

Tuttavia, tale area risulta in continuità con la più importante struttura geomorfologia fossile del territorio ferrarese, rappresentata dal paleoalveo del Po di Ferrara, che rappresentava il corso principale del Po fino al XII secolo d.C., e alle pertinenze morfologiche esterne, ubicate più a nord.

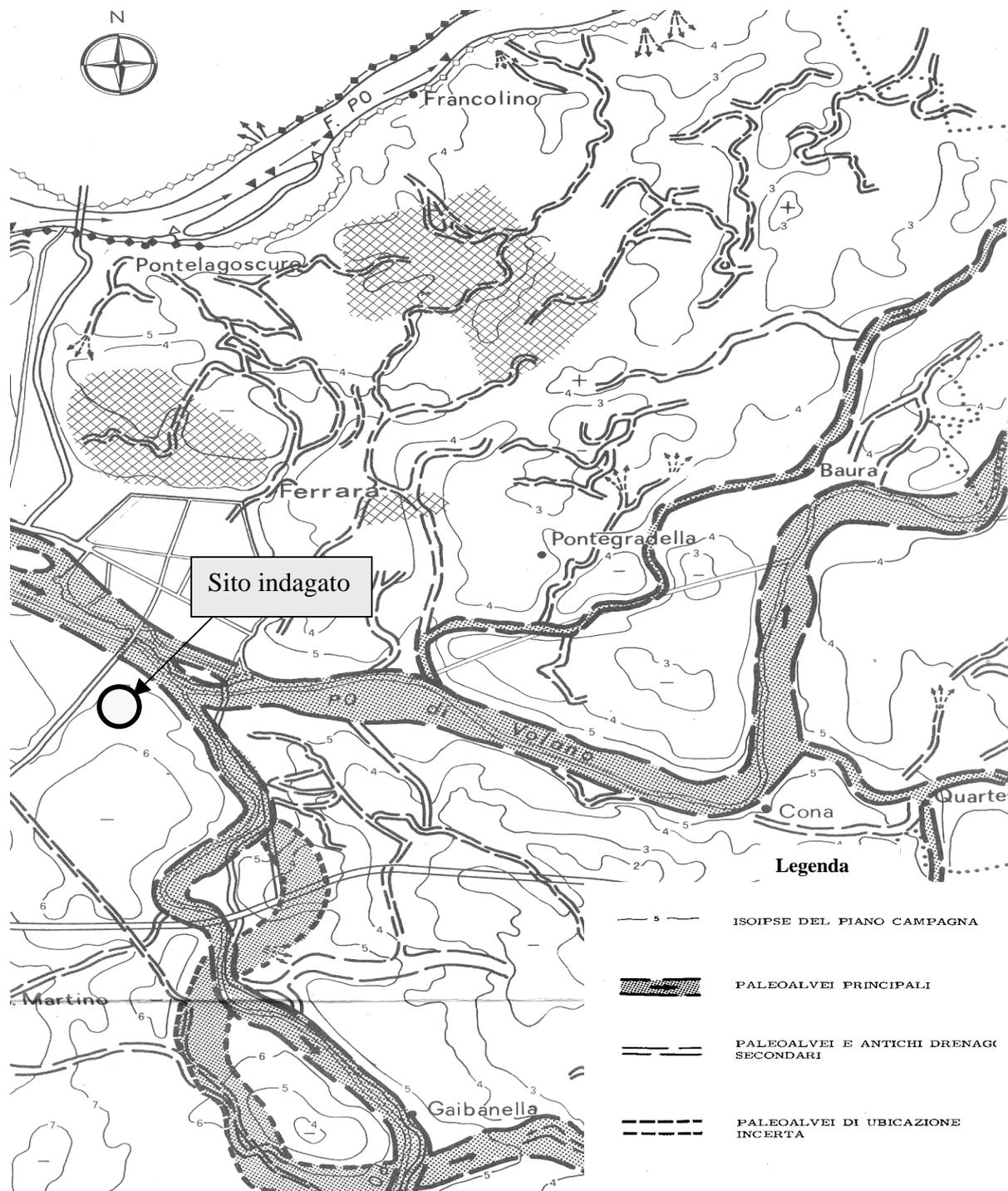


Figura 5 Stralcio Carta Geomorfologica

Dal punto di vista altimetrico, l'area in esame, risulta con quote comprese tra +7.5 e +8.0 m.s.l.m., con una situazione generale di debole pendenza da est verso ovest.

Idraulicamente, il settore sud del capoluogo, compreso tra il Po di Ferrara ed il Po di Primaro, ricade nel comprensorio del Consorzio di Bonifica Valli di Vecchio Reno, dove la maggior parte delle acque di scolo sono destinate al sistema Burana-Volano-Primaro.

In particolare, l'area in esame appartiene al *Bacino Sammartina* (1.680 Ha tutti in Comune di Ferrara) che comprende le terre alte comprese tra il bacino di Porotto e S.Martino dove le acque, raccolte da una rete di canali, vengono scolate per gravità nel Po di Primaro.

Anche il sottobacino di presollevarmento di Buttifredo, a servizio di una piccola area a nord-ovest di S.Martino, ricade nello stesso bacino principale.

Storicamente quest'area veniva ricompresa nelle vaste aree paludose site a sud della città, comprese tra Porotto, il canale Ladino, S.Martino e fino al confine bolognese, già in parte rialzate dalle colmate del Reno che, a valle di Vigarano Mainarda, ...*vi aveva messo foce per oltre un secolo.*

8. CARATTERISTICHE SISMICHE

Con l'entrata in vigore del nuovo D.M. "Norme tecniche sulle costruzioni", che ha recepito l'OPCM 3274 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zone sismiche", il Comune di Ferrara è stato confermato in zona 3 (fig. 6) cioè:

- accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g/g) pari a 0,15;
- accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme Tecniche (a_g/g)) pari a 0,15.

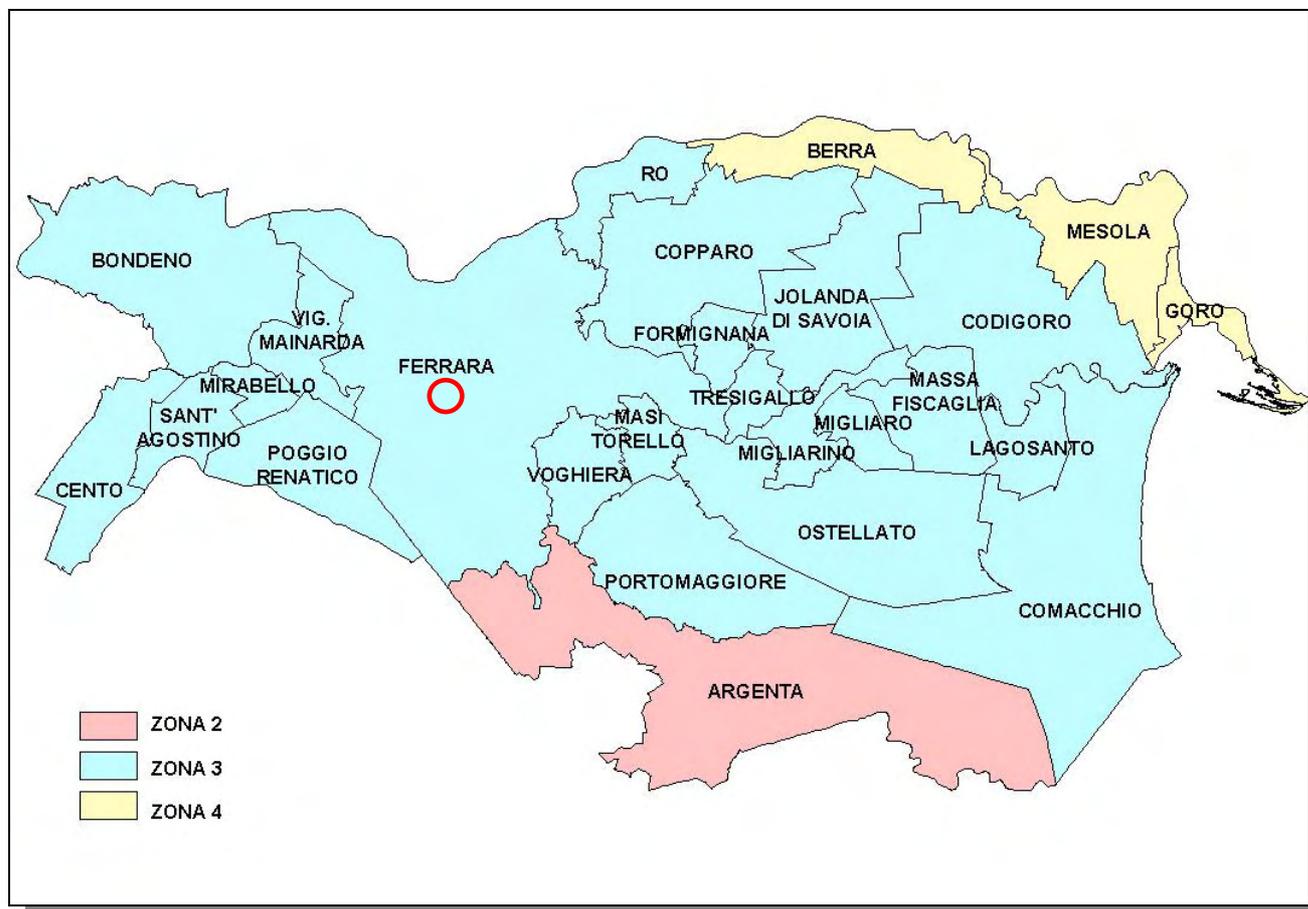


Figura 6 Nuova zonizzazione sismica

○ Ubicazione del sito

Classificazione delle zone di sismicità

zona	accelerazione orizzontale (a_g/g) con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni	Accelerazione orizzontale (a_g/g) di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme Tecniche)	Valori di a_g accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A, da adottare
1	> 0.25	0.35	0.35 g
2	0.15 – 0.25	0.25	0.25 g
3	0.05 – 0.15	0.15	0.15 g
4	< 0.05	0.05	0.05 g

L'Emilia-Romagna è interessata da una sismicità che può essere definita media, relativamente alla sismicità nazionale, con terremoti storici di magnitudo massima compresa tra 5,5 e 6 (Fig. 7), della scala Richter e intensità massima del IX°-X° grado della scala MCS (Mercalli Cancani Sieberg).

Infatti, dai cataloghi dei terremoti risulta che negli ultimi 1000 anni circa la nostra regione è stata interessata da terremoti frequenti ma mai paragonabili, per energia liberata (e, quindi, per valori di magnitudo) ai maggiori eventi di altre aree regionali quali, ad esempio, Sicilia orientale e Calabria, Irpinia-Basilicata o Friuli.

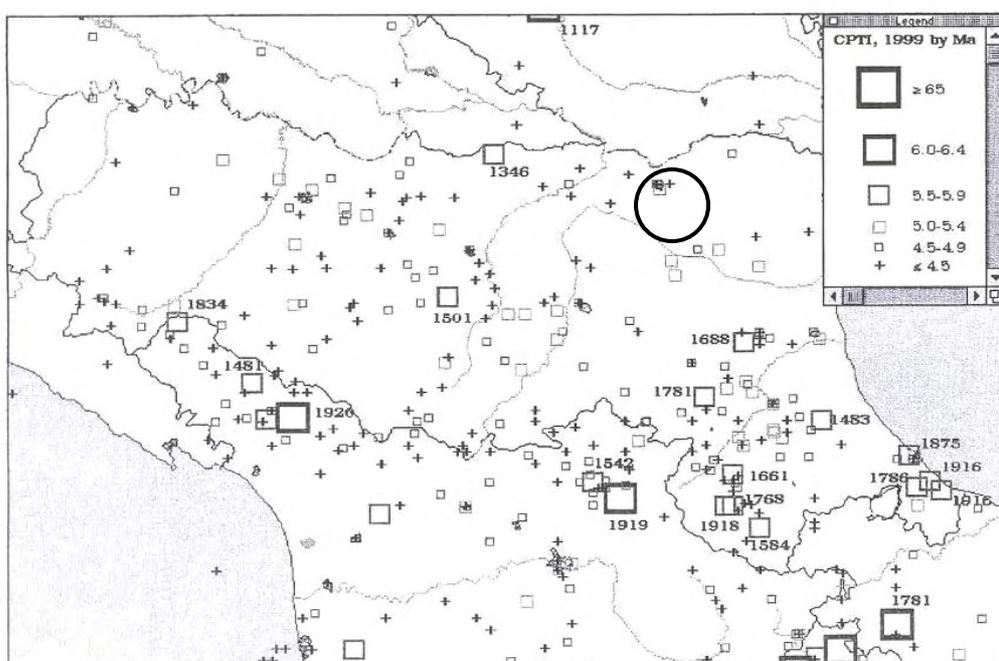


Figura 7 – Carta degli epicentri dei terremoti storici della Regione Emilia-Romagna, per classi di magnitudo (CPTI, 1999)

I maggiori terremoti (Magnitudo > 5,5) si sono verificati nel settore sud-orientale, in particolare nell'Appennino romagnolo e lungo la costa riminese.

Tale magnitudo è paragonabile a quella (5,8) della scossa principale del 26 settembre 1997 riferita alla lunga crisi sismica del 1997-1998 in Umbria –Marche.

La presenza di sedimenti clastici incoerenti e saturi d'acqua può essere infatti motivo di amplificazione di scosse sismiche anche provenienti da luoghi non vicini; si è trattato comunque di fenomeni che nel Ferrarese non hanno provocato danni.

Le scosse più forti sono invece riconducibili a eventi locali, imputabili a movimenti delle pieghe dell'Appennino sepolto, probabilmente amplificate dalla natura dei materiali sovrastanti.

Nella tabella seguente vengono riportati, a partire dal XIII secolo, i principali sismi locali catalogati da recenti studi (Ferrari et al. 1980; Postpischl, 1985; Boschi et al., 1997; Camassi, Stucchi, 1998). Le intensità massime sono espresse in gradi della Scala Mercalli-Cancani-Sieberg.

Tabella 1 – Elenco dei principali terremoti che hanno colpito Ferrara dal XIII secolo ad oggi

Evento N°	Anno	mese	giorno	zona epicentrale		zona epicentr. località	Intensità	Bibliogr.
				lat.	long.			
1	1234	marzo	20	44,833	11,617	Ferrara	7	Camassi-Stucchi, 1997
2	1285	dicembre	13	44,833	11,650	Ferrara	6,5	Camassi-Stucchi, 1997
3	1346	febbraio	22	44,817	11,617	poco a S di Ferrara	7,5	Camassi-Stucchi, 1997
4	1410	giugno	9	44,833	11,617	Ferrara	6,5	Camassi-Stucchi, 1997
5	1425	agosto	10	44,833	11,667	poco a E di Ferrara	6	Camassi-Stucchi, 1997
6	1483	marzo	3	44,817	11,650	poco a SE di Ferrara	5,5	Camassi-Stucchi, 1997
7	1487	gennaio	11	45,03	11,30	a NW di Ferrara	5	Boschi et al., 1995
8	1508	ottobre	18	44,833	11,667	poco a E di Ferrara	6	Camassi-Stucchi, 1997
9	1561	novembre	24	44,833	11,600	Ferrara	6,5	Camassi-Stucchi, 1997
10	1570	novembre	18	44,817	11,650	Ferrara	8	Camassi-Stucchi, 1997
11	1594	ottobre	3	44,83	11,62	Ferrara	5	Boschi et al., 1997
12	1624	marzo	18	44,667	11,917	a NE di Argenta	8,5	Camassi-Stucchi, 1997
13	1695	febbraio	28	44,833	11,617	Ferrara	5,5	Camassi-Stucchi, 1997
14	1743	maggio	29	44,823	11,650	Ferrara	6,5	Camassi-Stucchi, 1997
15	1787	luglio	16	44,83	11,62	Ferrara	6,5	Boschi et al., 1997
16	1787	luglio	26	44,843	11,633	Ferrara	6,5	Camassi-Stucchi, 1997
17	1895	marzo	23	44,700	12,183	Comacchio	6	Camassi-Stucchi, 1997
18	1895	maggio	25	45,000	12,000	Serravalle-Papozze	6	Camassi-Stucchi, 1997
19	1895	luglio	3	44,700	12,183	Comacchio	6	Camassi-Stucchi, 1997
20	1898	gennaio	16	44,617	11,833	Argenta	7	Camassi-Stucchi, 1997
21	1908	giugno	28	44,800	11,300	fra Cento e Finale Emilia	6	Camassi-Stucchi, 1997
22	1909	gennaio	13	44,617	11,667	presso Tragheto	6,5	Camassi-Stucchi, 1997
23	1922	maggio	24	44,733	11,383	Cento	3,5	Camassi-Stucchi, 1997
24	1956	febbraio	20	44,567	11,950	a Sud di Filo di Argenta	5,5	Camassi-Stucchi, 1997
25	1967	dicembre	30	44,667	11,833	fra Argenta e Portomaggiore	6	Camassi-Stucchi, 1997

Come si può notare, gli eventi più gravi sono stati il terremoto di Ferrara del 1570 (grado 8) e quello di Argenta del 1624 (grado 8,5).

Per il controllo sismico locale, il Comune di Ferrara è peraltro dotato, da circa 15 anni, di una rete di simografi locali, disposti per il monitoraggio microsismico del giacimento geotermico di Casaglia (Ardizzoni et al., 1991); il sistema è stato realizzato per registrare eventuali fenomeni indotti dall'emungimento e dalla reiniezione del fluido geotermico. Il sistema si compone di 6 stazioni di rilevamento, distribuite su un'area di circa 100 kmq attorno ai pozzi geotermici; ciascuna stazione è dotata di geofoni calati in pozzi profondi dai 16 ai 60 metri; i segnali vengono trasmessi ad un centro di elaborazione situato presso la Centrale di Cassana.

I dati finora raccolti da questo sistema di monitoraggio permettono di affermare:

- non sono stati raccolti segnali attribuibili allo sfruttamento del giacimento geotermico;
- sono state registrate le scosse dei terremoti naturali più vicini;
- sono state registrate piccole scosse, non avvertite né dagli abitanti, né dai simografi della rete nazionale, riconducibili a movimenti tettonici in atto in altre parti della "Dorsale" e in generale delle "Pieghere Ferraresi"(Dall'Olio, 1996).

Si può quindi concludere, sulla base dei dati esaminati che il territorio comunale di Ferrara, e in particolare per il settore più vicino alla città e a sud-est della stessa, è soggetto ad una certa sismicità (C.N.R. 1980), ben maggiore della sismicità evidenziabile per territori vicini quali quelli di Rovigo, Mantova e Ravenna.

9. MOVIMENTI VERTICALE DEL SUOLO (*Subsidenza*)

La subsidenza, cioè il lento abbassarsi del suolo, legato a vari motivi, è uno dei problemi che è importante tenere sotto controllo per il territorio comunale di Ferrara.

Si tratta, infatti, di un fenomeno che in questo territorio e in generale nella bassa Pianura Padana, ha prodotto e produce notevoli danni.

Nel territorio comunale i fenomeni di subsidenza accertati sono di carattere sia naturale che artificiale.

La subsidenza naturale comprende tutti quei movimenti di abbassamento del suolo imputabili a cause, appunto, naturali; nel territorio tali cause consistono sia nel costipamento dei sedimenti più recenti, sia nella risposta isostatica della crosta terrestre al variare dei carichi superficiali (depositi sedimentari) o comunque in movimenti di neotettonica.

Con subsidenza artificiale, o antropica, vengono invece descritti i fenomeni di abbassamento legati all'attività dell'uomo.

Nella Pianura Padana orientale questi abbassamenti per subsidenza hanno avuto ed hanno anche attualmente una notevole importanza.

Sono riconducibili soprattutto all'estrazione di fluidi dal sottosuolo: un caso classico è rappresentato dalla estrazione di metano misto ad acqua, attuata nel Polesine e nel settore nord-orientale del Ferrarese, tra il 1938 ed il 1964, da strati del Quaternario inferiori ai 200 metri.

Nel territorio del Comune di Ferrara questi fenomeni possono essere imputati soprattutto ad:

- abbassamenti dei livelli piezometrici di falde a bassa e media profondità, causati da emungimenti di acqua in quantità eccessiva, rispetto alla capacità di ricarica delle falde stesse;
- abbassamenti della falda freatica per fini di bonifica; tale pratica, iniziata su vaste aree fin dal tempo degli Estensi, è stata intensificata nei primi decenni del XX secolo con l'ausilio delle macchine idrovore.

Anche i valori di abbassamento denunciati dagli ultimi rilievi risultano, tuttavia, ben più elevati di quelli attribuibili alla subsidenza naturale, anche in zone dove non risultano essere state praticate né estrazioni di acqua né di idrocarburi e possono essere considerati ormai irrilevanti anche gli abbassamenti connessi alle bonifiche.

Va inoltre ricordato che a sud dell'attuale posizione del fiume Po, *l'orogene appenninico* continua, sotto la Pianura Padana, nelle pieghe dell'Appennino sepolto (Pieri, Groppi, 1981; CNR, 1992), e che il territorio comunale si sviluppa interamente su tale *orogene*; a nord è invece presente una *omoclinale*

che arriva ai piedi delle Alpi (fig.8).

La forma di tale substrato condiziona, in generale, i tassi di costipamento dei terreni sovrapposti, producendo una loro attenuazione nelle zone corrispondenti agli alti strutturali sepolti; il substrato stesso, inoltre, è ancora sottoposto a movimenti sia orizzontali che verticali.

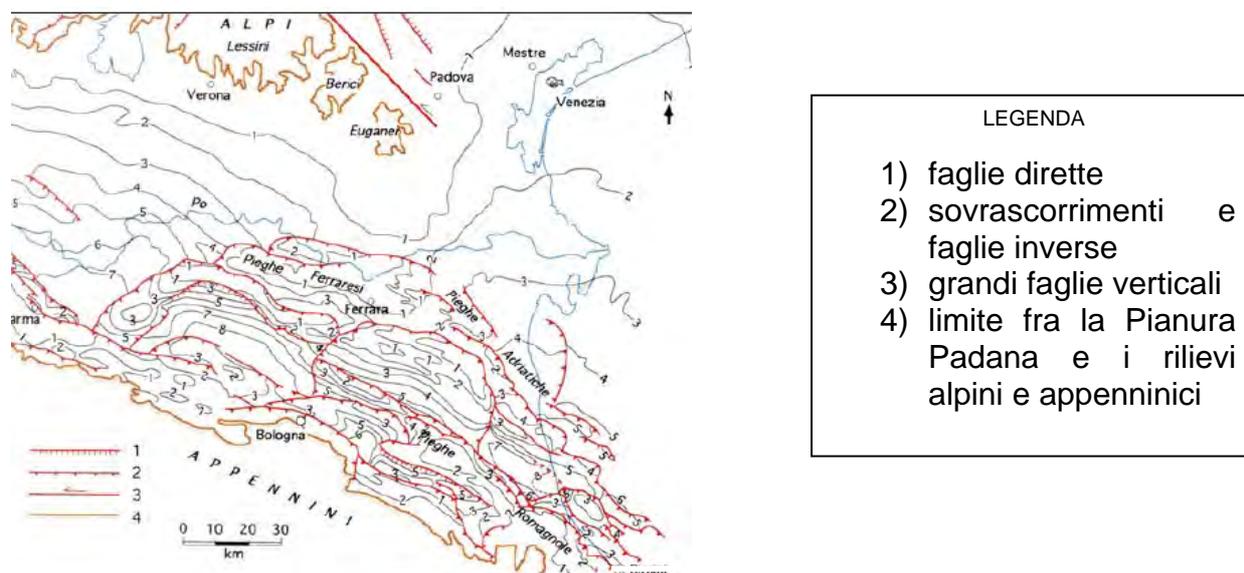


Figura 8 Carta strutturale della Pianura Padana orientale, con le Pieghe Ferraresi dell'Appennino sepolto (Pieri & Groppi, 1981, CNR, 1992)

L'analisi dei dati rende possibile sviluppare delle considerazioni sull'evoluzione generale del fenomeno e formulare delle interpretazioni dei movimenti per individuarne le cause principali.

I movimenti registrati nella prima metà del XX secolo appaiono attribuibili, oltre alla subsidenza naturale, ad abbassamenti della superficie freatica collegati agli ultimi interventi di bonifica o di miglioramento delle condizioni di scolo delle acque superficiali.

I movimenti visti per i decenni successivi appaiono invece soprattutto legati ad abbassamenti delle superfici piezometriche, legati ad eccessivi sfruttamenti di acquiferi confinati.

Le ultime livellazioni esaminate (1990/1999), segnalano ancora abbassamenti sensibili in varie zone, probabilmente riconducibili sempre ad estrazione d'acqua ma in generale il fenomeno risulta in attenuazione; tale attenuazione è certamente connessa alla chiusura di molti impianti industriali, oltre al fatto che il prelievo dalle falde profonde risulta oggi regolamentato.

Nella zona in esame, comunque, le velocità di abbassamento riconducibili a tali fenomeni sono valutabili generalmente inferiori ad 1 mm/anno.

10. PROGRAMMA DELLE INDAGINI

Il livello di approfondimento delle indagini è esclusivamente riferito alla fattibilità geologico-tecnica delle opere di urbanizzazione e edificazione e ad eventuali prescrizioni ed indicazioni per le medesime, attraverso una valutazione della loro compatibilità con le caratteristiche geologiche dell'area interessata.

A tale scopo e sulla base della Normativa Sismica vigente, sono state previste le seguenti indagini:

- n. 2 prove penetrometriche statiche, alla profondità di mt 20.00, per valutare le caratteristiche geotecniche dei terreni;
- n. 2 sondaggi geognostici a carotaggio continuo, spinti alla profondità di mt 20.00, con prelievo di campioni indisturbati;
- n. 1 stendimento di sismica a rifrazione per ricavare le velocità delle onde Vs e caratterizzare i terreni, sulla base della nuova normativa sismica, valutando il rischio alla liquefazione.

Le indagini, ubicate nella *Figura 9*, iniziate in data 2 febbraio 2007 con l'esecuzione delle prove penetrometriche statiche, sono proseguite con l'esecuzione dei 2 sondaggi a carotaggio continuo, svolti nelle giornate del 7 e dell'8 febbraio 2007.

In data 9 febbraio 2007, a conclusione delle indagini di campagna, è stato inoltre eseguito uno stendimento di sismica a rifrazione.

In tutti i fori delle indagini, tramite freatimetro di precisione è stato misurato il livello statico della falda freatica.

I dati raccolti sono stati elaborati e compendati nella presente relazione e negli allegati in essa inseriti.

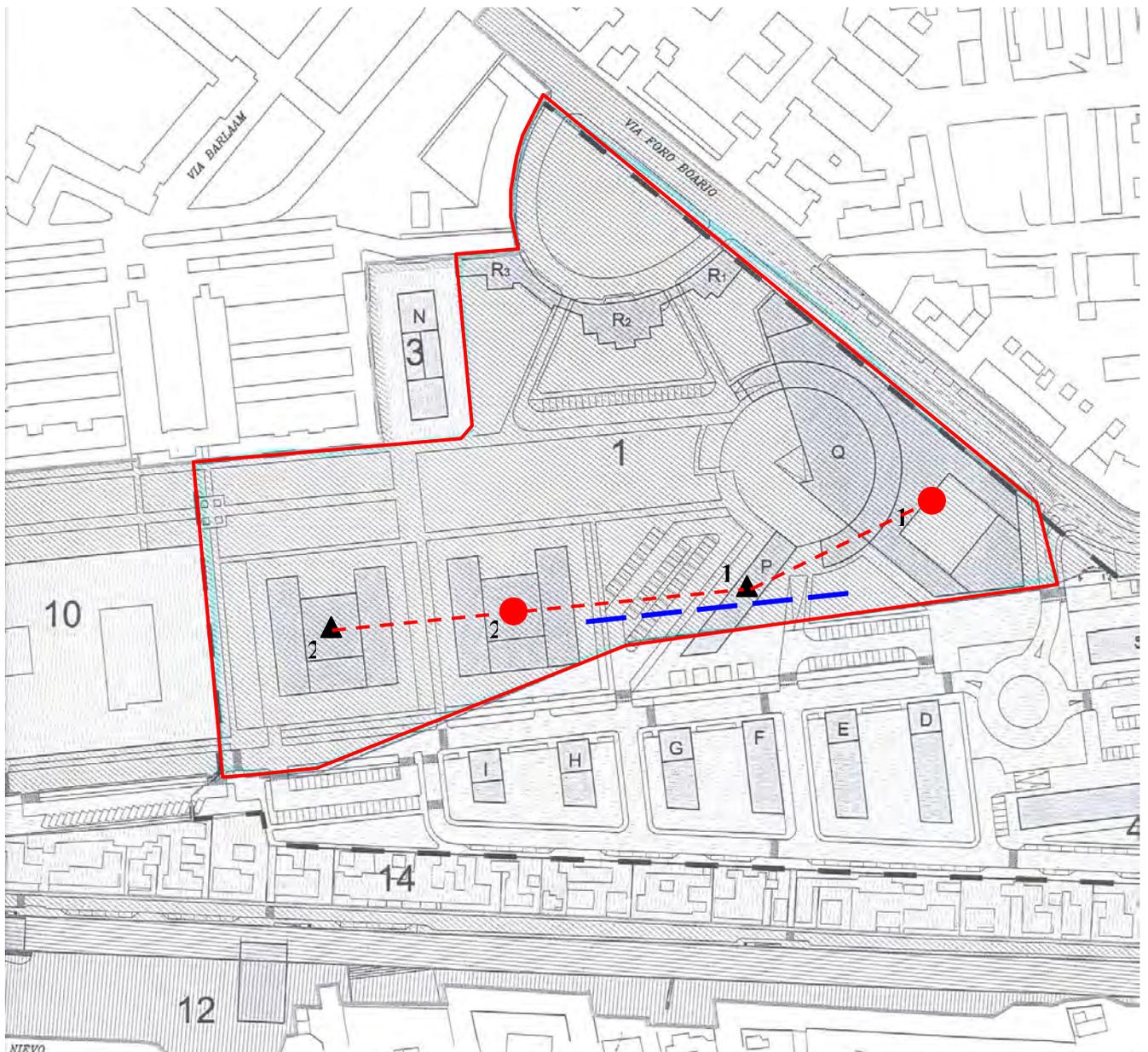


Figura 9 Pianta di posizione delle indagini

- Legenda**
-  Delimitazione area d'intervento
 -  Ubicazione e n° prova cpt
 -  Ubicazione e n° sondaggio
 -  Stendimento di sismica
 -  Traccia di sezione geologica

10.1 Prove penetrometriche (modalità esecutive)

La prova CPT (Cone Penetration Test), consiste essenzialmente nella misura di resistenza alla penetrazione di una punta conica (punta Begemann) e di un manicotto (friction jacket cone), di dimensioni standardizzate: la punta ha un angolo di 60° e l'area della superficie di base pari a 10 cm^2 ; il manicotto per la misura dell'attrito laterale locale, è posizionato immediatamente dietro al cono ed ha l'area della superficie laterale pari 150 cm^2 .

Il penetrometro impiegato (tipo Gouda da 10 ton.) modello Pagani TG 63/100, montato su minicarro cingolato, è del tipo meccanico, con misura della resistenza discontinua (una lettura ogni $200 \div 250 \text{ mm}$) a mezzo di centralina elettronica.

Sono state pertanto rilevate, alternativamente, la resistenza alla punta R_p e la resistenza all'attrito laterale locale R_l .

Le tabelle dei valori ottenuti sono riportate negli **allegati 1÷2**, mentre i diagrammi di resistenza negli **allegati 3÷4**, dove si può notare:

- curva R_p = resistenza che incontra la punta dello strumento avanzando nel terreno, espressa in kg/cm^2 ;
- curva R_l = resistenza all'attrito laterale locale fornita dal manicotto, espressa in kg/cm^2 .

Negli **allegati 5÷6**, vengono riportati i parametri geotecnici più rappresentativi, ottenuti dalle prove Cpt e descritti nella pagina seguente.

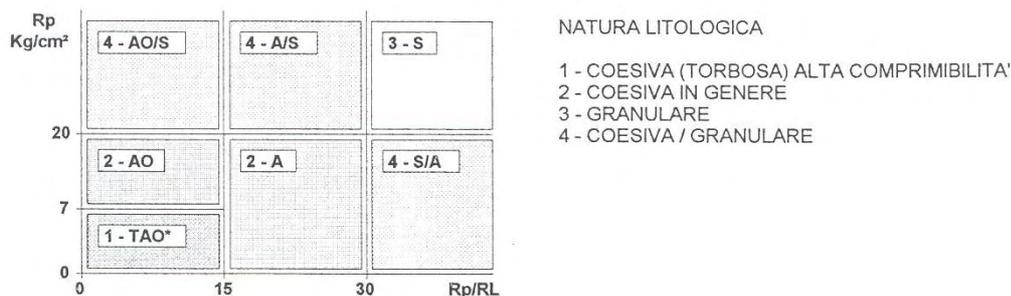
LEGENDA PARAMETRI GEOTECNICI

SCELTE LITOLOGICHE (validità orientativa)

Le scelte litologiche vengono effettuate in base al rapporto R_p / R_L
(Begemann 1965 -Raccomandazioni A.G.I. 1977), prevedendo altresì la possibilità di casi dubbi :

$R_p \leq 20 \text{ kg/cm}^2$: possibili terreni COESIVI anche se $(R_p / R_L) > 30$

$R_p \geq 20 \text{ kg/cm}^2$: possibili terreni GRANULARI anche se $(R_p / R_L) < 30$



PARAMETRI GEOTECNICI (validità orientativa) - simboli - correlazioni - bibliografia

- γ' = peso dell' unità di volume (efficace) del terreno [correlazioni : γ' - R_p - natura]
(Terzaghi & Peck 1967 -Bowles 1982)
- σ'_{vo} = tensione verticale geostatica (efficace) del terreno (valutata in base ai valori di γ')
- C_u = coesione non drenata (terreni coesivi) [correlazioni : C_u - R_p]
- OCR = grado di sovra consolidazione (terreni coesivi) [correlazioni : OCR - C_u - σ'_{vo}]
(Ladd et al. 1972 / 1974 / 1977 - Lancellotta 1983)
- E_u = modulo di deformazione non drenato (terr.coes.) [correl. : E_u - C_u - OCR - I_p I_p = ind.plast.]
 E_{u50} - E_{u25} corrispondono rispettivamente ad un grado di mobilitazione dello sforzo deviatorico pari al 50-25% (Duncan & Buchigani 1976)
- E' = modulo di deformazione drenato (terreni granulari) [correlazioni : E' - R_p]
 E'_{50} - E'_{25} corrispondono rispettivamente ad un grado di mobilitazione dello sforzo deviatorico pari al 50-25% (coeff. di sicurezza $F = 2 - 4$ rispettivamente)
(Schmertmann 1970 / 1978 - Jamiolkowski et al. 1983)
- M_o = modulo di deformazione edometrico (terreni coesivi e granulari) [correl. : M_o - R_p - natura]
(Sanglerat 1972 - Mitchell & Gardner 1975 - Ricceri et al. 1974 - Holden 1973)
- D_r = densità relativa (terreni gran. N. C. - normalmente consolidati)
[correlazioni : D_r - R_p - σ'_{vo}] (Schmertmann 1976)
- ϕ' = angolo di attrito interno efficace (terreni granulari N.C.) [correl. : ϕ' - D_r - R_p - σ'_{vo}]
(Schmertmann 1978 - Durgunoglu & Mitchell 1975 - Meyerhof 1956 / 1976)
 ϕ'_{1s} - (Schmertmann) sabbia fine uniforme ϕ'_{2s} - sabbia media unif./ fine ben gradata
 ϕ'_{3s} - sabbia grossa unif./ media ben gradata ϕ'_{4s} - sabbia-ghiaia poco lim./ ghiaietto unif.
 ϕ'_{dm} - (Durgunoglu & Mitchell) sabbie N.C. ϕ'_{my} - (Meyerhof) sabbie limose
- A_{max} = accelerazione al suolo che può causare liquefazione (terreni granulari)
(g = acc.gravità)(Seed & Idriss 1971 - Sirio 1976) [correlazioni : (A_{max}/g) - D_r]

10.1.1 Elaborazione prove penetrometriche statiche

Da una prima elaborazione dei dati penetrometrici, basata sul comportamento meccanico dei terreni, si può notare una buona correlazione, sia verticale che orizzontale tra i punti indagati, fatta eccezione per un orizzonte granulare, riscontrato in corrispondenza della Cpt 2 fra mt 7,20 e mt 14,60, mancante in corrispondenza della Cpt 1.

In corrispondenza di entrambe le prove è stato necessario procedere ad un preforo fino a 2,00 mt circa in corrispondenza della Cpt 1 e fino a 1,20 mt nella Cpt 2, per la presenza di materiali di riporto.

CPT 1

dal p.c. fino a -3,80 ml

superati i primi 2,00 metri di materiali di riporto, i terreni naturali presenti a tale profondità, sono caratterizzati da litologie coesive, costituite da probabili argille e limi a media consistenza, con valori di R_p compresi tra 8 e 18 kg/cm^2 , coesione non drenata c_u , compresa mediamente tra 0.40 e 0.50 kg/cm^2 e modulo edometrico medio M_o , pari a 40 kg/cm^2 ;

da -3,80 ml a -4,40 ml circa

la natura dei litotipi risulta a natura tendenzialmente granulare, con valori di resistenza medi alla punta R_p compresi tra 27 e 39 kg/cm^2 , angolo di attrito interno ϕ compreso tra 28° e 30° e densità relativa media compresa tra il 39% ed il 52%, con modulo edometrico M_o superiore agli 80 kg/cm^2 ;

da -4,40 a -11,20 ml circa

risultano prevalenti terreni di tipo coesivo, costituita da probabili argille, talora organiche e limi a media consistenza, dove i valori medi di R_p risultano compresi tra 6 e 12 kg/cm^2 , coesione non drenata c_u , compresa tra 0.25 e 0.35 kg/cm^2 e modulo edometrico M_o , compreso tra 27 e 32 kg/cm^2 ; fra i 7,00 e gli 8,00 metri un sottile orizzonte a natura mista coesiva-granulare, presenta valori di R_p (17÷21 kg/cm^2) e di coesione non drenata c_u (0.70 kg/cm^2) superiori;

da -11,20 a -16.20 ml circa

pur rimanendo all'interno di terreni a natura di tipo coesivo, le resistenze alla punta del penetrometro risultano leggermente maggiori con valori medi compresi tra 9 e 19 kg/cm², coesione non drenata cu, compresa tra 0.45 e 0.70 kg/cm² e modulo edometrico Mo, superiore a 40 kg/cm²;

da -16.20 ml a -20,00 ml

massima profondità indagata, si assiste ad un passaggio piuttosto netto verso litologie a natura tendenzialmente granulare, con valori di resistenza medi alla punta Rp superiori a 80 kg/cm², angolo di attrito interno ϕ compreso tra 31° e 35° e densità relativa mediamente superiore al 50%.

CPT 2

dal p.c. fino a -7,20 ml

superati i primi 120 centimetri di terreno di riporto i litotipi incontrati, a natura essenzialmente coesiva, sono probabilmente costituiti da argille a media consistenza, con valori di Rp compresi tra 9 e 19 kg/cm², coesione non drenata cu, compresa tra 0.45 e 0.70 kg/cm² e modulo edometrico medio Mo, compreso tra 32 e 58 kg/cm² : un orizzonte con caratteristiche più scadenti, costituito da probabili argille organiche è stato rinvenuto tra -4,20 e -6,00 metri circa, dove i valori di Rp risultano compresi tra 3 e 7 kg/cm² con una coesione non drenata cu, compresa tra 0.15 e 0.250 kg/cm² ;

da -7,20 ml a -12,40 ml

le litologie caratteristiche sono a natura essenzialmente granulare, dove i valori di resistenza risultano compresi tra 30 e 40 kg/cm² con un angolo di attrito interno ϕ compreso tra 28° e 30° e densità relativa media compresa tra il 25% ed il 35%: localmente sono stati individuati livelli decimetrici di probabili limi a più debole resistenza;

da -12,40 ml a -14,60 ml

viene confermata la natura granulare dei terreni, ma con valori di resistenza maggiori: R_p medio, compreso tra 90 e 140 kg/cm^2 e angolo di attrito interno ϕ compreso tra 33° e 36° : il modulo edometrico supera i 250 kg/cm^2 ;

da -14,60 ml a -20,00 ml

massima profondità indagata, si assiste ad un passaggio graduale da litologie marcatamente coesive, verso terreni granulari, passando per litotipi a natura mista coesiva-grulare: i valori di R_p prima piuttosto bassi (7-10 kg/cm^2), crescono fino a raggiungere e superare i 140 kg/cm^2 , angolo di attrito interno ϕ compreso tra 30° e 35° e densità relativa mediamente superiore al 50%: negli ultimi 60 centimetri le resistenze diminuiscono fino a valori di resistenza di 25 kg/cm^2 .

Alla fine delle prove è stato inoltre misurato il livello statico della falda freatica, rispetto al piano delle indagini, risultato compreso tra -2,55 metri e -2.90 metri di profondità (periodo a basse precipitazioni febbraio 2007).

10.2 Sondaggi geotecnici a carotaggio continuo

Per i sondaggi geotecnici, iniziati in data 7 febbraio 2007 e conclusi in data 8 febbraio 2007, è stata utilizzata una sonda COMETRIA 1 – PC – 01, installata su autocarro Fiat 130 NC, azionata da un motore ausiliario VM 4105 TE, silenzioso.

La testa di rotazione idraulica, con coppia torcente max di 800 kgm, è azionata da un motore a pistoni assiali a cilindrata fissa tipo Linde, accoppiato ad un cambio meccanico tipo Ford 4 m +rm, con una corsa utile è di 650 cm, dotata di argano idraulico e pompa da fango e/o acqua a circuiti indipendenti.

10.2.1 Modalità esecutive

Per le fasi esecutive sono stati utilizzati 2 carotieri con diametro 101 mm e lunghezza 150 e 300 cm, corone e scarpe taglienti al widia.

Le varie fasi di avanzamento sono state seguite da rivestimento metallico del foro con diametro esterno 127 mm, per evitare il rifluimento di materiale all'interno e permettere quindi il prelievo delle carote con basso grado di disturbo.

Le carote sono state depositate in cassette porta campioni in pvc da 5.00 metri, munite di coperchio e complete di tutti i dati per la loro identificazione.

Le schede relative ai sondaggi sono state quindi restituite graficamente con programma su PC e riportate negli Allegati, complete degli elementi relativi alla profondità di prelievo dei campioni e alla caratterizzazione stratigrafica.

10.2.2 Elaborazione sondaggi geotecnici

I dati raccolti in campagna, elaborati tramite programma per PC, sono stati restituiti in forma di schede stratigrafiche, riportate negli *allegati 7 ÷ 10*.

Nel seguito vengono sintetizzati i risultati principali.

Sondaggio S1

Da p.d.c. (piano di campagna), a -2,40 mt

superati i primi 10 cm di stabilizzato, il primo orizzonte è caratterizzato da argilla plastica di colore grigio-azzurra: il pocket tascabile ha fornito valori medi di $1,50 \text{ kg/cm}^2$, mentre la resistenza al torvane $0,90 \text{ kg/cm}^2$ (*bassa permeabilità*)

da -2,40 mt a -4,60 mt

è presente un limo argilloso debolmente sabbioso di colore da grigio azzurro a giallo oca (p.p.: $2,00 \text{ kg/cm}^2$, v.t.: $0,90 \text{ kg/cm}^2$ (*permeabilità media*);

da -4,60 mt a -8,90 mt

l'orizzonte prevalente è costituito da argilla-limosa grigio azzurra, debolmente plastica: localmente sono presenti livelli decimetrici di torba e argilla torbosa (-5,40 mt /-5,50 mt e tra -7,50 mt/ -7,90): valori medi di p.p.: $0,70 \text{ kg/cm}^2$, v.t.: $0,45 \text{ kg/cm}^2$ (*permeabilità bassa*);

da -8,90 mt a -11,30 mt

si assiste al passaggio verso litotipi a prevalente natura granulare, caratterizzati da sottili intercalazioni argillose (*permeabilità alta*);

da -11,30 mt a -15,90 mt

le litologie caratteristiche sono rappresentate da argilla plastica grigia, con p.p.: $1,50 \text{ kg/cm}^2$, v.t.: $0,40 \div 0,90 \text{ kg/cm}^2$: degno di nota un livello torboso compreso tra -12,30 mt e -13,00 mt (*permeabilità bassa*);

da -15,90 mt a -18,30 mt

è presente un orizzonte a natura essenzialmente granulare, caratterizzato da limo sabbioso passante a sabbia fine di colore grigio-azzurro (*permeabilità alta*);

da -18,30 mt a -20,00 mt

massima profondità indagata nel corso del sondaggio, i terreni sono di tipo coesivo: nel primo metro sono presenti argille a debole consistenza (p.p.: $0,80 \text{ kg/cm}^2$, v.t.: $0,40$), che procedono verso il basso con argille organiche a bassa consistenza (*permeabilità bassa*).

Sondaggio S2

Da p.d.c. (piano di campagna), a -3,80 mt

superati i primi 50 cm di asfalto e stabilizzato, l'orizzonte naturale è costituito da argilla plastica di colore marrone chiaro, con punti torbosi, passante a limo debolmente argilloso (p.p.1,40 ÷2,50 kg/cm², v.t. 0,45 ÷1,00 kg/cm² (*bassa permeabilità*))

da -3,80 mt a -4,60 mt

un orizzonte a natura granulare costituito da sabbia fine limosa (*permeabilità media*);

da -4,60 mt a -6,45 mt

sono prevalenti le litologie coesive, rappresentate da argilla plastica passante ad argilla torbosa;

da -6,45 mt a -10,90 mt

limo argilloso debolmente sabbioso, lascia il posto ad un tronco vegetale riscontrato negli ultimi 40 centimetri; (*permeabilità bassa*);

da -10,90 mt a -12,00 mt

l'orizzonte caratteristico è di natura prevalentemente granulare, costituito da sabbia fine limosa (*permeabilità medio-alta*);

da -12,00 mt a -16,00 mt

uno spessore metrico di torba lascia il posto ad argilla plastica a media consistenza (p.p.:0,90÷1,50 kg/cm², v.t.: 0,70÷1,00 kg/cm²), più limosa nell'ultimo metro (*permeabilità bassa*);

da -16,00 mt a -19,00 mt

si assiste al passaggio graduale verso litologie di tipo granulare, rappresentate da sabbie fini debolmente limose, intervallate verso il basso da sottili laminazioni di limo debolmente argilloso (*permeabilità medio-alta*);

da -19,00 mt a -20,00 mt

massima profondità indagata, è presente un orizzonte organico di argilla morbosa mediamente plastica (p.p.:0,90 kg/cm², v.t.: 0,50) (*permeabilità bassa*).

Al termine delle operazioni di campagna, le cassette porta campioni sono state conservate in cantiere, a disposizione della Committenza.

Sulla base delle indagini svolte, nella pagina seguente è stato ricostruito un profilo geologico interpretativo.

Si può innanzitutto notare, pur con qualche variazione laterale, la buona correlazione esistente fra i punti indagati.

Le litologie coesive (limi e argille) risultano predominanti nella parte sommitale degli orizzonti investigati: particolare attenzione dovrà essere posta nella valutazione del livello organico rinvenuto alla profondità di circa 6.00 metri che, individuato (Cpt2 e S2), con uno spessore di circa 80 cm, si riduce spostandosi verso S-E.

A partire dai 16.50/17.00 metri di profondità, le litologie coesive lasciano il posto a quelle granulari, caratterizzate da sabbie fini e medie talora limose.

N-O

CPT 2

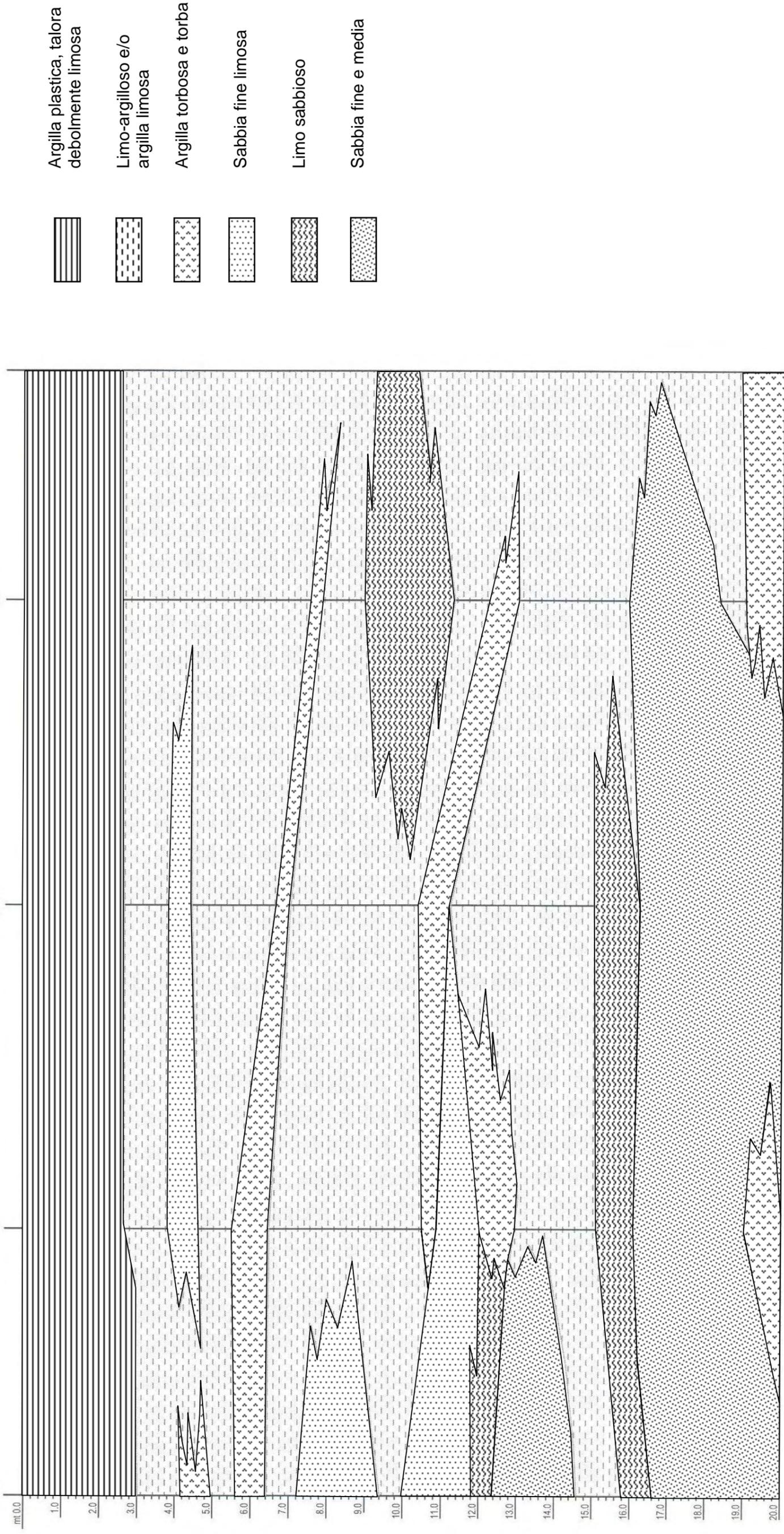
S 2

CPT 1

S 1

S-E

LEGENDA



Sezione geologica rappresentativa

10.2.3 Prelievo di campioni indisturbati

In funzione delle conoscenze acquisite attraverso le Cpt, svolte prima dei sondaggi, in modo da verificare gli orizzonti più significativi, il prelievo di campioni indisturbati ha interessato principalmente i terreni coesivi, in quanto maggiormente influenzanti la stabilità generale dell'opera in progetto e responsabili della maggiore parte dei cedimenti, oltre ad un campione di natura granulare per un orizzonte a rischio liquefazione.

Per il prelievo dei campioni è stato utilizzato un campionatore a pistone tipo Osterberg, impiegando fustelle a pareti sottili (< 2 mm) in acciaio inox di diametro utile 88.9 mm.

Gli inconvenienti presentati dai campionatori aperti derivano dalla possibilità che si abbia ingresso di materiale rimaneggiato dal fondo del foro, dalle pareti non rivestite e dall'affondamento iniziale sotto il peso della batteria di aste, non valutabile correttamente.

Il tubo campionatore viene spinto da un pistone mobile che scorre su un'asta collegata al pistone fisso; a fine corsa vengono messi a giorno dei fori di scarico che eliminano la pressione sul pistone mobile.

I campioni prelevati nel corso del sondaggio sono stati quindi sigillati ed impermeabilizzati con uno strato di paraffina fusa, tappo esterno di protezione in plastica, nastro adesivo e contrassegnati con cartellini di identificazione.

Alla fine della giornata lavorativa i campioni sono stati trasportati al laboratorio per essere sottoposti alle analisi stabilite.

I campioni prelevati nel corso dei sondaggi, sono riassunti nello schema di Tabella 1

TABELLA 1

Campione	Sondaggio	Profondità	
		n°	da mt a mt
Ost 2	S1	6.00	6.60
Ost 3	S1	7.90	8.50
Ost 4	S1	13.80	14.40
Ost 1	S2	5.50	6.10
Ost 2	S2	16.70	17.30

10.2.4 Analisi di laboratorio

Sui campioni indisturbati prelevati nel corso dei sondaggi geognostici sono state eseguite le seguenti analisi, in modo da ottenere dati il più possibile rappresentativi, omogenei e confrontabili su tutta l'area.

Analisi granulometrica

Determinazione del contenuto naturale d'acqua;

determinazione del peso specifico dei grani;

prova edometrica con pressione fino a 1600 kPa con scarico finale;

prove di compressione E.L.L.(espansione laterale libera.

Analisi granulometrica

L'analisi granulometrica serve a determinare le dimensioni delle particelle che compongono un campione di terreno e a stabilire le percentuali in peso delle varie frazioni che rientrano entro limiti prefissati (frazioni granulometriche).

L'analisi mediante setacci è limitata alla frazione grossolana di un terreno, cioè alla percentuale trattenuta dal setaccio 200 (dimensione delle particelle > 0.074 mm). Per il passante al setaccio 200 si ricorre all'analisi per sedimentazione (aerometria)

Determinazione del contenuto naturale d'acqua

Questa determinazione, condotta su tutti i campioni prelevati, consiste nella misura della quantità d'acqua presente nei terreni, allo stato naturale, relativa ai campioni sopraindicati, eseguita secondo le norme ASTM DESIGNATION d 2216-71, ed espressa in percentuale del peso secco.

Determinazione del peso di volume

Sugli stessi campioni è stato altresì calcolato il peso di volume per immersione in cilindro graduato, dopo aver paraffinato il provino, per evitare alterazioni al suo stato naturale e contenuto d'acqua.

Prova edometrica per gradini di carico (I.L.)

L'apparecchiatura edometrica consiste essenzialmente di un anello rigido che contiene il provino il quale è confinato superiormente ed inferiormente tra due pietre porose; quella superiore è sormontata da un capitello rigido per l'applicazione del carico.

L'insieme provino - anello rigido - pietre porose, è posto in un contenitore pieno d'acqua per prevenire l'essiccamento del provino nel corso della prova e in modo da fornire l'acqua di assorbimento durante la fase di scarico.

Le dimensioni adottate per il provino rappresentano un compromesso tra opposte esigenze, pertanto non sono sempre ed ovunque le stesse.

Generalmente il rapporto diametro/altezza non deve essere inferiore a 2.5 per minimizzare l'influenza dell'attrito tra superficie laterale e anello di contenimento.

Di conseguenza si impiegano generalmente provini di diametro minimo di 50 mm ed altezza minima di 19 mm.

La prova edometrica riproduce in laboratorio le condizioni di consolidazione monodimensionale; la metodologia più semplice, e usata nel nostro caso, è quella ad **incremento di carico (IL)**.

Essa consiste nell'applicare una sequenza di carichi con progressione geometrica ad un provino confinato lateralmente, in modo che le deformazioni ed il flusso d'acqua avvengano solo in direzione verticale.

Ogni incremento di carico è mantenuto costante per un certo intervallo di tempo (di norma 24 ore) sufficiente a garantire la completa dissipazione delle sovrappressioni d'acqua interstiziale generate dal carico stesso.

Nel corso del processo di consolidazione viene rilevata l'altezza del provino a vari istanti di tempo; tali dati sono utilizzati per determinare i parametri di compressibilità e la velocità di consolidazione.

Per ogni campione prelevato e sottoposto ad analisi, vengono elaborati due allegati, riportanti nel primo, i diagrammi delle pressioni applicate con le deformazioni (%) e con il modulo di compressibilità edometrica (E_{ed}), mentre nel secondo compare la determinazione del coefficiente di consolidazione.

Prova di compressione ad espansione laterale libera E. L. L.

La prova di compressione verticale con espansione laterale libera, detta anche compressione semplice, è riservata a quelle terre di natura coesiva capaci di autosostenersi in posizione verticale.

E' equiparabile, pur con qualche approssimazione, ad una prova UU con pressione di contenimento nulla.

Da essa si ricava la resistenza a compressione semplice q_u che, come noto è strettamente correlata alla resistenza al taglio non drenata $S_u = q_u/2$.

I risultati delle analisi di laboratorio condotte sui campioni prelevati, permettono di definire i parametri necessari:

- ad ottenere il fuso granulometrico di riferimento (fenomeno della liquefazione)
- a definire la categoria di suolo di fondazione (OPCM 3274)
- alla valutazione della capacità portante dei terreni;
- al calcolo dei cedimenti;

Nel seguito vengono descritti i parametri ottenuti dalle analisi di laboratorio, dove:

cu = coesione non drenata

e_o = indice dei vuoti iniziale

S = grado di saturazione

W = umidità naturale

qu = carico di rottura

γ = peso di volume

γ_d = peso di volume secco

SONDAGGIO S1

Campione **OST 2** da -6.00 a -6.60m

γ = 1.90 (t /mc)

γ_d = 1.44 (t /mc)

W = 32.50 (%)

e_o = 0.81

So = 106.59 (%)

qu = 5,20 (t/m²)

cu = 2.60 (t/m²)

Campione **OST 3** da -7.90 a -8.50m

γ	= 1.93 (t /mc)
γ_d	= 1.51 (t /mc)
W	= 27.30 (%)
S	= 100.69 (%)
e_o	= 0.72
qu	=4,33 (t/m ²)
cu	= 2.16 (t/m ²)

Campione **OST 4** da -13.80 a -14.40 m

γ	= 1.61 (t /mc)
γ_d	= 1.24 (t /mc)
W	= 29.50 (%)
S	= 79.90 (%)
e_o	= 0.88

SONDAGGIO S2

Campione OST 1 da -5.50 a -6.10 m

γ	= 1.72 (t /mc)
γ_d	= 1.23 (t /mc)
W	= 40.20 (%)
S	= 96.79 (%)

Campione OST 2 da -16.70 a -17.30 m

Ghiaia	= 0.00	(%)
Sabbia	= 48.11	(%)
Limo	= 44.38	(%)
Argilla	= 7.51	(%)

I risultati delle analisi geotecniche di laboratorio, sono riportati negli **allegati 11÷27**.

10.3 Indagine sismica

In data 9 febbraio 2007 è stata condotta un'indagine sismica mediante la tecnica dei microtremori (REMI, Refraction Microtremors) e del metodo MASW (Multi Channel Analysis Surface Waves) combinati, atti alla classificazione del sito in esame, ai sensi dell'OPCM 3274 e successive variazioni.

I metodi utilizzati sfruttano le onde di superficie (onde di Rayleigh) e il fenomeno della dispersione delle stesse (variazione della velocità di fase con il variare della frequenza).

Il calcolo del profilo delle velocità delle onde di Rayleigh, $V(\text{fase})/\text{freq.}$, può essere convertito nel profilo $V_s/\text{profondità}$.

Il metodo dei microtremori sfrutta il rumore naturale, mentre il metodo MASW sfrutta sorgenti "attive", (massa battente).

Tale metodo non è univoco e quindi il modello che ne scaturisce è un modello tecnico; per questo motivo è preferibile operare in presenza di dati di taratura (come nel caso specifico), onde ricavare il modello reale.

10.3.1 Modalità esecutive

Si è optato per l'analisi delle onde di superficie dal momento che tale tecnica ha dimostrato ampiamente la sua affidabilità e la capacità risolutiva.

Il metodo prevede l'utilizzo di strumentazione classica per sismica a rifrazione ad elevata dinamica (24 bits di conversione A/D), con geofoni a bassa frequenza (preferibilmente da 4,5 Hz).

Nella fattispecie per le misure è stato utilizzato un simografo a 24 canali mod. RAS24 a 24 bits con scarico dei dati direttamente su PC.

Sono state effettuate 10 registrazioni da 30 secondi ciascuna, per il metodo REMI, e 2 registrazioni da 2 secondi ciascuna per il metodo MASW.

I geofoni usati sono di tipo verticale da 4,5 Hz e, grazie alla dinamica dello strumento (117 dB di range dinamico), è stata possibile la registrazione delle onde di superficie con contenuto in frequenza fino a circa 2 Hz.

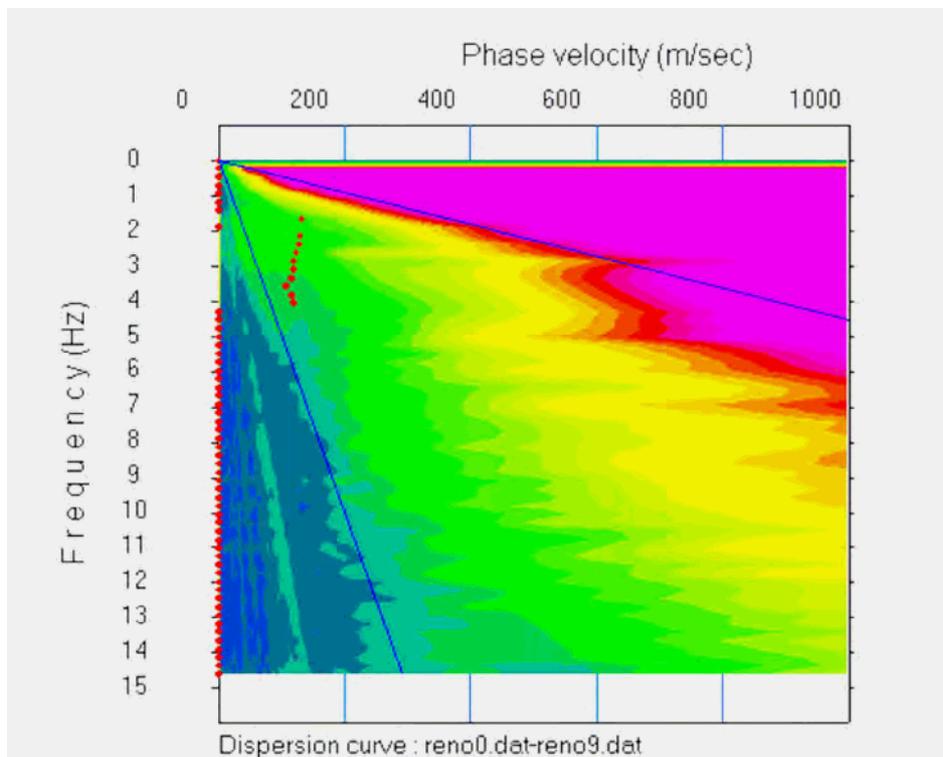
10.3.2 Risultati e conclusioni

L'indagine eseguita ha permesso la determinazione dell'andamento della velocità delle Vs fino a circa 35 metri di profondità.

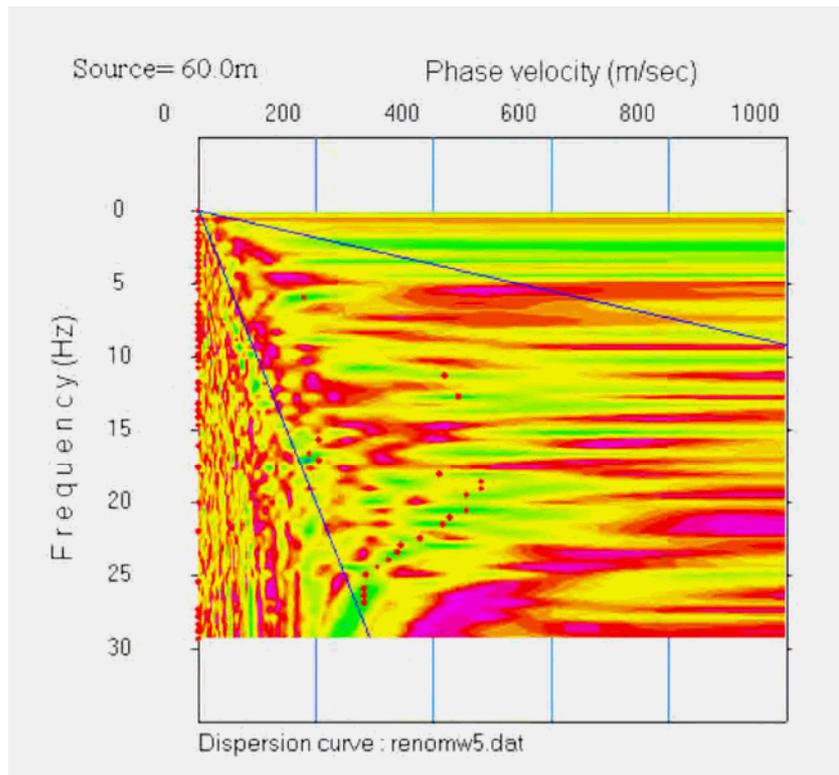
Di seguito si riportano le immagini relative alla curva di dispersione delle onde di Rayleigh, sia per quanto riguarda il metodo REMI che per il metodo MASW e del modello che ne deriva previa inversione dei dati.

L'errore RMS calcolato risulta pari all'1.3 % .

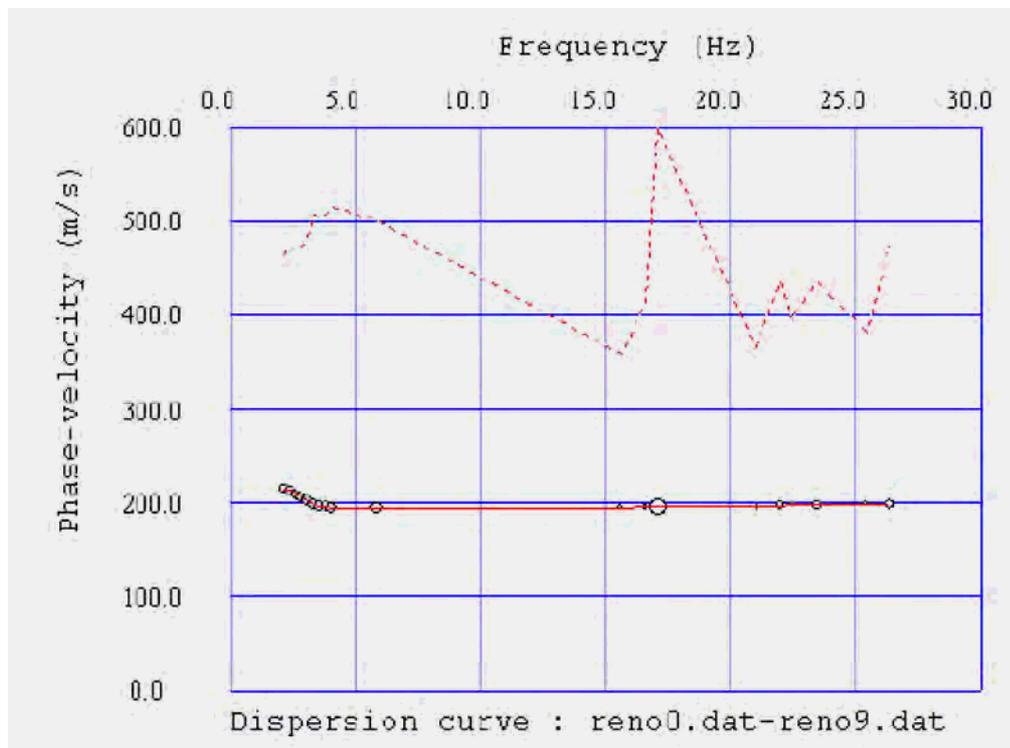
Per quanto concerne i dettagli relativi alle caratteristiche geometriche dello stendimento, sono stati utilizzati 12 geofoni in linea con interdistanza di 5 metri.

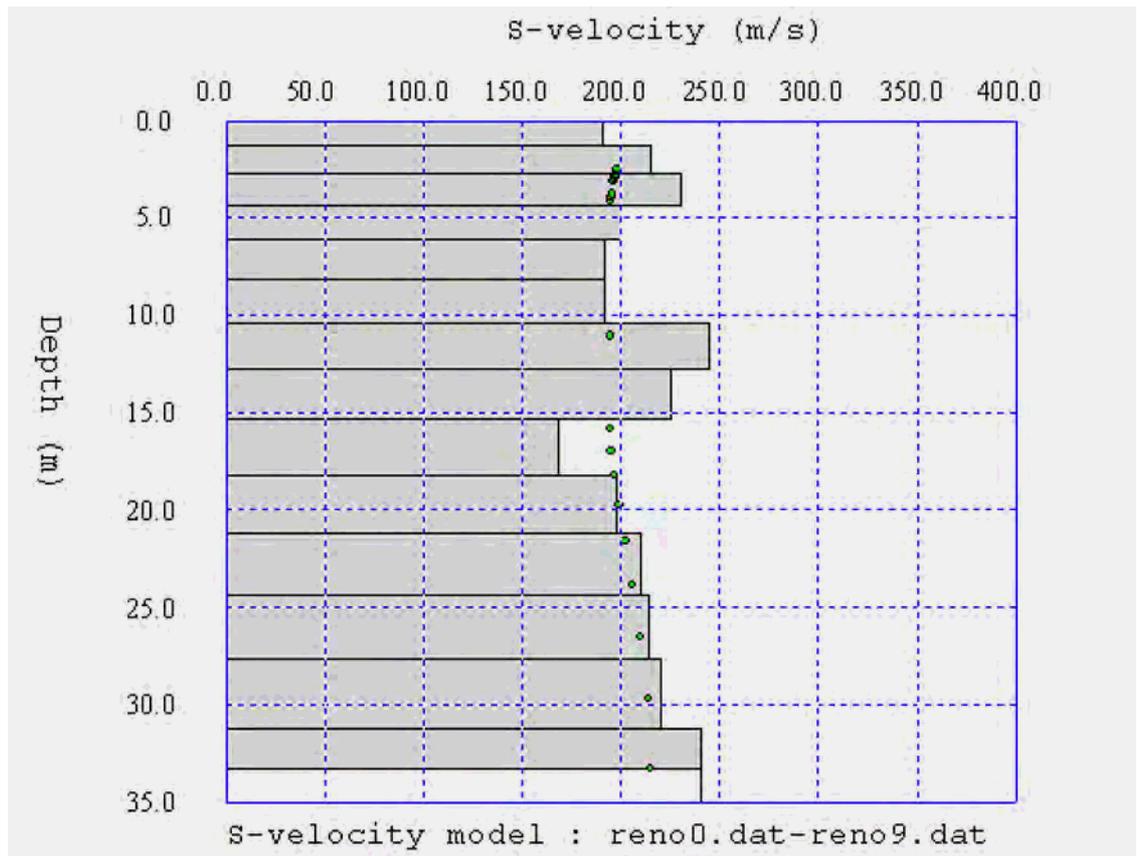


Curva di dispersione: metodo REMI



Curva di dispersione: metodo MASW





10.3.3. Classificazione secondo l'O.P.C.M. 3274

La V_{s30} è stata ricavata dalla formula:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{v_i}}$$

Nel caso specifico, risultando $V_{s30} = 209$ m/s, il sito esaminato presenta quindi un suolo tipo C ($S = 1.25$).

Nelle pagine seguenti viene fornita la tabella recante la classificazione del sito e lo spettro di risposta elastico relativo.

CLASSIFICAZIONE DEL SITO Ordinanza 3274 del 20/03/2003

Località	Via Foro Boario (FE)
Metodo di indagine	RE.MI. + MASW (misura V_s)
Strumentazione utilizzata	Sismografo ABEM RAS-24, 12 canali, 24 bits
Metodo di energizzazione	Rumore naturale + 10 kg
Geometria stendimento	12 geofoni – interasse 5 metri

Dati i risultati, il sito in esame risulta rispondere alle caratteristiche di Suolo tipo C

Categorie di suolo di fondazione

		S
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi $V_{s30} > 800$ m/s con strati di alterazione superficiale $h_{max} = 5$ m	1.00
B	Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s	1.25
C	Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaio di metri, caratterizzati da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s	1.25
D	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori di $V_{s30} < 180$ m/s	1.35
E	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di V_{s30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su un substrato di materiale più rigido con $V_{s30} > 800$ m/s	1.25
S1	Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ($PI > 40$) e contenuto in acqua, caratterizzati da valori di $V_{s30} < 100$ m/s	Servono studi speciali
S2	Deposito di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti	

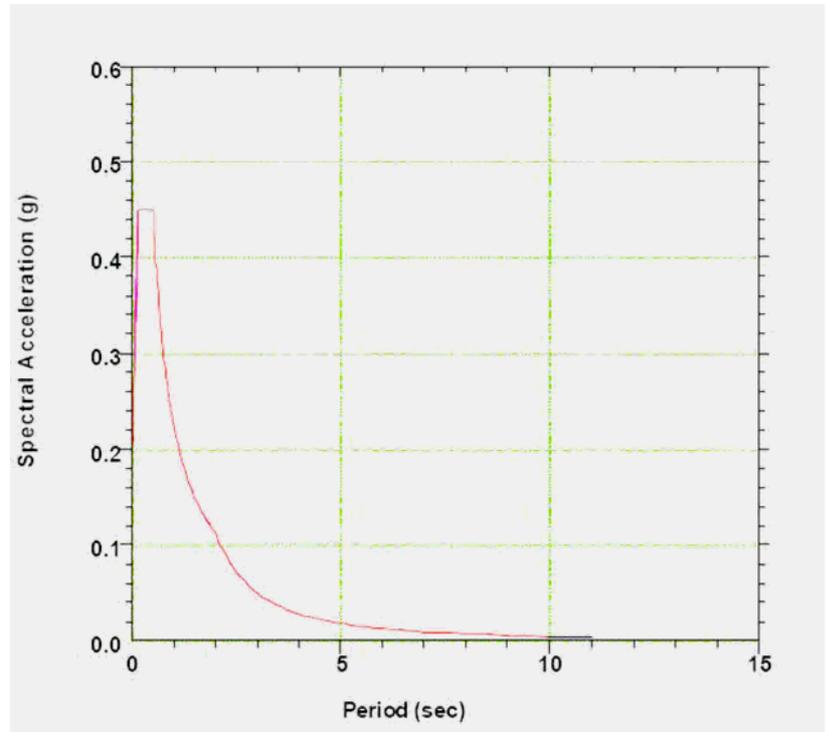
S = fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione, direzione orizzontale

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO 5% DI SMORZAMENTO – COMPONENTE ORIZZONTALE

Possibilità di superamento del 10% in 50 anni

EuroCode Type 1
Soil C a: 0,15g
Camping: 5% - S:1.2

	Ascisse (s)	Ordinate
$T_0 = agxS$	0	0.1875
Tb	0.15	0.4688
Tc	0.5	0.4688
Td	2	0.1172



I valori dello spostamento e della velocità orizzontali massimi del suolo (d_g) e (v_g), sono dati dalle seguenti espressioni:

$$d_g = 0,025 * S * T_c * T_D * a_g$$

$$v_g = 0,16 * S * T_c * a_g$$

per i terreni in esame, risulta:

$$d_g = 0,025 * 1,25 * 0,50 * 2,0 * 0,15 * 9,81 = \mathbf{0,0459 \text{ mt (4,59 cm)}}$$

$$v_g = 0,16 * 1,25 * 0,50 * 0,15 * 9,81 = \mathbf{0,147 \text{ m/s.}}$$

11. Pericolosità geologica del territorio

La pericolosità dell'area in esame, è stata effettuata sulla base dell'individuazione di:

- spessori potenzialmente liquefacibili;
- presenza di terreni con caratteristiche portanti scarse;
- condizioni idrogeologiche particolari;
- presenza di rilevati.

Per i terreni in esame, fino alla massima profondità d'indagine (mt. 20.00):

1. sono stati individuati, in corrispondenza della Cpt 1, due orizzonti potenzialmente granulari "ipotizzati potenzialmente liquefacibili", il primo compreso tra mt 3.80 e mt. 4.40 da p.c ed il secondo tra mt 16.20 e mt 20.00 da p.c.;
2. in corrispondenza della Cpt 2, tra mt 7.20 e mt 9.40, tra mt 10.00 e mt 14.60 e tra mt16.00 e mt 20.00 da p.c.;
3. sono stati individuati livelli decimetrici, caratterizzati da bassi valori di resistenza alla punta del penetrometro e bassa coesione, dove il più prossimo al piano delle indagini, risulta alla distanza di circa mt. 4.00;
4. livelli caratterizzati da probabili argille organiche e bassi valori di resistenza e coesione, sono stati incontrati in corrispondenza della Cpt 2, tra mt 6.80 e mt 7.00 e tra mt 10.40 e mt 11.20 da p.c.: quest'ultimo orizzonte a natura organica, è stato rinvenuto anche in corrispondenza del sondaggio S2 tra mt 10.50 e mt 10.90 da p.c.;
5. per quanto riguarda le condizioni idrogeologiche, si segnala la possibile difficoltà di scolo, evidenziata dalle litologie superficiali prevalentemente argillose (impermeabili) e dal fatto che non risulta presente una falda freatica in senso stretto con un flusso prevalente orizzontale, ma solo acqua d'infiltrazione superficiale;
6. non sono presenti rilevati in corrispondenza o nei pressi del sedime dei fabbricati.

12. Liquefazione

Poiché il territorio in oggetto risulta caratterizzato da andamento orizzontale, gli unici problemi che possono verificarsi in occasione di eventi sismici, sono legati unicamente a particolari caratteristiche litologiche e geotecniche dei terreni costituenti il substrato.

Dall'analisi dei dati raccolti nel corso delle indagini, risulta una certa variabilità dei litotipi presenti nel sottosuolo, in senso verticalmente.

Il fenomeno della liquefazione, interessa sedimenti con falda superficiale, costituiti da materiali granulari fini (limi e sabbie fini) saturi, non consolidati, con granulometria uniforme ($U = \frac{D_{60}}{D_{10}} < 5$) e con densità da media a bassa.

Con l'aumentare della profondità del deposito, diminuisce la probabilità di liquefazione durante l'evento sismico, in quanto vengono richiesti valori di $\langle U \rangle$ sempre più elevati per annullare la pressione litostatica crescente.

Inoltre con la profondità tende a diminuire anche l'intensità delle sollecitazioni indotte dal sisma.

Le dimensioni dei granuli di un terreno sabbioso, controllano in maniera determinante il comportamento di questo materiale nei confronti delle sollecitazioni derivanti da vibrazioni.

Le sabbie con granulometrie fini ed uniformi hanno più facilità alla liquefazione, a parità di condizioni, delle sabbie con granulometrie più grossolane e meno uniformemente distribuite.

Il fenomeno si spiega con una maggiore capacità di dissipazione delle tensioni interstiziali che hanno le sabbie con granulometrie più grosse, nei confronti di sabbie con granulometrie più fini.

La maggiore permeabilità infatti, porta come conseguenza diretta una più immediata capacità di dissipazione, delle tensioni che si accumulano a seguito delle tensioni prodotte dal moto vibratorio, mentre la minore permeabilità dei materiali più fini ed uniformi inibisce e rallenta questa capacità.

Nel primo dei livelli di terreno a natura tendenzialmente granulare, riscontrato esclusivamente in corrispondenza della Cpt 1, a partire dai 3,80 metri di profondità e che potrebbe presentare criticità, il fenomeno della liquefazione viene ostacolato :

- dalla mancanza di continuità laterale, del livello individuato (come evidenziato nella figura 10);
- dal suo limitato spessore;
- dalla presenza di una densità relativa mediamente superiore al 50%.

Per il secondo livello critico a natura tendenzialmente granulare e potenzialmente liquefacibile, individuato in entrambe le prove, a partire da mt 16,00 da p.c., il fenomeno della liquefazione viene ostacolato :

- dalla profondità del deposito, in quanto tende a diminuire anche l'intensità delle sollecitazioni indotte dal sisma;
- dalla maggiore pressione neutra $\langle u \rangle$ richiesta per annullare la pressione litostatica crescente;
- dalla presenza di un notevole spessore sovrastante di terreni decisamente coesivi, più evidente in corrispondenza della Cpt 1;
- da una percentuale di materiali fini superiore al 50% (51,89 %).

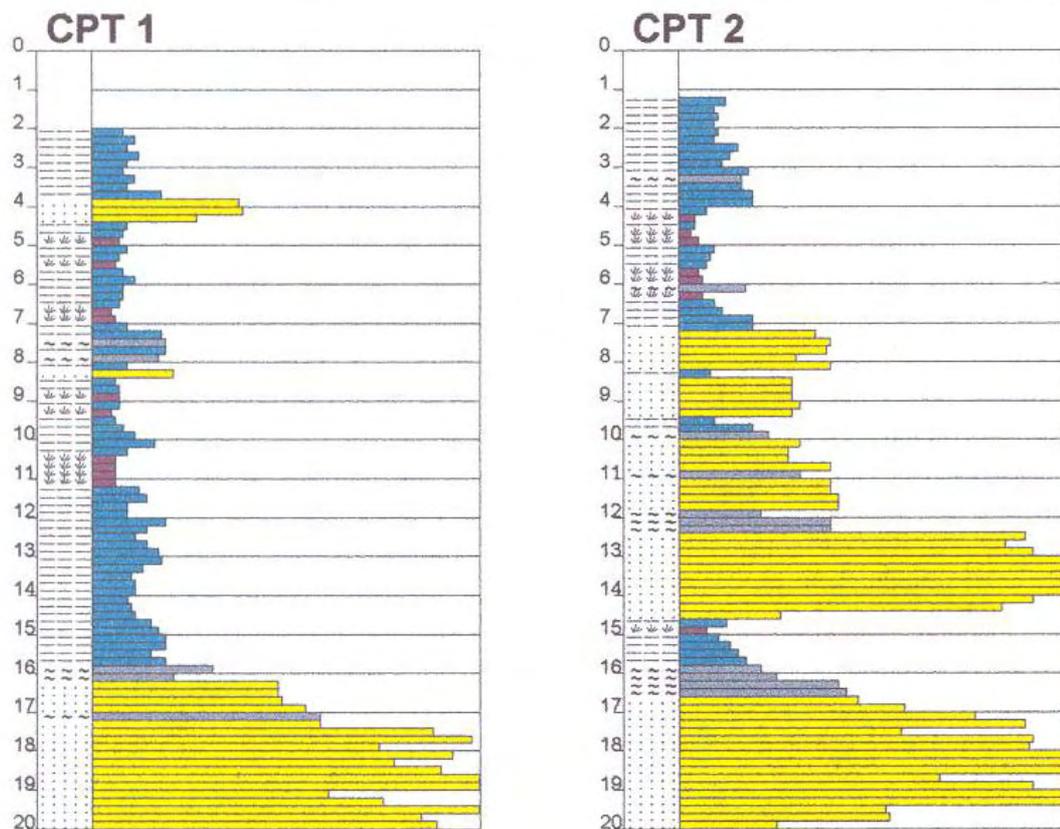
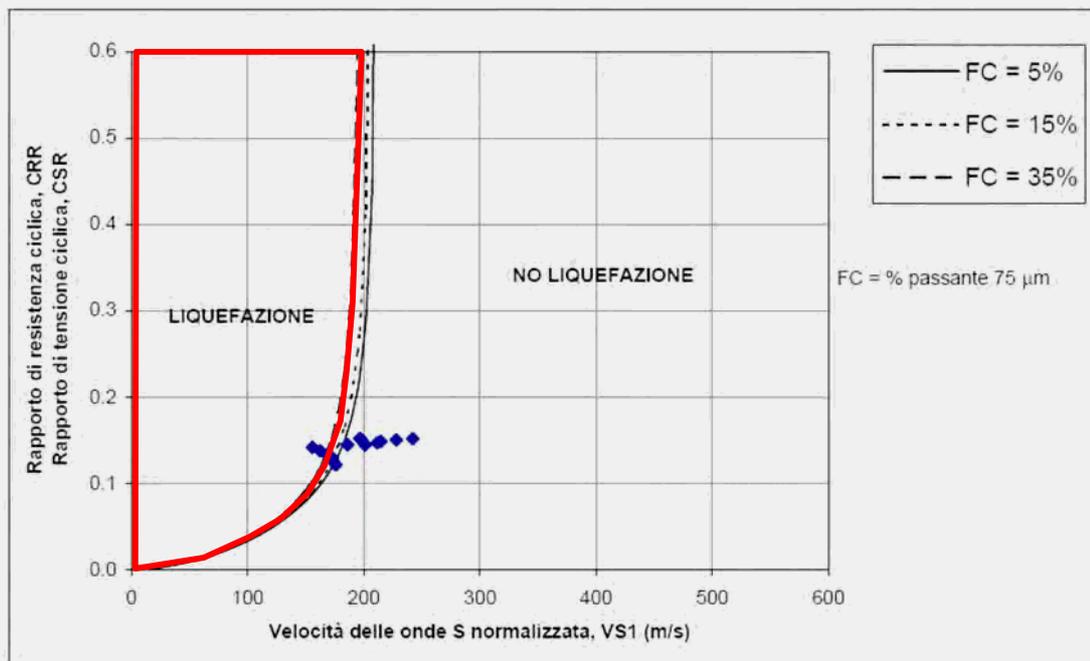


Figura 10 Correlazione diagrammi di resistenza alla punta R_p (kg/cm^2)

I risultati dell'indagine sismica, riportati nel grafico e nella tabella seguenti, indicano che a partire dai 7 metri di profondità, laddove sono presenti diffusi livelli sabbiosi, esistono valori prossimi alla soglia di separazione tra *liquefazione* e *non liquefazione*, come evidenziato nel diagramma sottostante dove sono riportate in ascissa le velocità delle onde Vs normalizzate e in ordinata il rapporto di resistenza ciclico CRR ed il rapporto di tensione ciclica CSR.

VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

profondità (m)	Vs	Vs1	CSR	F _s = CRR _{7,5} /CSR _{7,5}
7.0	190	201	0.144	21.3
8.0	192	199	0.149	7.5
9.0	195	196	0.152	5.0
10.0	245	242	0.152	0.4
11.0	235	228	0.150	-0.1
12.0	225	215	0.149	-1.4
13.0	225	212	0.147	-2.1
14.0	200	186	0.145	2.3
15.0	170	156	0.142	1.0
16.0	180	162	0.138	1.2
17.0	190	169	0.133	1.4
18.0	197	173	0.130	1.6
19.0	200	173	0.126	1.7
20.0	205	176	0.121	1.9



La velocità delle onde sismiche viene ricondotta ad un valore Vs1, ovvero ad un valore normalizzato ad una tensione efficace $p_a = 100$ kPa attraverso la:

$$V_{S1} = C_V \cdot V_S = V_S \cdot (p_a / \sigma'_{v0})^{0.25}$$

RAPP. TENSIONALE CICLICO $CSR = \tau_{media}/\sigma' = 0.65*(a_{max}/g)*(\sigma_v/\sigma'_v)*r_d$

a_{max} = accelerazione di picco al piano campagna

g = accelerazione di gravità

σ_v/σ'_v = tensione totale ed efficace nel sottosuolo

r_d = coefficiente riduttivo dell'azione sismica alla profondità d'interesse che tiene conto della deformabilità del sottosuolo

COEFFICIENTE DI SICUREZZA ALLA LIQUEFAZIONE $F_s = CRR_{7.5}/CSR_{7.5}$

CSR riferito ad terremoto di magnitudo 7.5 $(CSR)_{M=7.5} = (CSR)_M/MSF$

fattore di scala per la magnitudo $MSF = 6.9*EXP(-M/4)-0.058$

RAPP. DI RESISTENZA CICLICA (riferito a M = 7.5) $CRR_{7.5} = 0.022x(V_{s1}/100)^2+2.8x(1/(V_{s1}^* - V_{s1} - 1/V_{s1}^*))$

Ai fini di un'attenta valutazione del potenziale di liquefazione dei livelli critici individuati, nel seguito verrà eseguita l'analisi per verificare se i terreni in esame risultino o meno passibili del fenomeno della liquefazione.

12.1 Stima del rischio di liquefazione con il metodo di Robertson e Wride (1997)

In virtù delle indagini effettuate, e di quanto sopra esposto, nella tabella sottostante vengono riportati gli orizzonti critici individuati, da sottoporre a verifica.

Prova	Intervallo in metri da p.c.
CPT1	3.80÷4.40
CPT1	15.80÷20.00
CPT2	7.20÷9.40
CPT2	9.80÷14.60
CPT2	16.00÷20.00

Il metodo di Robertson e Wride, utilizzato nelle presenti verifiche, permette di correlare la resistenza al taglio mobilitata nel terreno con i risultati della prova penetrometrica statica (CPT).

La procedura di calcolo si basa sulle due seguenti equazioni:

$$R = 0.883 \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right] + 0.05 \text{ per } (q_{c1n})_{cs} < 50 \text{ e}$$

$$R = 93 \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 \text{ per } 50 \leq (q_{c1n})_{cs} < 160.$$

La grandezza $(q_{c1n})_{cs}$ rappresenta la resistenza alla punta normalizzata e corretta per tenere conto della percentuale di fine presente.

Il calcolo di $(q_{c1n})_{cs}$ avviene attraverso i seguenti passaggi.

- Si calcola la resistenza alla punta e l'attrito laterale specifici normalizzati con le relazioni:

$$Q = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'} \text{ e } F = 100 \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}}$$

dove:

- q_c (kg/cmq) = resistenza alla punta misurata;
- f_s (kg/cmq) = attrito laterale specifico misurato;
- σ_{v0} (kg/cmq) = pressione verticale totale;
- σ_{v0}' (kg/cmq) = pressione verticale efficace.

- Si calcola l'indice di tipo dello strato sabbioso con la formula:

$$Ic = \sqrt{(\log_{10} F + 1.22)^2 + (\log_{10} Q - 3.47)^2}$$

- Si applica una correzione che tenga conto dell'approfondimento della prova:

$$q_{c1n} = C_Q q_c \quad \text{dove } C_Q = \left(\frac{1}{\sigma_{v0}'} \right)^n$$

L'esponente n viene valutato come segue:

- se $Ic > 2.6$ allora $n=1$;
- se $Ic \leq 2.6$ si calcola un primo valore di q_{c1n} , utilizzando $n=0.5$; quindi si ricalcola Ic con la

relazione:
$$Ic = \sqrt{(\log_{10} F + 1.22)^2 + (\log_{10} q_{c1n} - 3.47)^2}$$

se il nuovo valore di Ic è ancora minore di 2.6 si conferma il valore $n=0.5$, altrimenti si ricalcola q_{c1n} , utilizzando $n=0.75$;

- se $q_{c1n} > 2q_c$ si pone $q_{c1n} = 2q_c$.
- Si introduce la correzione dovuta alla presenza di fine nel livello sabbioso:
- $(q_{c1n})_{cs} = K_c q_{c1n}$, con K_c è uguale a 1, se $Ic \leq 1.64$;
- In caso contrario, fornito dalla relazione:

$$K_c = -0.403Ic^4 + 5.581Ic^3 - 21.63Ic^2 + 33.75Ic - 17.88$$

Nel seguito vengono tabellati i risultati ottenuti dalle verifiche effettuate.

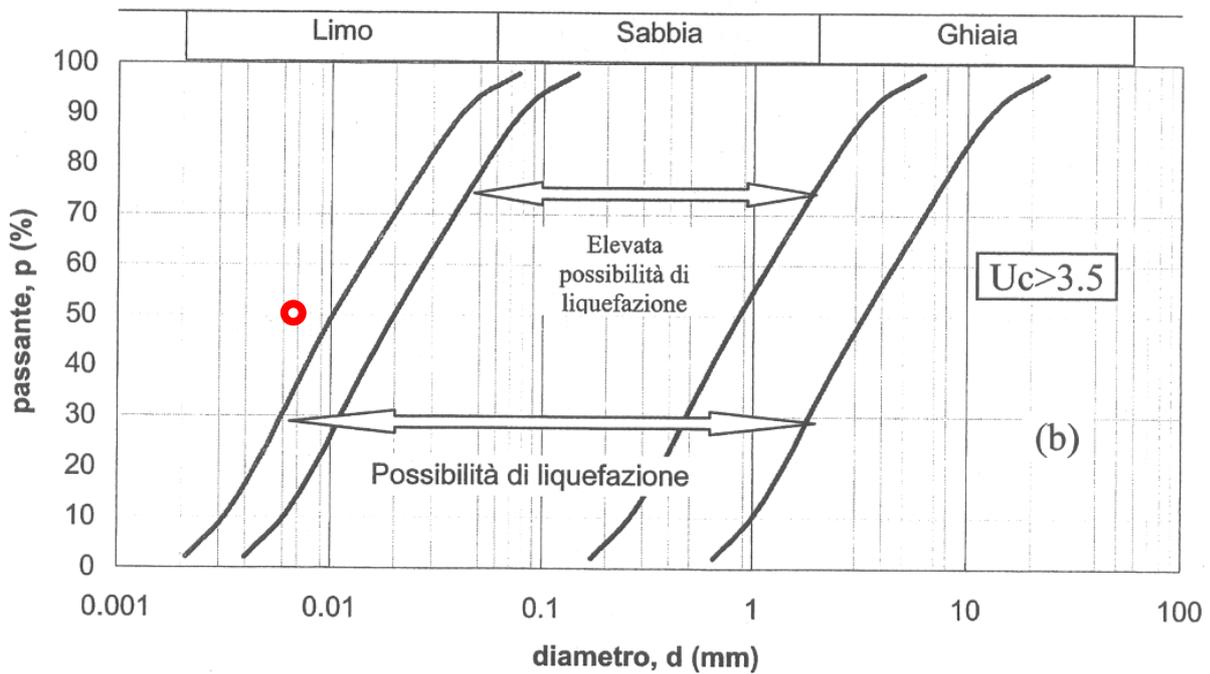
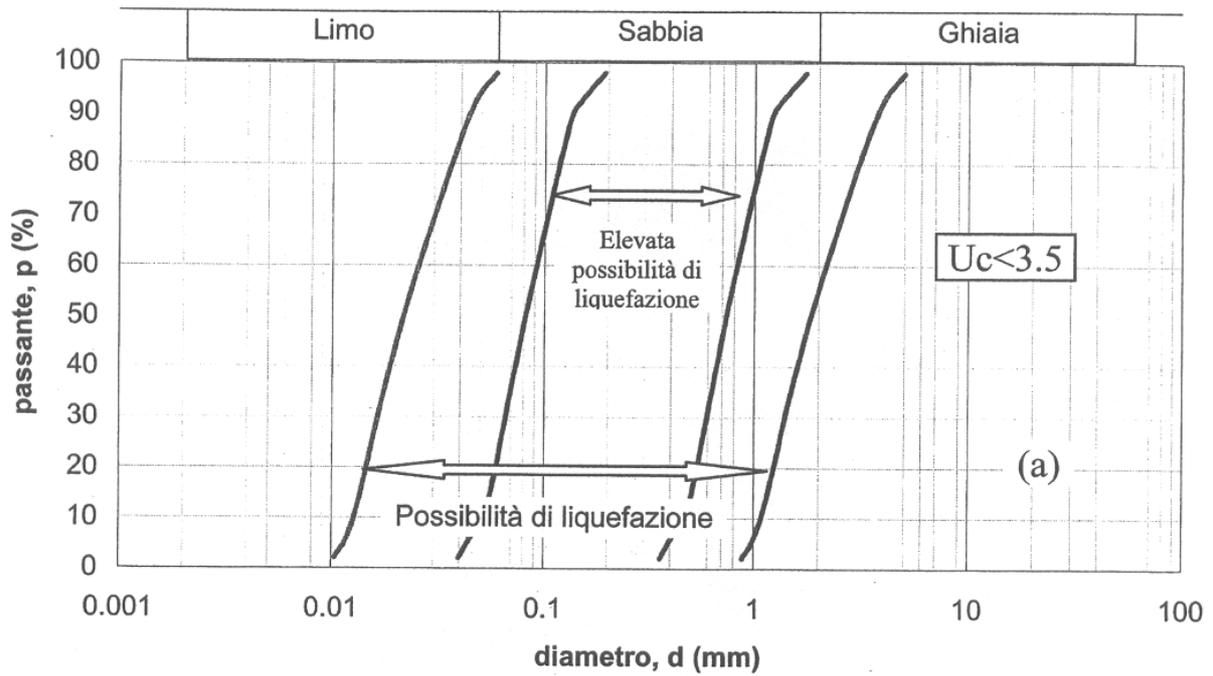
CPT	Livello verificato (metri da p.c.)	Tempo di ritorno (anni)	Magnitudo di riferimento (Richter)	Accelerazione sismica prevista (g)	Fattore di sicurezza
1	3,80÷4,40	95	6,5112	0,277	2,35
1	3,80÷4,40	475	6,6963	0,3655	2,14
1	15,80÷20,00	95	6,5112	0,277	3,17
1	15,80÷20,00	475	6,6963	0,3655	2,89
2	7,20÷9,40	95	6,5112	0,277	1,79
2	7,20÷9,40	475	6,6963	0,3655	1,64
2	9,80÷14,60	95	6,5112	0,277	2,13
2	9,80÷14,60	475	6,6963	0,3655	1,95
2	16,00÷20,00	95	6,5112	0,277	3,73
2	16,00÷20,00	475	6,6963	0,3655	3,40

Viene considerato **non liquefacibile** un deposito in cui risulti $F_s > 1$.

Il livello critico compreso mediamente tra i 15.00 e i 18.00 metri di profondità, individuato tramite il diagramma che lega le velocità sismiche normalizzate (V_{s1}) ed il rapporto di tensione ciclica (C_{sr}), è stato oggetto di ulteriore verifica, dal punto di vista granulometrico.

Le analisi condotte hanno permesso di valutare un grado di uniformità $U = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 5$, di per sé già sufficiente a inibire la liquefazione.

Nel seguito si riporta l'ulteriore verifica condotta sulla base della % di materiali fini, definita come la frazione passante al setaccio 200 ASTM (0.0074 mm), presente all'interno del livello considerato, e risultata superiore al 50% (51,89%).



Il cerchio rosso, rappresentativo del nostro campione, cade al di fuori del fuso granulometrico con possibilità di liquefazione, indicato nel diagramma per le fasce granulometriche di tipo esteso.

13. Caratteristiche geotecniche dei terreni

Dalle indagini svolte si ricava una stima dei parametri geotecnici, utilizzando correlazioni ampiamente sperimentate dalla scienza geotecnica.

La loro utilità è fondamentale per le verifiche di stabilità delle fondazioni, in virtù del comportamento d'insieme terreno-struttura in elevazione.

Per fare questo, occorre conoscere almeno indicativamente i carichi che graveranno al suolo in corrispondenza di ciascun punto di applicazione degli stessi, oltre ai parametri di resistenza dei terreni.

I valori dei parametri misurati nei punti d'indagine, vengono pertanto presi come riferimento per l'area in oggetto.

Il valore della "coesione non drenata" c_u per i livelli coesivi è stata ottenuta in base alla resistenza alla punta statica con la relazione seguente, oltre a quanto ricavato dalle analisi di laboratorio.

$$R_p/20 < c_u < R_p/15 \quad (\text{Sanglerat})$$

Per i terreni a natura granulare il valore "dell'angolo di attrito interno" è stato valutato dai dati delle prove penetrometriche tramite le correlazioni di Meyerhof (1956/76).

La valutazione del modulo edometrico M_o è stata ottenuta per tutti i vari livelli, dalla relazione $M_o = \alpha \times R_p$ con α coefficiente espresso in funzione della litologia.

14. STATI LIMITE

14.1 Stati limite ultimi (SLU)

Lo stato limite ultimo è definito come lo stato al superamento del quale si ha collasso strutturale, crolli, perdita di equilibrio, dissesti gravi, ovvero fenomeni che mettono fuori servizio in modo irreversibile la struttura.

Il grado di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi dovrà essere, tanto più elevato, quanto più gravi saranno le conseguenze dell'evento sfavorevole rappresentato dal raggiungimento di uno stato limite ultimo.

Vengono nel seguito elencati alcuni stati limite ultimi tra i più consueti:

- a) perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- b) deformazioni o movimenti eccessivi;
- c) raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- d) raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
- e) raggiungimento della massima capacità di resistenza dei terreni;
- f) rottura di membrature e collegamenti per fatica;
- g) rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- h) instabilità di parti della struttura o del suo insieme.

In questa sede verranno trattati gli stati limite ultimi legati agli aspetti geotecnici dei terreni, rimandando agli aspetti progettuali le ulteriori verifiche.

14.1.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Per queste verifiche deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione e degli effetti delle azioni, nel nostro caso il carico massimo trasmesso dalla struttura ai terreni di fondazione, e R_d è il valore di progetto della resistenza del terreno, definibile attraverso la capacità portante critica o ultima (pressione di rottura).

14.2 Stati limite di esercizio (SLE)

Ricordando che la capacità portante limite ultima di un terreno (qult), detta anche critica o limite, è il carico massimo per unità di superficie che il terreno può sopportare senza rompersi, viene introdotto lo stato limite di esercizio, definito come lo stato al superamento del quale corrispondente la perdita di una particolare funzionalità che condiziona o limita la prestazione dell'opera.

Vengono nel seguito elencati alcuni stati limite di esercizio tra i più consueti:

- a) danneggiamenti locali (ad es. fessurazione del calcestruzzo) che possono ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- b) eccessive deformazioni e distorsioni che possono limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- c) eccessive deformazioni e distorsioni che possono compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- d) eccessive vibrazioni che possono compromettere l'uso della costruzione;
- e) danni per fatica che possono compromettere la durabilità;
- f) corrosione e/o degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione.

Le opere devono quindi essere verificate, per gli stati limite ultimi che possono verificarsi, durante la vita utile di progetto, in conseguenza delle diverse combinazioni delle azioni.

Anche adottando un valore di progetto dell'azione e degli effetti delle azioni E_d inferiore al valore di progetto della resistenza del terreno R_d , alcuni stati limite di esercizio, elencati precedentemente, dovranno essere verificati per risultare compatibili con le deformazioni consentite alla struttura, (principalmente nei riguardi dei cedimenti).

15. TIPO DI FONDAZIONI

Le scelte progettuali per le opere di fondazione vanno fatte contestualmente e congruentemente con quelle delle strutture in elevato.

La scelta del tipo di fondazioni da adottare dipende:

- dalla disposizione planimetrica dei montanti della costruzione (pilastri, muri continui, ecc.);
- dalla entità dei carichi applicati, in relazione alla capacità portante offerta dai terreni di posa;
- dai cedimenti differenziali ammissibili, e quindi da un'analisi dell'interazione che si sviluppa tra terreno e struttura, nel suo insieme.

Le fondazioni dirette o superficiali, sono quelle che trasferiscono l'azione proveniente dalla struttura in elevato, agli strati superficiali del terreno.

La profondità del piano di posa della fondazione dovrà essere scelta in relazione alle caratteristiche ed alle prestazioni da raggiungere della struttura in elevato, alle caratteristiche dei terreni ed alle condizioni idrogeologiche.

Il piano di posa dovrà essere, inoltre, posto al di fuori del campo di variazioni significative del contenuto d'acqua del terreno ed essere sempre posto a profondità tale da non risentire di fenomeni di erosione o scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale.

Dalla misura diretta della falda freatica, effettuata nel corso delle indagini e risultata compresa tra a -2.55 mt e -2.90 mt dal piano campagna, il piano di posa per fondazioni superficiali, potrà essere assunto a profondità compresa tra 1,20 e 1,40 metri dal piano delle indagini.

Considerando che il livello statico della falda freatica, risulta più basso rispetto all'ipotetico piano di posa delle fondazioni, non sussistono problemi di interferenza con la falda stessa: sarà comunque utile prevedere opportuni accorgimenti di impermeabilizzazione, utili ad evitare fenomeni di risalita capillare lungo i muri perimetrali, in caso di eventi meteorici particolarmente intensi che potrebbero far innalzare momentaneamente la falda freatica fino a lambire il piano di posa delle fondazioni.

Per l'edificio di testata sulla Via Foro Boario, che prevede un parcheggio interrato con posa di fondazioni che presumibilmente raggiungeranno il livello di falda, sarà necessario prevedere opere di abbassamento della tavola d'acqua, accompagnate da sostentamento delle pareti per operare gli scavi in sicurezza.

15.1 Fondazioni superficiali

Non essendo a conoscenza dei carichi progettuali, nel seguito viene ipotizzato un carico massimo, per fondazioni superficiali pari a $E_d = 7.0 \text{ ton/m}^2$ ($0,70 \text{ kg/cm}^2$).

Per la valutazione di R_d , attraverso l'elaborazione complessiva del modello geomeccanico dei terreni analizzati, e considerando le caratteristiche dell'opera in progetto, si farà riferimento alla formula di Terzaghi, modificata con l'aggiunta dei *coefficienti parziali per i parametri del terreno*:

$$R_d (\text{qult}) = \frac{c_u}{\gamma_{cu}} N_c s_c + \frac{\gamma}{\gamma_\gamma} D N_q + 0.5 \frac{\gamma}{\gamma_\gamma} B N_\gamma s_\gamma$$

Nel nostro caso, poiché il bulbo d'influenza, esercitato dalle fondazioni, si svilupperà all'interno di terreni a natura essenzialmente coesiva, viene quindi considerato nullo l'angolo di attrito interno ($\varphi = 0^\circ$).

La formula precedente risulta quindi:

$$R_d (\text{qult}) = \frac{c_u}{\gamma_{cu}} N_c s_c + \frac{\gamma}{\gamma_\gamma} D N_q$$

Sostituendo i valori e considerando:

per $\varphi = 0^\circ$ $N_c = 5.7$ $N_q = 1.0$ $s_c = 1.0$ (fondazioni nastriformi),

$D =$ incastro delle fondazioni (1,40 metri)

$\varphi =$ angolo di attrito interno (pari a 0°)

$c_u =$ coesione non drenata (cautelativamente pari a 1.5 ton/m^2 , valore più basso in assoluto)

$\gamma_{cu} = 1,40$

$\gamma =$ peso di volume del terreno sopra e sotto il piano di posa (pari a 1.80 ton / mc)

$\gamma_\gamma = 1,00$

si ottiene: per fondazioni a travi continue

$$R_d (\text{qult}) = \frac{1.50}{1.40} * 5.7 * 1.0 + \frac{1.80}{1.00} * 1.40 * 1.0 =$$

$$R_d (\text{qult}) = 1.07 * 5.7 * 1.0 + 1.80 * 1.40 * 1.0 = \mathbf{8.62 \text{ ton / m}^2}$$
 (0.86 kg/cm^2)

Da quanto sopra esposto, la condizione $E_d \leq R_d$ risulterebbe quindi verificata.

15.2 Fondazioni profonde

Date le diverse tipologie riguardanti il tipo di palo, le metodologie di costruzione e di posa in opera per questo tipo di fondazioni, che possono favorire principalmente la portata per carico di punta, per attrito laterale o per entrambe, una stima sulla portata potrà essere fatta esclusivamente con i dati di progetto e con un'attenta valutazione delle condizioni e delle caratteristiche geotecniche dei terreni di posa.

16. CONSIDERAZIONI SUI CEDIMENTI

Un terreno sottoposto all'azione di carichi esterni quali, per esempio, quelli trasmessi dalle fondazioni della struttura in elevazione, subisce delle deformazioni, ossia degli spostamenti (*abbassamenti*) in direzione principalmente verticale, comunemente chiamati cedimenti.

La loro valutazione viene eseguita calcolando le pressioni verticali esistenti nel terreno prima e dopo l'applicazione del carico e ricavando il cedimento corrispondente alla variazione di pressione, attraverso i parametri di compressione determinati con la prova penetrometrica effettuata.

Questa valutazione riguarda principalmente i casi nei quali il peso della struttura va ad interessare strati di argilla sotto consolidata o consolidata normalmente.

Considerando la situazione stratigrafica in esame, il cedimento sarà praticamente dovuto alla sola compressione degli strati di materiali coesivi, considerando la sabbia nella maggioranza dei casi quasi incompressibile.

Se lo spessore dello strato argilloso è piccolo, si può assumere che l'intensità media della pressione verticale nell'argilla, sotto ad un dato punto della fondazione, sia eguale all'intensità della pressione verticale esercitata a metà dello strato preso in esame.

Il valore di H_c nei calcoli è stato valutato sulla base del tipo, delle dimensioni e della profondità di posa delle fondazioni, oltre alle caratteristiche litostratigrafiche, in modo da considerare un volume di terreno sufficiente ad ottenere una riduzione superiore al 90% del carico applicato in corrispondenza del piano di fondazione (pressione verticale indotta al centro della superficie di carico in corrispondenza dell'ultimo livello considerato).

A tale proposito, nella *figura. 11* è riportato il grafico delle linee isostatiche della pressione verticale, ottenute sulla base dell'equazione di Bousinesq per fondazioni quadrate e nastroforni (illimitate).

La zona sotto una fondazione, entro la quale si verifica uno stato di tensione prodotto dal sovraccarico, caratterizza il *bulbo di pressione*.

Per una data condizione di carico vi è un numero infinito di isobare: in pratica però ci si limita, in profondità, a considerare l'isobara che rappresenta una trascurabile percentuale del carico esercitato in superficie ($\sigma_z = 1/n * \sigma_0$).

Il valore di n viene determinato in funzione della natura del sottosuolo e in base al tipo di fondazione.

Terzaghi consiglia di assumere generalmente $n = 10$, limitando l'esame al bulbo di pressione delimitato dall'isobara $q/q_0 = 0.1$, considerando quindi trascurabili le tensioni quando queste rappresentano appena un 10 % della pressione esercitata in superficie.

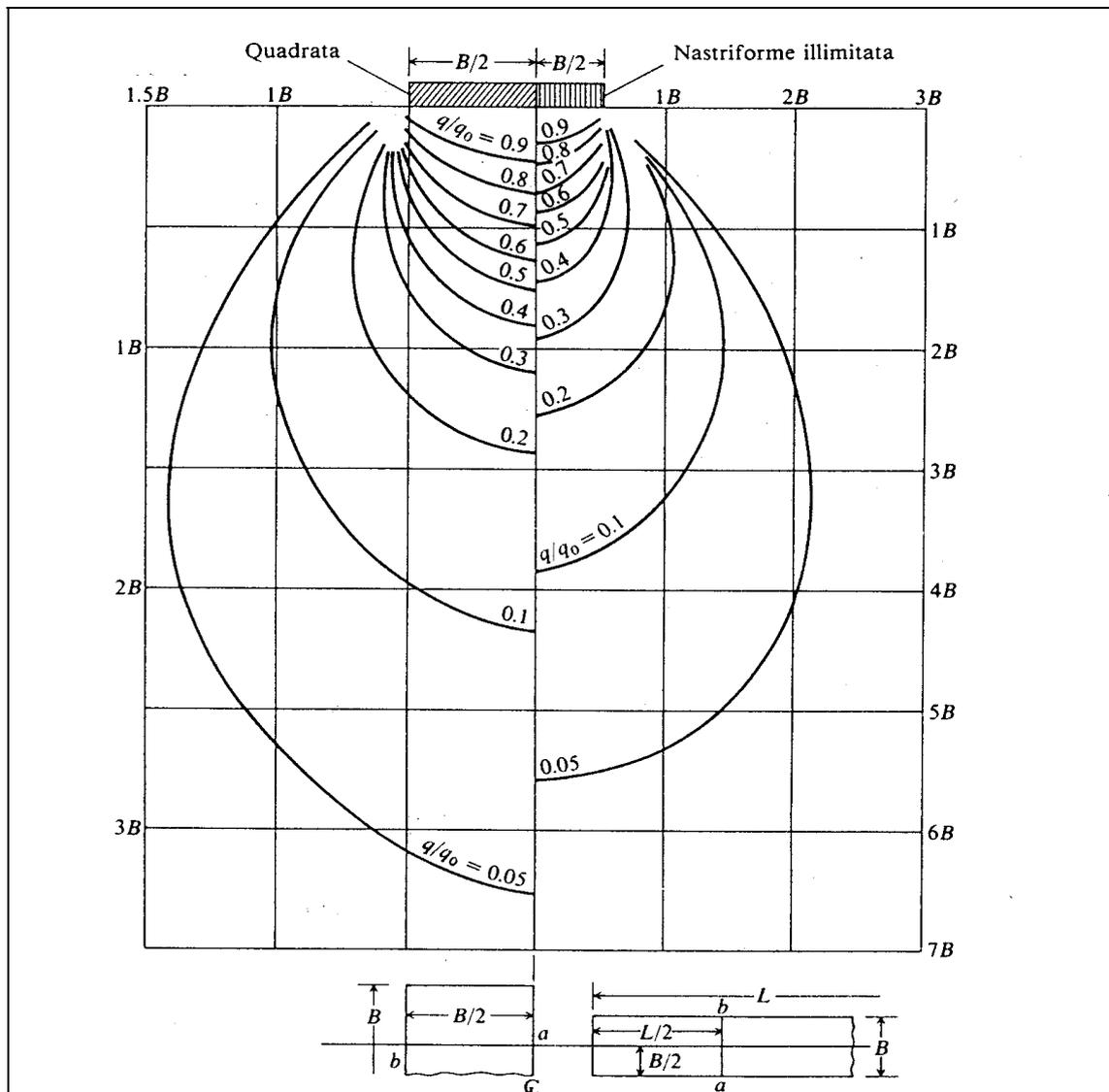


Figura 11 - Linee isostatiche della pressione verticale - equazione di Boussinesq

Fonte: "Fondazioni progetto e analisi" Joseph E. Bowles - McGraw-Hill

La resistenza del terreno è quindi data dalla capacità, dell'intero bulbo di pressione, di resistere alle deformazioni per attrito e per coesione.

La zona interna a questa isobara è chiamata "seat of settlement", cioè sede del cedimento.

16.1 Valutazione dei cedimenti prevedibili (da prove cpt)

Come già detto in precedenza nel seguito verrà eseguita una valutazione dei cedimenti prevedibili, ipotizzando l'utilizzo di fondazioni superficiali con un carico massimo pari a $0.70 \div 0,75 \text{ kg/cm}^2$ ($7.0 \div 7,5 \text{ ton/m}^2$).

In questo caso, sono stati utilizzati i dati ricavati dalle prove penetrometriche statiche eseguite.

Lo spessore dello strato comprimibile è stato considerato pari a 8.00 metri, suddividendo l'intero spessore del terreno investigato in strati di 20 cm, e valutando per ciascun livello la tensione verticale " $\sigma.v$ " in corrispondenza del centro della superficie di carico, secondo la teoria dell'elasticità di Boussinesq.

Il relativo valore del modulo edometrico " M_o " viene ottenuto, per i vari livelli, in base alla relazione:

$$M_o = \alpha * R_p$$

dove:

α = coefficiente tabulato in funzione della litologia.

R_p = resistenza alla punta in corrispondenza del livello considerato

La valutazione dei cedimenti, nell'ipotesi di consolidazione monodimensionale, è stata calcolata ipotizzando una pressione di esercizio compatibile con quella realmente applicata, e utilizzando i dati di progetto per il tipo di fondazioni.

Il calcolo dei cedimenti è stato ottenuto in base all'espressione:

$$S = n * \Sigma (h * \sigma.v / M_o)$$

in cui

S = cedimento esteso alla profondità H_c (metri)

n = coefficiente di riduzione ($n = 0.90$) che tiene conto della rigidità strutturale

Σ = somm. degli strati di 20 cm fino alla profondità H_c

h = spessore degli strati considerati (= 20cm)

$\sigma.v$ = tensione verticale al centro della superficie di carico

M_o = modulo edometrico

Le verifiche effettuate attraverso i calcoli sono riportate nella tabella sottostante, dove sono state considerate le fondazioni superficiali ipotizzate, e le corrispondenti pressioni applicate, ottenendo i seguenti risultati, nei riguardi dei cedimenti:

CPT	Larghezza travi (mt)	Piano di posa (mt)	Carico (ton/m ²)	Banco comprimibile (mt)	Cedimento (cm)
1	1.40	- 1.40	0,70	8	3,86
1	1.40	- 1.40	0,75	8	4,13
2	1.40	- 1.40	0,70	8	4,57
2	1.40	-1.40	0.75	8	4,90

I cedimenti calcolati, seppure mediamente elevati risulterebbero comunque entro valori accettabili.

Infatti come valori massimi dei cedimenti per travi continue o plinti, si ha:

su terreni coesivi:

$S_{max} = 6.3$ cm (Skempton e Mc Donald 1955)

su terreni granulari:

$S_{max} = 3.8$ cm (Skempton e Mc Donald 1955)

16.2 Metodologia di valutazione dei cedimenti (da prove edometriche)

Considerando praticamente incompressibile il livello sabbioso presente in profondità, la valutazione dei cedimenti prevedibili dovrà essere calcolato nell'orizzonte compreso tra il piano di posa delle fondazioni ed i primi 16,00 metri di profondità, trascurando il livello sabbioso compreso tra -16.00 e -20,00 mt circa.

Qualora lo strato argilloso presenti notevole spessore, lo si divide in strati minori per tener conto delle variazioni della pressione verticale e dei parametri di compressibilità.

Il terreno sottostante il piano di fondazione è stato quindi suddiviso in un certo numero di strati rappresentativi, attribuendo a ciascuno i parametri geotecnici corrispondenti, ottenuti dalle analisi di laboratorio.

Il cedimento di uno strato di argilla di spessore H sottoposto inizialmente ad una pressione σ_0 ed in seguito ad una pressione $\sigma_0 + \Delta\sigma$, si può calcolare con varie relazioni.

Nel nostro caso, avendo a disposizione i dati ottenuti dalle prove di consolidazione edometrica, eseguite sui campioni prelevati nel corso dei sondaggi, potrà essere utilizzata la relazione seguente:

$$S_{t_n} = (Cc / 1 + e_0) * H * \log [(\sigma_0 + \Delta\sigma) / \sigma_0]$$

dove:

S_{t_n} = cedimento dello strato considerato

Cc = indice di compressione

e_0 = indice dei vuoti in situ, per lo strato a cui si riferisce Cc

H = spessore dello strato considerato

σ'_0 = pressione geostatica efficace alla quota media dello strato H considerato

$\Delta\sigma$ = incremento di carico applicato sul piano di fondazione.

Dopo aver calcolato il cedimento dei singoli strati, i risultati verranno sommati per ottenere il cedimento totale.

17. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

La modellazione geologica, del sito oggetto del presente lavoro, è stata orientata alla ricostruzione dei caratteri geologici, altimetrici, geomorfologici, litologici, idrogeologici e, più in generale di pericolosità geologica del territorio.

Il livello di approfondimento delle indagini è stato quindi riferito esclusivamente alla fattibilità geologico-tecnica delle opere di urbanizzazione e edificazione e ad eventuali prescrizioni ed indicazioni per le medesime, attraverso una valutazione della loro compatibilità con le caratteristiche geologiche dell'area direttamente interessata, ovvero in relazione alle modifiche che l'insieme delle opere in progetto potrà indurre sul territorio interessato.

La presente relazione è stata, quindi, sviluppata in modo da costituire utile elemento di riferimento per l'inquadramento, da parte dei Progettisti, delle problematiche geotecniche a piccola e grande scala e del programma delle indagini.

Il modello geologico di riferimento è stato validato e supportato da indagini specifiche in funzione dell'importanza delle opere che prevedono:

- edificio di testata sulla Via Foro Boario (parcheggio interrato, uso abitativo, uso commerciale/direzionale);
- edificio area interna (uso abitativo/direzionale);
- n. 2 edifici ad uso abitativo/direzionale).

Con l'entrata in vigore del nuovo D.M. "Norme tecniche sulle costruzioni", che ha recepito l'OPCM 3274 "*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zone sismiche*", il Comune di Ferrara è stato confermato in zona 3, con i seguenti parametri sismici:

- accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g/g) pari a 0,15;
- accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme Tecniche (a_g/g) pari a 0,15.

Secondo il nuovo testo unico sulle costruzioni, il sito deve essere classificato sulla base del valore di V_{s30} , se disponibile, altrimenti sulla base del valore di N_{spt} (per terreni prevalentemente granulari) ovvero di c_u (per terreni prevalentemente coesivi).

Avendo a disposizione i dati ricavati dall'indagine sismica, il sito esaminato presenta un suolo tipo C ($S = 1.25$), con S = fattore che tiene conto della categoria del suolo di fondazione.

C: Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaio di metri, caratterizzati da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

Riassumendo:

Zona sismica di appartenenza: 3

Sottosuolo categoria: C

Accelerazione massima al suolo: $a_{max} = S * a_g = 1,25 * 0,15g = \mathbf{0,1875g}$

Spostamento e velocità del terreno

I valori dello spostamento e della velocità orizzontali massimi del suolo (d_g) e (v_g), sono dati dalle seguenti espressioni:

$$d_g = 0,025 * S * T_c * T_D * a_g$$

$$v_g = 0,16 * S * T_c * a_g$$

per i terreni in esame, risulta:

$$d_g = 0,025 * 1,25 * 0,50 * 2,0 * 0,15 * 9,81 = \mathbf{0,0459 \text{ mt (4,59 cm)}}$$

$$v_g = 0,16 * 1,25 * 0,50 * 0,15 * 9,81 = \mathbf{0,147 \text{ m/s.}}$$

Per quanto riguarda la liquefazione, il fenomeno interessa sedimenti con falda superficiale, costituiti da materiali granulari fini (limi e sabbie fini) saturi, non consolidati, con granulometria uniforme ($U = D_{60}/D_{10} < 5$) e con densità da media a bassa.

Con l'aumentare della profondità del deposito, diminuisce la probabilità di liquefazione durante l'evento sismico, in quanto vengono richiesti valori di $\langle u \rangle$ sempre più elevati per annullare la pressione litostatica crescente.

E' inoltre da ricordare che perché si verifichi il fenomeno della liquefazione, è necessario che gli orizzonti critici presentino, inoltre, continuità laterale.

Poiché il territorio in oggetto risulta caratterizzato da morfologia pianeggiante, gli unici problemi che possono verificarsi in occasione di eventi sismici, sono legati unicamente a particolari caratteristiche litologiche e geotecniche dei terreni costituenti il substrato.

Nel primo dei livelli di terreno a natura tendenzialmente granulare, riscontrato esclusivamente in corrispondenza della Cpt 1, individuato a partire dai 3,80 metri di profondità e che potrebbe presentare criticità, il fenomeno della liquefazione viene ostacolato :

- dalla mancanza di continuità laterale, del livello individuato (come evidenziato nella *figura 10*);
- dal suo limitato spessore;
- dalla presenza di una densità relativa mediamente superiore al 50%.

Per il secondo livello critico a natura tendenzialmente granulare e potenzialmente liquefacibile, individuato in entrambe le prove, a partire da mt 16,00 da p.c., il fenomeno della liquefazione viene ostacolato :

- dalla profondità del deposito, in quanto tende a diminuire anche l'intensità delle sollecitazioni indotte dal sisma;
- dalla maggiore pressione neutra $\langle u \rangle$ richiesta per annullare la pressione litostatica crescente;
- dalla presenza di un notevole spessore sovrastante di terreni decisamente coesivi, più evidente in corrispondenza della Cpt 1;
- da una percentuale di materiali fini superiore al 50% (51,89 %).

L'indagine sismica ha evidenziato, a partire dai 7 metri di profondità, l'esistenza di livelli con valori prossimi alla soglia di separazione tra liquefazione e non liquefazione, come evidenziato nel diagramma riportato nel paragrafo dedicato.

Ai fini di un'attenta valutazione del potenziale di liquefazione anche di questi livelli critici, è stata eseguita l'analisi con il metodo di Robertson e Wride (1997).

I risultati emersi hanno fornito valori di $F_s > 1.7$, per cui non sussiste il rischio di liquefazione.

L'ulteriore livello critico compreso mediamente tra i 15.00 e i 18.00 metri di profondità, individuato tramite il diagramma che lega le velocità delle onde sismiche normalizzate (V_{s1}) ed il rapporto di tensione ciclica (C_{sr}), è stato oggetto di ulteriore verifica, dal punto di vista granulometrico.

La % di materiali fini, definita come la frazione passante al setaccio 200 ASTM (0.0074 mm), presente all'interno del livello considerato, è risultata superiore al 50% (51,89%).

Riportando i parametri del nostro campione nel diagramma per le fasce granulometriche estese, lo stesso risulta al di fuori del fuso granulometrico con possibilità di liquefazione.

Per la verifica allo stato limite ultimo (*SLU*), definito come lo stato al superamento del quale si ha collasso strutturale, crolli, perdita di equilibrio, dissesti gravi, ovvero fenomeni che mettono fuori servizio in modo irreversibile la struttura, deve essere rispettata la condizione: $E_d \leq R_d$ dove E_d è il valore di progetto dell'azione e degli effetti delle azioni e R_d è il valore di progetto della resistenza del terreno, (definibile attraverso la capacità portante critica o ultima).

In considerazione delle caratteristiche generali dei terreni sopra descritti, potranno essere utilizzate fondazioni superficiali, del tipo a travi continue, per quelli edifici che non prevedono piani seminterrati, compatibilmente con i carichi applicati, in funzione della resistenza offerta dai terreni di posa.

Particolare attenzione dovrà comunque essere posta nella valutazione dei cedimenti legati agli orizzonti superficiali, di tipo coesivo/organico, rinvenuti a partire dai 6.00 metri circa di profondità e indicati nella sezione geologica rappresentativa.

Dalla misura diretta della falda freatica, effettuata nel corso delle indagini e risultata compresa tra a -2.55 mt e -2.90 mt dal piano campagna, il piano di posa per fondazioni superficiali, potrà essere assunto a profondità compresa tra 1,20 e 1,40 metri dal piano delle indagini.

Non essendo a conoscenza dei carichi progettuali, nella presente relazione è stata effettuata una verifica di fattibilità, per fondazioni superficiali con $E_d = 7.0 \text{ ton/m}^2$ ($0,70 \text{ kg/cm}^2$), dove E_d è il valore di progetto dell'azione e degli effetti delle azioni.

Attraverso l'elaborazione complessiva del modello geomeccanico dei terreni analizzati, per la valutazione di R_d , che rappresenta il valore di progetto della resistenza del terreno, definibile attraverso la capacità portante critica o ultima (pressione di rottura), è stato ottenuto un valore di

$$R_d (qult) = 8.62 \text{ ton / m}^2 (0.86 \text{ kg/cm}^2).$$

Da quanto sopra esposto, la condizione $E_d \leq R_d$ risulterebbe quindi verificata.

Ricordando che la capacità portante limite ultima di un terreno (qult), detta anche critica o limite, è il carico massimo per unità di superficie che il terreno può sopportare senza rompersi, viene introdotto lo stato limite di esercizio (SLE), definito come lo stato al superamento del quale corrispondente la perdita di una particolare funzionalità che condiziona o limita la prestazione dell'opera.

E' doveroso ricordare che anche adottando un valore di progetto dell'azione e degli effetti delle azioni E_d inferiore al valore di progetto della resistenza del terreno R_d , alcuni stati limite di esercizio, dovranno essere verificati per risultare compatibili con le deformazioni consentite alla struttura, (principalmente nei riguardi dei cedimenti).

Una volta conosciuti nel dettaglio, i carichi trasmessi ai terreni di fondazione, potrà essere operata una valutazione più accurata dei cedimenti prevedibili.

Con le ipotesi sopra esposte, una valutazione di massima dei cedimenti prevedibili, per fondazioni superficiali, ha fornito valori dei cedimenti prevedibili, compresi tra 3,86 e 4,90 cm, dettagliati nella tabella inserita nel paragrafo dedicato.

Laddove i carichi trasmessi ai terreni di fondazione dovessero superare il valore di R_d (resistenza del terreno), sarà necessario operare con scelte diverse:

- alleggerire i carichi trasmessi al terreno di fondazione;
- prevedere soluzioni fondazionali di tipo profondo.

A tale riguardo, nel caso di fondazioni profonde, l'orizzonte principale su cui potranno essere intestati eventuali pali risulterebbe quello rinvenuto a partire mediamente dai 16.00 metri di profondità.

Per questo orizzonte, dovrà comunque essere verificato, nel dettaglio, il suo spessore, la sua continuità laterale, oltre alle caratteristiche di resistenza meccanica.

Non essendo ancora note in questa fase le caratteristiche di progetto relativamente alle opere fondazionali ed ai carichi trasmessi nel sottosuolo, l'analisi eseguita deve intendersi riferita alle caratteristiche fisiche del territorio nel suo complesso, mirata ad evidenziare eventuali emergenze ostative agli interventi che saranno progettati.

Per tali motivi la presente relazione non dovrà ritenersi in nessun caso sostitutiva degli approfondimenti geotecnici che dovranno essere redatti in sede di progettazione esecutiva.

Ferrara, 28 marzo 2007

Dr. Geol. M. Condotta

ALLEGATI 1 ÷ 2

PROVA PENETROMETRICA STATICA CPT 1
LETTURE DI CAMPAGNA / VALORI DI RESISTENZA

2.010496-001

- committente : Settore Territorio e S. E. Comune Fe
 - lavoro : Piano particolareggiato i.p.
 - località : Area di foro Boario (FE)
 - note : preforo DPSH (2.00 mt)

- data : 02/02/2007
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : 2,55 m da quota inizio
 - pagina : 1

prf	LP	LL	Rp	RL	Rp/RI	prf	LP	LL	Rp	RL	Rp/RI
m	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	-	m	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	-
0,20	---	---	---	---	---	10,20	16,0	29,0	16,0	0,73	22,0
0,40	---	---	---	---	---	10,40	9,0	20,0	9,0	0,47	19,0
0,60	---	---	---	---	---	10,60	6,0	13,0	6,0	0,40	15,0
0,80	---	---	---	---	---	10,80	6,0	12,0	6,0	0,40	15,0
1,00	---	---	---	---	---	11,00	6,0	12,0	6,0	0,47	13,0
1,20	---	---	---	---	---	11,20	6,0	13,0	6,0	0,80	7,0
1,40	---	---	---	---	---	11,40	12,0	24,0	12,0	0,80	15,0
1,60	---	---	---	---	---	11,60	14,0	26,0	14,0	0,60	23,0
1,80	---	---	---	---	---	11,80	9,0	18,0	9,0	0,60	15,0
2,00	---	---	---	0,53	---	12,00	9,0	18,0	9,0	0,73	12,0
2,20	8,0	16,0	8,0	0,87	9,0	12,20	19,0	30,0	19,0	0,80	24,0
2,40	11,0	24,0	11,0	0,67	16,0	12,40	14,0	26,0	14,0	0,73	19,0
2,60	9,0	19,0	9,0	0,87	10,0	12,60	11,0	22,0	11,0	0,67	16,0
2,80	12,0	25,0	12,0	0,53	22,0	12,80	14,0	24,0	14,0	0,80	17,0
3,00	9,0	17,0	9,0	0,60	15,0	13,00	17,0	29,0	17,0	0,93	18,0
3,20	8,0	17,0	8,0	0,80	10,0	13,20	18,0	32,0	18,0	1,07	17,0
3,40	11,0	23,0	11,0	0,80	14,0	13,40	13,0	29,0	13,0	0,93	14,0
3,60	9,0	21,0	9,0	0,80	11,0	13,60	10,0	24,0	10,0	0,73	14,0
3,80	18,0	30,0	18,0	0,87	21,0	13,80	11,0	22,0	11,0	0,53	21,0
4,00	38,0	51,0	38,0	0,73	52,0	14,00	11,0	19,0	11,0	0,60	18,0
4,20	39,0	50,0	39,0	0,87	45,0	14,20	9,0	18,0	9,0	0,60	15,0
4,40	27,0	40,0	27,0	0,67	40,0	14,40	10,0	19,0	10,0	0,60	17,0
4,60	9,0	19,0	9,0	0,47	19,0	14,60	11,0	20,0	11,0	0,80	14,0
4,80	8,0	15,0	8,0	0,33	24,0	14,80	15,0	27,0	15,0	0,80	19,0
5,00	7,0	12,0	7,0	0,47	15,0	15,00	17,0	29,0	17,0	0,87	20,0
5,20	9,0	16,0	9,0	0,47	19,0	15,20	19,0	32,0	19,0	1,27	15,0
5,40	7,0	14,0	7,0	0,40	17,0	15,40	19,0	38,0	19,0	0,87	22,0
5,60	6,0	12,0	6,0	0,40	15,0	15,60	15,0	28,0	15,0	0,80	19,0
5,80	8,0	14,0	8,0	0,40	20,0	15,80	19,0	31,0	19,0	1,07	18,0
6,00	11,0	17,0	11,0	0,53	21,0	16,00	31,0	47,0	31,0	1,33	23,0
6,20	8,0	16,0	8,0	0,53	15,0	16,20	21,0	41,0	21,0	1,07	20,0
6,40	8,0	16,0	8,0	0,47	17,0	16,40	48,0	64,0	48,0	0,60	80,0
6,60	7,0	14,0	7,0	0,33	21,0	16,60	48,0	57,0	48,0	0,93	51,0
6,80	5,0	10,0	5,0	0,33	15,0	16,80	49,0	63,0	49,0	0,73	67,0
7,00	6,0	11,0	6,0	0,60	10,0	17,00	55,0	66,0	55,0	0,73	75,0
7,20	9,0	18,0	9,0	0,60	15,0	17,20	59,0	70,0	59,0	3,73	16,0
7,40	18,0	27,0	18,0	1,00	18,0	17,40	59,0	115,0	59,0	1,13	52,0
7,60	19,0	34,0	19,0	0,47	41,0	17,60	88,0	105,0	88,0	1,07	82,0
7,80	19,0	26,0	19,0	0,67	28,0	17,80	98,0	114,0	98,0	1,53	64,0
8,00	17,0	27,0	17,0	0,53	32,0	18,00	74,0	97,0	74,0	1,20	62,0
8,20	9,0	17,0	9,0	0,93	10,0	18,20	93,0	111,0	93,0	1,40	66,0
8,40	21,0	35,0	21,0	0,47	45,0	18,40	78,0	99,0	78,0	1,07	73,0
8,60	6,0	13,0	6,0	0,33	18,0	18,60	90,0	106,0	90,0	1,40	64,0
8,80	7,0	12,0	7,0	0,40	17,0	18,80	112,0	133,0	112,0	1,40	80,0
9,00	7,0	13,0	7,0	0,47	15,0	19,00	105,0	126,0	105,0	1,93	54,0
9,20	7,0	14,0	7,0	0,40	17,0	19,20	61,0	90,0	61,0	1,20	51,0
9,40	5,0	11,0	5,0	0,33	15,0	19,40	75,0	93,0	75,0	1,93	39,0
9,60	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0	19,60	117,0	146,0	117,0	1,67	70,0
9,80	8,0	13,0	8,0	0,53	15,0	19,80	85,0	110,0	85,0	0,67	127,0
10,00	11,0	19,0	11,0	0,87	13,0	20,00	89,0	99,0	89,0	-----	-----

- PENETROMETRO STATICO tipo GOUDA da 20 t - (con anello allargatore) -
 - COSTANTE DI TRASFORMAZIONE Ct = 10 - Velocità Avanzamento punta 2 cm/s
 - punta meccanica tipo Begemann ø = 35.7 mm (area punta 10 cm² - apertura 60°)
 - manicotto laterale (superficie 150 cm²)

PROVA PENETROMETRICA STATICA
LETTURE DI CAMPAGNA / VALORI DI RESISTENZA

CPT 2

2.010496-001

- committente : Settore Territorio e S. E. Comune Fe
 - lavoro : Piano particolareggiato i.p.
 - località : Area di foro Boario (FE)
 - note : preforo DPSH (1.20 mt)

- data : 02/02/2007
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : 2,90 m da quota inizio
 - pagina : 1

prf	LP	LL	Rp	RL	Rp/RI	prf	LP	LL	Rp	RL	Rp/RI
m	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	-	m	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	-
0,20	---	---	--	----	---	10,20	31,0	44,0	31,0	0,87	36,0
0,40	---	---	--	----	---	10,40	28,0	41,0	28,0	0,67	42,0
0,60	---	---	--	----	---	10,60	28,0	38,0	28,0	0,73	38,0
0,80	---	---	--	----	---	10,80	39,0	50,0	39,0	0,67	58,0
1,00	---	---	--	----	---	11,00	31,0	41,0	31,0	1,07	29,0
1,20	---	---	--	0,87	---	11,20	39,0	55,0	39,0	1,27	31,0
1,40	12,0	25,0	12,0	0,60	20,0	11,40	39,0	58,0	39,0	1,07	37,0
1,60	9,0	18,0	9,0	0,73	12,0	11,60	41,0	57,0	41,0	1,20	34,0
1,80	10,0	21,0	10,0	0,73	14,0	11,80	41,0	59,0	41,0	0,80	51,0
2,00	9,0	20,0	9,0	0,87	10,0	12,00	21,0	33,0	21,0	1,40	15,0
2,20	10,0	23,0	10,0	0,87	12,0	12,20	39,0	60,0	39,0	2,13	18,0
2,40	9,0	22,0	9,0	0,93	10,0	12,40	39,0	71,0	39,0	1,33	29,0
2,60	15,0	29,0	15,0	0,80	19,0	12,60	89,0	109,0	89,0	1,47	61,0
2,80	13,0	25,0	13,0	0,67	19,0	12,80	84,0	106,0	84,0	2,00	42,0
3,00	11,0	21,0	11,0	0,93	12,0	13,00	91,0	121,0	91,0	0,13	682,0
3,20	18,0	32,0	18,0	0,87	21,0	13,20	119,0	121,0	119,0	2,07	58,0
3,40	16,0	29,0	16,0	0,40	40,0	13,40	132,0	163,0	132,0	2,93	45,0
3,60	16,0	22,0	16,0	0,80	20,0	13,60	146,0	190,0	146,0	2,93	50,0
3,80	19,0	31,0	19,0	1,07	18,0	13,80	109,0	153,0	109,0	2,53	43,0
4,00	19,0	35,0	19,0	0,67	28,0	14,00	103,0	141,0	103,0	2,07	50,0
4,20	7,0	17,0	7,0	0,27	26,0	14,20	91,0	122,0	91,0	2,80	33,0
4,40	4,0	8,0	4,0	0,27	15,0	14,40	83,0	125,0	83,0	1,40	59,0
4,60	4,0	8,0	4,0	0,20	20,0	14,60	26,0	47,0	26,0	0,80	32,0
4,80	3,0	6,0	3,0	0,40	7,0	14,80	12,0	24,0	12,0	0,73	16,0
5,00	5,0	11,0	5,0	0,47	11,0	15,00	7,0	18,0	7,0	0,60	12,0
5,20	9,0	16,0	9,0	0,47	19,0	15,20	10,0	19,0	10,0	0,67	15,0
5,40	8,0	15,0	8,0	0,47	17,0	15,40	13,0	23,0	13,0	0,67	19,0
5,60	7,0	14,0	7,0	0,33	21,0	15,60	15,0	25,0	15,0	0,67	22,0
5,80	5,0	10,0	5,0	0,47	11,0	15,80	17,0	27,0	17,0	1,07	16,0
6,00	6,0	13,0	6,0	0,67	9,0	16,00	21,0	37,0	21,0	1,07	20,0
6,20	17,0	27,0	17,0	0,47	36,0	16,20	25,0	41,0	25,0	1,20	21,0
6,40	6,0	13,0	6,0	0,67	9,0	16,40	41,0	59,0	41,0	1,40	29,0
6,60	9,0	19,0	9,0	0,80	11,0	16,60	43,0	64,0	43,0	1,73	25,0
6,80	11,0	23,0	11,0	0,53	21,0	16,80	46,0	72,0	46,0	1,07	43,0
7,00	19,0	27,0	19,0	0,73	26,0	17,00	58,0	74,0	58,0	1,47	40,0
7,20	19,0	30,0	19,0	0,73	26,0	17,20	76,0	98,0	76,0	1,13	67,0
7,40	35,0	46,0	35,0	0,73	48,0	17,40	89,0	106,0	89,0	1,40	64,0
7,60	39,0	50,0	39,0	0,67	58,0	17,60	57,0	78,0	57,0	1,67	34,0
7,80	38,0	48,0	38,0	0,73	52,0	17,80	91,0	116,0	91,0	1,67	55,0
8,00	30,0	41,0	30,0	0,67	45,0	18,00	90,0	115,0	90,0	1,87	48,0
8,20	39,0	49,0	39,0	0,73	53,0	18,20	143,0	171,0	143,0	1,87	77,0
8,40	8,0	19,0	8,0	0,67	12,0	18,40	141,0	169,0	141,0	1,80	78,0
8,60	29,0	39,0	29,0	0,80	36,0	18,60	109,0	136,0	109,0	1,47	74,0
8,80	29,0	41,0	29,0	0,60	48,0	18,80	67,0	89,0	67,0	1,87	36,0
9,00	29,0	38,0	29,0	0,93	31,0	19,00	91,0	119,0	91,0	1,93	47,0
9,20	31,0	45,0	31,0	0,60	52,0	19,20	149,0	178,0	149,0	1,13	131,0
9,40	29,0	38,0	29,0	0,67	43,0	19,40	173,0	190,0	173,0	1,40	124,0
9,60	9,0	19,0	9,0	1,00	9,0	19,60	53,0	74,0	53,0	1,33	40,0
9,80	19,0	34,0	19,0	1,20	16,0	19,80	54,0	74,0	54,0	0,93	58,0
10,00	23,0	41,0	23,0	0,87	27,0	20,00	25,0	39,0	25,0	----	----

- PENETROMETRO STATICO tipo GOUDA da 20 t - (con anello allargatore) -
 - COSTANTE DI TRASFORMAZIONE Ct = 10 - Velocità Avanzamento punta 2 cm/s
 - punta meccanica tipo Begemann ø = 35.7 mm (area punta 10 cm² - apertura 60°)
 - manicotto laterale (superficie 150 cm²)

ALLEGATI 3 ÷ 4

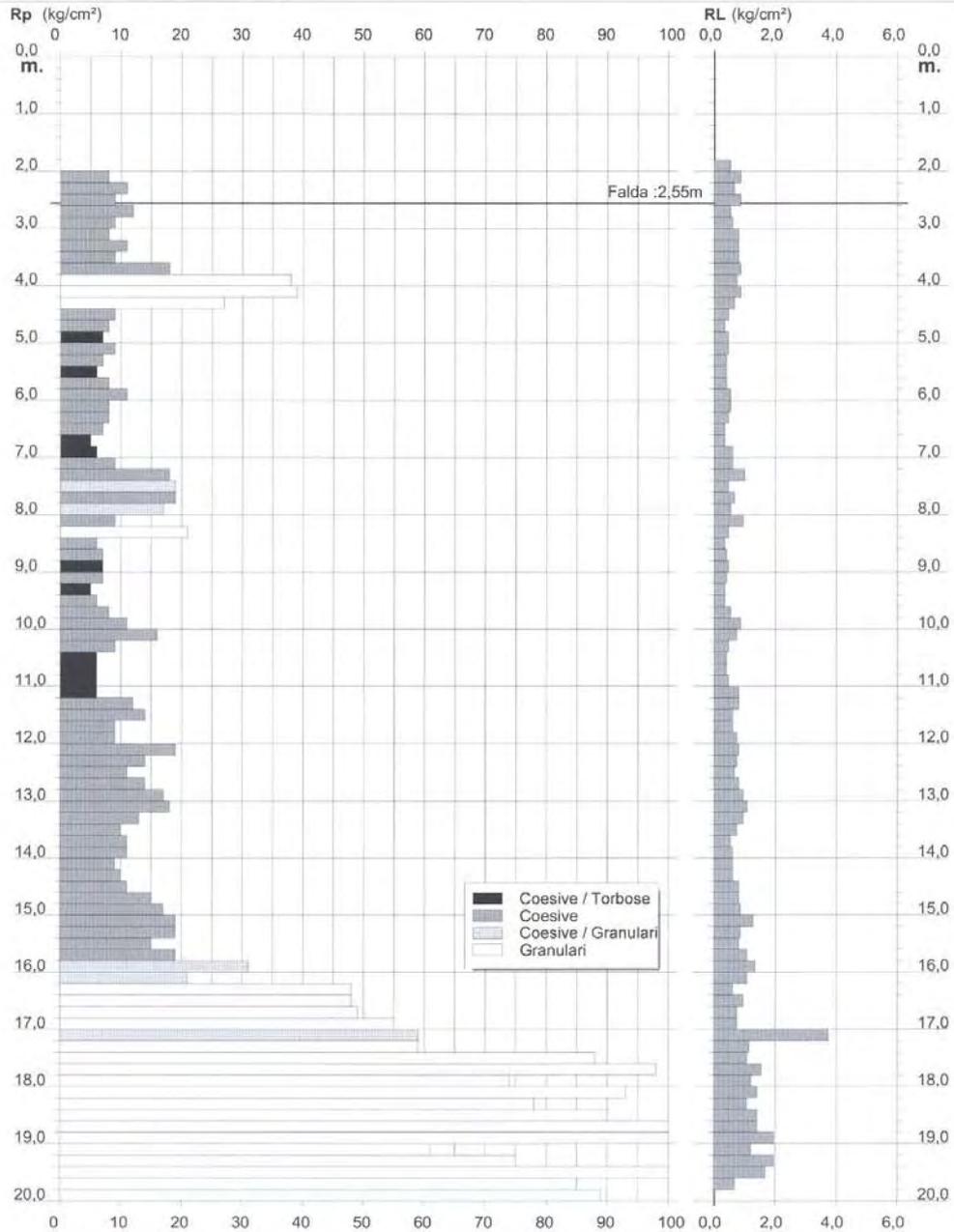
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 1

2.010496-001

- committente : Settore Territorio e S. E. Comune Fe
 - lavoro : Piano particolareggiato i.p.
 - località : Area di foro Boario (FE)
 - note : preforo DPSH (2.00 mt)

- data : 02/02/2007
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : 2,55 m da quota inizio
 - scala vert.: 1 : 100



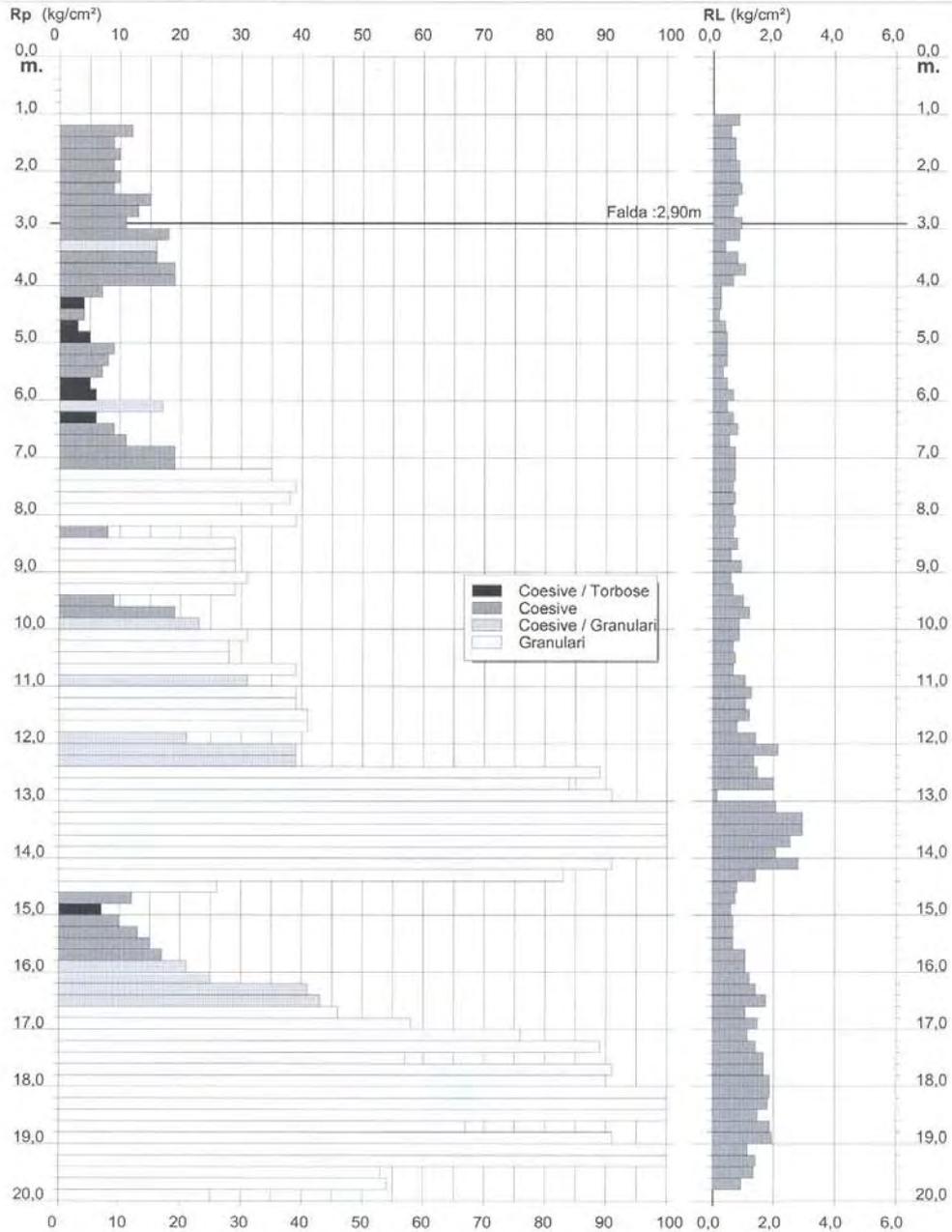
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 2

2.010496-001

- committente : Settore Territorio e S. E. Comune Fe
 - lavoro : Piano particolareggiato i.p.
 - località : Area di foro Boario (FE)
 - note : preforo DPSH (1.20 mt)

- data : 02/02/2007
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : 2,90 m da quota inizio
 - scala vert.: 1 : 100



ALLEGATI 5 ÷ 6

PROVA PENETROMETRICA STATICA
TABELLA PARAMETRI GEOTECNICI

CPT 2

2.010496-001

- committente : Settore Territorio e S. E. Comune Fe
 - lavoro : Piano particolareggiato i.p.
 - località : Area di foro Boario (FE)
 - note : preforo DPSH (1.20 mt)

- data : 02/02/2007
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : 2,90 m da quota inizio
 - pagina : 1

Prof m	Rp kg/cm²	Rp/Ri (-)	NATURA COESIVA					NATURA GRANULARE														
			Natura Litol.	Y' t/m²	p'vo kg/cm²	Cu kg/cm²	OCR (-)	Eu50 kg/cm²	Eu25 kg/cm²	Mo kg/cm²	Dr %	ø1s (°)	ø2s (°)	ø3s (°)	ø4s (°)	ødm (°)	ømy (°)	Amax/g (-)	E'50 kg/cm²	E'25 kg/cm²	Mo kg/cm²	
0.20	--	--	???	1.85	0.04	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
0.40	--	--	???	1.85	0.07	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
0.60	--	--	???	1.85	0.11	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
0.80	--	--	???	1.85	0.15	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
1.00	--	--	???	1.85	0.19	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
1.20	--	--	???	1.85	0.22	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
1.40	12	20	2/III	1.85	0.25	0.57	16.9	97	146	45	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
1.60	9	12	2/III	1.85	0.30	0.45	10.6	77	115	38	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
1.80	10	14	2/III	1.85	0.33	0.50	10.4	85	128	40	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
2.00	9	10	2/III	1.85	0.37	0.45	8.0	89	133	38	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
2.20	10	12	2/III	1.85	0.41	0.50	8.1	91	146	40	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
2.40	9	10	2/III	1.85	0.44	0.45	6.4	115	173	38	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
2.60	15	19	2/III	1.85	0.48	0.67	9.4	118	173	50	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
2.80	13	19	2/III	1.85	0.52	0.60	7.6	126	189	47	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
3.00	11	12	2/III	0.91	0.54	0.54	6.3	140	210	42	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
3.20	18	21	2/III	0.98	0.56	0.75	9.1	132	198	56	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
3.40	16	40	4/II	0.50	0.57	0.70	8.0	138	207	52	23	31	34	37	40	30	27	0.043	27	40	48	
3.60	16	20	2/III	0.96	0.59	0.70	7.7	144	216	52	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
3.80	19	18	2/III	0.99	0.61	0.78	8.4	146	218	58	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
4.00	19	28	2/III	0.99	0.63	0.78	8.1	151	227	58	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
4.20	7	26	2/III	0.85	0.65	0.35	2.9	175	283	32	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
4.40	4	15	1***	0.46	0.66	0.20	1.4	25	38	18	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
4.60	4	20	2/III	0.78	0.67	0.20	1.4	118	176	20	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
4.80	3	7	1***	0.46	0.68	0.15	0.9	20	29	14	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
5.00	5	11	1***	0.46	0.69	0.28	1.8	31	46	23	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
5.20	9	19	2/III	0.88	0.71	0.45	3.5	200	301	38	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
5.40	8	17	2/III	0.86	0.73	0.40	3.0	198	297	35	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
5.60	7	21	2/III	0.84	0.74	0.35	2.4	187	280	32	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
5.80	5	11	1***	0.46	0.75	0.25	1.6	31	47	23	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
6.00	6	9	1***	0.46	0.76	0.30	2.0	38	54	27	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
6.20	17	36	4/II	0.91	0.78	0.72	5.7	210	314	54	17	30	33	36	39	28	27	0.033	28	43	51	
6.40	6	9	1***	0.46	0.79	0.30	1.9	37	55	27	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
6.60	9	11	2/III	0.88	0.81	0.45	3.0	221	332	38	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
6.80	11	21	2/III	0.91	0.83	0.54	3.7	233	350	42	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
7.00	19	26	2/III	0.99	0.85	0.78	5.6	228	342	58	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
7.20	19	26	2/III	0.99	0.87	0.78	5.5	235	352	58	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
7.40	35	48	3***	0.89	0.88	--	--	--	--	--	39	33	36	38	41	32	29	0.077	58	88	105	
7.60	39	58	3***	0.90	0.90	--	--	--	--	--	42	34	36	39	41	32	30	0.085	65	98	117	
7.80	38	49	3***	0.90	0.92	--	--	--	--	--	41	34	36	39	41	32	30	0.082	63	95	114	
8.00	30	45	3***	0.88	0.94	--	--	--	--	--	32	33	35	38	41	31	29	0.082	60	76	90	
8.20	39	53	3***	0.90	0.95	--	--	--	--	--	41	34	36	39	41	32	30	0.082	65	98	117	
8.40	8	12	2/III	0.86	0.97	0.40	2.1	222	334	35	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
8.60	29	36	3***	0.87	0.99	--	--	--	--	--	30	32	35	38	40	30	29	0.057	48	73	87	
8.80	29	49	3***	0.87	1.01	--	--	--	--	--	29	32	35	37	40	30	29	0.056	48	73	87	
9.00	29	31	3***	0.87	1.02	--	--	--	--	--	29	32	35	37	40	30	29	0.055	48	73	87	
9.20	31	52	3***	0.88	1.04	--	--	--	--	--	31	32	35	38	40	30	29	0.059	52	78	93	
9.40	29	43	3***	0.87	1.06	--	--	--	--	--	28	32	35	37	40	30	29	0.054	48	73	87	
9.60	9	9	2/III	0.88	1.08	0.46	2.1	249	374	38	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
9.80	19	16	2/III	0.99	1.10	0.78	4.1	306	459	58	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
10.00	23	27	4/II	0.94	1.12	0.87	4.6	311	466	69	19	31	34	36	40	28	25	0.036	38	58	69	
10.20	31	36	3***	0.88	1.13	--	--	--	--	--	29	32	35	37	40	30	29	0.055	52	78	93	
10.40	28	42	3***	0.87	1.15	--	--	--	--	--	25	31	34	37	40	29	28	0.047	47	70	84	
10.60	28	48	3***	0.87	1.17	--	--	--	--	--	24	31	34	37	40	29	28	0.047	47	70	84	
10.80	39	58	3***	0.90	1.19	--	--	--	--	--	35	33	36	38	41	31	30	0.070	65	98	117	
11.00	31	29	4/II	0.97	1.20	1.03	5.2	331	496	93	27	32	35	37	40	29	29	0.052	52	78	93	
11.20	39	31	3***	0.90	1.22	--	--	--	--	--	35	33	35	38	41	31	30	0.068	65	98	117	
11.40	39	37	3***	0.90	1.24	--	--	--	--	--	34	33	35	38	41	31	30	0.067	65	98	117	
11.60	41	34	3***	0.90	1.26	--	--	--	--	--	36	33	36	38	41	31	30	0.070	68	103	123	
11.80	41	51	3***	0.90	1.28	--	--	--	--	--	35	33	35	38	41	31	30	0.069	68	103	123	
12.00	21	15	4/II	0.93	1.30	0.82	3.6	366	548	63	12	30	33	36	39	27	27	0.024	35	53	63	
12.20	39	18	4/II	1.00	1.32	1.30	6.2	345	517	117	33	33	35	38	41	30	30	0.064	65	98	117	
12.40	39	29	4/II	1.00	1.34	1.30	6.1	352	528	117	33	33	35	38	41	30	30	0.063	65	98	117	
12.60	89	61	3***	0.98	1.35	--	--	--	--	--	61	36	39	41	43	35	33	0.132	148	223	267	
12.80	84	42	3***	0.97	1.37	--	--	--	--	--	58	36	38	40	43	34	33	0.126	140	210	252	
13.00	91	682	3***	0.99	1.39	--	--	--	--	--	61	36	39	41	43	35	33	0.132	152	228	273	
13.20	119	58	3***	1.03	1.41	--	--	--	--	--	70	38	40	42	44	36	35	0.158	198	298	357	
13.40	132	45	3***	1.04	1.44	--	--	--	--	--	73	38	40	42	44	37	35	0.167	220	330	396	
13.60	146	50	3***	1.07	1.46	--	--	--	--	--	76	39	40	42	44	37	36	0.177	243	365	438	
13.80	109	43	3***	1.01	1.48	--	--	--	--	--	65	37	39	41	43	35	34	0.146	182	273	327	
14.00	103	50	3***	1.00	1.50	--	--	--	--	--	63	37	39	41	43	35	34	0.139	172	258	309	
14.20	91	33	3***	0.99	1.52	--	--	--	--	--	59	36	38	40	43	34	33	0.127	152	228	273	
14.40	83	39	3***	0.97	1.54	--	--	--	--	--	55	36	38	40	42	34	33	0.117	138	208	249	
14.60	26	32	3***	0.87	1.55	--	--	--	--	--	15	30	33	36	39	27	28	0.029	43	65	78	
14.80	12	16	2/III	0.92	1.57	0.57	1.8	327	490	45	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
15.00	7	12	1***	0.46	1.58	0.35	1.0	46														

ALLEGATI 7 ÷ 10

COMMITTENTE:				CAMPIONI				SONDAGGIO: S1				
Set. Territorio Sviluppo Economico - COMUNE FE				Pareti sottili				Pagina: 1				
CANTIERE:				Osterberg				Quota: p.c.				
Via Foro Boario (FE)				Carotiere semplice				Data: 07/02/2007				
INDAGINE:				Carotiere doppio				Responsabile: Dr. Geol. Marco Condotta				
P.P. di I.P. Foro Boario (FE)				S.P.T.				Operatore: P.I. Andrea Dalla Muta				
Foto:		COORDINATE		PIEZOMETRI		Falda: -2,40 m		Scala: 1:50				
		X = 0,00 m Y = 0,00 m Z = 0,00 m		ATA Tubo aperto CSG Casagrande								
profondità S01-0201-023	stratigrafia	campioni		Pocket Kg/cm ³	Torvane Kg/cm ³	S.P.T. colpi quota	DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	H	Manovre % Recup.	Rivest.	Falda	Piezo.
		tipo	n°									
0	0,20						Stabilizzato, vaschetta soletta di 10 cm. di cemento armato	0,20				
	0,70						Argilla plastica debolmente limosa marrone chiaro, con sfidri di laterizio	0,50				
1	1,30						Argilla plastica marrone chiaro con punti torbosi e rari ciottoli	0,80				
2	2,40			1,80	0,900		Argilla plastica grigio azzurra					
		1	2,40	1,50				1,10			-2,40	
			0,60	0,800								
3				2,00	1,000		Limo argilloso debolmente sabbioso da grigio azzurro a giallo ocra					
4	4,60											
5	5,00			0,70			Argilla plastica debolmente limosa con punti di ossidazione, colore da giallo ocra a grigio azzurro	2,20				
				0,450				0,40				
				0,50			Argilla mediamente consistente con punti torbosi	0,40				
	5,40						Torba marrone scuro	0,10				
	5,50			0,350								
6	6,00	2	6,00	0,80			Argilla a media consistenza debolmente limosa grigio azzurra	0,80				
			0,60									
7							Argilla a media consistenza grigio azzurra					
	7,50			0,90				1,90				
				0,650								
8	7,90	3	7,90	0,70			Argilla torbosa grigio scura	0,40				
			0,60									
							Argilla a bassa consistenza grigio azzurra					
9	8,90							1,00				
10							Limo sabbioso grigio a tratti debolmente argilloso					

note:
rivestimento fino a fondo foro

Carotaggio: carotaggio continuo
Sonda tipo: sonda idraulica a rotazione

COMMITTENTE: Set.Territorio Sviluppo Economico - COMUNE FE				CAMPIONI		SONDAGGIO: S1							
CANTIERE: Via Foro Boario (FE)				Pareti sottili		Pagina: 2							
INDAGINE: P.P. di I.P. Foro Boario (FE)				Osterberg		Quota: p.c.							
Foto:		COORDINATE X = 0,00 m Y = 0,00 m Z = 0,00 m		PIEZOMETRI ATA Tubo aperto CSG Casagrande		Data: 07/02/2007		Responsabile: Dr. Geol. Marco Condotta					
						Operatore: P.I. Andrea Dalla Muta							
						Falda: -2,40 m		Scala: 1:50					
profondità	stratigrafia	campioni		Pocket	Torvane	S.P.T.		DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	H	Manovre % Recup.	Rivest.	Falda	Piezo.
SO1-020 10,00		tipo	n° quota	Kg/cm²	Kg/cm²	colpi	quota						
10								Limo sabbioso grigio a tratti debolmente argilloso					
11									1,30				
12				1,50	0,400			Argilla plastica grigia passante ad argilla torbosa marrone scuro	1,00				
13								Torba marrone scuro	0,70				
14				1,50	0,850			Argilla plastica grigia	0,80				
15			4 13,80 0,60										
16				1,20				Argilla plastica grigia azzurra molto consistente con rari calcinelli	2,10				
17				1,40	0,900								
18								Limo sabbioso passante a sabbia fine di colore grigio azzurro					
19								Argilla a debole consistenza grigia	2,40				
20				0,80	0,400			Argilla torbosa passante ad argilla grigia a media consistenza	0,70				
				0,90					1,00				

note:
rivestimento fino a fondo foro

Carotaggio: carotaggio continuo
Sonda tipo: sonda idraulica a rotazione

COMMITTENTE:				CAMPIONI		SONDAGGIO: S2							
Set.Territorio Sviluppo Economico - COMUNE FE				Pareti sottili		Pagina: 1							
CANTIERE:				Osterberg		Quota: p.c.							
Via Foro Boario (FE)				Carotiere semplice		Data: 08/02/2007							
INDAGINE:				Carotiere doppio		Responsabile: Dott. Geol. Marco Condotta							
P.I. di I.P. Foro Boario (FE)				S.P.T.		Operatore: P.I. Andrea Dalla Muta							
Foto:		COORDINATE		PIEZOMETRI		Falda: -2,60 m							
		X = 0,00 m Y = 0,00 m Z = 0,00 m		ATA Tubo aperto CSG Casagrande		Scala: 1:50							
						Coclea							
profondità	stratigrafia	campioni		Pocket	Torione	S.P.T.		DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	H	Manovre % Recup.	Rivest.	Falda	Piezo. ATA
S01-0201-023		tipo	n°	quota	Kg/cm²	Kg/cm²	colpi	quota					
0	0,00								Strato caratterizzato da 10 cm di asfalto e 40 cm di stabilizzato				
	0,50									0,50			
1					2,50	>1			Argilla plastica marrone chiaro, localmente con punti torbosi				
2					1,40	0,450							
	2,60											-2,60	
3									Limo debolmente argilloso da marrone chiaro a grigio azzurro				
	3,80												
4									Sabbia fine limosa di colore ocra e grigia				
	4,60									0,80			4,00
5									Argilla plastica grigio azzurra con livello decimetrico di torba nera				
	5,50		1	5,50						0,90			
6				0,60					Argilla torbosa a media consistenza				
	6,45									0,95			
7													
8													
9									Limo argilloso debolmente sabbioso grigio azzurro, con livelli decimetrici di argilla limosa				
10													

note:
rivestimento fino a fondo foro

Carotaggio: carotaggio continuo
Sonda tipo: sonda idraulica a rotazione

COMMITTENTE:				CAMPIONI		SONDAGGIO: S2						
Set. Territorio Sviluppo Economico - COMUNE FE				Pareti sottili		Pagina: 2						
CANTIERE:				Osterberg		Quota: p.c.						
Via Foro Boario (FE)				Limo argilloso debolmente sabbioso grigio azzurro, con livelli decimetrici di argilla limosa		08/02/2007						
INDAGINE:				Carotiere doppio		Responsabile: Dott. Geol. Marco Condotta						
P.I. di I.P. Foro Boario (FE)				S.P.T.		Operatore: P.I. Andrea Dalla Muta						
Foto:		COORDINATE		PIEZOMETRI		Falda: -2,60 m						
		X = 0,00 m Y = 0,00 m Z = 0,00 m		ATA Tubo aperto CSG Casagrande		Scala: 1:50						
profondità S01-020	stratigrafia	campioni		Pocket	Torvane	S.P.T.	DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	H	Manovra % Recup.	Rivest.	Falda	Piezo. ATA
		tipo	n°	quota	Kg/cm²	Kg/cm²						
10												
10,50								0,50				
11							Tronco vegetale (torba)	0,40				
12							Sabbia fine limosa grigio azzurra	1,10				
12,00							Torba marrone scuro	0,90				
13							Argilla plastica grigio azzurra con sottili intercalazioni di limo debolmente sabbioso	0,90				
13,70					1,00			0,90				
14							Argilla plastica a buona consistenza grigio azzurra con calcinelli	1,40				
15					1,50	1,000		1,40				
15,10					1,50	0,700		1,40				
16					0,90		Argilla limosa grigio azzurra	0,90				
17							Sabbia fine debolmente limosa grigia	1,30				
18							Sabbia fine limosa con sottili laminazioni di limo debolmente argilloso	1,70				
19								1,70				
20					0,90	0,500	Argilla torbosa plastica	1,00				

note:
rivestimento fino a fondo foro

Carotaggio: carotaggio continuo
Sonda tipo: sonda idraulica a rotazione

ALLEGATI 11 ÷ 27

Committente: **CONDOTTA DOTT. MARCO**
 Località: **FERRARA**
 Cantiere: **VIA FORO BOARIO**

 Sondaggio: **S1**
 Campione: **OST2**
 Profondità: **6.00-6.60 m** pagina 1 di 1

 Data ricevimento campione: **15/02/2007**
 Data inizio prove: **15/02/2007**

 Data emissione certificato: **01/03/2007**
 Data fine prove: **19/02/2007**
CARATTERISTICHE FISICHE, VOLUMETRICHE E DI CONSISTENZA

Umidità e Densità		
t	72.16	g
cu+t	101.05	g
cs+t	93.96	g
V. Fustella	14.884	cm ³

Contenuto sostanze organiche		
t	-	g
cu+t	-	g
cs+t	-	g
cs'+t	-	g

Peso dei grani		
Pic	50.46	g
Pic + camp.	95.85	g
pic+ta+H ₂ O	185.51	g
pic+ta+H ₂ O+camp	213.76	g

Contenuto carbonati		
V CO ₂	-	cm ³
P atm	-	Pa
Q	-	g

CARATTERISTICHE NATURALI			
Umidità naturale	w	32.5	%
Densità naturale	γ	1903.5	kg/m ³
Densità secca	γ _d	1436.4	kg/m ³
Densità minima	γ _{min}	-	kg/m ³
Peso specifico dei grani	γ _s	2648.2	kg/m ³
Equivalente in sabbia		-	%
Contenuto sostanze organiche		-	%
Contenuto solfati		-	%
Contenuto carbonati		-	%

Limite liquido		
N colpi	-	n°
t	-	g
cu+t	-	g
cs+t	-	g

Limite plastico			
t	-	-	g
cu+t	-	-	g
cs+t	-	-	g

LIMITI DI CONSISTENZA			
Limite liquido	LL	-	%
Limite plastico	LP	-	%
Indice plastico	IP	-	-
Limite di ritiro	LR	-	%
Ritiro lineare	RL	-	%

Ritiro lineare		
Lungh. iniziale	-	mm
Lungh. finale	-	mm

Densità minima		
V. fustella	-	cm ³
peso sabbia + t	-	g

Granulometria		
Peso Campione	-	g
2 mm	-	g
0.42 mm	-	g
0.075 mm	-	g

equivalente in sabbia		
H tot	-	mm
h p	-	mm

CARATTERISTICHE GRANULOMETRICHE			
Setaccio	Passante		
2.00 mm	-	-	%
0.42 mm	-	-	%
0.075 mm	-	-	%

Limite di ritiro			
cu+t	-	-	g
cs+t	-	-	g
peso Hg	-	-	g
t	-	-	g
volume tara	-	-	cm ³
γ Hg	-	-	kg/m ³
volume Hg	-	-	cm ³
CU	-	-	g
CS	-	-	g

PARAMETRI DERIVATI			
Indice di liquidità	IL	-	-
Indice di consistenza	IC	-	-
Indice di gruppo	IG	-	-
U.S.C.S.		-	-
C.N.R.-U.N.I.		-	-
Indice dei vuoti	e	0.81	-
Porosità	N	44.69	%
Umidità di saturazione	Ws	30.51	%
Grado di saturazione	S	106.59	%

 Norme di riferimento: CNR-UNI 10008, CNR-UNI Anno VII n° 40,
 CNR-UNI 10013, CNR-UNI 10014, BS 1377, CNR-UNI 8520, CNR-
 UNI ANNO V N°23, Procedure interne OP 3.16, OP 3.14, OP 3.13,
 OP 3.17

Note:

 Classe del campione: **Q5**

 Il Direttore
 del laboratorio

Sperimentatore

Committente: **CONDOTTA DOTT. MARCO**
Località: **FERRARA**
Cantiere: **VIA FORO BOARIO**

Sondaggio: **S1**
Campione: **OST2**
Profondità: **6.00-6.60 m**

pagina 1 di 1

Data inizio prova: **15/02/2007**

Data fine prova: **27/02/2007**

Data ricevimento campione: **15/02/2007**

Data emissione certificato: **01/03/2007**

PROVA EDOMETRICA PER GRADINI DI CARICO

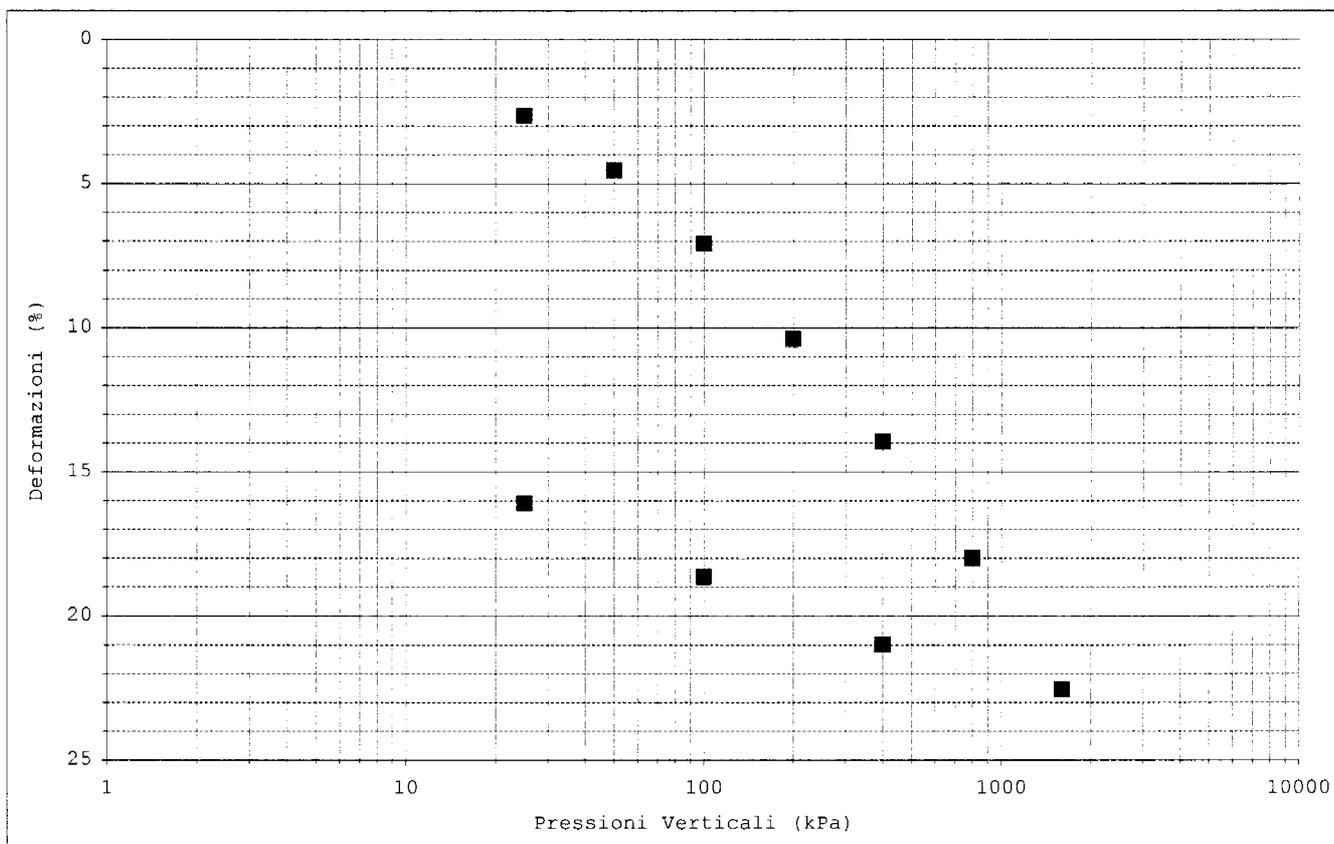
Norme di riferimento: ASTM 2435-80, ASTM 4186-82, ASTM 4546-85

Pressione kPa	Dv mm	dh %	e
25	0.53	2.65	0.792
50	0.91	4.55	0.757
100	1.42	7.10	0.710
200	2.08	10.40	0.649
400	2.79	13.95	0.584
800	3.60	18.00	0.509
1600	4.51	22.55	0.425
400	4.20	21.00	0.454
100	3.73	18.65	0.497
25	3.22	16.10	0.544

Caratteristiche provino	
Area (cm ²)	40.00
Altezza (cm)	2.00
Peso iniziale (g)	143.00
Peso finale (g)	132.62

Determinazione umidità (%)	
t (g)	137.27
cu+t (g)	269.89
cs+t (g)	238.37
W finale	31.18

note:



Classe del campione: **Q5**

Il Direttore
del laboratorio

Sperimentatore

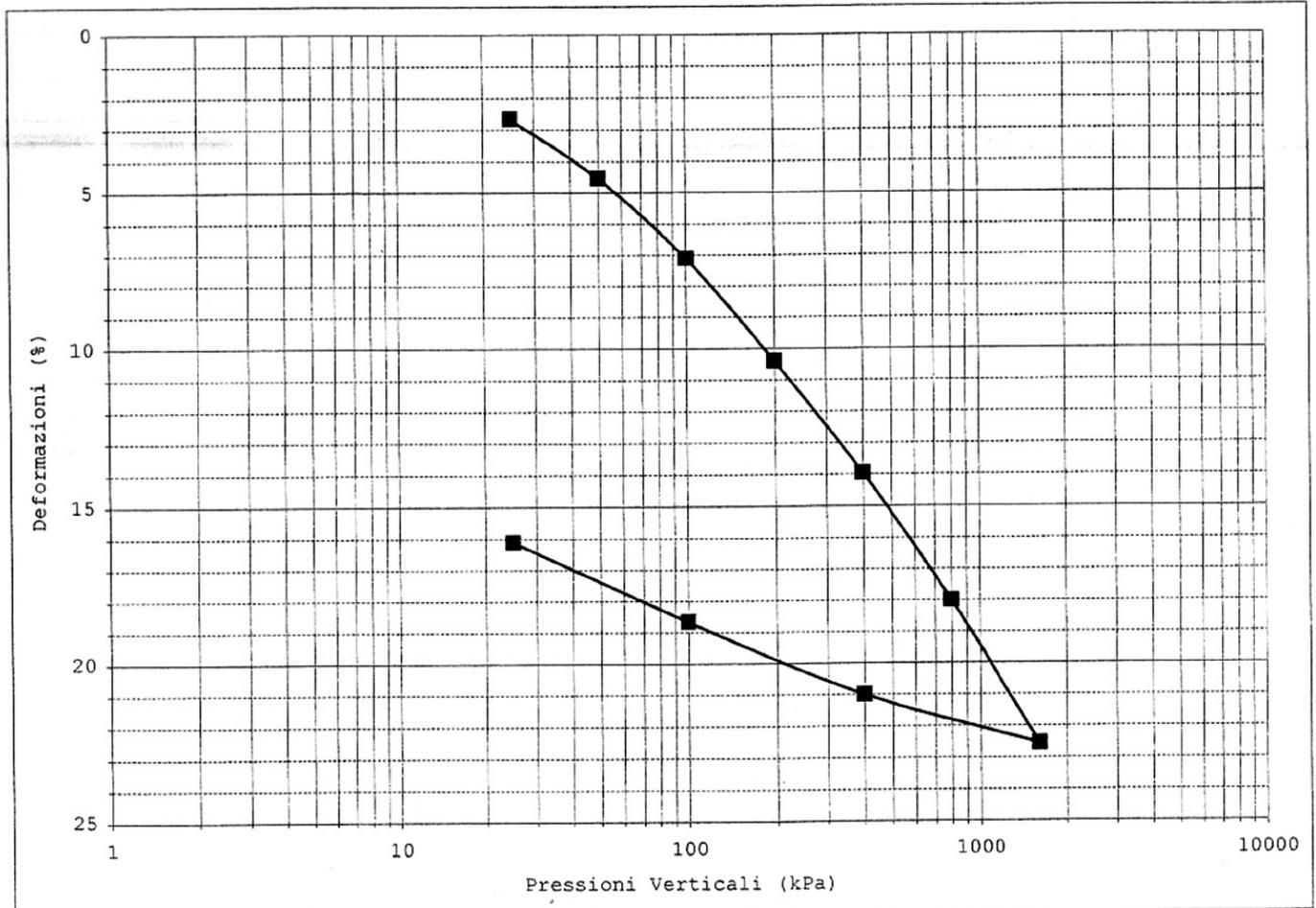
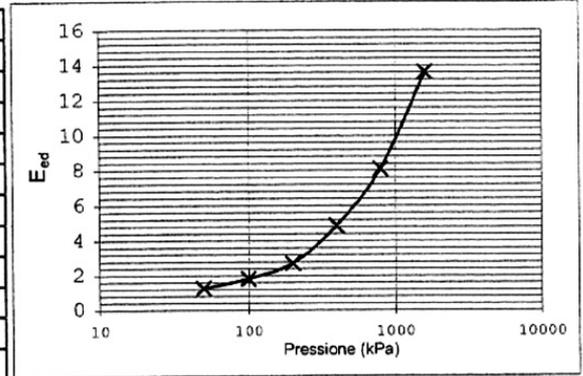


Committente: CONDOTTA DOTT. MARCO
 Località: FERRARA
 Cantiere: VIA FORO BOARIO

Sondaggio: S1
 Campione: OST2
 Profondità: 6.00-6.60 m

PROVA EDOMETRICA PER GRADINI DI CARICO

Pressione kPa	Dv mm	dh %	e	E_{ed} MPa	mv kPa^{-1}	Cc kPa^{-1}
25	0.53	2.65	0.792	-	-	0.11615
50	0.91	4.55	0.757	1.26	7.7E-04	0.15589
100	1.42	7.10	0.710	1.82	5.2E-04	0.20174
200	2.08	10.40	0.649	2.72	3.4E-04	0.21702
400	2.79	13.95	0.584	4.85	1.8E-04	0.24759
800	3.60	18.00	0.509	8.10	1.0E-04	0.27815
1600	4.51	22.55	0.425	13.62	5.8E-05	0.04738
400	4.20	21.00	0.454	-	-	-
100	3.73	18.65	0.497	-	-	-
25	3.22	16.10	0.544	-	-	-



Committente: **CONDOTTA DOTT. MARCO**
Località: **FERRARA**
Cantiere: **VIA FORO BOARIO**

Sondaggio: **S1**
Campione: **OST2**
Profondità: **6.00-6.60 m**

pagina 1 di 1

Data inizio prova: 15/02/2007 Data fine prova: 16/02/2007
Data ricevimento campione: 15/02/2007 Data emissione certificato: 01/03/2007

PROVA DI COMPRESIONE AD ESPANSIONE LATERALE LIBERA

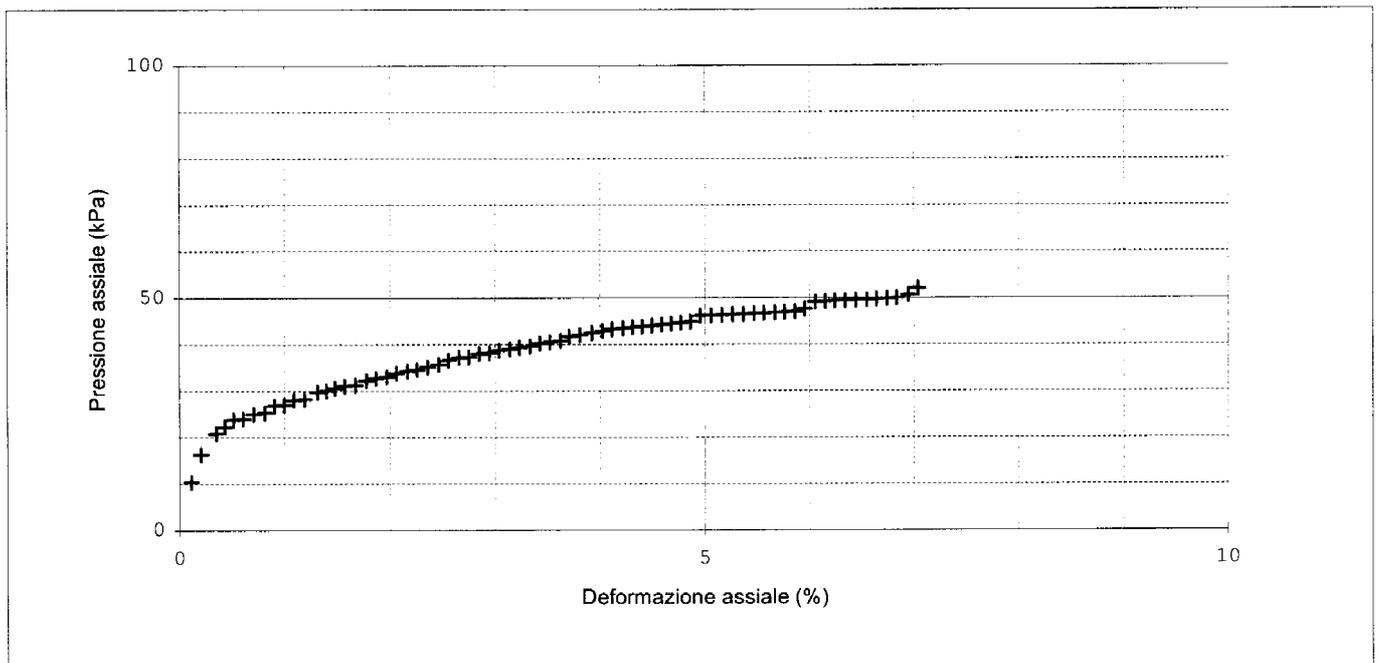
Norma di riferimento: ASTM D2166

Diametro	3.81	cm
Altezza iniziale	7.62	cm
Velocità di prova:	1.00 mm/min	

Determinazione umidità (%)	
t (g)	71.93
cu+t (g)	234.78
cs+t (g)	191.96
35.67	

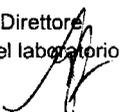
note:

dh	σ (kPA)										
0.11	10.414	1.40	30.0125	2.66	37.184	3.92	42.444	5.16	46.304	6.45	49.477
0.21	16.365	1.48	30.5236	2.75	37.236	4.02	42.844	5.27	46.404	6.55	49.577
0.35	20.827	1.57	31.003	2.85	37.990	4.12	43.244	5.37	46.504	6.64	49.677
0.43	22.314	1.67	31.237	2.95	38.125	4.22	43.444	5.47	46.604	6.75	49.777
0.51	23.801	1.78	32.225	3.04	38.671	4.31	43.644	5.56	46.704	6.84	49.877
0.61	24.012	1.87	32.724	3.14	38.971	4.40	43.844	5.67	46.804	6.95	50.563
0.71	25.001	1.97	33.014	3.23	39.271	4.50	44.044	5.76	46.904	7.04	52.049
0.81	25.289	2.06	33.789	3.34	39.571	4.59	44.244	5.86	47.004	-	-
0.90	26.776	2.17	34.211	3.43	40.158	4.68	44.444	5.95	47.59	-	-
1.00	27.026	2.26	34.523	3.52	40.458	4.77	44.644	6.06	49.077	-	-
1.09	27.995	2.36	35.123	3.62	40.758	4.87	44.817	6.15	49.177	-	-
1.19	28.263	2.46	35.697	3.71	41.644	4.96	46.104	6.24	49.277	-	-
1.31	29.750	2.56	36.579	3.81	42.044	5.06	46.204	6.34	49.377	-	-



Classe del campione: **Q5**

Il Direttore
del laboratorio



Sperimentatore





Committente: **CONDOTTA DOTT. MARCO**
Località: **FERRARA**
Cantiere: **VIA FORO BOARIO**

Sondaggio: **S1**
Campione: **OST2**
Profondità: **6.00-6.60 m**

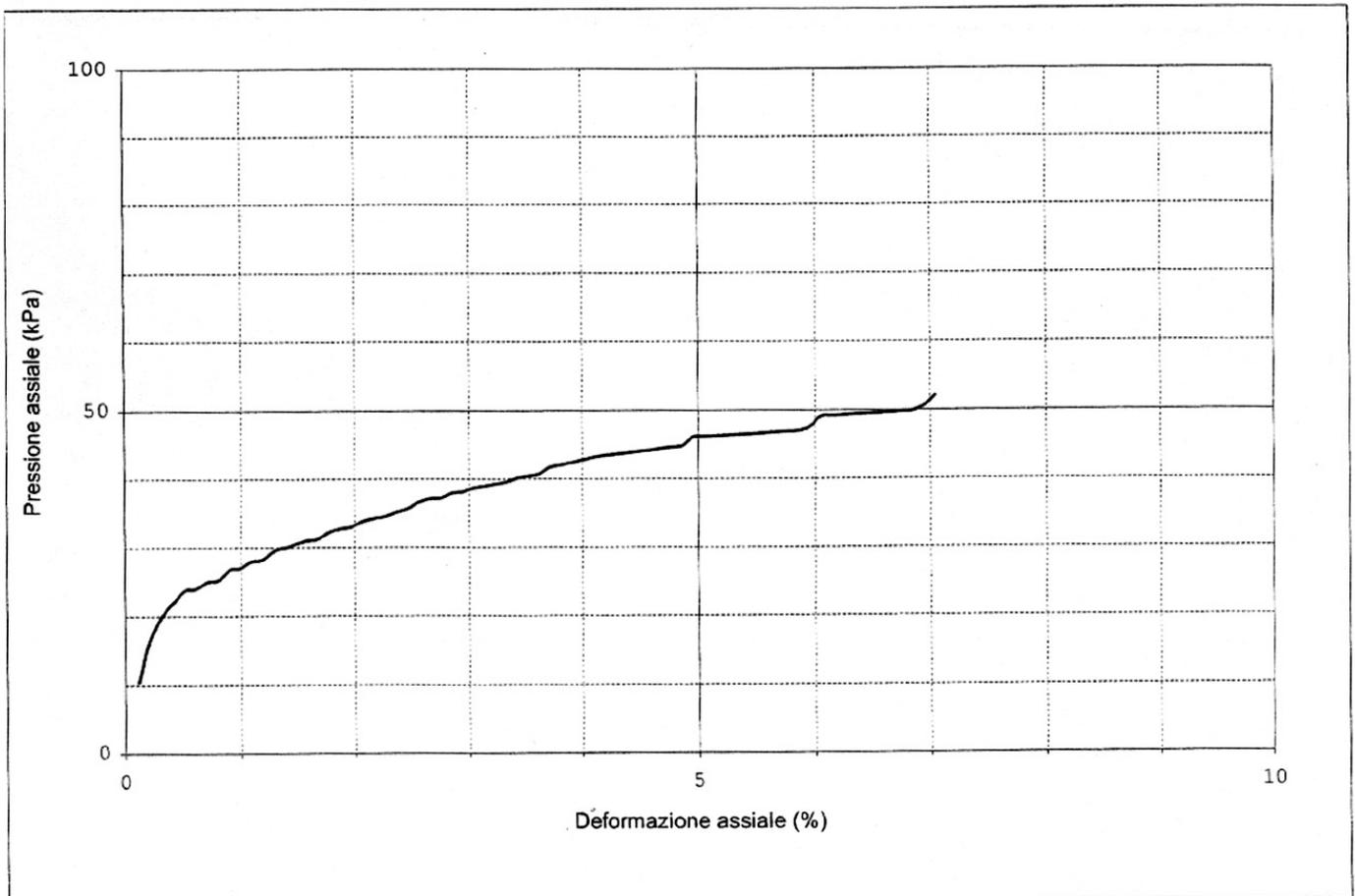
pagina 1 di 1

PROVA DI COMPRESSIONE AD ESPANSIONE LATERALE LIBERA

Diametro	3.81	cm
Altezza iniziale	7.62	cm
Umidità naturale	35.67	%

Parametri a rottura		
Pressione	52.05	kPa
Deformazione	7.04	%
Cu	26.02	kPa

Velocità di prova: 1,00 mm/min



Committente: **CONDOTTA DOTT. MARCO**
 Località: **FERRARA**
 Cantiere: **VIA FORO BOARIO**

 Sondaggio: **S1**
 Campione: **OST3**
 Profondità: **7.90-8.50 m** pagina 1 di 1

 Data ricevimento campione: **15/02/2007**
 Data inizio prove: **15/02/2007**

 Data emissione certificato: **01/03/2007**
 Data fine prove: **19/02/2007**
CARATTERISTICHE FISICHE, VOLUMETRICHE E DI CONSISTENZA

Umidità e Densità		
t	71.81	g
cu+t	101.06	g
cs+t	94.78	g
V. Fustella	14.884	cm ³

Contenuto sostanze organiche		
t	-	g
cu+t	-	g
cs+t	-	g
cs'+t	-	g

Peso dei grani		
Pic	48.26	g
Pic + camp.	100.91	g
pic+ta+H ₂ O	182.73	g
pic+ta+H ₂ O+cam	215.56	g

Contenuto carbonati		
V CO ₂	-	cm ³
P atm	-	Pa
Q	-	g

CARATTERISTICHE NATURALI			
Umidità naturale	w	27.3	%
Densità naturale	γ	1927.3	kg/m ³
Densità secca	γ _d	1513.5	kg/m ³
Densità minima	γ _{min}	-	kg/m ³
Peso specifico dei grani	γ _s	2656.4	kg/m ³
Equivalente in sabbia		-	%
Contenuto sostanze organiche		-	%
Contenuto solfati		-	%
Contenuto carbonati		-	%

Limite liquido		
N colpi	-	n°
t	-	g
cu+t	-	g
cs+t	-	g

Limite plastico			
t	-	-	g
cu+t	-	-	g
cs+t	-	-	g

LIMITI DI CONSISTENZA			
Limite liquido	LL	-	%
Limite plastico	LP	-	%
Indice plastico	IP	-	-
Limite di ritiro	LR	-	%
Ritiro lineare	RL	-	%

Ritiro lineare		
Lungh. iniziale	-	mm
Lungh. finale	-	mm

Densità minima		
V. fustella	-	cm ³
peso sabbia + t	-	g

Granulometria		
Peso Campione	-	g
2 mm	-	g
0.42 mm	-	g
0.075 mm	-	g

equivalente in sabbia		
H tot	-	mm
h p	-	mm

CARATTERISTICHE GRANULOMETRICHE		
Setaccio	Passante	
2.00 mm	-	%
0.42 mm	-	%
0.075 mm	-	%

Limite di ritiro			
cu+t	-	-	g
cs+t	-	-	g
peso Hg	-	-	g
t	-	-	g
volume tara	-	-	cm ³
γ Hg	-	-	kg/m ³
volume Hg	-	-	cm ³
CU	-	-	g
CS	-	-	g

PARAMETRI DERIVATI			
Indice di liquidità	IL	-	-
Indice di consistenza	IC	-	-
Indice di gruppo	IG	-	-
U.S.C.S.		-	-
C.N.R.-U.N.I.		-	-
Indice dei vuoti	e	0.72	-
Porosità	N	41.90	%
Umidità di saturazione	Ws	27.15	%
Grado di saturazione	S	100.69	%

Norme di riferimento: CNR-UNI 10008, CNR-UNI Anno VII n° 40, CNR-UNI 10013, CNR-UNI 10014, BS 1377, CNR-UNI 8520, CNR-UNI ANNO V N°23, Procedure interne OP 3.16, OP 3.14, OP 3.13, OP 3.17

Note:

 Classe del campione: **Q5**

 Il Direttore
 del laboratorio



Sperimentatore



Committente: **CONDOTTA DOTT. MARCO**
Località: **FERRARA**
Cantiere: **VIA FORO BOARIO**

Sondaggio: **S1**
Campione: **OST3**
Profondità: **7.90-8.50 m**

pagina 1 di 1

Data inizio prova: **15/02/2007** Data fine prova: **19/02/2007**
Data ricevimento campione: **15/02/2007** Data emissione certificato: **01/03/2007**

PROVA EDOMETRICA PER GRADINI DI CARICO

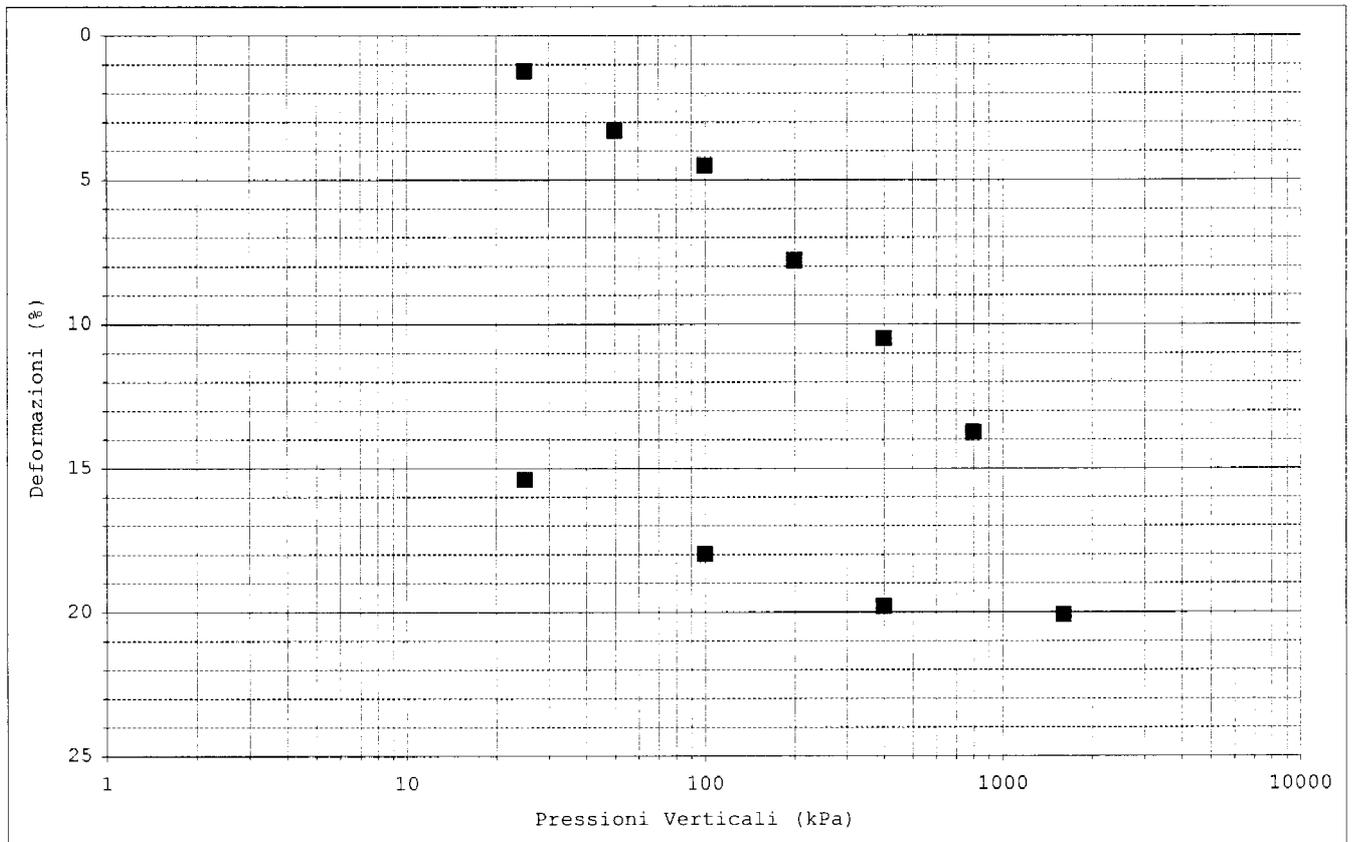
Norme di riferimento: ASTM 2435-80, ASTM 4186-82, ASTM 4546-85

Pressione	Dv	dh	e
kPa	mm	%	-
25	0.25	1.25	0.740
50	0.66	3.30	0.703
100	0.90	4.50	0.682
200	1.56	7.80	0.624
400	2.10	10.50	0.577
800	2.75	13.75	0.519
1600	4.02	20.10	0.408
400	3.96	19.80	0.413
100	3.60	18.00	0.445
25	3.08	15.40	0.490

Caratteristiche provino	
Area (cm ²)	40.00
Altezza (cm)	2.00
Peso iniziale (g)	176.95
Peso finale (g)	165.61

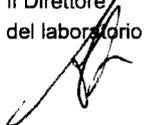
Determinazione umidità (%)	
t (g)	109.26
cu+t (g)	274.87
cs+t (g)	245.89
W finale	21.21

note:



Classe del campione: **Q5**

Il Direttore
del laboratorio



Sperimentatore



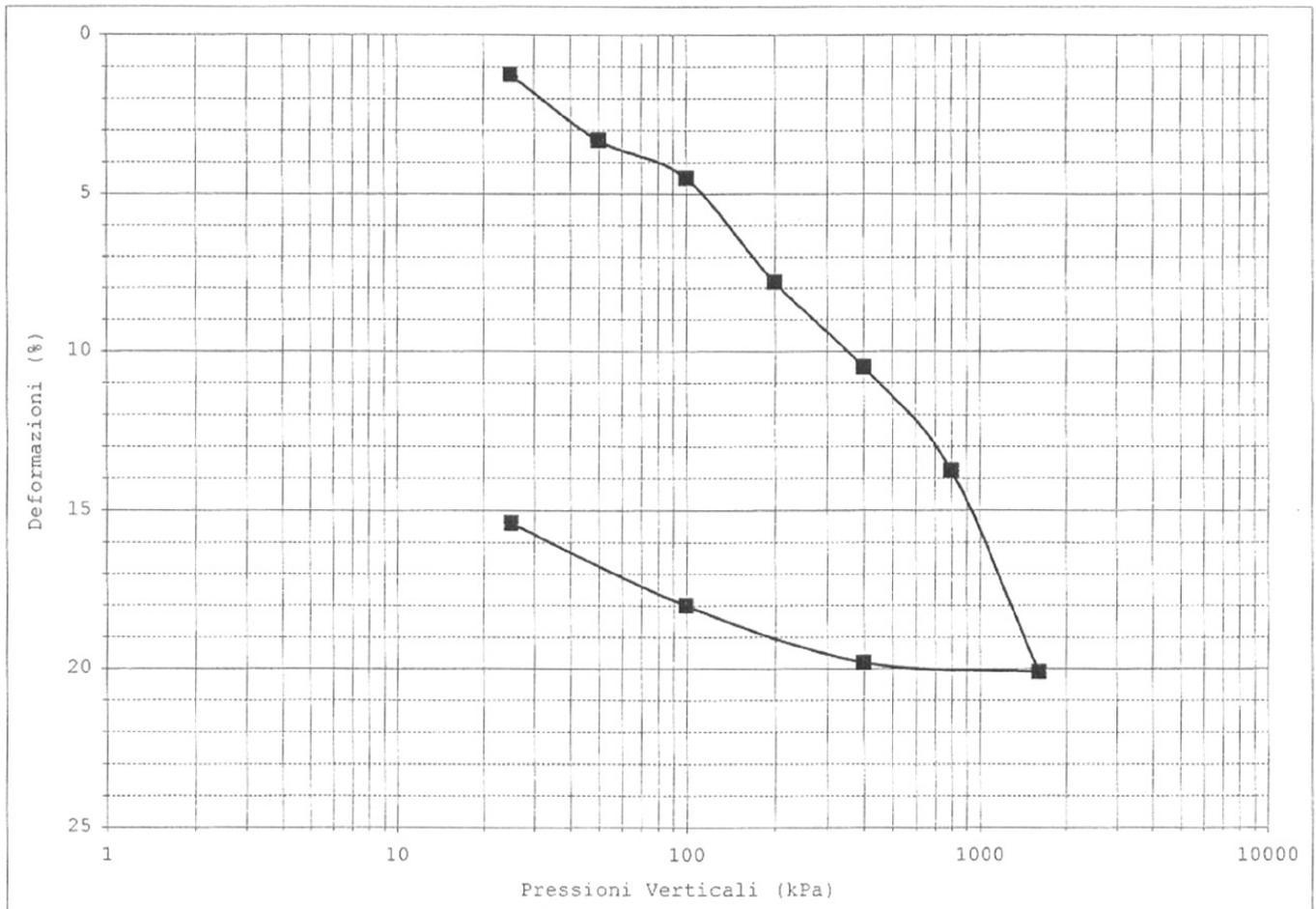
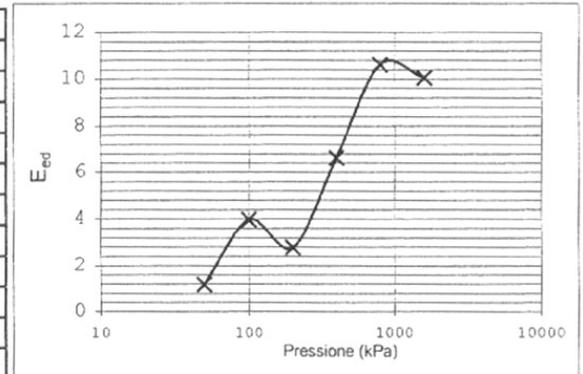


Committente: CONDOTTA DOTT. MARCO
Località: FERRARA
Cantiere: VIA FORO BOARIO

Sondaggio: S1
Campione: OST3
Profondità: 7.90-8.50 m

PROVA EDOMETRICA PER GRADINI DI CARICO

Pressione kPa	Dv mm	dh %	e	E_{ed} MPa	mv kPa^{-1}	Cc kPa^{-1}
25	0.25	1.25	0.740	-	-	0.11996
50	0.66	3.30	0.703	1.18	8.4E-04	0.07022
100	0.90	4.50	0.682	3.98	2.5E-04	0.19311
200	1.56	7.80	0.624	2.79	3.4E-04	0.158
400	2.10	10.50	0.577	6.63	1.4E-04	0.19019
800	2.75	13.75	0.519	10.62	8.3E-05	0.37159
1600	4.02	20.10	0.408	10.07	8.1E-05	0.00878
400	3.96	19.80	0.413	-	-	-
100	3.60	18.00	0.445	-	-	-
25	3.08	15.40	0.490	-	-	-



Committente: CONDOTTA DOTT. MARCO
Località: FERRARA
Cantiere: VIA FORO BOARIO

Sondaggio: S1
Campione: OST3
Profondità: 7.90-8.50 m

pagina 1 di 1

Data inizio prova: 15/02/2007 **Data fine prova:** 16/02/2007
Data ricevimento campione: 15/02/2007 **Data emissione certificato:** 01/03/2007

PROVA DI COMPRESIONE AD ESPANSIONE LATERALE LIBERA

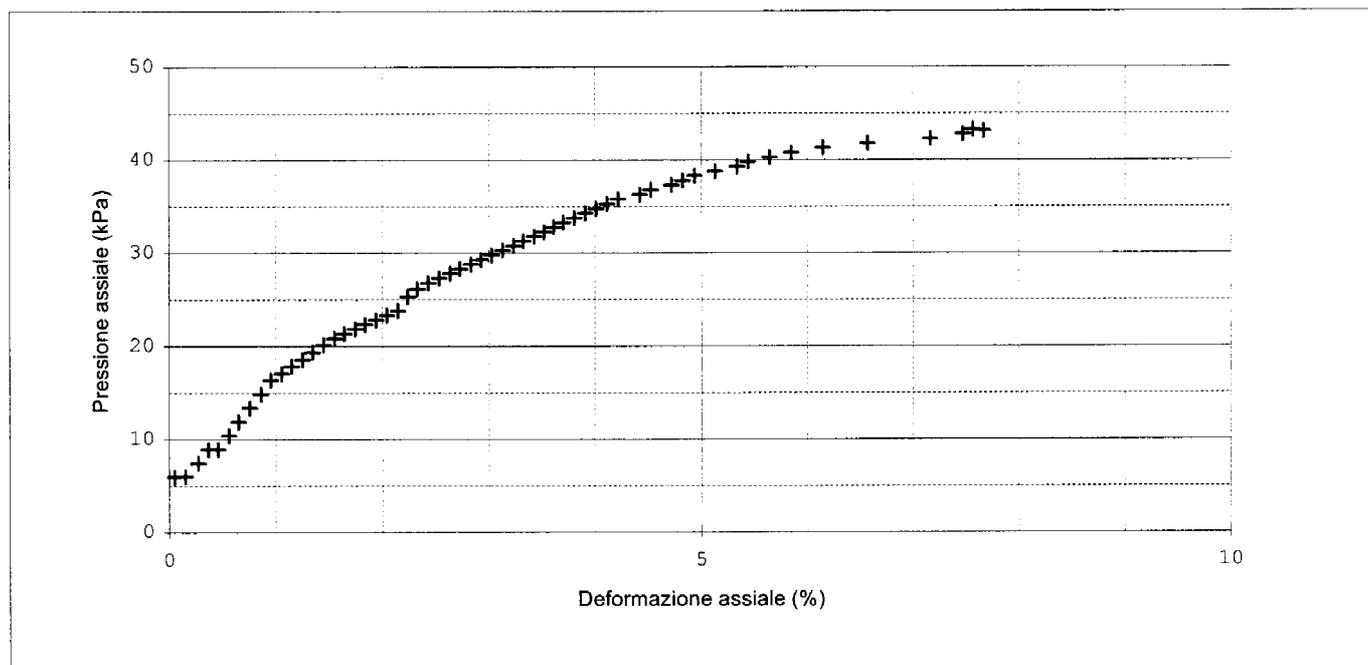
Norma di riferimento: ASTM D2166

Diametro	3.81	cm
Altezza iniziale	7.62	cm
Velocità di prova:	1.00	mm/min

Determinazione umidità (%)	
t (g)	61.98
cu+t (g)	231.53
cs+t (g)	194.13
28.30	

note:

dh	σ (kPA)	dh	σ (kPA)								
0.05	5.951	1.34	19.337	2.64	27.772	3.91	34.272	5.85	40.772	-	-
0.15	6.000	1.45	20.136	2.73	28.272	4.01	34.772	6.15	41.272	-	-
0.28	7.438	1.55	20.824	2.83	28.772	4.12	35.272	6.57	41.772	-	-
0.37	8.926	1.64	21.324	2.93	29.272	4.22	35.772	7.17	42.272	-	-
0.46	8.926	1.75	21.824	3.03	29.772	4.43	36.272	7.47	42.772	-	-
0.56	10.413	1.84	22.311	3.13	30.272	4.53	36.772	7.57	43.272	-	-
0.66	11.900	1.94	22.811	3.23	30.772	4.72	37.272	7.67	43.125	-	-
0.76	13.388	2.04	23.311	3.33	31.272	4.83	37.772	-	-	-	-
0.86	14.875	2.15	23.798	3.43	31.772	4.94	38.272	-	-	-	-
0.95	16.362	2.24	25.285	3.52	32.272	5.13	38.772	-	-	-	-
1.06	17.056	2.33	26.123	3.61	32.772	5.34	39.272	-	-	-	-
1.15	17.850	2.43	26.772	3.71	33.272	5.44	39.772	-	-	-	-
1.25	18.563	2.54	27.272	3.81	33.772	5.65	40.272	-	-	-	-



Classe del campione: Q5

Il Direttore
del laboratorio

Sperimentatore



Committente: CONDOTTA DOTT. MARCO
Località: FERRARA
Cantiere: VIA FORO BOARIO

Sondaggio: S1
Campione: OST3
Profondità: 7.90-8.50 m

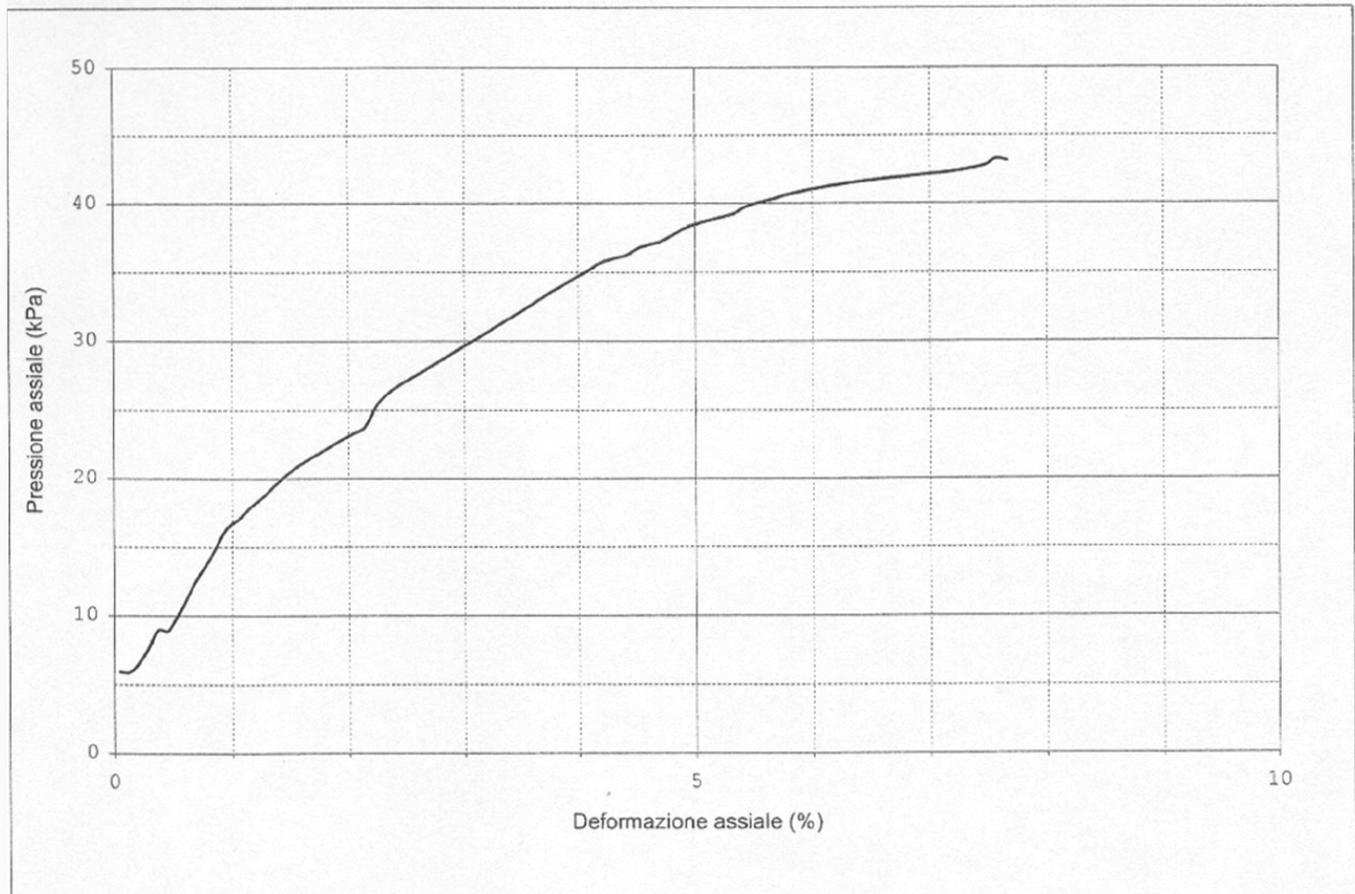
pagina 1 di 1

PROVA DI COMPRESSIONE AD ESPANSIONE LATERALE LIBERA

Diametro	3.81	cm
Altezza iniziale	7.62	cm
Umidità naturale	28.30	%

Parametri a rottura		
Pressione	43.27	kPa
Deformazione	7.57	%
Cu	21.64	kPa

Velocità di prova: 1,00 mm/min



Committente: **CONDOTTA DOTT. MARCO**
 Località: **FERRARA**
 Cantiere: **VIA FORO BOARIO**

 Sondaggio: **S1**
 Campione: **OST4**
 Profondità: **13.80-14.40 m** pagina 1 di 1

 Data ricevimento campione: **15/02/2007**
 Data inizio prove: **15/02/2007**

 Data emissione certificato: **01/03/2007**
 Data fine prove: **19/02/2007**
CARATTERISTICHE FISICHE, VOLUMETRICHE E DI CONSISTENZA

Umidità e Densità		
t	71.75	g
cu+t	96.14	g
cs+t	90.59	g
V. Fustella	14.884	cm ³

Contenuto sostanze organiche		
t	-	g
cu+t	-	g
cs+t	-	g
cs'+t	-	g

Peso dei grani		
Pic	49.25	g
Pic + camp.	105.57	g
pic+ta+H ₂ O	181.84	g
pic+ta+H ₂ O+camp	214.43	g

Contenuto carbonati		
V CO ₂	-	cm ³
P atm	-	Pa
Q	-	g

CARATTERISTICHE NATURALI			
Umidità naturale	w	29.5	%
Densità naturale	γ	1607.0	kg/m ³
Densità secca	γ _d	1241.4	kg/m ³
Densità minima	γ _{min}	-	kg/m ³
Peso specifico dei grani	γ _s	2373.4	kg/m ³
Equivalente in sabbia		-	%
Contenuto sostanze organiche		-	%
Contenuto solfati		-	%
Contenuto carbonati		-	%

Limite liquido		
N colpi	-	n°
t	-	g
cu+t	-	g
cs+t	-	g

Limite plastico			
t	-	-	g
cu+t	-	-	g
cs+t	-	-	g

LIMITI DI CONSISTENZA			
Limite liquido	LL	-	%
Limite plastico	LP	-	%
Indice plastico	IP	-	-
Limite di ritiro	LR	-	%
Ritiro lineare	RL	-	%

Ritiro lineare		
Lungh. iniziale	-	mm
Lungh. finale	-	mm

Densità minima		
V. fustella	-	cm ³
peso sabbia + t	-	g

Granulometria		
Peso Campione	-	g
2 mm	-	g
0.42 mm	-	g
0.075 mm	-	g

equivalente in sabbia		
H tot	-	mm
h p	-	mm

CARATTERISTICHE GRANULOMETRICHE		
Setaccio	Passante	
2.00 mm	-	%
0.42 mm	-	%
0.075 mm	-	%

Limite di ritiro			
cu+t	-	-	g
cs+t	-	-	g
peso Hg	-	-	g
t	-	-	g
volume tara	-	-	cm ³
γ Hg	-	-	kg/m ³
volume Hg	-	-	cm ³
CU	-	-	g
CS	-	-	g

PARAMETRI DERIVATI			
Indice di liquidità	IL	-	-
Indice di consistenza	IC	-	-
Indice di gruppo	IG	-	-
U.S.C.S.		-	-
C.N.R.-U.N.I.		-	-
Indice dei vuoti	e	0.88	-
Porosità	N	46.67	%
Umidità di saturazione	Ws	36.87	%
Grado di saturazione	S	79.90	%

Norme di riferimento: CNR-UNI 10008, CNR-UNI Anno VII n° 40, CNR-UNI 10013, CNR-UNI 10014, BS 1377, CNR-UNI 8520, CNR-UNI ANNO V N°23, Procedure interne OP 3.16, OP 3.14, OP 3.13, OP 3.17

Note:

 Classe del campione: **Q5**

 Il Direttore
 del laboratorio



Sperimentatore



Committente: **CONDOTTA DOTT. MARCO**
Località: **FERRARA**
Cantiere: **VIA FORO BOARIO**

Sondaggio: **S1**
Campione: **OST4**
Profondità: **13.80-14.40 m**

pagina 1 di 1

Data inizio prova: **15/02/2007**
Data ricevimento campione: **15/02/2007**

Data fine prova: **19/02/2007**
Data emissione certificato: **01/03/2007**

PROVA EDOMETRICA PER GRADINI DI CARICO

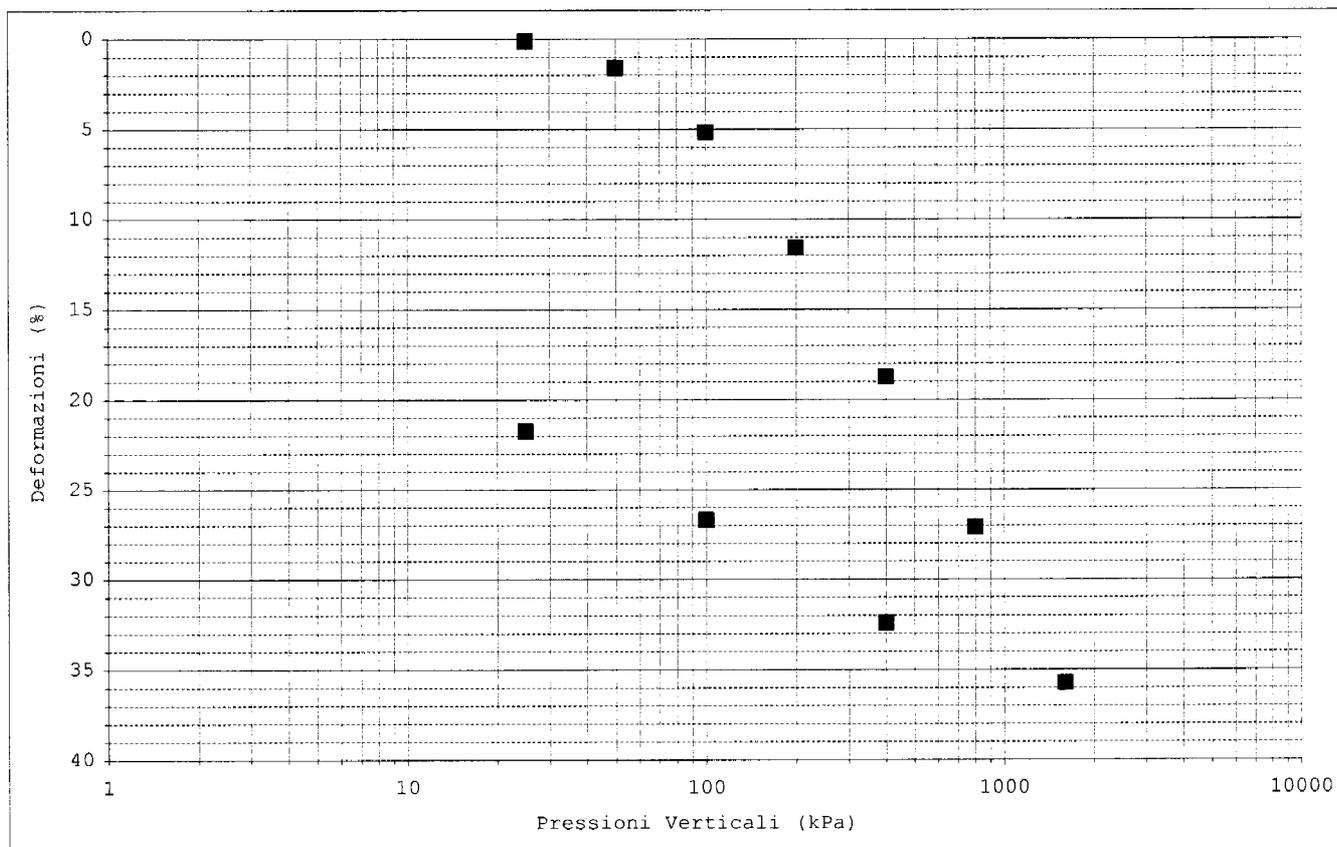
Norme di riferimento: ASTM 2435-80, ASTM 4186-82, ASTM 4546-85

Pressione kPa	Dv mm	dh %	e
25	0.03	0.15	0.893
50	0.32	1.60	0.866
100	1.04	5.20	0.797
200	2.32	11.60	0.676
400	3.75	18.75	0.541
800	5.42	27.10	0.382
1600	7.15	35.75	0.218
400	6.48	32.40	0.282
100	5.34	26.70	0.390
25	4.35	21.75	0.484

Caratteristiche provino	
Area (cm ²)	20.00
Altezza (cm)	2.00
Peso iniziale (g)	59.19
Peso finale (g)	51.31

Determinazione umidità (%)	
t (g)	97.77
cu+t (g)	149.08
cs+t (g)	140.92
W finale	18.91

note:

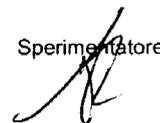


Classe del campione: **Q5**

Il Direttore
del laboratorio



Sperimentatore



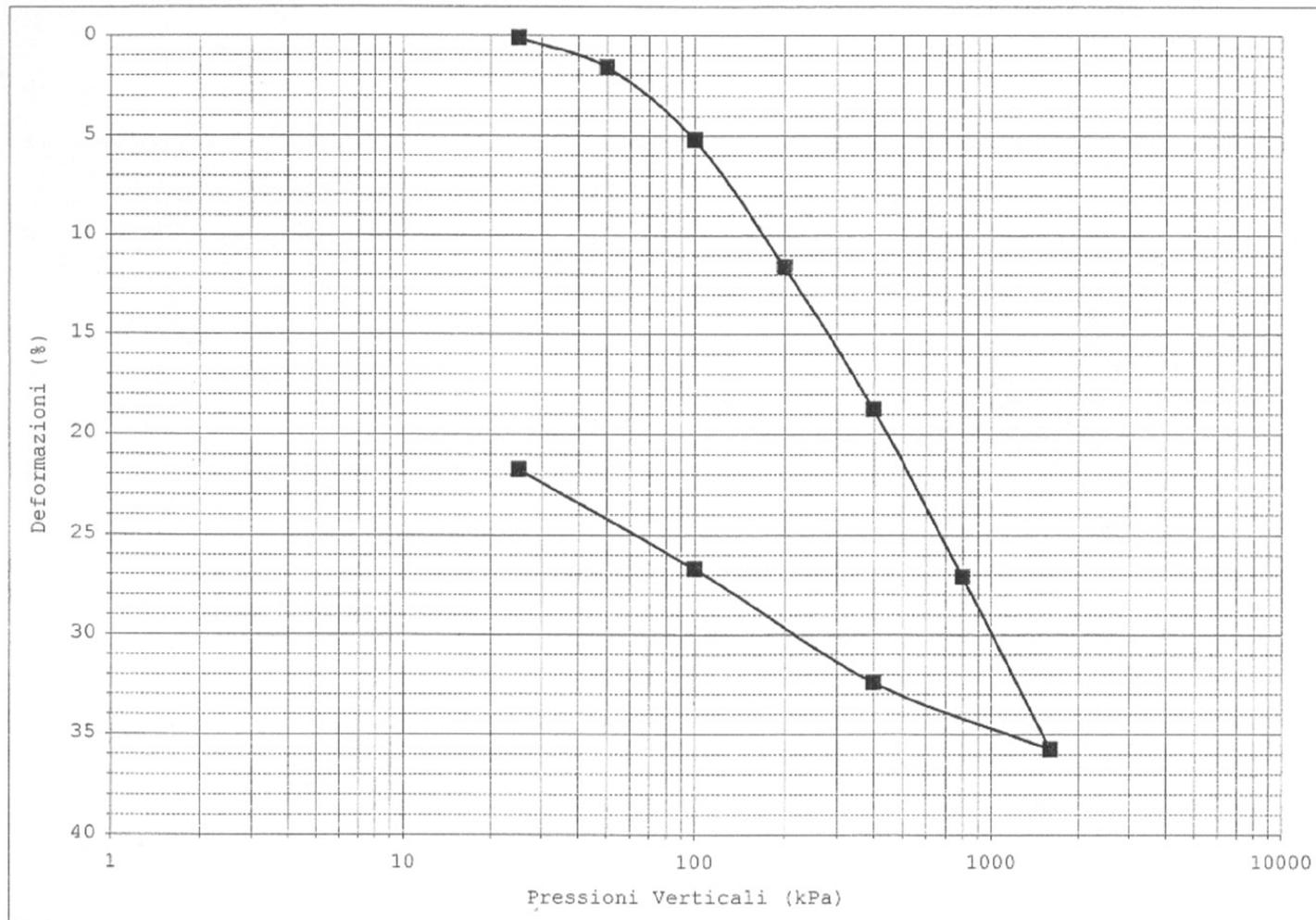
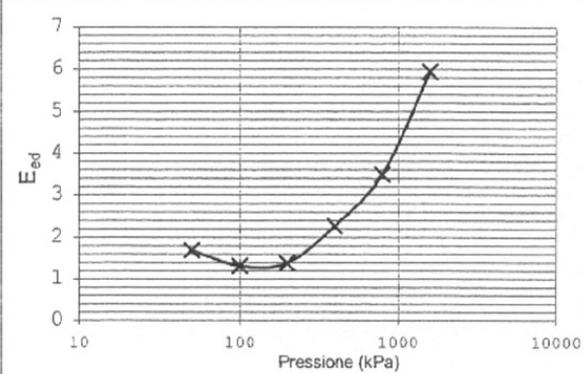


Committente: CONDOTTA DOTT. MARCO
Località: FERRARA
Cantiere: VIA FORO BOARIO

Sondaggio: S1
Campione: OST4
Profondità: 13.80-14.40 m

PROVA EDOMETRICA PER GRADINI DI CARICO

Pressione kPa	Dv mm	dh %	e	E_{ed} MPa	mv kPa ⁻¹	Cc kPa ⁻¹
25	0.03	0.15	0.893	-	-	0.09133
50	0.32	1.60	0.866	1.70	5.8E-04	0.22674
100	1.04	5.20	0.797	1.32	7.3E-04	0.4031
200	2.32	11.60	0.676	1.38	6.5E-04	0.45033
400	3.75	18.75	0.541	2.27	3.6E-04	0.52591
800	5.42	27.10	0.382	3.49	2.1E-04	0.54481
1600	7.15	35.75	0.218	5.94	1.1E-04	0.1055
400	6.48	32.40	0.282	-	-	-
100	5.34	26.70	0.390	-	-	-
25	4.35	21.75	0.484	-	-	-



Committente: **CONDOTTA DOTT. MARCO**
 Località: **FERRARA**
 Cantiere: **VIA FORO BOARIO**

 Sondaggio: **S2**
 Campione: **OST1**
 Profondità: **5.50-6.10 m** pagina 1 di 1

 Data ricevimento campione: **15/02/2007**
 Data inizio prove: **15/02/2007**

 Data emissione certificato: **01/03/2007**
 Data fine prove: **19/02/2007**
CARATTERISTICHE FISICHE, VOLUMETRICHE E DI CONSISTENZA

Umidità e Densità		
t	71.93	g
cu+t	98.07	g
cs+t	90.57	g
V. Fustella	14.884	cm ³

Contenuto sostanze organiche		
t	-	g
cu+t	-	g
cs+t	-	g
cs'+t	-	g

Peso dei grani		
Pic	48.73	g
Pic + camp.	99.62	g
pic+ta+H ₂ O	181.31	g
pic+ta+H ₂ O+camp	212.72	g

Contenuto carbonati		
V CO ₂	-	cm ³
P atm	-	Pa
Q	-	g

Limite liquido		
N colpi	-	n°
t	-	g
cu+t	-	g
cs+t	-	g

Limite plastico			
t	-	-	g
cu+t	-	-	g
cs+t	-	-	g

Ritiro lineare		
Lungh. iniziale	-	mm
Lungh. finale	-	mm

Densità minima		
V. fustella	-	cm ³
peso sabbia + t	-	g

Granulometria		
Peso Campione	-	g
2 mm	-	g
0.42 mm	-	g
0.075 mm	-	g

equivalente in sabbia		
H tot	-	mm
h p	-	mm

Limite di ritiro			
cu+t	-	-	g
cs+t	-	-	g
peso Hg	-	-	g
t	-	-	g
volume tara	-	-	cm ³
γ Hg	-	-	kg/m ³
volume Hg	-	-	cm ³
CU	-	-	g
CS	-	-	g

CARATTERISTICHE NATURALI			
Umidità naturale	w	40.2	%
Densità naturale	γ	1722.4	kg/m ³
Densità secca	γ _d	1228.2	kg/m ³
Densità mimima	γ _{min}	-	kg/m ³
Peso specifico dei grani	γ _s	2612.4	kg/m ³
Equivalente in sabbia		-	%
Contenuto sostanze organiche		-	%
Contenuto solfati		-	%
Contenuto carbonati		-	%

LIMITI DI CONSISTENZA			
Limite liquido	LL	-	%
Limite plastico	LP	-	%
Indice plastico	IP	-	-
Limite di ritiro	LR	-	%
Ritiro lineare	RL	-	%

CARATTERISTICHE GRANULOMETRICHE			
Setaccio	Passante		
2.00 mm	-	-	%
0.42 mm	-	-	%
0.075 mm	-	-	%

PARAMETRI DERIVATI			
Indice di liquidità	IL	-	-
Indice di consistenza	IC	-	-
Indice di gruppo	IG	-	-
U.S.C.S.		-	-
C.N.R.-U.N.I.		-	-
Indice dei vuoti	e	1.09	-
Porosità	N	52.06	%
Umidità di saturazione	Ws	41.57	%
Grado di saturazione	S	96.79	%

Norme di riferimento: CNR-UNI 10008, CNR-UNI Anno VII n° 40, CNR-UNI 10013, CNR-UNI 10014, BS 1377, CNR-UNI 8520, CNR-UNI ANNO V N°23, Procedure interne OP 3.16, OP 3.14, OP 3.13, OP 3.17

Note:

 Classe del campione: **Q5**

 Il Direttore
 del laboratorio

Sperimentatore

Committente: **CONDOTTA DOTT. MARCO**
Località: **FERRARA**
Cantiere: **VIA FORO BOARIO**

Sondaggio: **S2**
Campione: **OST1**
Profondità: **5.50-6.10 m**

pagina 1 di 1

Data inizio prova: **15/02/2007**
Data ricevimento campione: **15/02/2007**

Data fine prova: **27/02/2007**
Data emissione certificato: **01/03/2007**

PROVA EDOMETRICA PER GRADINI DI CARICO

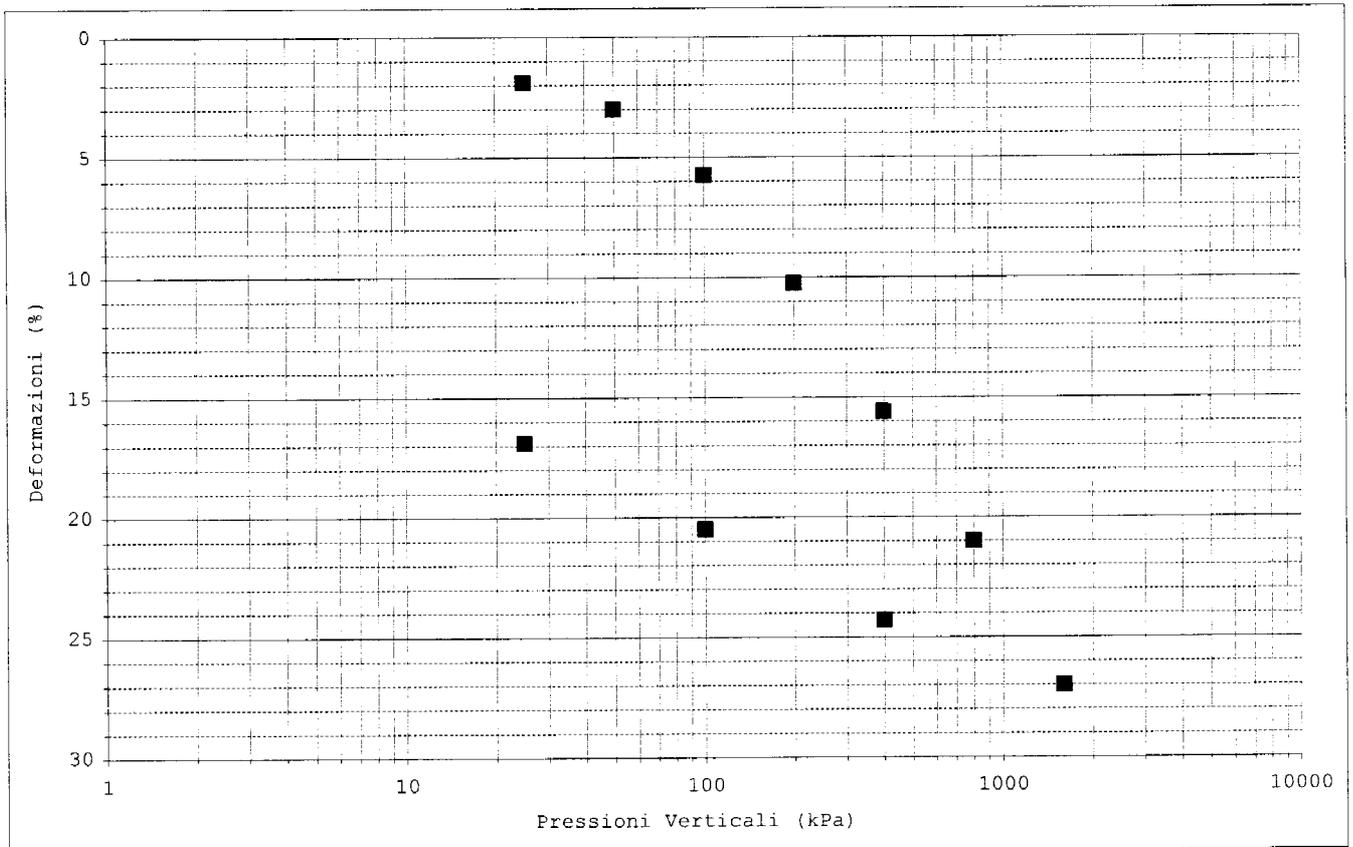
Norme di riferimento: ASTM 2435-80, ASTM 4186-82, ASTM 4546-85

Pressione kPa	Dv mm	dh %	e
25	0.38	1.90	1.082
50	0.60	3.00	1.058
100	1.15	5.75	1.000
200	2.05	10.25	0.904
400	3.12	15.60	0.791
800	4.20	21.00	0.676
1600	5.40	27.00	0.549
400	4.86	24.30	0.606
100	4.10	20.50	0.687
25	3.38	16.90	0.763

Caratteristiche provino	
Area (cm ²)	40.00
Altezza (cm)	2.00
Peso iniziale (g)	140.26
Peso finale (g)	135.73

Determinazione umidità (%)	
t (g)	140.17
cu+t (g)	275.90
cs+t (g)	240.67
W finale	35.05

note:



Classe del campione: **Q5**

Il Direttore
del laboratorio



Sperimentatore





Committente: **CONDOTTA DOTT. MARCO**
Località: **FERRARA**
Cantiere: **VIA FORO BOARIO**

Sondaggio: **S2**
Campione: **OST1**
Profondità: **5.50-6.10 m**

PROVA EDOMETRICA PER GRADINI DI CARICO

Pressione kPa	Dv mm	dh %	e	E _{ed} MPa	mv kPa ⁻¹	Cc kPa ⁻¹
25	0.38	1.90	1.082	-	-	0.07754
50	0.60	3.00	1.058	2.20	4.5E-04	0.19385
100	1.15	5.75	1.000	1.71	5.6E-04	0.3172
200	2.05	10.25	0.904	1.99	4.6E-04	0.37712
400	3.12	15.60	0.791	3.16	2.7E-04	0.38064
800	4.20	21.00	0.676	5.85	1.4E-04	0.42294
1600	5.40	27.00	0.549	9.73	7.6E-05	0.09516
400	4.86	24.30	0.606	-	-	-
100	4.10	20.50	0.687	-	-	-
25	3.38	16.90	0.763	-	-	-

