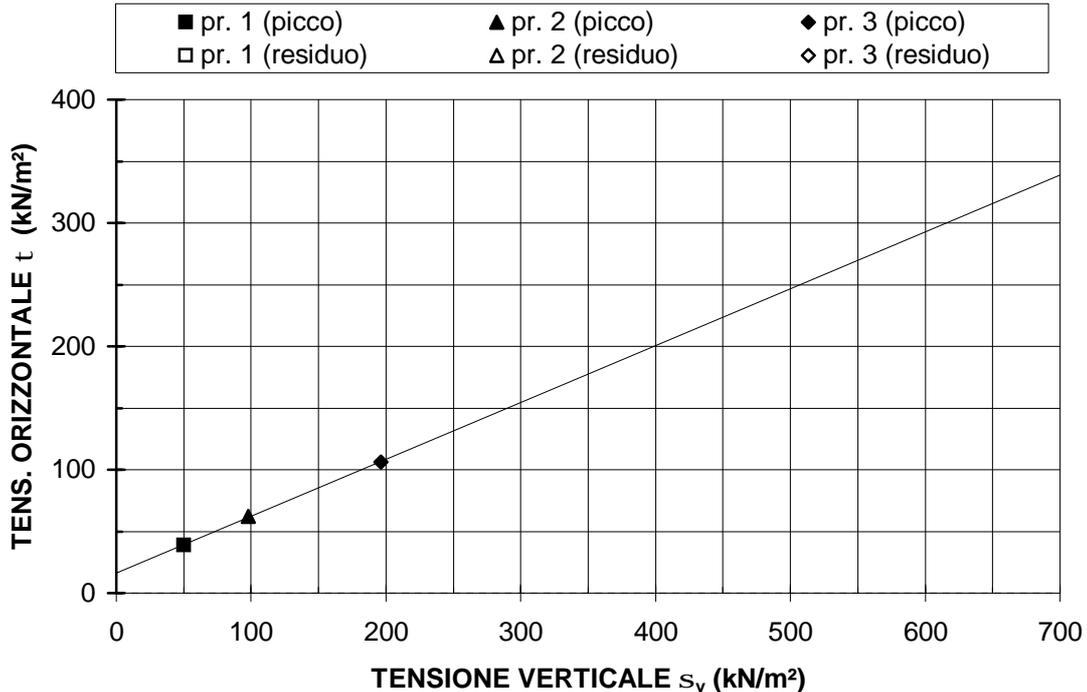
SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA
RSP_08/1190-04

DATA EMISSIONE:

-

Pagina 2 di 3

PROVA DI TAGLIO DIRETTO C.D. - ASTM D3080
SONDAGGIO : S8 CAMPIONE : 6 PROFONDITA': 27.50 ÷ 28.00 m

PARAMETRI DELLA RESISTENZA AL TAGLIO

c' = 16.15 kN/m ²	c_R = - kN/m ²
ϕ' = 24.74 ° sess.	ϕ_R = - ° sess.

Provino	1	2	3	4	LEGENDA
condizione	CR	CR	CR	-	CR = come ricevuto
Classe AGI	Q.5.	Q.5.	Q.5.	-	R T99 = ricostruito AAHSTO T99
sezione	quadrata	quadrata	quadrata	quadrata	R T180 = ricostruito AAHSTO T180
	36 cm ²	36 cm ²	36 cm ²	36 cm ²	
z (m)	27.94-27.97	27.91-27.94	27.88-27.91	-	z = profondità del provino
h ₀ (mm)	20.00	20.00	20.00	-	h ₀ = altezza iniziale provino
w _i (%)	22.67	23.53	23.53	-	σ_v = pressione verticale
γ (Mg/m ³)	2.010	1.995	1.966	-	h _{dc} = altezza provino a fine consolidazione
γ_d (Mg/m ³)	1.639	1.615	1.592	-	τ_{max} = resistenza al taglio di picco
s_v (kN/m ²)	50.0	98.1	196.1	-	D _o t _{max} = deformazione orizzontale alla resistenza al taglio di picco
h _{dc} (mm)	19.91	19.61	18.93	-	τ_r = resistenza al taglio residua
v _p (mm/min)	0.005	0.005	0.005	-	D _{oc} = deformazione orizzontale cumulativa
t _{max} (kN/m ²)	38.8	61.9	106.3	-	w _i = contenuto in acqua iniziale
D _o t _{max} (mm)	2.10	3.23	4.04	-	w _f = contenuto in acqua a fine prova
v _r (mm/min)	-	-	-	-	v _p = velocità avanzamento apparecchiatura - picco
t _r (kN/m ²)	-	-	-	-	v _r = velocità avanzamento apparecchiatura - residuo
D _{oc} (mm)	-	-	-	-	
w _f (%)	23.98	23.86	24.02	-	

SPERIMENTATORE

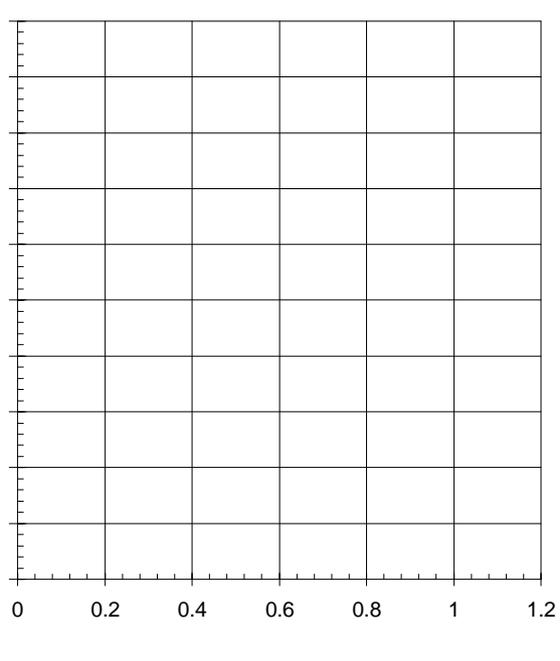
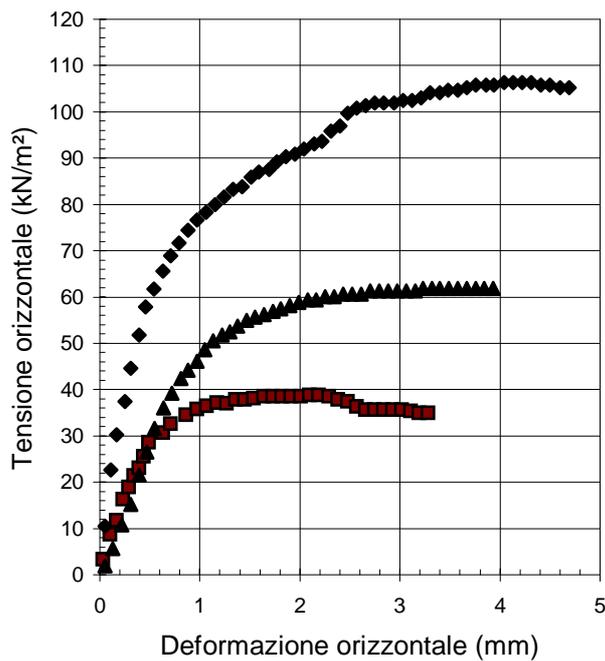
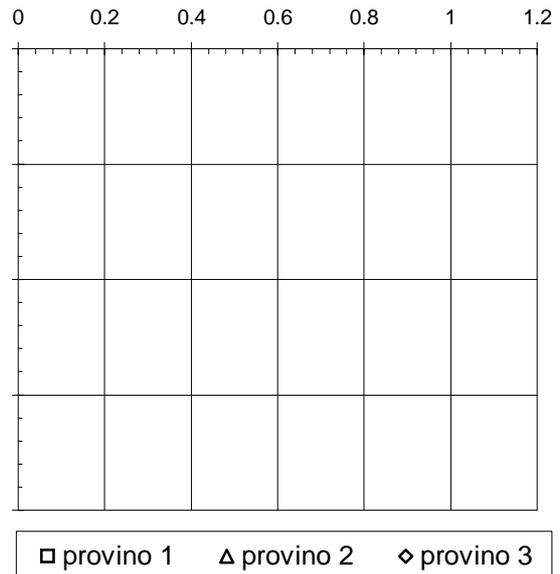
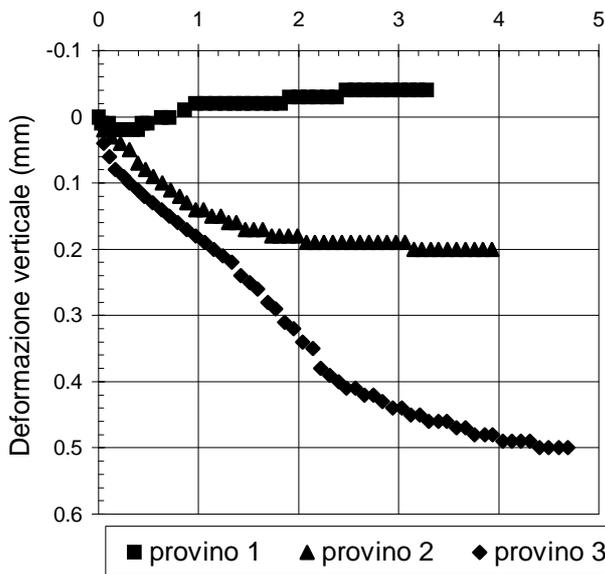
PROVA DI TAGLIO DIRETTO C.D. ASTM D3080

SONDAGGIO : S8 CAMPIONE : 6

PROFONDITA': 27.50 ÷ 28.00 m

PICCO

RESIDUO



È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP_08/1190-05

COMMESSA : 08/214 **VERBALE DI ACCETTAZIONE n° :** 08/1190_SP

RICHIEDENTE : Ing. C. Comastri in qualità di consulente

CONSEGNATARIO : Personale della ditta GEO-PROBE

COMMITTENTE : COGEI COSTRUZIONI SpA

LOCALITA' : BOLOGNA

CANTIERE : EX AREA ASAM

DATA DI ACCETTAZIONE : 11/12/08 **DATA DI EMISSIONE :** -

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : fustella di acciaio

Sondaggio : S8 **Campione :** 6 **Profondità :** 27.50 - 28.00 m

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : da ditta GEO-PROBE

DATI FORNITI da : Committenza

OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE CERTIFICATO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
EDO	Prova di consolidazione edometrica	1	ASTM D 2435
cv	Determinazione di cv-kv-mv	1	ASTM D 2435

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

0	Prima emissione	SPERIMENTATORE Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

RAPPORTO DI PROVA
RSP_08/1190-05
DATA EMISSIONE

-

Pagina 2 di 7

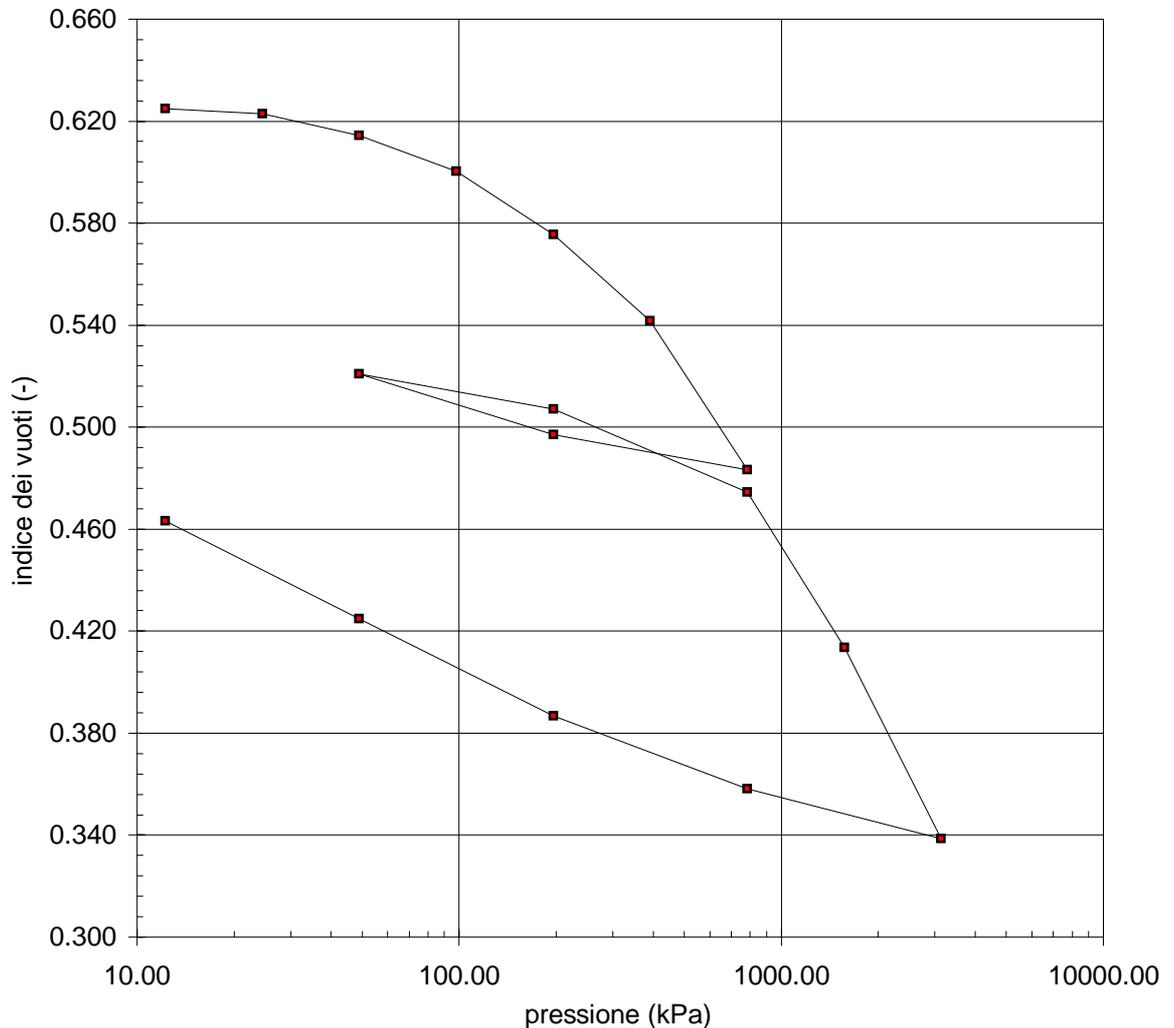
PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L.
SONDAGGIO : S8 **CAMPIONE :** 6 **PROFONDITA':** 27.50 ÷ 28.00 m

NORMATIVA DI RIFERIMENTO : ASTM D2435

CARATTERISTICHE DEL PROVINO
CONDIZIONI DEL PROVINO : indisturbato **PROFONDITA':** 27.97 ÷ 28.00 m

		Inizio prova		Fine prova	
Altezza provino	(mm)	$H_0 =$	20.00	$H_f =$	17.98
Diametro provino	(mm)	$D_0 =$	71.36	$D_f =$	71.36
Contenuto in acqua	(%)	$w_0 =$	22.05	$w_f =$	16.87
<i>Riferimento:</i>		-		-	
Peso di volume totale	(kN/m ³)	$\gamma =$	20.19	$\gamma_f =$	21.50
<i>Riferimento:</i>		-		-	
Peso di volume secco	(kN/m ³)	$\gamma_d =$	16.54	$\gamma_{df} =$	18.40
Indice dei vuoti	(-)	$e_0 =$	0.627	$e_f =$	0.463
Grado di saturazione	(%)	$S_0 =$	96.48	$S_f =$	99.96
Peso specifico dei grani	(-)	$G_s =$	2.750	assunto	
<i>Riferimento:</i>		-			

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE CERTIFICATO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA SRI.



SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA
RSP_08/1190-05
DATA EMISSIONE

-

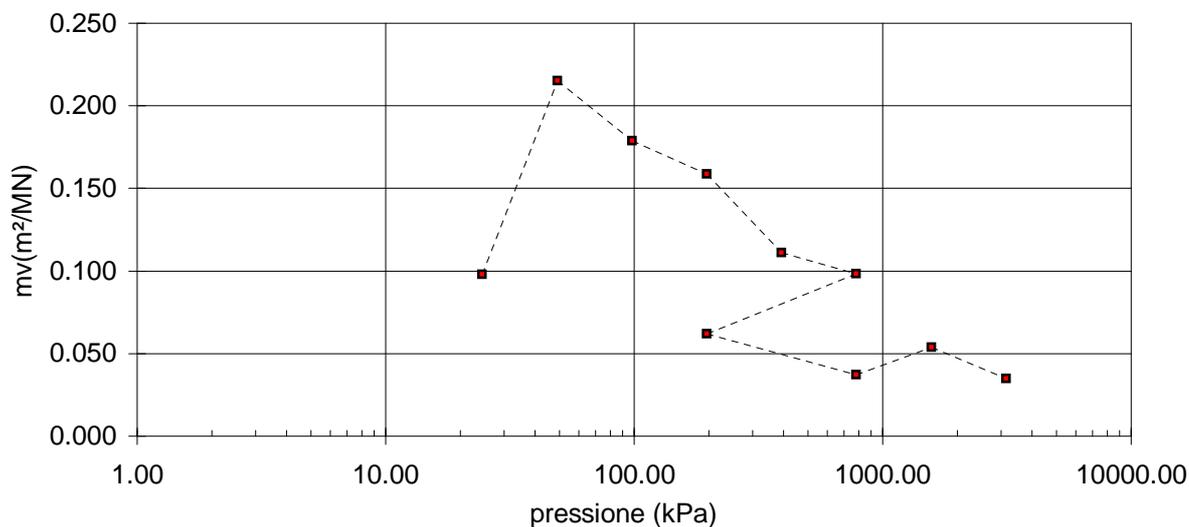
Pagina 3 di 7

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L.
SONDAGGIO : S8 **CAMPIONE :** 6 **PROFONDITA':** 27.50 ÷ 28.00 m

NORMATIVA DI RIFERIMENTO : ASTM D2435

CONDIZIONI DEL PROVINO : indisturbato						
$H_0 =$		20.00 mm	$D =$		71.36 mm	
$e_0 =$		0.627				
n°	pressione verticale kPa	ΔH mm	e	m_v m ² /MN	c_v m ² /s	k_v m/s
1	12	0.031	0.625	-	-	-
2	25	0.055	0.623	0.098	-	-
3	49	0.160	0.614	0.215	-	-
4	98	0.333	0.600	0.179	-	-
5	196	0.637	0.576	0.159	1.89E-07	2.95E-10
6	392	1.054	0.542	0.111	-	-
7	785	1.772	0.483	0.098	-	-
8	196	1.603	0.497	-	-	-
9	49	1.309	0.521	-	-	-
10	196	1.478	0.507	0.062	-	-
11	785	1.878	0.475	0.037	-	-
12	1569	2.629	0.413	0.054	-	-
13	3138	3.550	0.339	0.035	-	-
14	785	3.309	0.358	-	-	-
15	196	2.958	0.387	-	-	-
16	49	2.488	0.425	-	-	-
17	12	2.017	0.463	-	-	-
18	-	-	-	-	-	-
19	-	-	-	-	-	-
20	-	-	-	-	-	-
21	-	-	-	-	-	-
22	-	-	-	-	-	-
23	-	-	-	-	-	-
24	-	-	-	-	-	-

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE CERTIFICATO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.



SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA	RSP_08/1190-05	DATA EMISSIONE	-	SONDAGGIO :	S8	CAMPIONE :	6
-------------------	-----------------------	----------------	---	-------------	----	------------	---

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L. - Cedimenti rilevati nel tempo per ogni intervallo di carico/scarico

INTERVALLO DI CARICO/SCARICO : da - a (kPa)															
0 - 12		12 - 25		25 - 49		49 - 98		98 - 196		196 - 392		392 - 785		785 - 196	
Inizio prova: 16/03/09		Inizio prova: 16/03/09		Inizio prova: 16/03/09		Inizio prova: 16/03/09		Inizio prova: 17/03/09		Inizio prova: 19/03/09		Inizio prova: 20/03/09		Inizio prova: 22/03/09	
Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento
(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)
0.1	0.013	0.1	0.047	0.1	0.106	0.1	0.242	0.1	0.428	0.1	0.716	0.1	1.13	0.1	1.765
0.25	0.015	0.25	0.053	0.25	0.11	0.25	0.255	0.25	0.449	0.25	0.738	0.25	1.172	0.25	1.748
0.4	0.016	0.4	0.055	0.4	0.112	0.4	0.261	0.4	0.459	0.4	0.754	0.4	1.192	0.4	1.714
0.5	0.016	0.5	0.055	0.5	0.113	0.5	0.264	0.5	0.464	0.5	0.765	0.5	1.203	0.5	1.707
1	0.02	1	0.057	1	0.116	1	0.275	1	0.482	1	0.793	1	1.247	1	1.687
2	0.025	2	0.058	2	0.12	2	0.288	2	0.504	2	0.829	2	1.309	2	1.667
4	0.031	4	0.059	4	0.128	4	0.301	4	0.529	4	0.867	4	1.386	4	1.646
8	-	8	0.059	8	0.145	8	0.312	8	0.551	8	0.915	8	1.476	8	1.629
15	-	15	0.055	15	0.151	15	0.317	15	0.585	15	0.955	15	1.554	15	1.619
30	-	30	-	30	0.154	30	0.32	30	0.597	30	0.981	30	1.615	30	1.612
60	-	60	-	60	0.157	60	0.322	60	0.603	60	0.996	60	1.658	60	1.609
120	-	120	-	120	0.16	120	0.324	120	0.609	120	1.01	120	1.689	120	1.606
240	-	240	-	240	-	240	0.325	240	0.614	240	1.026	240	1.717	240	1.603
480	-	480	-	480	-	480	0.327	480	0.622	480	1.035	480	1.733	480	1.603
960	-	960	-	960	-	960	0.333	960	0.625	960	1.042	960	1.748	960	1.603
1440	-	1440	-	1440	-	1440	-	1440	0.63	1440	1.054	1440	1.757	1440	1.603
1920	-	1920	-	1920	-	1920	-	1920	-	1920	-	1920	1.765	1920	-
2880	-	2880	-	2880	-	2880	-	2880	0.637	2880	-	2880	1.772	2880	-
4320	-	4320	-	4320	-	4320	-	4320	0	4320	-	4320	0	4320	-
Fine prova: 16/03/09		Fine prova: 16/03/09		Fine prova: 16/03/09		Fine prova: 17/03/09		Fine prova: 19/03/09		Fine prova: 20/03/09		Fine prova: 22/03/09		Fine prova: 23/03/09	

SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA	RSP_08/1190-05	DATA EMISSIONE	-	SONDAGGIO :	S8	CAMPIONE :	6
-------------------	-----------------------	----------------	---	-------------	----	------------	---

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L. - Cedimenti rilevati nel tempo per ogni intervallo di carico/scarico

INTERVALLO DI CARICO/SCARICO : da - a (kPa)															
196 - 49		49 - 196		196 - 785		785 - 1569		1569 - 3138		3138 - 785		785 - 196		196 - 49	
Inizio prova: 23/03/09		Inizio prova: 24/03/09		Inizio prova: 25/03/09		Inizio prova: 26/03/09		Inizio prova: 27/03/09		Inizio prova: 30/03/09		Inizio prova: 31/03/09		Inizio prova: 01/04/09	
Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento
(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)
0.1	1.603	0.1	1.337	0.1	1.502	0.1	1.953	0.1	2.651	0.1	3.527	0.1	3.25	0.1	2.945
0.25	1.603	0.25	1.348	0.25	1.586	0.25	1.994	0.25	2.762	0.25	3.49	0.25	3.235	0.25	2.927
0.4	1.603	0.4	1.355	0.4	1.604	0.4	2.012	0.4	2.79	0.4	3.418	0.4	3.228	0.4	2.919
0.5	1.603	0.5	1.358	0.5	1.613	0.5	2.02	0.5	2.802	0.5	3.408	0.5	3.222	0.5	2.917
1	1.603	1	1.372	1	1.658	1	2.069	1	2.867	1	3.392	1	3.207	1	2.906
2	1.515	2	1.391	2	1.711	2	2.133	2	2.945	2	3.374	2	3.187	2	2.89
4	1.488	4	1.413	4	1.765	4	2.217	4	3.048	4	3.357	4	3.159	4	2.868
8	1.451	8	1.436	8	1.8	8	2.316	8	3.17	8	3.342	8	3.123	8	2.837
15	1.413	15	1.45	15	1.816	15	2.4	15	3.273	15	3.332	15	3.084	15	2.796
30	1.377	30	1.457	30	1.827	30	2.467	30	3.351	30	3.325	30	3.042	30	2.735
60	1.352	60	1.46	60	1.837	60	2.511	60	3.399	60	3.321	60	3.009	60	2.663
120	1.337	120	1.462	120	1.849	120	2.544	120	3.436	120	3.318	120	2.987	120	2.595
240	1.327	240	1.472	240	1.855	240	2.577	240	3.463	240	3.315	240	2.976	240	2.545
480	1.319	480	1.471	480	1.862	480	2.596	480	3.484	480	3.312	480	2.968	480	2.516
960	1.313	960	1.475	960	1.868	960	2.614	960	3.503	960	3.31	960	2.962	960	2
1440	1.309	1440	1.478	1440	1.878	1440	2.629	1440	3.516	1440	3.309	1440	2.958	1440	2
1920	-	1920	-	1920	-	1920	-	1920	3.522	1920	-	1920	-	1920	-
2880	-	2880	-	2880	-	2880	-	2880	3.533	2880	-	2880	-	2880	-
4320	-	4320	-	4320	-	4320	-	4320	3.55	4320	-	4320	-	4320	-
Fine prova: 24/03/09		Fine prova: 25/03/09		Fine prova: 26/03/09		Fine prova: 27/03/09		Fine prova: 30/03/09		Fine prova: 31/03/09		Fine prova: 01/04/09		Fine prova: 02/04/09	

SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA	RSP_08/1190-05	DATA EMISSIONE	-	SONDAGGIO :	S8	CAMPIONE :	6
-------------------	-----------------------	----------------	---	-------------	----	------------	---

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L. - Cedimenti rilevati nel tempo per ogni intervallo di carico/scarico

INTERVALLO DI CARICO/SCARICO : da - a (kPa)															
49 - 12		12 - 0		0 - 0		0 - 0		0 - 0		0 - 0		0 - 0		0 - 0	
Inizio prova: 02/04/09		Inizio prova: -													
Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento
(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)
0.1	2.462	0.1	-	0.1	-	0.1	-	0.1	-	0.1	-	0.1	-	0.1	-
0.25	2.46	0.25	-	0.25	-	0.25	-	0.25	-	0.25	-	0.25	-	0.25	-
0.4	2.458	0.4	-	0.4	-	0.4	-	0.4	-	0.4	-	0.4	-	0.4	-
0.5	2.457	0.5	-	0.5	-	0.5	-	0.5	-	0.5	-	0.5	-	0.5	-
1	2.451	1	-	1	-	1	-	1	-	1	-	1	-	1	-
2	2.441	2	-	2	-	2	-	2	-	2	-	2	-	2	-
4	2.428	4	-	4	-	4	-	4	-	4	-	4	-	4	-
8	2.41	8	-	8	-	8	-	8	-	8	-	8	-	8	-
15	2.386	15	-	15	-	15	-	15	-	15	-	15	-	15	-
30	2.347	30	-	30	-	30	-	30	-	30	-	30	-	30	-
60	2.295	60	-	60	-	60	-	60	-	60	-	60	-	60	-
120	2.222	120	-	120	-	120	-	120	-	120	-	120	-	120	-
240	2.145	240	-	240	-	240	-	240	-	240	-	240	-	240	-
480	2.082	480	-	480	-	480	-	480	-	480	-	480	-	480	-
960	2.039	960	-	960	-	960	-	960	-	960	-	960	-	960	-
1440	2.017	1440	-	1440	-	1440	-	1440	-	1440	-	1440	-	1440	-
1920	-	1920	-	1920	-	1920	-	1920	-	1920	-	1920	-	1920	-
2880	-	2880	-	2880	-	2880	-	2880	-	2880	-	2880	-	2880	-
4320	-	4320	-	4320	-	4320	-	4320	-	4320	-	4320	-	4320	-
Fine prova: 03/04/09		Fine prova: -													

SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA

RSP_08/1190-05

DATA EMISSIONE:

-

Pagina 7 di 7

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L.

SONDAGGIO : S8 **CAMPIONE :** 6 **PROFONDITA' :** 27.50 ÷ 28.00 m

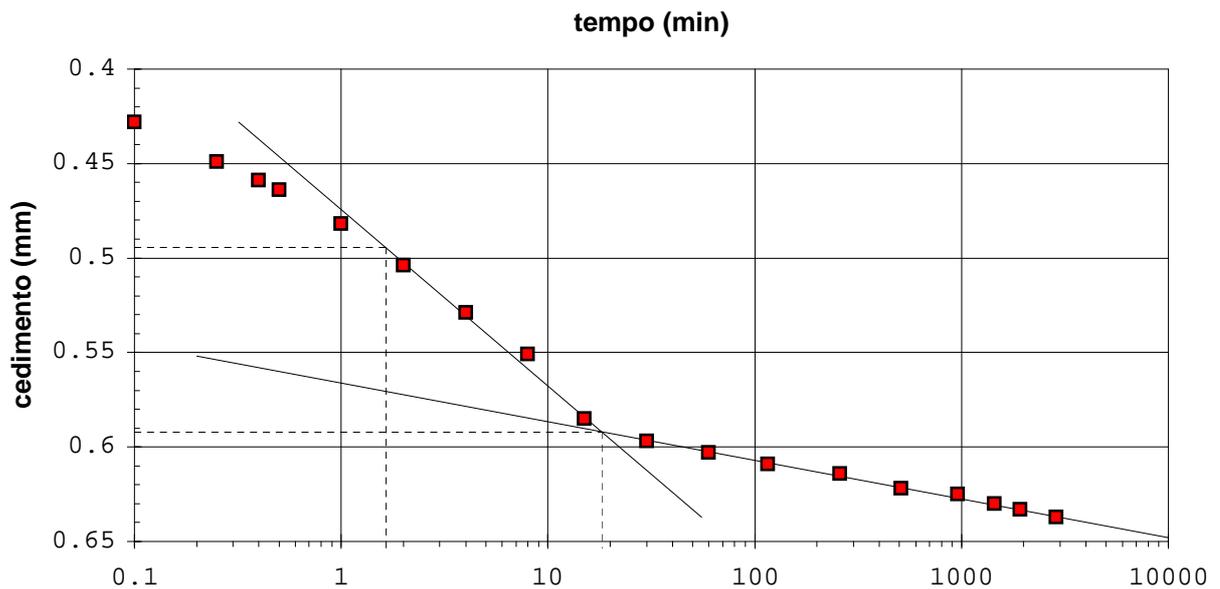
NORMATIVA DI RIFERIMENTO: ASTM D2435

DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI DI CONSOLIDAZIONE RELATIVI AL

INTERVALLO DI PRESSIONE n° 5 da 98 kPa a 196 kPa

VALORI MISURATI			
Tempo (min)	Cedim. (mm)	Tempo (min)	Cedim. (mm)
0.1	0.428	960	0.625
0.25	0.449	1440	0.630
0.4	0.459	1920	0.633
0.5	0.464	2880	0.637
1	0.482	4320	-
2	0.504	-	-
4	0.529	-	-
8	0.551	-	-
15	0.585	-	-
30	0.597	-	-
60	0.603	-	-
116	0.609	-	-
259	0.614	-	-
511	0.622	-	-

VALORI CALCOLATI			
t_{100}	(min) =	18.23	
d_{100}	(mm) =	0.59	
t_{50}	(min) =	1.65	
d_{50}	(mm) =	0.49	
c_v	(m ² /sec) =	1.895E-07	
C_a	(-) =	0.00104	
m_v	(m ² /kN) =	1.588E-04	
k_v	(m/sec) =	2.946E-10	



SPERIMENTATORE

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP_08/1190-06**COMMESSA : 08/214****VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 08/1190_SP****RICHIEDENTE :** Ing. C. Comastri in qualità di consulente**CONSEGNATARIO :** Personale della ditta GEO-PROBE**COMMITTENTE :** COGEI COSTRUZIONI SpA**LOCALITA' :** BOLOGNA**CANTIERE :** EX AREA ASAM**DATA DI ACCETTAZIONE :** 11/12/08**DATA DI EMISSIONE :** -**DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE :** fustella di acciaio**Sondaggio : S8 Campione : 6 Profondità : 27.50 - 28.00 m****DATA PRELIEVO :** -**PRELIEVO EFFETTUATO :** da ditta GEO-PROBE**DATI FORNITI da :** Committenza**OSSERVAZIONI :** -**IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :**

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
KED	Determinazione del coefficiente di permeabilità in cella edometrica	1	p.i. - POP-017

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

0	Prima emissione	SPERIMENTATORE Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

RAPPORTO DI PROVA
RSP_08/1190-06

DATA EMISSIONE

-

Pag 2 di 2

DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI PERMEABILITA' IN CELLA EDOMETRICA
SONDAGGIO : S8 CAMPIONE: 6 PROFONDITA' (m): 27.50 ÷ 28.00

DATI RELATIVI AL PROVINO		Prova di riferimento: RSP 08/1190-05	
CONDIZIONI DEL PROVINO:		indisturbato	
Profondità del provino		da m 27.97 a m 28.00	
		<i>Inizio prova</i>	<i>Fine prova</i>
Altezza provino	(mm)	H ₀ = 20.00	H _f = 19.36
Diametro provino	(mm)	D ₀ = 71.36	D _f = 71.36
Contenuto in acqua	(%)	w ₀ =	w _f =
Peso di volume	(kN/m ³)	γ ₀ =	γ _f =
P. di vol. secco	(kN/m ³)	γ _d =	γ _{df} =
Indice dei vuoti	(-)	e ₀ =	e _f =
Grado di saturaz.	(%)	S ₀ =	S _f =
P. sp. dei grani	(-)	G _s =	

DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI PERMEABILITA'			
Pressione verticale efficace sul provino	σ _v =	kPa	196
Sezione buretta graduata	a =	mm ²	51.00
Superficie di filtrazione	A =	mm ²	3999.99
Lunghezza di filtrazione	l =	mm	19.364
Carico idraulico iniziale	h ₀ =	mm	487.00
Carico idraulico finale	h ₁ =	mm	469.35
Tempo trascorso	t =	sec	66288
COEFFICIENTE DI PERMEABILITA' k = $\frac{al}{At} \ln \frac{h_0}{h_1} =$			m/sec 1.37E-10

NOTE:

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA S.R.L.

SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA n° : **RSP_08/1191-04****COMMESSA :** 08/214**VERBALE DI ACCETTAZIONE n° :** 08/1191_SP**RICHIEDENTE :** Ing. C. Comastri in qualità di consulente**CONSEGNATARIO :** Personale della ditta GEO-PROBE**COMMITTENTE :** COGEI COSTRUZIONI SpA**LOCALITA' :** BOLOGNA**CANTIERE :** EX AREA ASAM**DATA DI ACCETTAZIONE :** 11/12/08**DATA DI EMISSIONE :** -**DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE :** fustella di acciaio**Sondaggio :** S8 **Campione :** 7 **Profondità :** 30.00 - 30.50 m**DATA PRELIEVO :** -**PRELIEVO EFFETTUATO :** da ditta GEO-PROBE**DATI FORNITI da :** Committenza**OSSERVAZIONI :** -**IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :**

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
TCU	Prova triassiale consolidata isotropicamente non drenata	3	ASTM D 4767

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

0	Prima emissione	SPERIMENTATORE Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

RAPPORTO DI PROVA

RSP_08/1191-04

DATA EMISSIONE

-

Pag 2 di 5

PROVA TRIASSIALE C.I.U.

ASTM D 4767

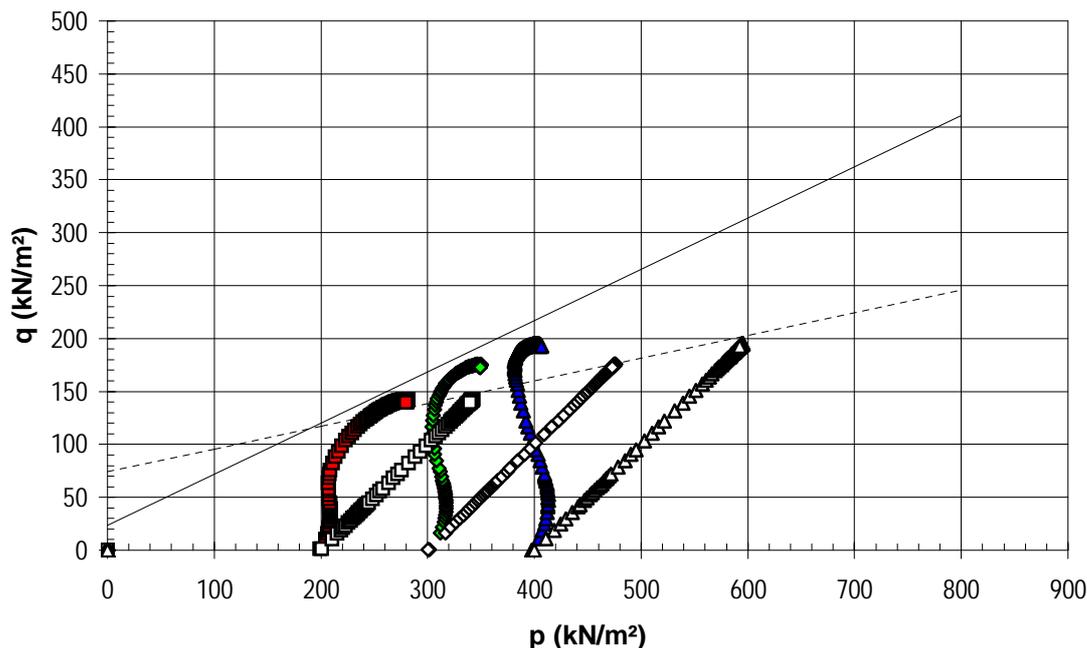
SONDAGGIO : S8 **CAMPIONE :** 7 **PROFONDITA':** 30.00 ÷ 30.50 m

PROVINO	n°	1	2	3	-
Profondità provino	da m	30.41	30.41	30.22	-
Profondità provino	a m	30.50	30.50	30.41	-
Condizione del provino	-	indisturbato	indisturbato	indisturbato	-
Diametro iniziale provino	mm	38.10	38.10	38.10	-
Altezza iniziale provino	mm	76.20	76.20	76.20	-
σ_3 iniziale	kPa	200.00	300.00	400.00	-
($\sigma_1 - \sigma_3$) a rottura	kN/m ²	284.97	351.52	390.70	-
Correzione per filtro e membrana	kN/m ²	4	4	4	-
Criterio di rottura	-	1	1	1	-
MODALITA' DI ROTTURA					
Inclinazione sup. di rottura	°sess.	-	-	-	-
Rappresentazione schematica					
PARAMETRI DELLA		Tensioni efficaci		Tensioni totali	
RESISTENZA AL TAGLIO		c' (kN/m ²)	ϕ' (° sess.)	c (kN/m ²)	ϕ (° sess.)
		23.28	25.84	73.98	12.11
Regressione lineare eseguita utilizzando tutti i provini					

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

- provino 1 (t. efficaci)
- ◆ provino 2 (t. efficaci)
- ▲ provino 3 (t. efficaci)
- provino 1 (t. totali)
- ◇ provino 2 (t. totali)
- △ provino 3 (t. totali)

STRESS PATHS



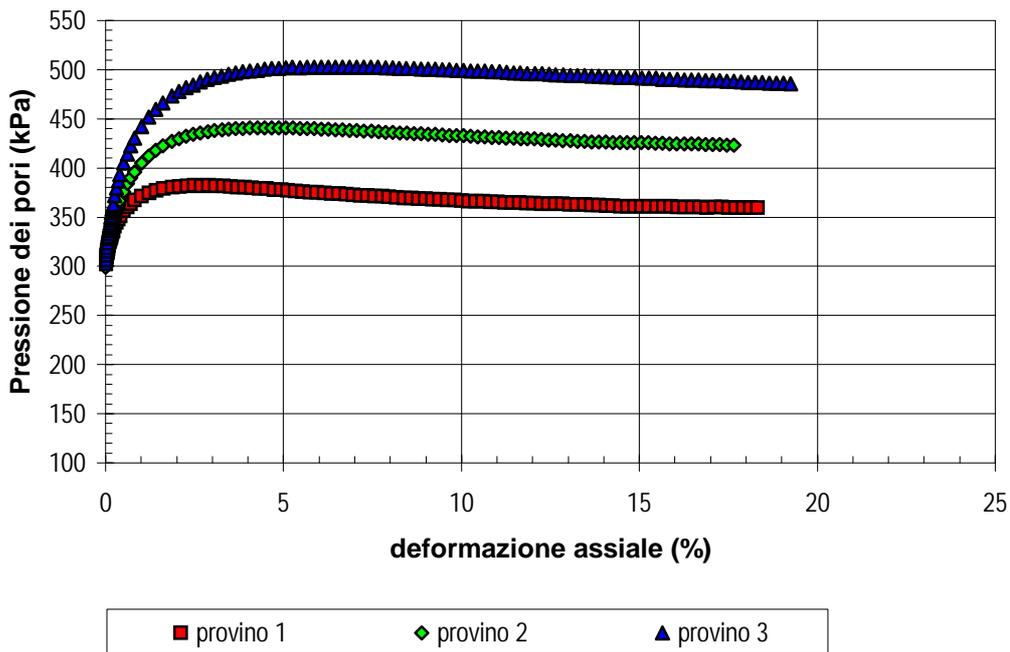
SPERIMENTATORE

PROVA TRIASSIALE C.I.U.

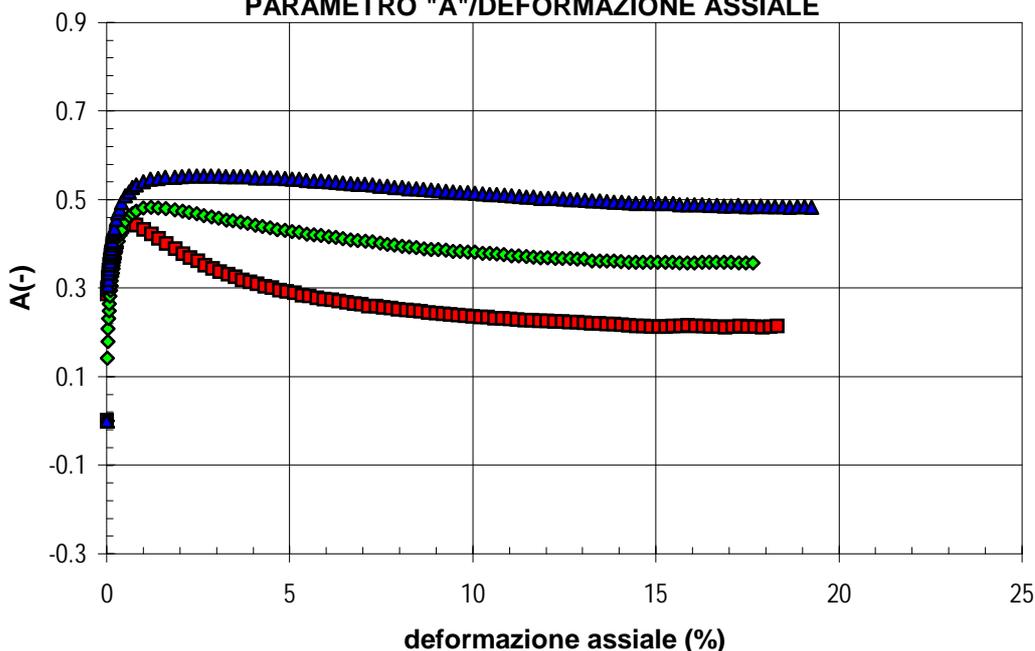
ASTM D 4767

SONDAGGIO : S8 CAMPIONE : 7 PROFONDITA': 30.00 ÷ 30.50 m

PRESSIONE DEI PORI/DEFORMAZIONE ASSIALE



PARAMETRO "A"/DEFORMAZIONE ASSIALE



SPERIMENTATORE

PROVA TRIASSIALE C.I.U.
ASTM D 4767
SONDAGGIO : S8
CAMPIONE : 7
PROFONDITA': 30.00 ÷ 30.50 m

Pag 4 di 5

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

PROVINO	n°	1	2	3	-
Profondità provino	da m	30.41	30.41	30.22	-
Profondità provino	a m	30.50	30.50	30.41	-
Condizione del provino	-	indisturbato	indisturbato	indisturbato	-
Diametro iniziale provino	mm	38.10	38.10	38.10	-
Altezza iniziale provino	mm	76.20	76.20	76.20	-
INIZIO PROVA					
Massa volumica totale	kN/m ³	19.80	19.68	19.58	-
Contenuto in acqua iniziale	%	24.13	24.44	24.86	-
Massa volumica secca	kN/m ³	15.95	15.81	15.68	-
Peso sp. dei grani (assunto)	-	2.750	2.750	2.750	-
Indice dei vuoti iniziale	-	0.687	0.702	0.716	-
Grado si saturazione iniziale	%	96.36	95.52	95.26	-
FASE DI SATURAZIONE					
Pressione pori iniziale	kPa	2.7	-2.5	0.2	-
Valore di B iniziale	-	0.74	0.78	0.68	-
Pressione pori a saturazione	kPa	395.1	395	490	-
Pressione in cella finale	kPa	500	600	700	-
Valore di B a saturazione	-	0.95	0.95	0.95	-
FASE DI CONSOLIDAZIONE					
Pressione in cella	kPa	500	600	700	-
Contropressione	kPa	300	300	300	-
Pressione pori iniziale	kPa	300	395	490	-
Pressione pori finale	kPa	300	300	300	-
Variazione altezza provino	mm	0.81	1.19	1.21	-
Variazione volume provino	cm ³	2.78	4.07	4.14	-
t ₁₀₀	min	-	-	-	-
FASE DI COMPRESSIONE					
Pressione in cella	kPa	500	600	700	-
Pressione pori iniziale	kPa	300	300	300	-
σ ₃ iniziale	kPa	200	300	400	-
Velocità pressa	mm/min	0.0100	0.0100	0.0100	-
CONDIZIONI A ROTTURA					
Deformaz. assiale percentuale	%	14.26	14.65	14.46	-
(σ ₁ - σ ₃) a rottura	kN/m ²	285	352	391	-
Correzione per filtro e membrana	kN/m ²	4	4	4	-
Pressione pori a rottura	kPa	361	426	492	-
Valore di A a rottura	-	0.21	0.36	0.49	-
p' a rottura	kN/m ²	281	350	403	-
q a rottura	kN/m ²	142	176	195	-
Criterio di rottura	-	1	1	1	-
FINE PROVA					
Massa volumica totale finale	kN/m ³	20.25	20.34	20.24	-
Contenuto in acqua finale	%	22.92	22.60	22.98	-
Massa volumica secca finale	kN/m ³	16.47	16.59	16.46	-
Indice dei vuoti finale	-	0.634	0.623	0.636	-
Grado si saturazione finale	%	99.19	99.59	99.23	-

LEGENDA: Criterio di rottura 1 massima tensione deviatorica
 2 massimo rapporto σ₁/σ₃

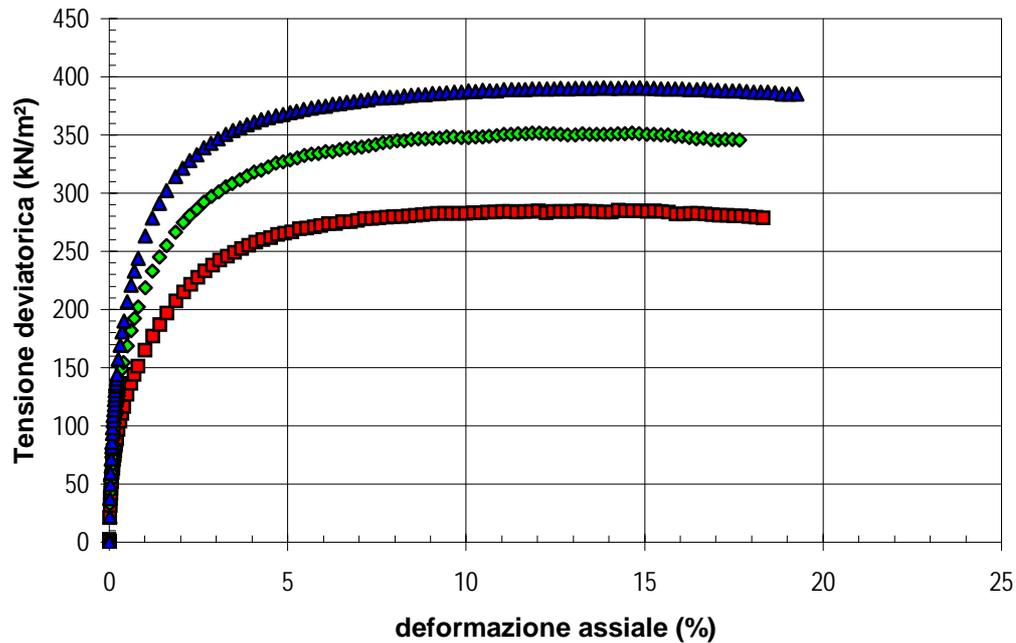
SPERIMENTATORE

40050 Granarolo dell' Emilia (BO) - Loc. Quarto Inf. - Via Badini, 6/6 - Tel. +39 051768869 - Fax +39 0516058949

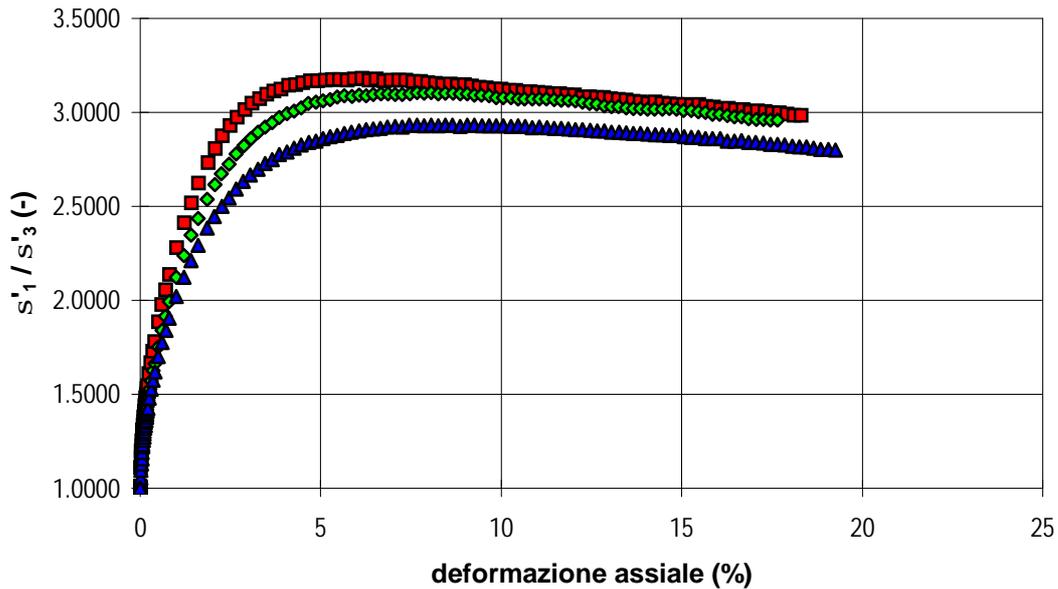
RAPPORTO DI PROVA
RSP_08/1191-04
DATA EMISSIONE

-

TENSIONE DEVIATORICA/DEFORMAZIONE ASSIALE



RAPPORTO TENSIONI PRINCIPALI/DEFORMAZIONE ASSIALE



SPERIMENTATORE

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

RAPPORTO DI PROVA n° :
RSP_08/1191-05
COMMESSA : 08/214

VERBALE DI ACCETTAZIONE n° :
08/1191_SP
RICHIEDENTE : Ing. C. Comastri in qualità di consulente

CONSEGNATARIO : Personale della ditta GEO-PROBE

COMMITTENTE : COGEI COSTRUZIONI SpA

LOCALITA' : BOLOGNA

CANTIERE : EX AREA ASAM

DATA DI ACCETTAZIONE :

11/12/08

DATA DI EMISSIONE :

-

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE :

fustella di acciaio

Sondaggio : S8	Campione : 7	Profondità : 30.00 - 30.50	m
-----------------------	---------------------	-----------------------------------	---

DATA PRELIEVO :

-

PRELIEVO EFFETTUATO : da ditta GEO-PROBE

DATI FORNITI da : Committenza

OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE CERTIFICATO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
EDO	Prova di consolidazione edometrica	1	ASTM D 2435
cv	Determinazione di cv-kv-mv	1	ASTM D 2435

0	Prima emissione	SPERIMENTATORE Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

RAPPORTO DI PROVA
RSP_08/1191-05
DATA EMISSIONE

-

Pagina 2 di 7

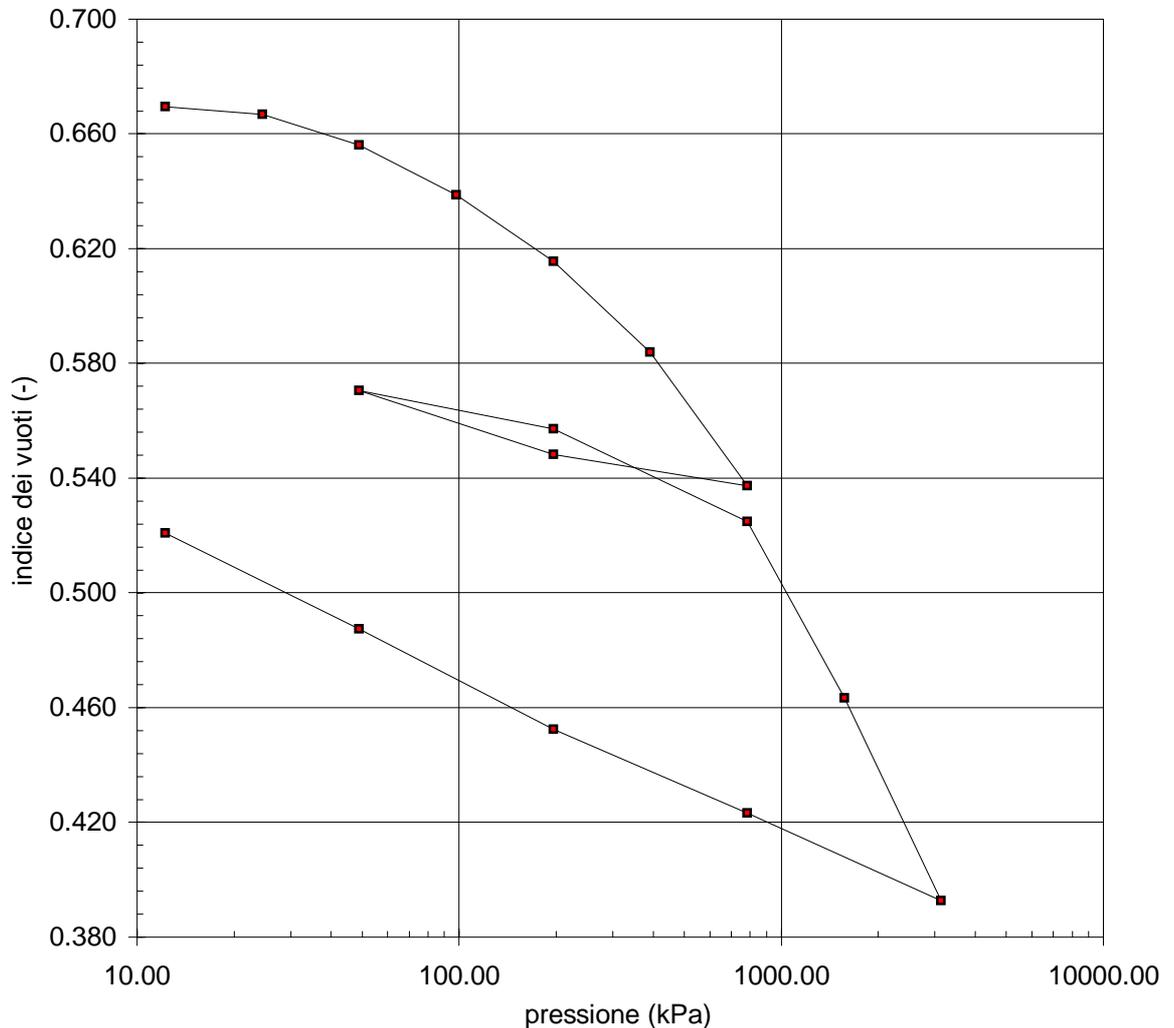
PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L.
SONDAGGIO : S8 **CAMPIONE :** 7 **PROFONDITA':** 30.00 ÷ 30.50 m

NORMATIVA DI RIFERIMENTO : ASTM D2435

CARATTERISTICHE DEL PROVINO
CONDIZIONI DEL PROVINO : indisturbato **PROFONDITA':** 30.28 ÷ 30.32 m

		Inizio prova		Fine prova		
Altezza provino (mm)	H_0	=	20.00	H_f	=	18.23
Diametro provino (mm)	D_0	=	71.36	D_f	=	71.36
Contenuto in acqua (%)	w_0	=	22.68	w_f	=	18.36
<i>Riferimento:</i>	-			-		
Peso di volume totale (kN/m ³)	γ	=	19.79	γ_f	=	20.95
<i>Riferimento:</i>	-			-		
Peso di volume secco (kN/m ³)	γ_d	=	16.13	γ_{df}	=	17.70
Indice dei vuoti (-)	e_0	=	0.669	e_f	=	0.521
Grado di saturazione (%)	S_0	=	93.09	S_f	=	96.74
Peso specifico dei grani (-)	G_s	=	2.750	assunto		
<i>Riferimento:</i>	-					

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE CERTIFICATO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA SRI.



SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA
RSP_08/1191-05
DATA EMISSIONE

-

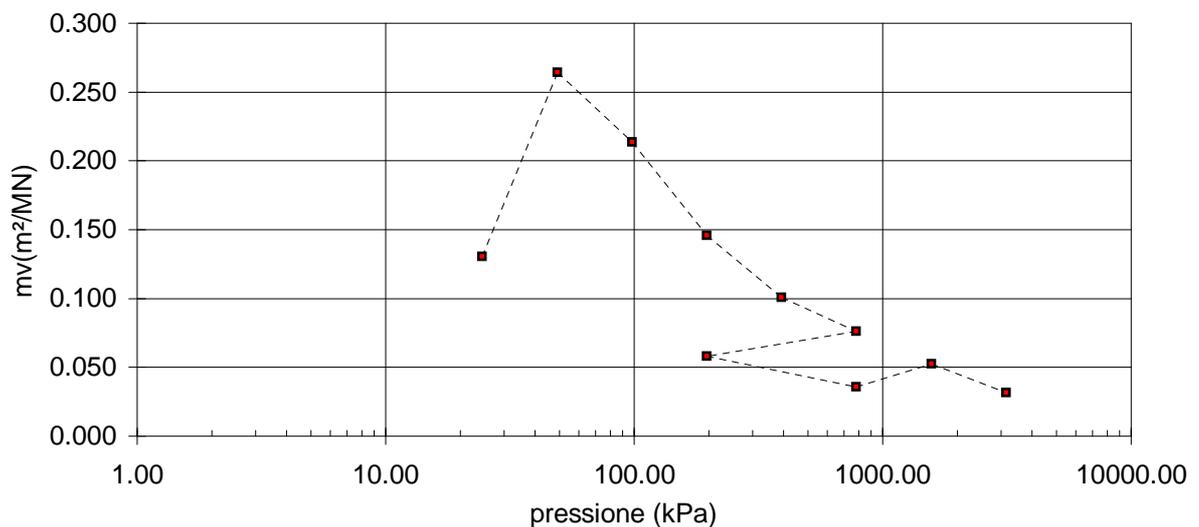
Pagina 3 di 7

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L.
SONDAGGIO : S8 **CAMPIONE :** 7 **PROFONDITA':** 30.00 ÷ 30.50 m

NORMATIVA DI RIFERIMENTO : ASTM D2435

CONDIZIONI DEL PROVINO : indisturbato						
$H_0 =$		20.00 mm	$D =$		71.36 mm	
$e_0 =$		0.669				
n°	pressione verticale	ΔH	e	m_v	c_v	k_v
	kPa	mm	-	m ² /MN	m ² /s	m/s
1	12	-0.008	0.670	-	-	-
2	25	0.024	0.667	0.131	-	-
3	49	0.153	0.656	0.264	-	-
4	98	0.360	0.639	0.214	-	-
5	196	0.639	0.616	0.146	5.41E-07	7.72E-10
6	392	1.018	0.584	0.101	-	-
7	785	1.577	0.537	0.076	-	-
8	196	1.444	0.548	-	-	-
9	49	1.178	0.571	-	-	-
10	196	1.338	0.557	0.058	-	-
11	785	1.726	0.525	0.036	-	-
12	1569	2.464	0.463	0.053	-	-
13	3138	3.308	0.393	0.031	-	-
14	785	2.944	0.423	-	-	-
15	196	2.594	0.452	-	-	-
16	49	2.174	0.487	-	-	-
17	12	1.773	0.521	-	-	-
18	-	-	-	-	-	-
19	-	-	-	-	-	-
20	-	-	-	-	-	-
21	-	-	-	-	-	-
22	-	-	-	-	-	-
23	-	-	-	-	-	-
24	-	-	-	-	-	-

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE CERTIFICATO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.



SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA

RSP_08/1191-05

DATA EMISSIONE

-

SONDAGGIO :

S8

CAMPIONE :

7

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L. - Cedimenti rilevati nel tempo per ogni intervallo di carico/scarico

INTERVALLO DI CARICO/SCARICO : da - a (kPa)

0 - 12		12 - 25		25 - 49		49 - 98		98 - 196		196 - 392		392 - 785		785 - 196	
Inizio prova: 16/03/09		Inizio prova: 16/03/09		Inizio prova: 16/03/09		Inizio prova: 17/03/09		Inizio prova: 18/03/09		Inizio prova: 20/03/09		Inizio prova: 22/03/09		Inizio prova: 23/03/09	
Tempo	Cedimento														
(min)	(mm)														
0.1	-0.001	0.1	0.006	0.1	0.074	0.1	0.226	0.1	0.439	0.1	0.734	0.1	1.148	0.1	1.577
0.25	0	0.25	0.009	0.25	0.085	0.25	0.241	0.25	0.462	0.25	0.765	0.25	1.187	0.25	1.5542
0.4	0	0.4	0.011	0.4	0.091	0.4	0.249	0.4	0.477	0.4	0.786	0.4	1.215	0.4	1.535
0.5	0	0.5	0.012	0.5	0.093	0.5	0.254	0.5	0.484	0.5	0.796	0.5	1.229	0.5	1.5217
1	0	1	0.013	1	0.102	1	0.271	1	0.51	1	0.828	1	1.277	1	1.5025
2	0	2	0.015	2	0.113	2	0.29	2	0.539	2	0.866	2	1.34	2	1.479
4	0	4	0.016	4	0.121	4	0.307	4	0.561	4	0.898	4	1.403	4	1.469
8	-0.008	8	0.018	8	0.128	8	0.318	8	0.576	8	0.922	8	1.452	8	1.464
15	-	15	0.019	15	0.132	15	0.326	15	0.585	15	0.936	15	1.484	15	1.459
30	-	30	0.02	30	0.136	30	0.332	30	0.594	30	0.951	30	1.509	30	1.457
60	-	60	0.021	60	0.141	60	0.337	60	0.601	60	0.965	60	1.532	60	1.454
120	-	120	0.024	120	0.144	120	0.343	120	0.608	120	0.975	120	1.552	120	1.451
240	-	240	-	240	0.146	240	0.348	240	0.616	240	0.987	240	1.571	240	1.449
480	-	480	-	480	0.148	480	0.354	480	0.623	480	0.996	480	1.577	480	1.448
960	-	960	-	960	0.153	960	0.355	960	0.627	960	1.003	960	1.577	960	1.446
1440	-	1440	-	1440	-	1440	0.36	1440	0.632	1440	1.009	1440	1.577	1440	1.444
1920	-	1920	-	1920	-	1920	-	1920	-	1920	1.013	1920	-	1920	-
2880	-	2880	-	2880	-	2880	-	2880	0.639	2880	1.018	2880	-	2880	-
4320	-	4320	-	4320	-	4320	-	4320	0	4320	0	4320	-	4320	-
Fine prova: 16/03/09		Fine prova: 16/03/09		Fine prova: 17/03/09		Fine prova: 18/03/09		Fine prova: 20/03/09		Fine prova: 22/03/09		Fine prova: 23/03/09		Fine prova: 24/03/09	

SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA	RSP_08/1191-05	DATA EMISSIONE	-	SONDAGGIO :	S8	CAMPIONE :	7
-------------------	-----------------------	----------------	---	-------------	----	------------	---

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L. - Cedimenti rilevati nel tempo per ogni intervallo di carico/scarico

INTERVALLO DI CARICO/SCARICO : da - a (kPa)															
196 - 49		49 - 196		196 - 785		785 - 1569		1569 - 3138		3138 - 785		785 - 196		196 - 49	
Inizio prova: 24/03/09		Inizio prova: 25/03/09		Inizio prova: 26/03/09		Inizio prova: 27/03/09		Inizio prova: 30/03/09		Inizio prova: 31/03/09		Inizio prova: 01/04/09		Inizio prova: 02/04/09	
Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento
(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)
0.1	1.396	0.1	1.224	0.1	1.467	0.1	1.796	0.1	2.524	0.1	3.195	0.1	2.9	0.1	2.563
0.25	1.383	0.25	1.239	0.25	1.505	0.25	1.883	0.25	2.635	0.25	3.086	0.25	2.835	0.25	2.548
0.4	1.373	0.4	1.252	0.4	1.532	0.4	1.92	0.4	2.685	0.4	3.021	0.4	2.822	0.4	2.54
0.5	1.368	0.5	1.255	0.5	1.553	0.5	1.948	0.5	2.721	0.5	3.013	0.5	2.818	0.5	2.532
1	1.346	1	1.276	1	1.598	1	2.019	1	2.806	1	2.998	1	2.792	1	2.518
2	1.331	2	1.296	2	1.635	2	2.107	2	2.912	2	2.984	2	2.763	2	2.494
4	1.286	4	1.31	4	1.654	4	2.192	4	3.017	4	2.974	4	2.728	4	2.462
8	1.254	8	1.319	8	1.665	8	2.255	8	3.097	8	2.964	8	2.69	8	2.418
15	1.231	15	1.321	15	1.672	15	2.294	15	3.143	15	2.96	15	2.659	15	2.367
30	1.216	30	1.324	30	1.68	30	2.325	30	3.179	30	2.956	30	2.637	30	2.306
60	1.206	60	1.327	60	1.688	60	2.35	60	3.207	60	2.955	60	2.624	60	2.258
120	1.199	120	1.33	120	1.696	120	2.374	120	3.232	120	2.951	120	2.616	120	2.228
240	1.193	240	1.333	240	1.705	240	2.394	240	3.255	240	2.949	240	2.609	240	2.207
480	1.187	480	1.333	480	1.713	480	2.411	480	3.275	480	2.947	480	2.603	480	2.193
960	1.182	960	1.335	960	1.72	960	2.427	960	3.292	960	2.945	960	2.597	960	2
1440	1.178	1440	1.338	1440	1.726	1440	2.438	1440	3.308	1440	2.944	1440	2.594	1440	2
1920	-	1920	-	1920	-	1920	2.443	1920	-	1920	-	1920	-	1920	-
2880	-	2880	-	2880	-	2880	2.453	2880	-	2880	-	2880	-	2880	-
4320	-	4320	-	4320	-	4320	2.464	4320	-	4320	-	4320	-	4320	-
Fine prova: 25/03/09		Fine prova: 26/03/09		Fine prova: 27/03/09		Fine prova: 30/03/09		Fine prova: 31/03/09		Fine prova: 01/04/09		Fine prova: 02/04/09		Fine prova: 03/04/09	

SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA	RSP_08/1191-05	DATA EMISSIONE	-	SONDAGGIO :	S8	CAMPIONE :	7
-------------------	-----------------------	----------------	---	-------------	----	------------	---

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L. - Cedimenti rilevati nel tempo per ogni intervallo di carico/scarico

INTERVALLO DI CARICO/SCARICO : da - a (kPa)															
49 - 12		12 - 0		0 - 0		0 - 0		0 - 0		0 - 0		0 - 0		0 - 0	
Inizio prova: 03/04/09		Inizio prova: -													
Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento
(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)
0.1	2.157	0.1	-	0.1	-	0.1	-	0.1	-	0.1	-	0.1	-	0.1	-
0.25	2.152	0.25	-	0.25	-	0.25	-	0.25	-	0.25	-	0.25	-	0.25	-
0.4	2.148	0.4	-	0.4	-	0.4	-	0.4	-	0.4	-	0.4	-	0.4	-
0.5	2.146	0.5	-	0.5	-	0.5	-	0.5	-	0.5	-	0.5	-	0.5	-
1	2.139	1	-	1	-	1	-	1	-	1	-	1	-	1	-
2	2.127	2	-	2	-	2	-	2	-	2	-	2	-	2	-
4	2.11	4	-	4	-	4	-	4	-	4	-	4	-	4	-
8	2.084	8	-	8	-	8	-	8	-	8	-	8	-	8	-
15	2.053	15	-	15	-	15	-	15	-	15	-	15	-	15	-
30	2.008	30	-	30	-	30	-	30	-	30	-	30	-	30	-
60	1.952	60	-	60	-	60	-	60	-	60	-	60	-	60	-
120	1.898	120	-	120	-	120	-	120	-	120	-	120	-	120	-
240	1.856	240	-	240	-	240	-	240	-	240	-	240	-	240	-
480	1.826	480	-	480	-	480	-	480	-	480	-	480	-	480	-
960	1.806	960	-	960	-	960	-	960	-	960	-	960	-	960	-
1440	1.796	1440	-	1440	-	1440	-	1440	-	1440	-	1440	-	1440	-
1920	1.791	1920	-	1920	-	1920	-	1920	-	1920	-	1920	-	1920	-
2880	1.782	2880	-	2880	-	2880	-	2880	-	2880	-	2880	-	2880	-
4320	1.773	4320	-	4320	-	4320	-	4320	-	4320	-	4320	-	4320	-
Fine prova: 06/04/09		Fine prova: -													

SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA

RSP_08/1191-05

DATA EMISSIONE:

-

Pagina 7 di 7

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L.

SONDAGGIO : S8 **CAMPIONE :** 7 **PROFONDITA' :** 30.00 ÷ 30.50 m

NORMATIVA DI RIFERIMENTO: ASTM D2435

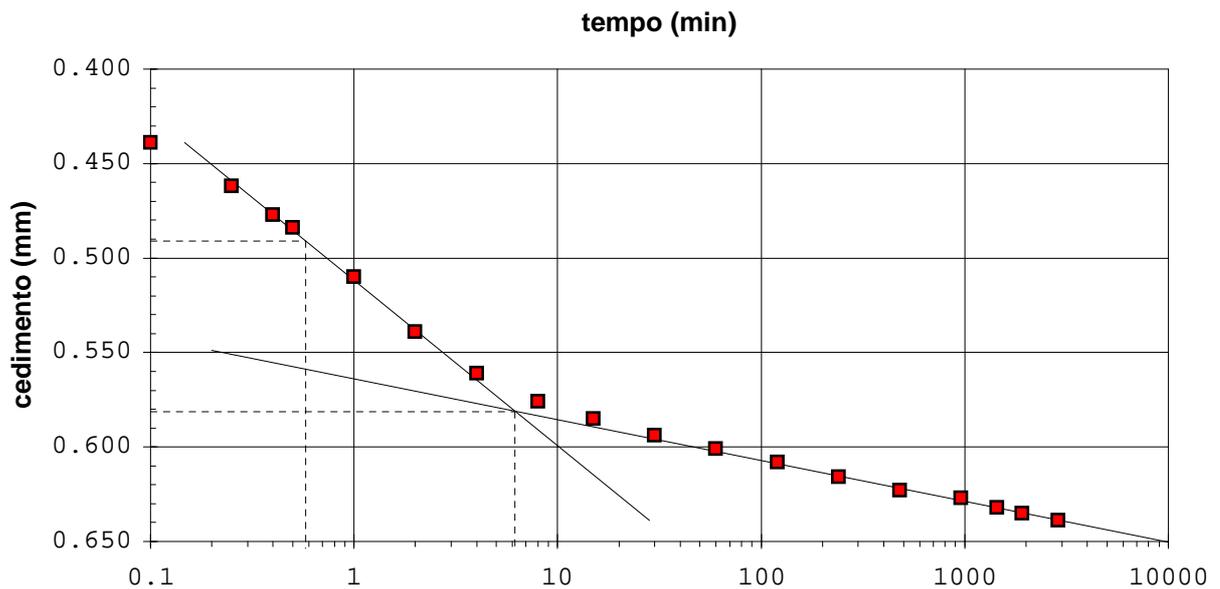
DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI DI CONSOLIDAZIONE RELATIVI AL

INTERVALLO DI PRESSIONE n° 5 da 98 kPa a 196 kPa

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

VALORI MISURATI			
Tempo (min)	Cedim. (mm)	Tempo (min)	Cedim. (mm)
0.1	0.439	960	0.627
0.25	0.462	1440	0.632
0.4	0.477	1920	0.635
0.5	0.484	2880	0.639
1	0.510	4320	-
2	0.539	-	-
4	0.561	-	-
8	0.576	-	-
15	0.585	-	-
30	0.594	-	-
60	0.601	-	-
120	0.608	-	-
240	0.616	-	-
480	0.623	-	-

VALORI CALCOLATI			
t_{100}	(min) =		6.17
d_{100}	(mm) =		0.58
t_{50}	(min) =		0.58
d_{50}	(mm) =		0.49
c_v	(m ² /sec) =		5.406E-07
C_a	(-) =		0.00110
m_v	(m ² /kN) =		1.459E-04
k_v	(m/sec) =		7.721E-10



SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP_08/1191-06**COMMESSA : 08/214****VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 08/1191_SP****RICHIEDENTE :** Ing. C. Comastri in qualità di consulente**CONSEGNATARIO :** Personale della ditta GEO-PROBE**COMMITTENTE :** COGEI COSTRUZIONI SpA**LOCALITA' :** BOLOGNA**CANTIERE :** EX AREA ASAM**DATA DI ACCETTAZIONE :** 11/12/08**DATA DI EMISSIONE :** -**DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE :** fustella di acciaio**Sondaggio : S8 Campione : 7 Profondità : 30.00 - 30.50 m****DATA PRELIEVO :** -**PRELIEVO EFFETTUATO :** da ditta GEO-PROBE**DATI FORNITI da :** Committenza**OSSERVAZIONI :** -**IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :**

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
KED	Determinazione del coefficiente di permeabilità in cella edometrica	1	p.i. - POP-017

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

0	Prima emissione	SPERIMENTATORE Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

RAPPORTO DI PROVA
RSP_08/1191-06

DATA EMISSIONE

-

Pag 2 di 2

DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI PERMEABILITA' IN CELLA EDOMETRICA
SONDAGGIO : S8 CAMPIONE: 7 PROFONDITA' (m): 30.00 ÷ 30.50

DATI RELATIVI AL PROVINO		Prova di riferimento:	
CONDIZIONI DEL PROVINO:		indisturbato	
Profondità del provino		da m 30.28 a m 30.32	
		<i>Inizio prova</i>	<i>Fine prova</i>
Altezza provino	(mm)	H ₀ = 20.00	H _f = 19.36
Diametro provino	(mm)	D ₀ = 71.36	D _f = 71.36
Contenuto in acqua	(%)	w ₀ =	w _f =
Peso di volume	(kN/m ³)	γ ₀ =	γ _f =
P. di vol. secco	(kN/m ³)	γ _d =	γ _{df} =
Indice dei vuoti	(-)	e ₀ =	e _f =
Grado di saturaz.	(%)	S ₀ =	S _f =
P. sp. dei grani	(-)	G _s =	

DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI PERMEABILITA'			
Pressione verticale efficace sul provino	σ _v =	kPa	196
Sezione buretta graduata	a =	mm ²	51.00
Superficie di filtrazione	A =	mm ²	3999.99
Lunghezza di filtrazione	l =	mm	19.363
Carico idraulico iniziale	h ₀ =	mm	487.00
Carico idraulico finale	h ₁ =	mm	292.88
Tempo trascorso	t =	sec	80772
COEFFICIENTE DI PERMEABILITA' k =	$\frac{al}{At} \ln \frac{h_0}{h_1}$	=	m/sec 1.55E-09

NOTE:

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA Srl.

SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA n° :
RSP_08/1194-05
COMMESSA : 08/214

VERBALE DI ACCETTAZIONE n° :
08/1194_SP
RICHIEDENTE : Ing. C. Comastri in qualità di consulente

CONSEGNATARIO : Personale della ditta GEO-PROBE

COMMITTENTE : COGEI COSTRUZIONI SpA

LOCALITA' : BOLOGNA

CANTIERE : EX AREA ASAM

DATA DI ACCETTAZIONE :

11/12/08

DATA DI EMISSIONE :

-

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE :

fustella di acciaio

Sondaggio : S7	Campione : 7	Profondità : 6.00 - 6.50	m
-----------------------	---------------------	---------------------------------	---

DATA PRELIEVO :

-

PRELIEVO EFFETTUATO : da ditta GEO-PROBE

DATI FORNITI da : Committenza

OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE CERTIFICATO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
EDO	Prova di consolidazione edometrica	1	ASTM D 2435
cv	Determinazione di cv-kv-mv	1	ASTM D 2435

0	Prima emissione	SPERIMENTATORE Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

RAPPORTO DI PROVA

RSP_08/1194-05

DATA EMISSIONE

-

Pagina 2 di 7

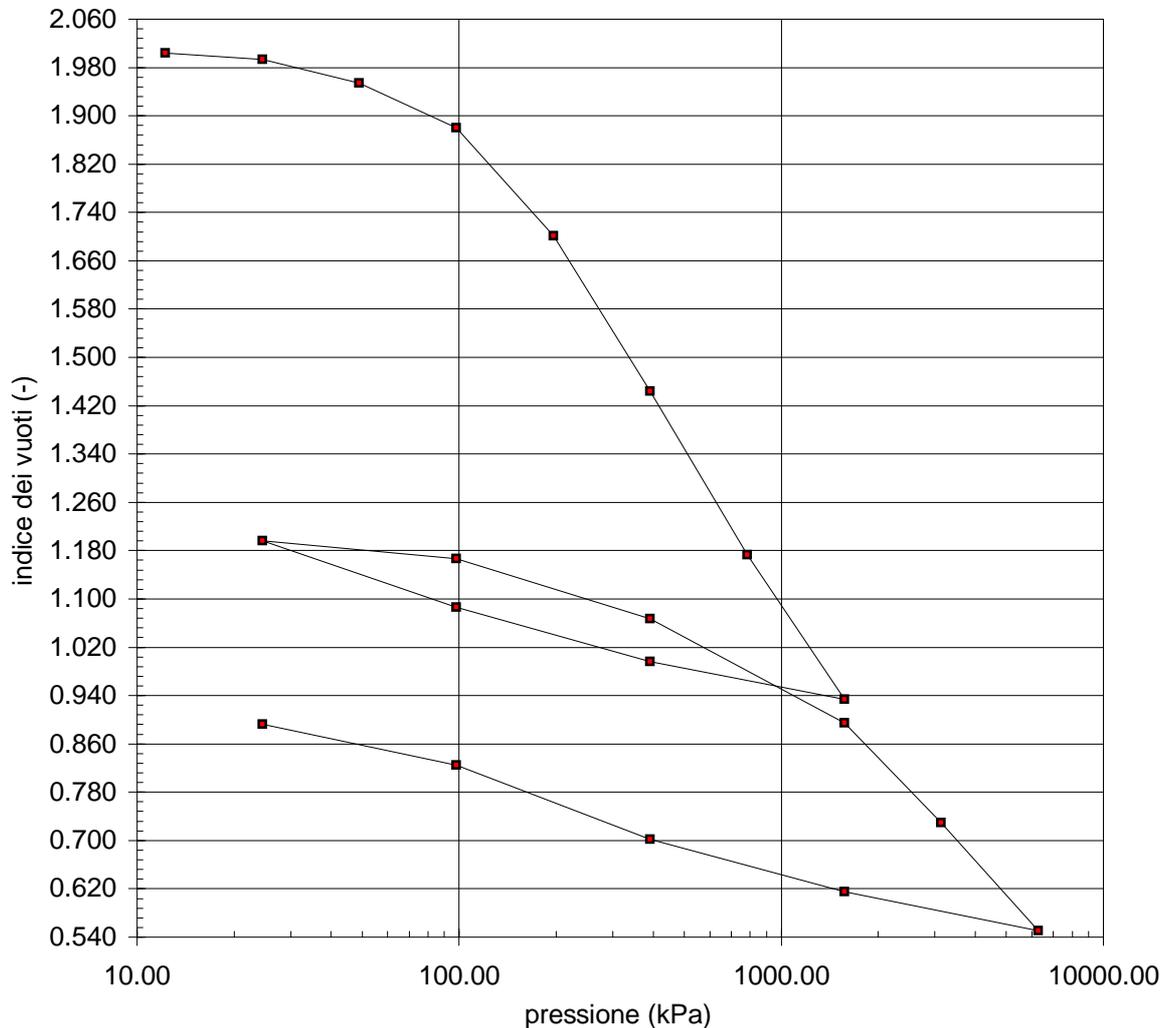
PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L.
SONDAGGIO : S7 **CAMPIONE :** 7 **PROFONDITA':** 6.00 ÷ 6.50 m

NORMATIVA DI RIFERIMENTO : ASTM D2435

CARATTERISTICHE DEL PROVINO
CONDIZIONI DEL PROVINO : indisturbato **PROFONDITA':** 6.30 ÷ 6.33 m

		Inizio prova		Fine prova		
Altezza provino (mm)	H_0	=	20.00	H_f	=	12.60
Diametro provino (mm)	D_0	=	50.46	D_f	=	50.46
Contenuto in acqua (%)	w_0	=	62.85	w_f	=	32.35
Riferimento:	-			-		
Peso di volume totale (kN/m ³)	γ	=	14.60	γ_f	=	18.82
Riferimento:	-			-		
Peso di volume secco (kN/m ³)	γ_d	=	8.96	γ_{df}	=	14.22
Indice dei vuoti (-)	e_0	=	2.004	e_f	=	0.893
Grado di saturazione (%)	S_0	=	86.10	S_f	=	99.46
Peso specifico dei grani (-)	G_s	=	2.750	assunto		
Riferimento:	-					

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE CERTIFICATO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA SRI.



SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA
RSP_08/1194-05
DATA EMISSIONE

-

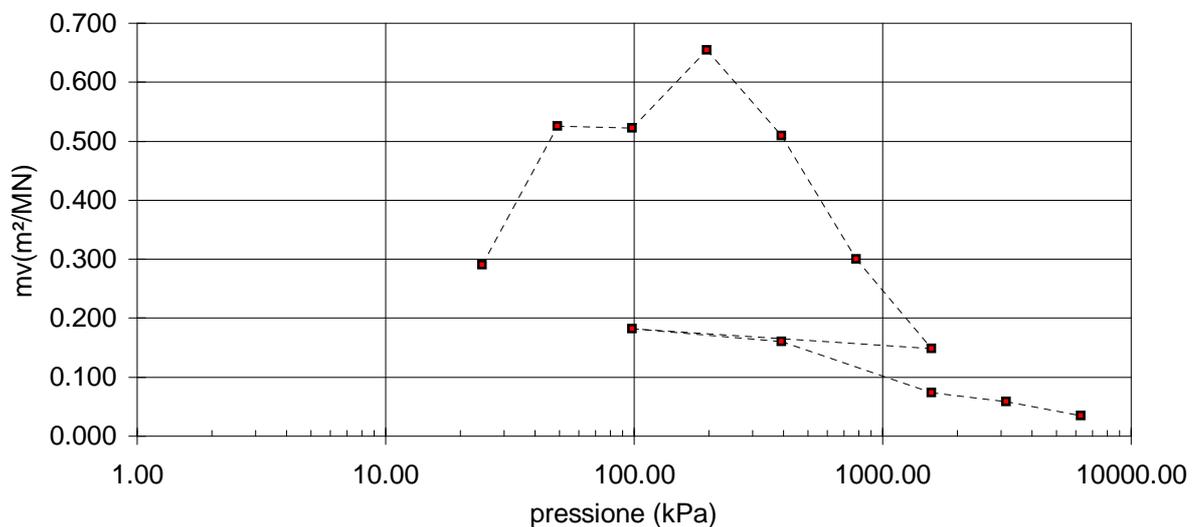
Pagina 3 di 7

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L.
SONDAGGIO : S7 **CAMPIONE :** 7 **PROFONDITA':** 6.00 ÷ 6.50 m

NORMATIVA DI RIFERIMENTO : ASTM D2435

CONDIZIONI DEL PROVINO : indisturbato						
$H_0 =$		20.00 mm	$D =$		50.46 mm	
$e_0 =$		2.004				
n°	pressione verticale	ΔH	e	m_v	c_v	k_v
	kPa	mm	-	m ² /MN	m ² /s	m/s
1	12	0.002	2.004	-	-	-
2	25	0.073	1.993	0.290	-	-
3	49	0.328	1.955	0.525	-	-
4	98	0.825	1.880	0.522	-	-
5	196	2.017	1.701	0.654	5.99E-08	3.83E-10
6	392	3.727	1.444	0.509	-	-
7	785	5.535	1.173	0.300	-	-
8	1569	7.122	0.934	0.148	-	-
9	392	6.707	0.996	-	-	-
10	98	6.107	1.087	-	-	-
11	25	5.377	1.196	-	-	-
12	98	5.571	1.167	0.182	-	-
13	392	6.237	1.067	0.161	-	-
14	1569	7.384	0.895	0.074	-	-
15	3138	8.484	0.730	0.058	-	-
16	6276	9.673	0.551	0.035	-	-
17	1569	9.249	0.615	-	-	-
18	392	8.667	0.702	-	-	-
19	98	7.850	0.825	-	-	-
20	25	7.397	0.893	-	-	-
21	-	-	-	-	-	-
22	-	-	-	-	-	-
23	-	-	-	-	-	-
24	-	-	-	-	-	-

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE CERTIFICATO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.



SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA	RSP_08/1194-05	DATA EMISSIONE	-	SONDAGGIO :	S7	CAMPIONE :	7
-------------------	-----------------------	----------------	---	-------------	----	------------	---

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L. - Cedimenti rilevati nel tempo per ogni intervallo di carico/scarico

INTERVALLO DI CARICO/SCARICO : da - a (kPa)															
0 - 12		12 - 25		25 - 49		49 - 98		98 - 196		196 - 392		392 - 785		785 - 1569	
Inizio prova: 19/03/09		Inizio prova: 19/03/09		Inizio prova: 19/03/09		Inizio prova: 20/03/09		Inizio prova: 22/03/09		Inizio prova: 24/03/09		Inizio prova: 25/03/09		Inizio prova: 26/03/09	
Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento
(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)
0.1	0.002	0.1	0.028	0.1	0.131	0.1	0.417	0.1	0.977	0.1	2.169	0.1	3.921	0.1	5.682
0.25	0.003	0.25	0.032	0.25	0.149	0.25	0.449	0.25	1.012	0.25	2.219	0.25	3.964	0.25	5.724
0.4	0.003	0.4	0.034	0.4	0.159	0.4	0.467	0.4	1.036	0.4	2.253	0.4	3.994	0.4	5.763
0.5	0.003	0.5	0.035	0.5	0.163	0.5	0.476	0.5	1.052	0.5	2.272	0.5	4.02	0.5	5.772
1	0.005	1	0.038	1	0.181	1	0.506	1	1.102	1	2.345	1	4.087	1	5.835
2	0.007	2	0.042	2	0.201	2	0.544	2	1.167	2	2.445	2	4.189	2	5.916
4	0.002	4	0.046	4	0.222	4	0.585	4	1.25	4	2.579	4	4.332	4	6.03
8	-	8	0.051	8	0.24	8	0.625	8	1.349	8	2.753	8	4.52	8	6.181
15	-	15	0.055	15	0.253	15	0.653	15	1.442	15	2.929	15	4.721	15	6.352
30	-	30	0.06	30	0.265	30	0.682	30	1.535	30	3.115	30	4.947	30	6.553
60	-	60	0.064	60	0.279	60	0.711	60	1.613	60	3.263	60	5.135	60	6.728
120	-	120	0.069	120	0.294	120	0.737	120	1.679	120	3.347	120	5.276	120	6.861
240	-	240	0.073	240	0.302	240	0.766	240	1.74	240	3.481	240	5.377	240	6.982
480	-	480	-	480	0.309	480	0.781	480	1.846	480	3.589	480	5.448	480	7.044
960	-	960	-	960	0.321	960	0.795	960	1.932	960	3.656	960	5.498	960	7.088
1440	-	1440	-	1440	0.328	1440	0.805	1440	1.971	1440	3.727	1440	5.535	1440	7.122
1920	-	1920	-	1920	-	1920	0.816	1920	-	1920	-	1920	-	1920	-
2880	-	2880	-	2880	-	2880	0.825	2880	2.017	2880	-	2880	-	2880	-
4320	-	4320	-	4320	-	4320	0	4320	0	4320	-	4320	-	4320	-
Fine prova: 19/03/09		Fine prova: 19/03/09		Fine prova: 20/03/09		Fine prova: 22/03/09		Fine prova: 24/03/09		Fine prova: 25/03/09		Fine prova: 26/03/09		Fine prova: 27/03/09	

SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA	RSP_08/1194-05	DATA EMISSIONE	-	SONDAGGIO :	S7	CAMPIONE :	7
-------------------	-----------------------	----------------	---	-------------	----	------------	---

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L. - Cedimenti rilevati nel tempo per ogni intervallo di carico/scarico

INTERVALLO DI CARICO/SCARICO : da - a (kPa)															
1569 - 392		392 - 98		98 - 25		25 - 98		98 - 392		392 - 1569		1569 - 3138		3138 - 6276	
Inizio prova: 27/03/09		Inizio prova: 30/03/09		Inizio prova: 31/03/09		Inizio prova: 01/04/09		Inizio prova: 02/04/09		Inizio prova: 03/04/09		Inizio prova: 06/04/09		Inizio prova: 07/04/09	
Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento
(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)
0.1	7.004	0.1	6.679	0.1	6.076	0.1	5.402	0.1	5.657	0.1	4	0.1	7.424	0.1	8.553
0.25	6.98	0.25	6.642	0.25	6.065	0.25	5.41	0.25	5.677	0.25	6.435	0.25	7.49	0.25	8.634
0.4	6.97	0.4	6.629	0.4	6.058	0.4	5.418	0.4	5.69	0.4	6.464	0.4	7.508	0.4	8.651
0.5	6.962	0.5	6.626	0.5	6.056	0.5	5.419	0.5	5.701	0.5	6.479	0.5	7.518	0.5	8.657
1	6.948	1	6.61	1	6.045	1	5.43	1	5.729	1	6.538	1	7.555	1	8.696
2	6.928	2	6.591	2	6.033	2	5.445	2	5.771	2	6.615	2	7.605	2	8.744
4	6.905	4	6.566	4	6.014	4	5.461	4	5.828	4	6.723	4	7.674	4	8.812
8	6.877	8	6.532	8	5.989	8	5.483	8	5.901	8	6.858	8	7.765	8	8.906
15	6.85	15	6.492	15	5.957	15	5.504	15	5.982	15	6.983	15	7.869	15	9.014
30	6.82	30	6.438	30	5.908	30	5.526	30	6.068	30	7.09	30	8	30	9.157
60	6.79	60	6.374	60	5.845	60	5.542	60	6.125	60	7.159	60	8.129	60	9.304
120	6.768	120	6.307	120	5.758	120	5.552	120	6.158	120	7.211	120	8.237	120	9.425
240	6.745	240	6.24	240	5.66	240	5.56	240	6.183	240	7.265	240	8.324	240	9.517
480	6.731	480	6.18	480	5.558	480	5.563	480	6.201	480	7.295	480	8.404	480	9.609
960	6.721	960	6.132	960	5.461	960	5.57	960	6.221	960	7.319	960	8.46	960	10
1440	6.716	1440	6.107	1440	5.377	1440	5.571	1440	6.237	1440	7.334	1440	8.484	1440	10
1920	6.713	1920	-	1920	-	1920	-	1920	-	1920	7.342	1920	-	1920	-
2880	6.709	2880	-	2880	-	2880	-	2880	-	2880	7.361	2880	-	2880	-
4320	6.707	4320	-	4320	-	4320	-	4320	-	4320	7.384	4320	-	4320	-
Fine prova: 30/03/09		Fine prova: 31/03/09		Fine prova: 01/04/09		Fine prova: 02/04/09		Fine prova: 03/04/09		Fine prova: 06/04/09		Fine prova: 07/04/09		Fine prova: 08/04/09	

SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA	RSP_08/1194-05	DATA EMISSIONE	-	SONDAGGIO :	S7	CAMPIONE :	7
-------------------	-----------------------	----------------	---	-------------	----	------------	---

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L. - Cedimenti rilevati nel tempo per ogni intervallo di carico/scarico

INTERVALLO DI CARICO/SCARICO : da - a (kPa)															
6276 - 1569		1569 - 392		392 - 98		98 - 25		25 - 0		0 - 0		0 - 0		0 - 0	
Inizio prova: 08/04/09		Inizio prova: 09/04/09		Inizio prova: 10/04/09		Inizio prova: 14/04/09		Inizio prova: -							
Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento	Tempo	Cedimento
(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)
0.1	9.637	0.1	9.161	0.1	8.635	0.1	7.828	0.1	-	0.1	-	0.1	-	0.1	-
0.25	9.547	0.25	9.13	0.25	8.586	0.25	7.824	0.25	-	0.25	-	0.25	-	0.25	-
0.4	9.483	0.4	9.121	0.4	8.577	0.4	7.821	0.4	-	0.4	-	0.4	-	0.4	-
0.5	9.474	0.5	9.115	0.5	8.575	0.5	7.82	0.5	-	0.5	-	0.5	-	0.5	-
1	9.458	1	9.102	1	8.564	1	7.813	1	-	1	-	1	-	1	-
2	9.442	2	9.085	2	8.551	2	7.807	2	-	2	-	2	-	2	-
4	9.425	4	9.065	4	8.535	4	7.798	4	-	4	-	4	-	4	-
8	9.404	8	9.039	8	8.514	8	7.787	8	-	8	-	8	-	8	-
15	9.382	15	9.009	15	8.487	15	7.771	15	-	15	-	15	-	15	-
30	9.354	30	8.966	30	8.445	30	7.75	30	-	30	-	30	-	30	-
60	9.326	60	8.913	60	8.387	60	7.717	60	-	60	-	60	-	60	-
120	9.301	120	8.848	120	8.306	120	7.673	120	-	120	-	120	-	120	-
240	9.28	240	8.78	240	8.211	240	7.616	240	-	240	-	240	-	240	-
480	9.263	480	8.722	480	8.117	480	7.544	480	-	480	-	480	-	480	-
960	9.253	960	8.685	960	8.039	960	7.443	960	-	960	-	960	-	960	-
1440	9.249	1440	8.667	1440	7.995	1440	7.397	1440	-	1440	-	1440	-	1440	-
1920	-	1920	-	1920	7.96	1920	-	1920	-	1920	-	1920	-	1920	-
2880	-	2880	-	2880	7.914	2880	-	2880	-	2880	-	2880	-	2880	-
4320	-	4320	-	4320	7.85	4320	-	4320	-	4320	-	4320	-	4320	-
Fine prova: 09/04/09		Fine prova: 10/04/09		Fine prova: 14/04/09		Fine prova: 15/04/09		Fine prova: -							

SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA

RSP_08/1194-05

DATA EMISSIONE:

-

Pagina 7 di 7

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA I.L.

ASTM D2435-96

SONDAGGIO : S7

CAMPIONE : 7

PROFONDITA' : 6.00 ÷ 6.50 m

DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI DI CONSOLIDAZIONE RELATIVI AL

INTERVALLO DI PRESSIONE n°

5

da

98 kPa

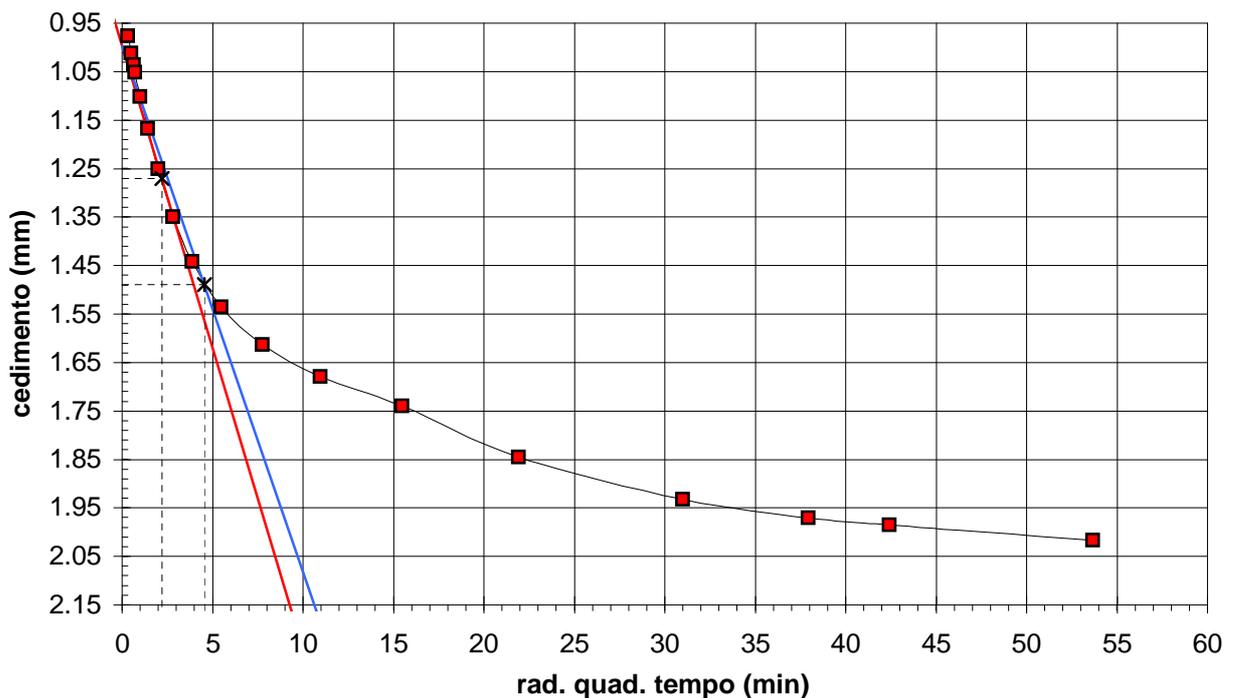
a

196 kPa

Prova di riferimento:

VALORI MISURATI			
Tempo (min)	Cedim. (mm)	Tempo (min)	Cedim. (mm)
0.1	0.977	960	1.932
0.25	1.012	1440	1.971
0.4	1.036	1800	1.985
0.5	1.052	2880	2.017
1	1.102	3600	-
2	1.167	4320	-
4	1.250		
8	1.349		
15	1.442		
30	1.535		
60	1.613		
120	1.679		
240	1.740		
480	1.846		

VALORI CALCOLATI			
t_{90}	(min) =	20.70	
d_{90}	(mm) =	1.49	
t_{50}	(min) =	4.84	
d_{50}	(mm) =	1.27	
c_v	(m ² /sec) =	5.987E-08	
C_a	(-) =	-	
m_v	(m ² /kN) =	6.542E-04	
k_v	(m/sec) =	3.834E-10	



SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP_08/1194-06**COMMESSA : 08/214****VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 08/1194_SP****RICHIEDENTE :** Ing. C. Comastri in qualità di consulente**CONSEGNATARIO :** Personale della ditta GEO-PROBE**COMMITTENTE :** COGEI COSTRUZIONI SpA**LOCALITA' :** BOLOGNA**CANTIERE :** EX AREA ASAM**DATA DI ACCETTAZIONE :** 11/12/08**DATA DI EMISSIONE :** -**DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE :** fustella di acciaio**Sondaggio : S7 Campione : 2 Profondità : 6.00 - 6.50 m****DATA PRELIEVO :** -**PRELIEVO EFFETTUATO :** da ditta GEO-PROBE**DATI FORNITI da :** Committenza**OSSERVAZIONI :** -**IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :**

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
KED	Determinazione del coefficiente di permeabilità in cella edometrica	1	p.i. - POP-017

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

0	Prima emissione	SPERIMENTATORE Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

RAPPORTO DI PROVA

RSP_08/1194-06

DATA EMISSIONE

-

Pag 2 di 2

DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI PERMEABILITA' IN CELLA EDOMETRICA

SONDAGGIO : S7 **CAMPIONE:** 2 **PROFONDITA' (m):** 6.00 ÷ 6.50

DATI RELATIVI AL PROVINO		Prova di riferimento:	
CONDIZIONI DEL PROVINO:		indisturbato	
Profondità del provino		da m 6.30 a m 6.33	
		<i>Inizio prova</i>	<i>Fine prova</i>
Altezza provino	(mm)	H ₀ = 20.00	H _f = 18.02
Diametro provino	(mm)	D ₀ = 50.46	D _f = 50.46
Contenuto in acqua	(%)	w ₀ =	w _f =
Peso di volume	(kN/m ³)	γ ₀ =	γ _f =
P. di vol. secco	(kN/m ³)	γ _d =	γ _{df} =
Indice dei vuoti	(-)	e ₀ =	e _f =
Grado di saturaz.	(%)	S ₀ =	S _f =
P. sp. dei grani	(-)	G _s =	

DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI PERMEABILITA'			
Pressione verticale efficace sul provino	σ _v =	kPa	196
Sezione buretta graduata	a =	mm ²	51.00
Superficie di filtrazione	A =	mm ²	2000.00
Lunghezza di filtrazione	l =	mm	18.019
Carico idraulico iniziale	h ₀ =	mm	487.00
Carico idraulico finale	h ₁ =	mm	463.47
Tempo trascorso	t =	sec	88810
COEFFICIENTE DI PERMEABILITA' k =	$\frac{al}{At} \ln \frac{h_0}{h_1}$	=	m/sec
			2.56E-10

NOTE:

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA S.R.L.

SPERIMENTATORE

RAPPORTO DI PROVA n° : **RSP_08/1195-04**

COMMESSA : 08/214 **VERBALE DI ACCETTAZIONE n° :** **08/1195_SP**

RICHIEDENTE : Ing. C. Comastri in qualità di consulente

CONSEGNATARIO : Personale della ditta GEO-PROBE

COMMITTENTE : COGEI COSTRUZIONI SpA

LOCALITA' : BOLOGNA

CANTIERE : EX AREA ASAM

DATA DI ACCETTAZIONE : 11/12/08 **DATA DI EMISSIONE :** -

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : fustella di acciaio

Sondaggio : S7 **Campione :** 3 **Profondità :** 12.00 - 12.50 m

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : da ditta GEO-PROBE

DATI FORNITI da : Committenza

OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
TCU	Prova triassiale consolidata isotropicamente non drenata	3	ASTM D 4767

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

0	Prima emissione	SPERIMENTATORE Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

RAPPORTO DI PROVA

RSP_08/1195-04

DATA EMISSIONE

-

Pag 2 di 5

PROVA TRIASSIALE C.I.U.

ASTM D 4767

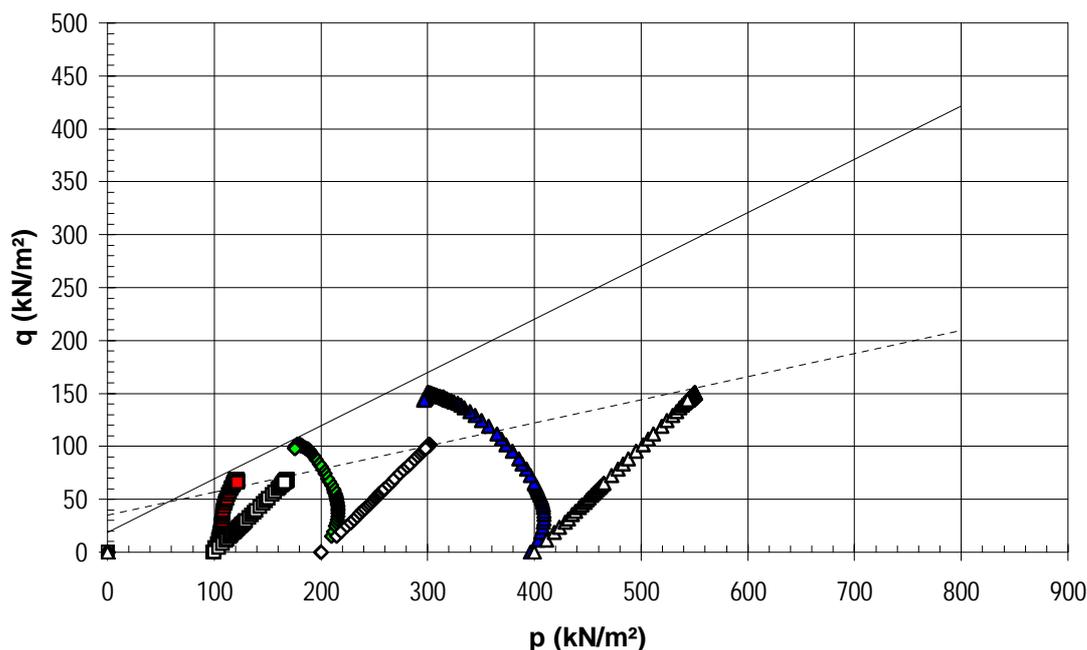
SONDAGGIO : S7 **CAMPIONE :** 3 **PROFONDITA':** 12.00 ÷ 12.50 m

PROVINO	n°	1	2	3	-
Profondità provino	da m	12.27	12.27	12.18	-
Profondità provino	a m	12.36	12.36	12.27	-
Condizione del provino	-	indisturbato	indisturbato	indisturbato	-
Diametro iniziale provino	mm	38.10	38.10	38.10	-
Altezza iniziale provino	mm	76.20	76.20	76.20	-
σ_3 iniziale	kPa	100.00	200.00	400.00	-
($\sigma_1 - \sigma_3$) a rottura	kN/m ²	136.44	203.45	301.17	-
Correzione per filtro e membrana	kN/m ²	3	2	2	-
Criterio di rottura	-	1	1	1	-
MODALITA' DI ROTTURA					
Inclinazione sup. di rottura	°sess.	-	-	-	-
Rappresentazione schematica					
PARAMETRI DELLA		Tensioni efficaci		Tensioni totali	
RESISTENZA AL TAGLIO		c' (kN/m ²)	ϕ' (° sess.)	c (kN/m ²)	ϕ (° sess.)
		18.81	26.73	35.20	12.30
Regressione lineare eseguita utilizzando tutti i provini					

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

- provino 1 (t. efficaci) ◆ provino 2 (t. efficaci) ▲ provino 3 (t. efficaci)
- provino 1 (t. totali) ◇ provino 2 (t. totali) △ provino 3 (t. totali)

STRESS PATHS



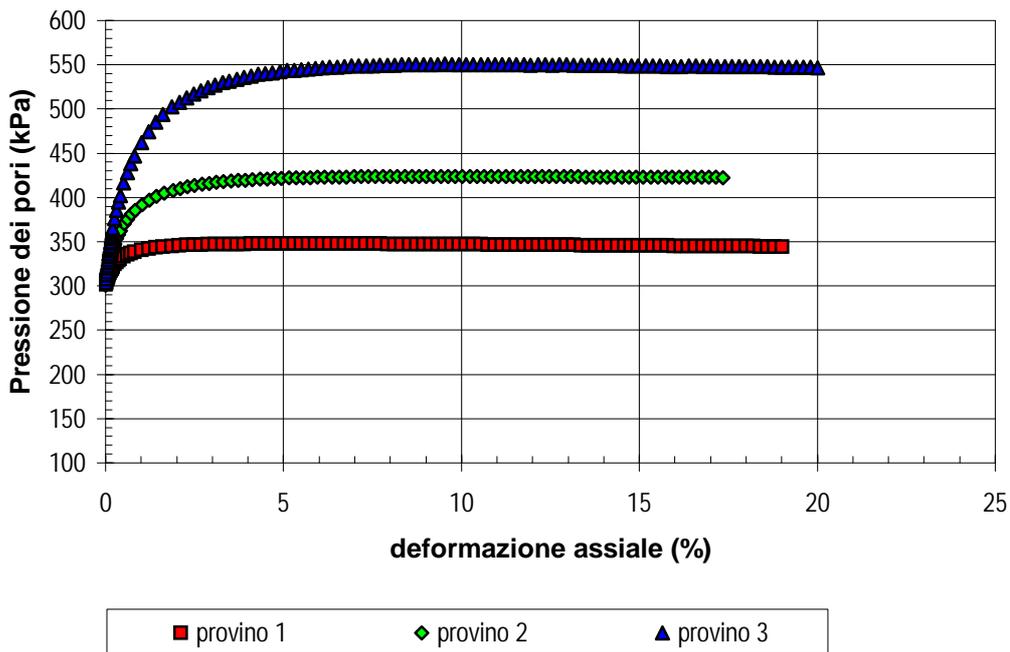
SPERIMENTATORE

PROVA TRIASSIALE C.I.U.

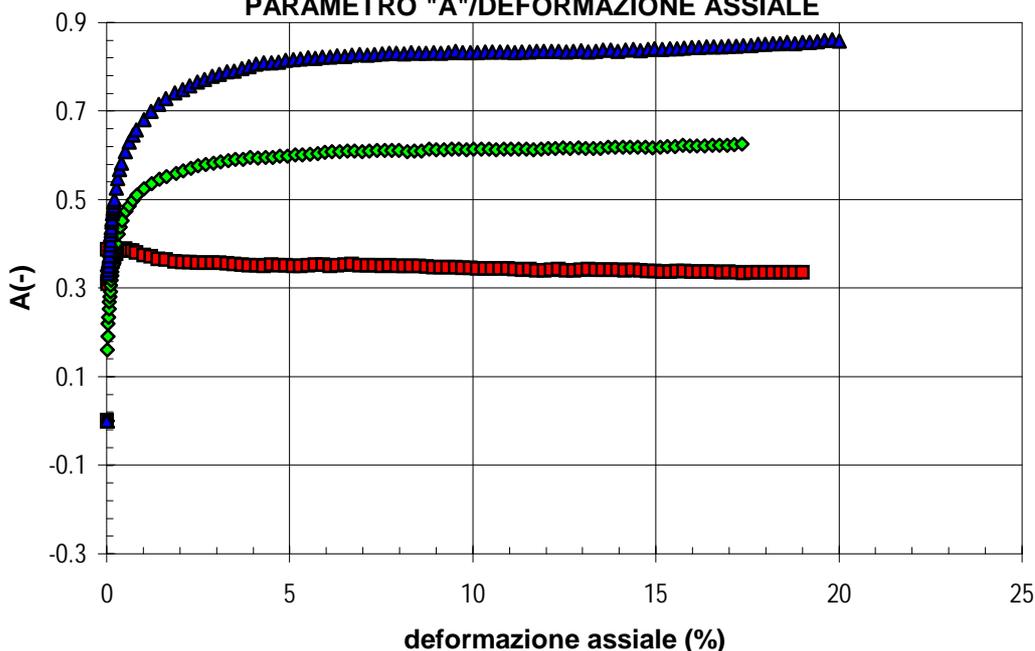
ASTM D 4767

SONDAGGIO : S7 CAMPIONE : 3 PROFONDITA': 12.00 ÷ 12.50 m

PRESSIONE DEI PORI/DEFORMAZIONE ASSIALE



PARAMETRO "A"/DEFORMAZIONE ASSIALE



SPERIMENTATORE

PROVA TRIASSIALE C.I.U.
ASTM D 4767
SONDAGGIO : S7
CAMPIONE : 3
PROFONDITA': 12.00 ÷ 12.50 m

Pag 4 di 5

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

PROVINO	n°	1	2	3	-
Profondità provino	da m	12.27	12.27	12.18	-
Profondità provino	a m	12.36	12.36	12.27	-
Condizione del provino	-	indisturbato	indisturbato	indisturbato	-
Diametro iniziale provino	mm	38.10	38.10	38.10	-
Altezza iniziale provino	mm	76.20	76.20	76.20	-
INIZIO PROVA					
Massa volumica totale	kN/m ³	19.29	19.20	18.90	-
Contenuto in acqua iniziale	%	23.77	22.90	25.08	-
Massa volumica secca	kN/m ³	15.58	15.62	15.11	-
Peso sp. dei grani (assunto)	-	2.750	2.750	2.750	-
Indice dei vuoti iniziale	-	0.728	0.724	0.782	-
Grado si saturazione iniziale	%	89.69	86.90	88.07	-
FASE DI SATURAZIONE					
Pressione pori iniziale	kPa	-0.1	-1.0	1.0	-
Valore di B iniziale	-	0.77	0.78	0.63	-
Pressione pori a saturazione	kPa	348.2	443	633	-
Pressione in cella finale	kPa	400	500	700	-
Valore di B a saturazione	-	0.96	0.95	0.95	-
FASE DI CONSOLIDAZIONE					
Pressione in cella	kPa	400	500	700	-
Contropressione	kPa	300	300	300	-
Pressione pori iniziale	kPa	348.2	443	633	-
Pressione pori finale	kPa	300	300	300	-
Variazione altezza provino	mm	0.78	1.49	1.77	-
Variazione volume provino	cm ³	2.65	5.09	6.04	-
t ₁₀₀	min	-	-	-	-
FASE DI COMPRESSIONE					
Pressione in cella	kPa	400	500	700	-
Pressione pori iniziale	kPa	300	300	300	-
σ ₃ iniziale	kPa	100	200	400	-
Velocità pressa	mm/min	0.0100	0.0100	0.0100	-
CONDIZIONI A ROTTURA					
Deformaz. assiale percentuale	%	11.75	8.20	8.12	-
(σ ₁ - σ ₃) a rottura	kN/m ²	136	203	301	-
Correzione per filtro e membrana	kN/m ²	3	2	2	-
Pressione pori a rottura	kPa	346	424	550	-
Valore di A a rottura	-	0.34	0.61	0.83	-
p' a rottura	kN/m ²	122	178	301	-
q a rottura	kN/m ²	68	102	151	-
Criterio di rottura	-	1	1	1	-
FINE PROVA					
Massa volumica totale finale	kN/m ³	19.84	20.21	19.93	-
Contenuto in acqua finale	%	23.49	21.82	22.83	-
Massa volumica secca finale	kN/m ³	16.07	16.59	16.22	-
Indice dei vuoti finale	-	0.675	0.623	0.660	-
Grado si saturazione finale	%	95.50	96.13	95.01	-

LEGENDA: Criterio di rottura 1 massima tensione deviatorica
 2 massimo rapporto σ₁/σ₃

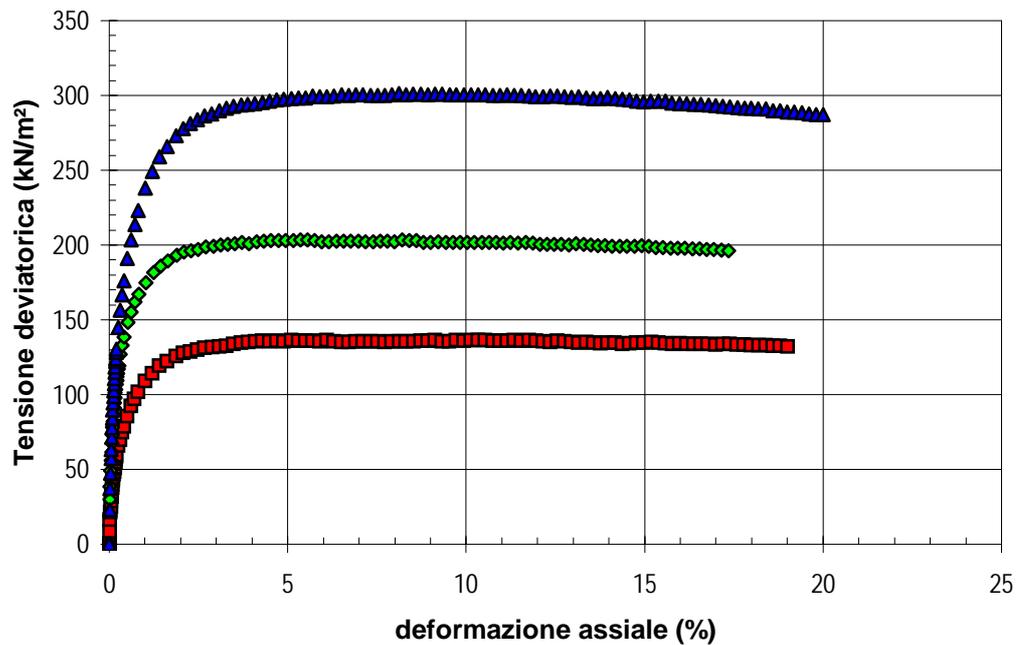
SPERIMENTATORE

40050 Granarolo dell' Emilia (BO) - Loc. Quarto Inf. - Via Badini, 6/6 - Tel. +39 051768869 - Fax +39 0516058949

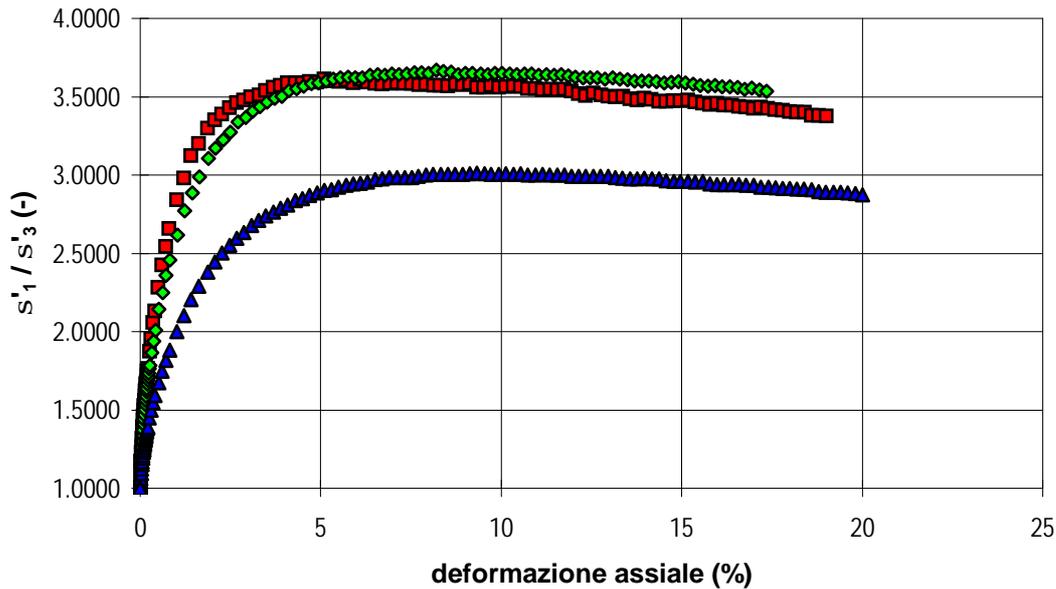
RAPPORTO DI PROVA
RSP_08/1195-04
DATA EMISSIONE

-

TENSIONE DEVIATORICA/DEFORMAZIONE ASSIALE



RAPPORTO TENSIONI PRINCIPALI/DEFORMAZIONE ASSIALE



SPERIMENTATORE

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP_08/1226-04

COMMESSA : 08/214 **VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 08/1226_SP**

RICHIEDENTE : Ing. C. Comastri in qualità di consulente

CONSEGNATARIO : Personale della ditta GEO-PROBE

COMMITTENTE : COGEI COSTRUZIONI SpA

LOCALITA' : BOLOGNA

CANTIERE : EX AREA ASAM

DATA DI ACCETTAZIONE : 11/12/08 **DATA DI EMISSIONE :** -

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : fustella di acciaio

Sondaggio : S7 Campione : 4 Profondità : 25.00 - 25.50 m

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : da ditta GEO-PROBE

DATI FORNITI da : Committenza

OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
TCU	Prova triassiale consolidata isotropicamente non drenata	3	ASTM D 4767

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

0	Prima emissione	SPERIMENTATORE Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

RAPPORTO DI PROVA

RSP_08/1226-04

DATA EMISSIONE

-

Pag 2 di 5

PROVA TRIASSIALE C.I.U.

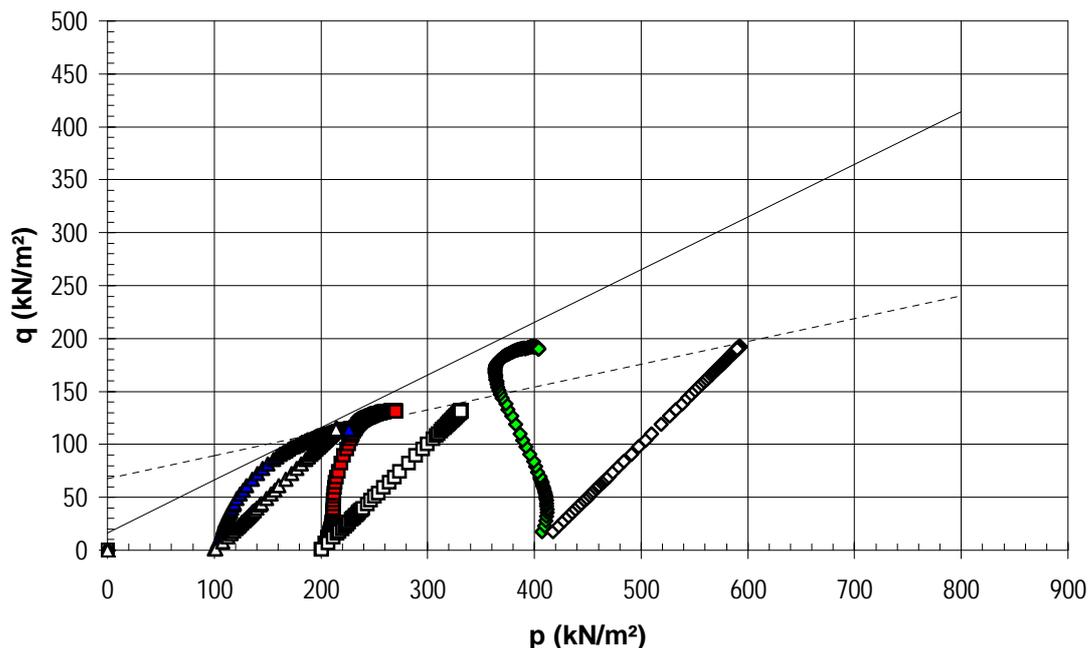
ASTM D 4767

SONDAGGIO : S7 CAMPIONE : 4 PROFONDITA': 25.00 ÷ 25.50 m

PROVINO	n°	1	2	3	-
Profondità provino	da m	25.36	25.36	25.25	-
Profondità provino	a m	25.45	25.45	25.36	-
Condizione del provino	-	indisturbato	indisturbato	indisturbato	-
Diametro iniziale provino	mm	38.10	38.10	38.10	-
Altezza iniziale provino	mm	76.20	76.20	76.20	-
σ'_3 iniziale	kPa	200.00	400.00	100.00	-
($\sigma_1 - \sigma_3$) a rottura	kN/m ²	263.40	385.29	229.56	-
Correzione per filtro e membrana	kN/m ²	4	4	4	-
Criterio di rottura	-	1	1	1	-
MODALITA' DI ROTTURA					
Inclinazione sup. di rottura	°sess.	-	-	-	-
Rappresentazione schematica					
PARAMETRI DELLA		Tensioni efficaci		Tensioni totali	
RESISTENZA AL TAGLIO		c' (kN/m ²)	ϕ' (° sess.)	c (kN/m ²)	ϕ (° sess.)
		16.50	26.45	67.91	12.16
Regressione lineare eseguita utilizzando tutti i provini					

■ provino 1 (t. efficaci)	◆ provino 2 (t. efficaci)	▲ provino 3 (t. efficaci)
□ provino 1 (t. totali)	◇ provino 2 (t. totali)	△ provino 3 (t. totali)

STRESS PATHS



SPERIMENTATORE

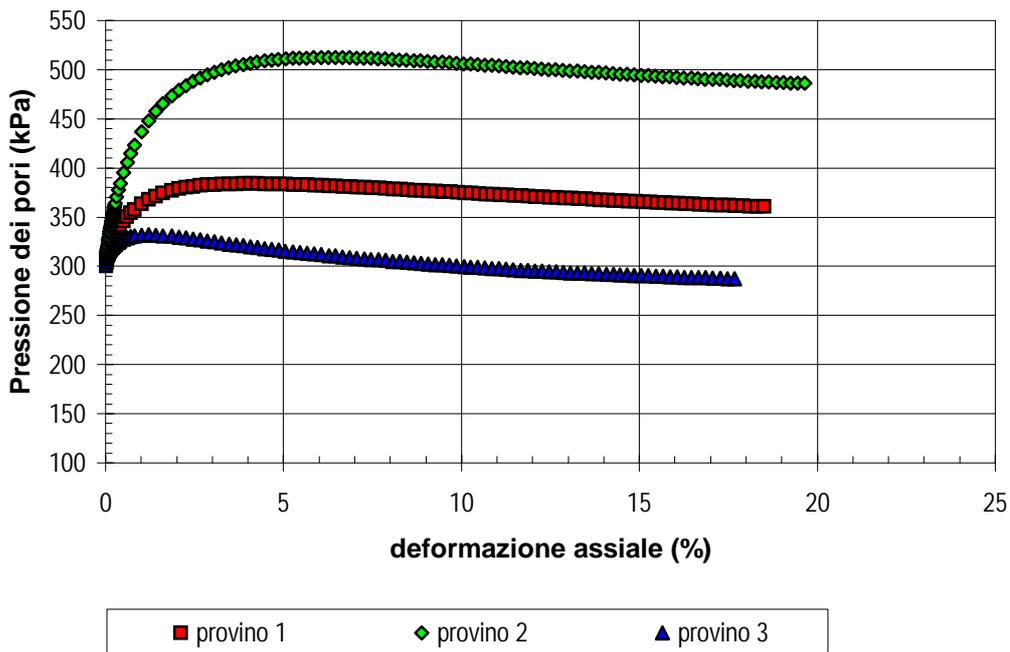
È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

PROVA TRIASSIALE C.I.U.

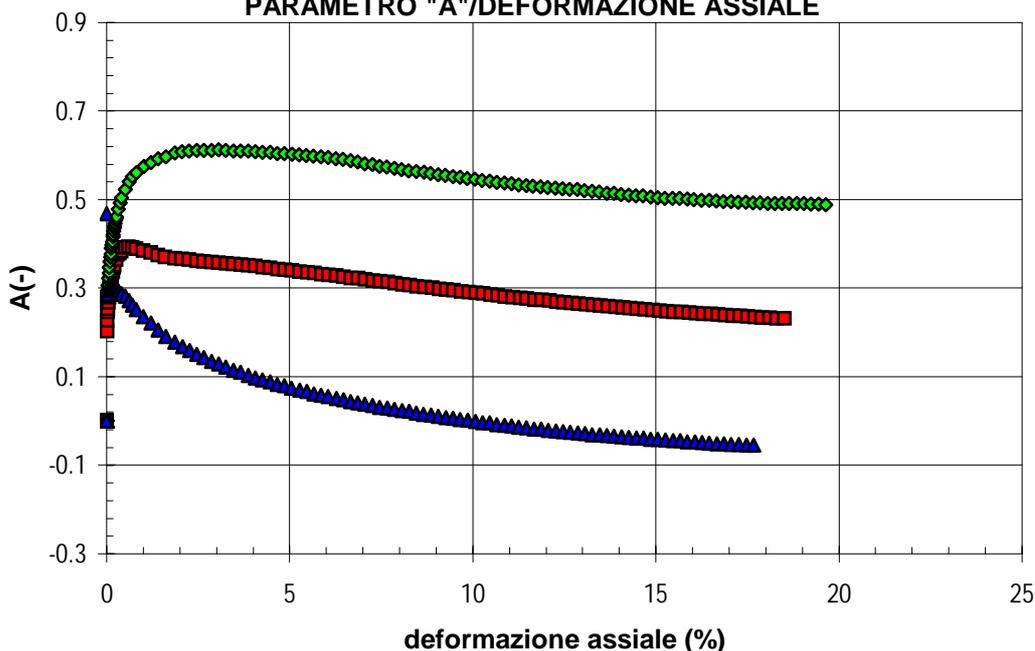
ASTM D 4767

SONDAGGIO : S7 CAMPIONE : 4 PROFONDITA': 25.00 ÷ 25.50 m

PRESSIONE DEI PORI/DEFORMAZIONE ASSIALE



PARAMETRO "A"/DEFORMAZIONE ASSIALE



SPERIMENTATORE

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

PROVA TRIASSIALE C.I.U.
ASTM D 4767
SONDAGGIO : S7
CAMPIONE : 4
PROFONDITA': 25.00 ÷ 25.50 m

Pag 4 di 5

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

PROVINO	n°	1	2	3	-
Profondità provino	da m	25.36	25.36	25.25	-
Profondità provino	a m	25.45	25.45	25.36	-
Condizione del provino	-	indisturbato	indisturbato	indisturbato	-
Diametro iniziale provino	mm	38.10	38.10	38.10	-
Altezza iniziale provino	mm	76.20	76.20	76.20	-
INIZIO PROVA					
Massa volumica totale	kN/m ³	19.23	19.25	19.34	-
Contenuto in acqua iniziale	%	26.31	26.55	26.56	-
Massa volumica secca	kN/m ³	15.23	15.21	15.28	-
Peso sp. dei grani (assunto)	-	2.750	2.750	2.750	-
Indice dei vuoti iniziale	-	0.768	0.770	0.761	-
Grado si saturazione iniziale	%	94.05	94.71	95.76	-
FASE DI SATURAZIONE					
Pressione pori iniziale	kPa	-2.5	-4.0	-1.2	-
Valore di B iniziale	-	0.71	0.68	0.53	-
Pressione pori a saturazione	kPa	395.2	490	395	-
Pressione in cella finale	kPa	500	700	400	-
Valore di B a saturazione	-	0.95	0.95	0.95	-
FASE DI CONSOLIDAZIONE					
Pressione in cella	kPa	500	700	400	-
Contropressione	kPa	300	300	300	-
Pressione pori iniziale	kPa	300	395	300	-
Pressione pori finale	kPa	300	300	300	-
Variazione altezza provino	mm	0.41	1.15	0.23	-
Variazione volume provino	cm ³	1.39	3.94	0.78	-
t ₁₀₀	min	-	-	-	-
FASE DI COMPRESSIONE					
Pressione in cella	kPa	500	700	400	-
Pressione pori iniziale	kPa	300	300	300	-
σ ₃ iniziale	kPa	200	400	100	-
Velocità pressa	mm/min	0.0100	0.0100	0.0100	-
CONDIZIONI A ROTTURA					
Deformaz. assiale percentuale	%	15.49	15.05	13.06	-
(σ ₁ - σ ₃) a rottura	kN/m ²	263	385	230	-
Correzione per filtro e membrana	kN/m ²	4	4	4	-
Pressione pori a rottura	kPa	365	494	293	-
Valore di A a rottura	-	0.25	0.50	-0.03	-
p' a rottura	kN/m ²	267	398	221	-
q a rottura	kN/m ²	132	193	115	-
Criterio di rottura	-	1	1	1	-
FINE PROVA					
Massa volumica totale finale	kN/m ³	19.48	19.77	19.55	-
Contenuto in acqua finale	%	25.92	24.07	26.72	-
Massa volumica secca finale	kN/m ³	15.47	15.94	15.43	-
Indice dei vuoti finale	-	0.740	0.689	0.745	-
Grado si saturazione finale	%	96.15	95.86	98.42	-

LEGENDA: Criterio di rottura 1 massima tensione deviatorica
 2 massimo rapporto σ₁/σ₃

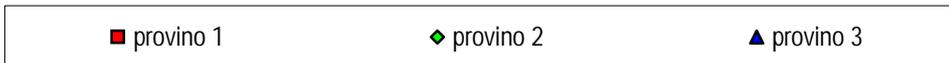
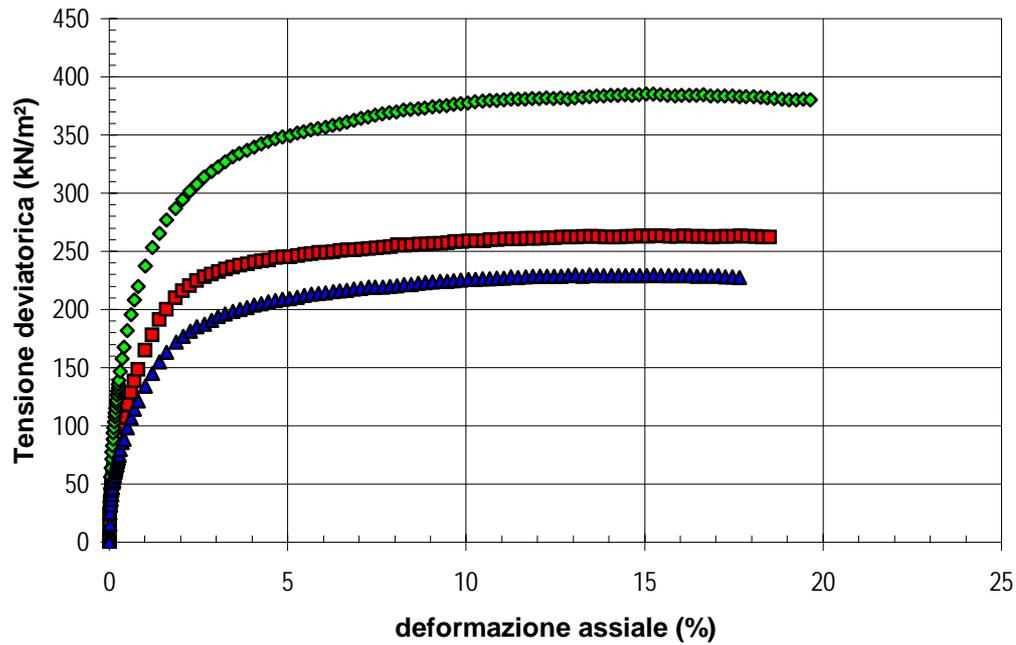
SPERIMENTATORE

40050 Granarolo dell' Emilia (BO) - Loc. Quarto Inf. - Via Badini, 6/6 - Tel. +39 051768869 - Fax +39 0516058949

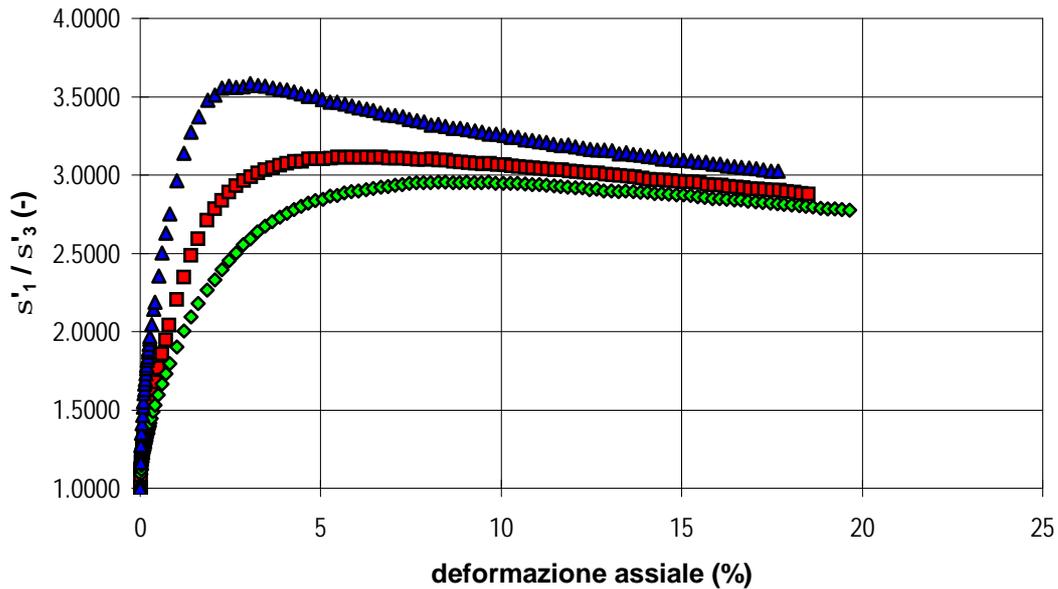
RAPPORTO DI PROVA
RSP_08/1226-04
DATA EMISSIONE

-

TENSIONE DEVIATORICA/DEFORMAZIONE ASSIALE



RAPPORTO TENSIONI PRINCIPALI/DEFORMAZIONE ASSIALE



SPERIMENTATORE

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

