



**REGIONE EMILIA ROMAGNA
PROVINCIA DI FERRARA
COMUNE DI PORTOMAGGIORE**

**Azienda Agricola FIBRI di NICOLETTI FABRIZIO
Via Grillo Braglia civ. 11
Portomaggiore (FE)**

**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE
DI UN CAPANNONE PER ALLEVAMENTO POLLI
E DI UN FABBRICATO PER RICOVERO ATTREZZI
LOCALITÀ MAIERO – COMUNE DI PORTOMAGGIORE (FE)**

Allegato alla delibera di Giunta
Comunale n. 39 del 01.06.2012 con
valenza di Permesso di Costruire e
Permesso di Costruire in sanatoria



- MODELLO GEOLOGICO -
- MODELLO GEOTECNICO -

synthesis

Dr. Geol. **Emanuele Stevanin**

geologia
idrogeologia
geotecnica
caratterizzazione siti inquinati

Piazza del Popolo, 13/5
44034 Copparo (Ferrara)
tel. 0532 860546 - fax 0532 385035

estevanin@virgilio.it

Relatore

Dr. Geol. Emanuele Stevanin

Collaboratore

Dr.ssa Elisa Vincenzi

Località

Maiero (Fe) – Strada Bargellesi

Data

2 novembre 2010

Rif. int. 032/10

INDICE

1. INQUADRAMENTO GENERALE

- 1.1. Ubicazione del sito**
- 1.2. Intervento previsto**
- 1.3. Normativa di riferimento**

2. MODELLO GEOLOGICO

- 2.1. Unità geologiche, litologiche e strutturali**
- 2.2. Storia geologica del territorio**
- 2.3. Forme del terreno e caratteri geomorfologici**
- 2.4. Rischio geologico**
- 2.5. Caratteri idrogeologici e idrologici**
- 2.6. Campagna di indagini**
 - 2.6.1. PROVE PENETROMETRICHE STATICHE**
 - 2.6.2. DITTA INCARICATA PER LE INDAGINI**
- 2.7. Campagna geognostica**
 - 2.7.1. CARATTERI LITOLOGICI - MODALITÀ DI VALUTAZIONE**
 - 2.7.2. DEFINIZIONE DELLE UNITÀ LITOTECNICHE**
- 2.8. Analisi vincolistica**
 - 2.8.1. VINCOLO IDROGEOLOGICO**
 - 2.8.2. PIANO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO (P.A.I.)**
 - 2.8.3. PIANO TERRITORIALE PER IL COORDINAMENTO PROVINCIALE (P.T.C.P.)**
- 2.9. Pericolosità e Fattibilità del Piano Regolatore**
- 2.10. Aspetti geodinamici e sismicità**
 - 2.10.1. CATEGORIA DI SOTTOSUOLO**
 - 2.10.2. CONDIZIONI TOPOGRAFICHE**
 - 2.11. Caratterizzazione delle unità litotecniche individuate**
 - 2.12. Aspetti sismici di dettaglio**
 - 2.12.1. CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO**
 - 2.12.2. CONDIZIONI TOPOGRAFICHE**
 - 2.12.3. VERIFICA DELLE SOLLECITAZIONI SISMICHE SUI TERRENI INCOERENTI**
 - 2.12.4. VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE PER IL CASO SPECIFICO**
 - 2.12.5. PARAMETRI SISMICI DEFINITI IN BASE ALLE “NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI 2008 (DM 14/01/2008)”**
 - 2.13. Note e prescrizioni**

3. MODELLO GEOTECNICO

3.1. Problemi geotecnici e scelte tipologiche

3.2. Descrizione del programma delle indagini e delle prove geotecniche

3.3. Caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni

3.3.1. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI CARATTERISTICI

3.4. Verifiche della sicurezza e delle prestazioni

3.4.1 APPROCCIO PROGETTUALE E DETERMINAZIONE DEI VALORI DI PROGETTO RD

3.4.2 VALUTAZIONI RELATIVE AI CASI SPECIFICI

3.4.3 VERIFICA VALORE RESISTENZA DI PROGETTO

3.4.4. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI IN CONDIZIONI STATICHE, RELATIVI AD UNA

IPOTESI DI CARICO DI ESERCIZIO

3.5. Note e prescrizioni

1. INQUADRAMENTO GENERALE

Su incarico dell'**Azienda Agricola FIBRI di Fabrizio NICOLETTI** sita in Portomaggiore – località Maiero, Strada Bargellesi e su indicazioni del Progettista **Geom. Giuseppe RONDINONE**, con Studio Tecnico in Portomaggiore, Piazza Giovanni XXIII civ. 16, è stata eseguita un'indagine geognostica in corrispondenza di un'area sulla quale è prevista la costruzione di un capannone per l'allevamento di polli e di un fabbricato per il ricovero di attrezzi agricoli. Tale area è localizzata in Maiero (Fe), Strada Bargellesi.

L'indagine è stata realizzata al fine di integrare le conoscenze derivanti dai dati bibliografici a disposizione, allo scopo di ricavare indicazioni in merito alla ricostruzione dei caratteri stratigrafici, litologici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici ed alla pericolosità geologica del sito in esame, nonché per ricostruire il modello geologico e il modello geotecnico.

Le modalità d'indagine ed i risultati ottenuti sono descritti ed analizzati nel presente rapporto, costituito dalle seguenti parti principali:

- Parte Prima – Inquadramento generale e campagna di indagini
- Parte Seconda – Modello Geologico
- Parte Terza – Modello Geotecnico

	<p>studio synthesis Piazza del Popolo civ. 13 – int. 5 44034 – Copparo – Fe Tel. 0532 860546 – Fax 0532 385035 www.synthesisr.com – info@synthesisr.com</p>	<p>PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN CAPANNONE PER ALLEVAMENTO DI POLLI E DI UN FABBRICATO PER ATTREZZI AGRICOLI LOC. MAIERO - COMUNE DI PORTOMAGGIORE (FE) Modello Geologico e Modello Geotecnico</p>
--	--	---

	<p>studio synthesis Piazza del Popolo civ. 13 – int. 5 44034 – Copparo – Fe Tel. 0532 860546 – Fax 0532 385035 www.synthesissrl.com – info@synthesissrl.com</p>	<p>PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN CAPANNONE PER ALLEVAMENTO DI POLLI E DI UN FABBRICATO PER ATTREZZI AGRICOLI LOC. MAIERO - COMUNE DI PORTOMAGGIORE (FE) Modello Geologico e Modello Geotecnico</p>
--	--	---

- Parte Prima -

INQUADRAMENTO GENERALE E CAMPAGNA DI INDAGINI

1.1. Ubicazione del sito

Il sito in corrispondenza del quale sono previsti gli interventi, è ubicato circa 2 km ad est nord-est rispetto al centro della frazione di Maiero, in Strada Bargellesi e a circa 5 km a nord-est rispetto al centro cittadino di Portomaggiore. In base al N.C.T. del Comune di Portomaggiore, l'area in esame si trova nel Foglio 78, Particelle 36 e 42.

1.2. Intervento previsto

Il progetto prevede la realizzazione di un capannone per allevamento di polli e di un fabbricato per servizi e ricovero di attrezzi. Le dimensioni planimetriche massime del capannone in progetto, sono pari a mt 23.16 x mt 135.19; le dimensioni planimetriche massime del fabbricato per ricovero attrezzi, sono pari a mt 15.00 x mt 33.00.

Per quanto riguarda le specifiche caratteristiche progettuali, si rimanda alle tavole di progetto in quanto, ad eccezione dei supporti grafici riportati nel seguente testo, i restanti elaborati non sono noti allo scrivente.

1.3. Normativa di riferimento

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003 “*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. Ordinanza n. 3274*”) e successive modifiche.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti “*Norme tecniche per le Costruzioni*”, D. M. 14/01/2008.

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – C.S.LL.PP: *Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.*

Supporti cartografici e grafici:

- Figura 1. Stralcio Carta Tecnica Regionale – scala 1:10.000
- Figura 2. Stralcio Carta Tecnica Regionale – scala 1:5.000
- Figura 3. Stralcio Planimetria Catastale – scala 1:2.000

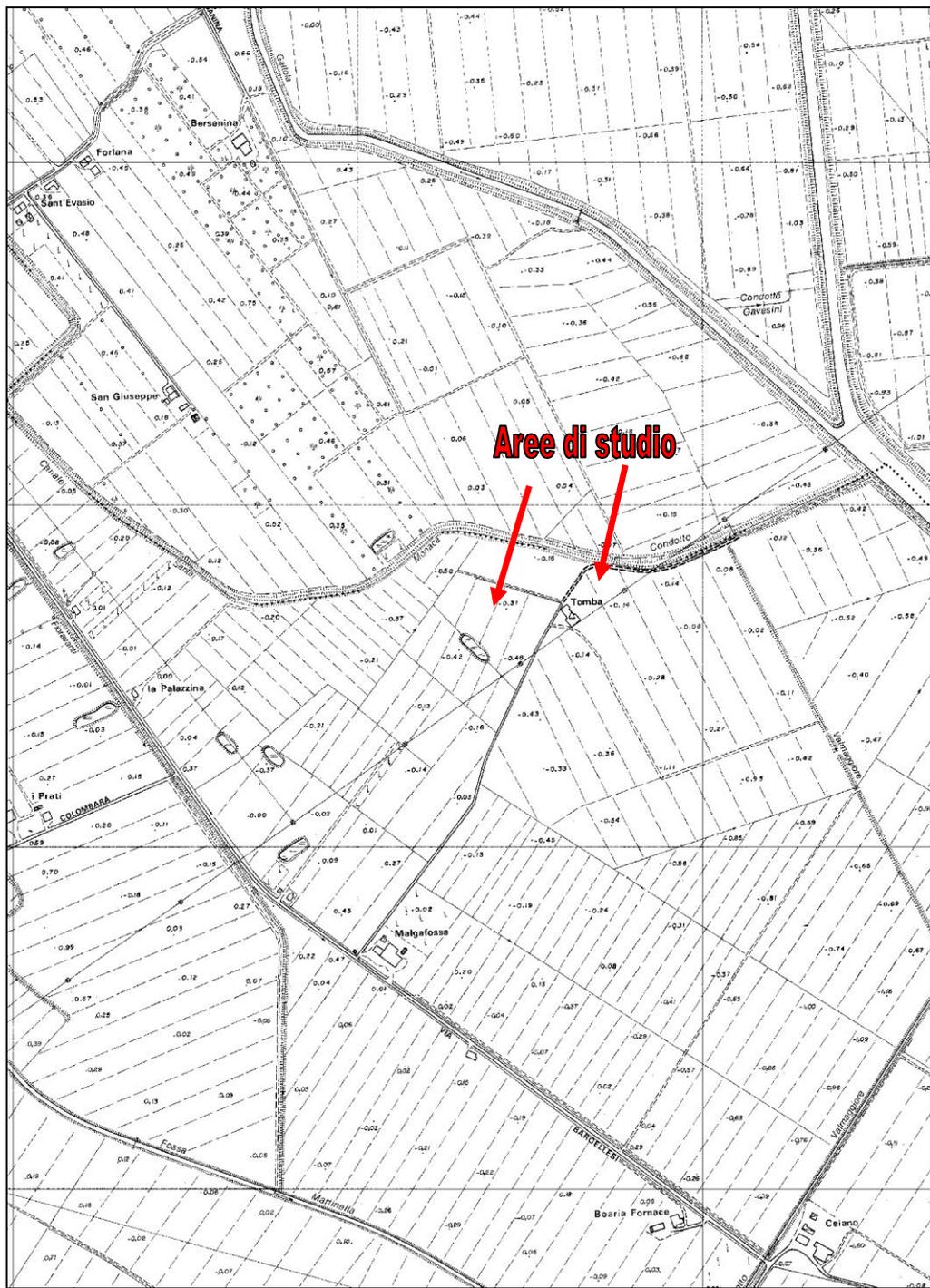


Figura 1

Stralcio Carta Tecnica Regionale – scala 1:10.000

Individuazione dell'area oggetto di studio

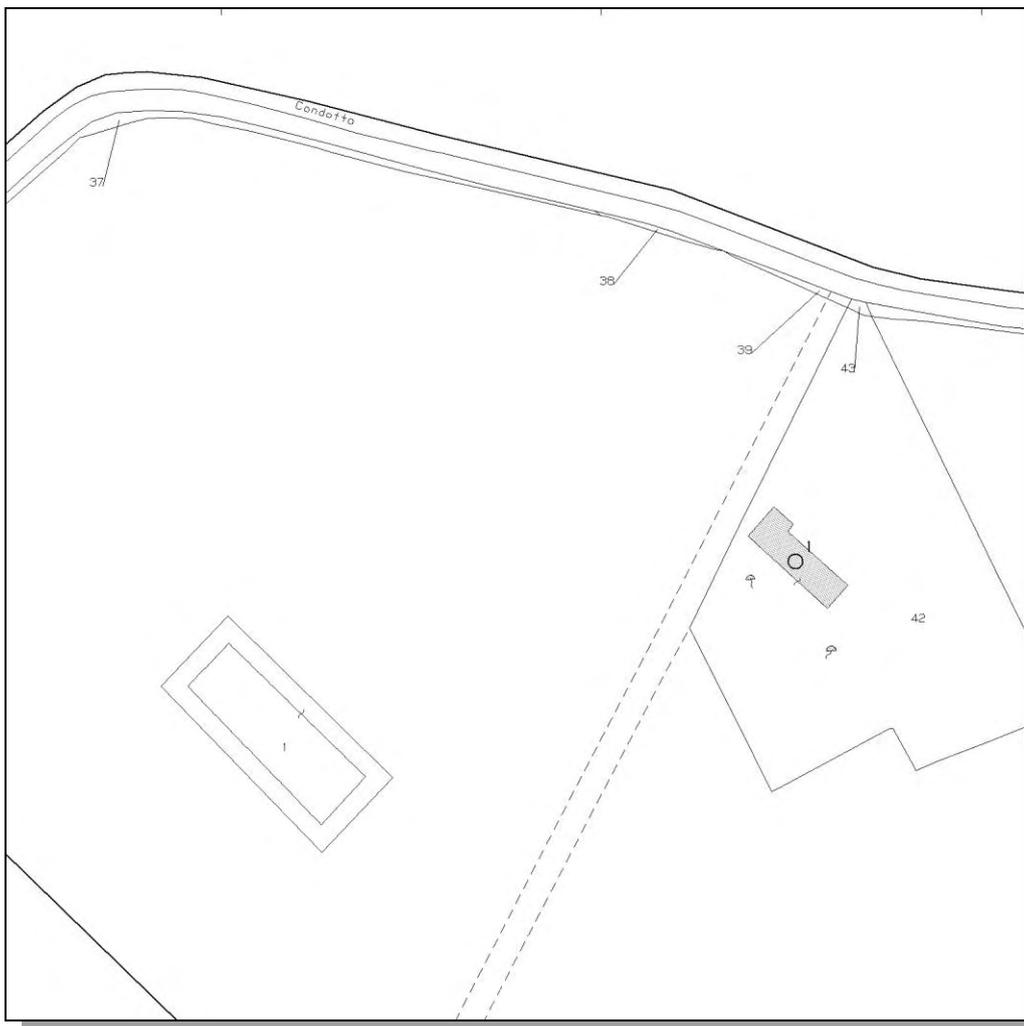


Figura 3

Stralcio Planimetria Catastale – scala 1:2.000

N.T.C. del Comune di Portomaggiore Foglio 78, Particelle 36 e 42

	<p>studio synthesis Piazza del Popolo civ. 13 – int. 5 44034 – Copparo – Fe Tel. 0532 860546 – Fax 0532 385035 www.synthesissrl.com – info@synthesissrl.com</p>	<p>PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN CAPANNONE PER ALLEVAMENTO DI POLLI E DI UN FABBRICATO PER ATTREZZI AGRICOLI LOC. MAIERO - COMUNE DI PORTOMAGGIORE (FE) Modello Geologico e Modello Geotecnico</p>
--	--	---

	<p>studio synthesis Piazza del Popolo civ. 13 – int. 5 44034 – Copparo – Fe Tel. 0532 860546 – Fax 0532 385035 www.synthesisrsl.com – info@synthesisrsl.com</p>	<p>PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN CAPANNONE PER ALLEVAMENTO DI POLLI E DI UN FABBRICATO PER ATTREZZI AGRICOLI LOC. MAIERO - COMUNE DI PORTOMAGGIORE (FE) Modello Geologico e Modello Geotecnico</p>
--	--	---

- Parte Seconda -

MODELLO GEOLOGICO

2. MODELLO GEOLOGICO

2.1. Unità geologiche, litologiche e strutturali

Il territorio dell'Emilia Romagna è costituito dal versante Padano dell'Appennino settentrionale e dalla Pianura Padana a sud del Fiume Po. Pur essendo due ambienti geomorfologici distinguibili, essi risultano strettamente correlati fra loro: il fronte della catena appenninica non coincide con il limite morfologico catena montuosa-pianura, ma è individuabile fra gli archi esterni delle Pieghe Emiliane e Ferraresi (Pieri & Groppi, 1981), sepolte dai sedimenti quaternari della Pianura Padana. Il fronte appenninico sovrascorre verso nord sulla piattaforma padano-veneta, di conseguenza l'evoluzione del territorio dell'Emilia Romagna risulta strettamente legata ai cambiamenti del settore esterno della catena nord-appenninica. Le faglie derivanti dai movimenti dei sovrascorrimenti appenninici, danno origine alle manifestazioni sismiche che interessano la regione.

2.2. Storia geologica del territorio

Per quanto riguarda la situazione geologica locale, i dati bibliografici evidenziano come il sito sia ubicato in corrispondenza di una zona caratterizzata da depositi di baia interdistributrice rappresentati da argille limose, limi e sabbie in strati decimetrici intercalati a livelli torbosi e/o a sostanza organica parzialmente decomposta, localmente gusci di molluschi, sabbie fini e finissime limose in sottili corpi nastriformi. Dall'osservazione della carta riportata in Figura 5, si può osservare come i depositi delle unità pedostratigrafiche ai primi stadi di alterazione, presentino un fronte di alterazione < 1 mt (50-100 cm) con al tetto suoli calcarei con differenziazione del profilo in orizzonti. Al tetto e all'interno di tali sedimenti sono presenti reperti di Età Medievale e di Età Moderna. Olocene: tardo antico (VI secolo d.C.) – Età Moderna.

Supporti grafici:

- Figura 4. Profilo geologico-strutturale tra il versante dell'Appennino settentrionale e la Pianura Padana
- Figura 5. Stralcio Carta Geologica di Pianura dell'Emilia Romagna

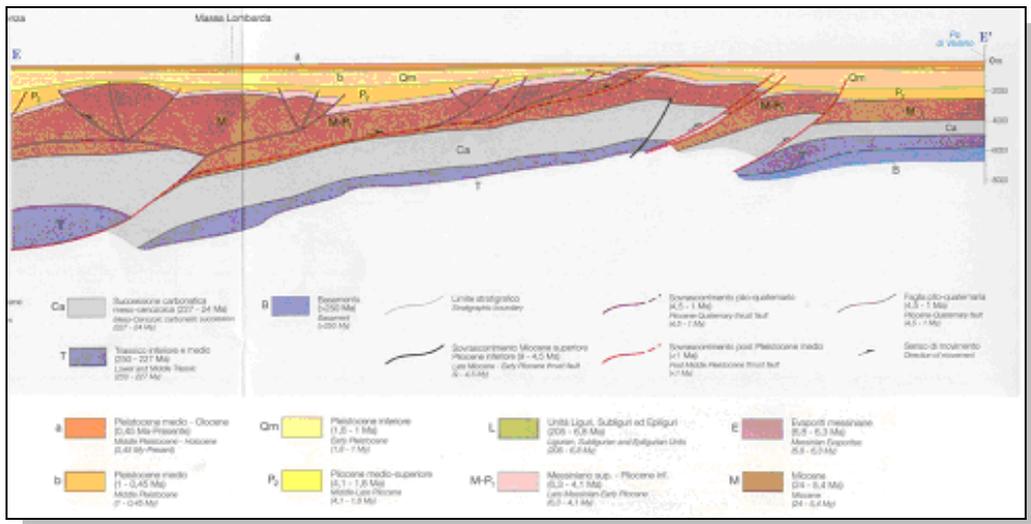


Figura 4

Profilo geologico-strutturale tra il versante dell'Appennino settentrionale e la Pianura Padana.

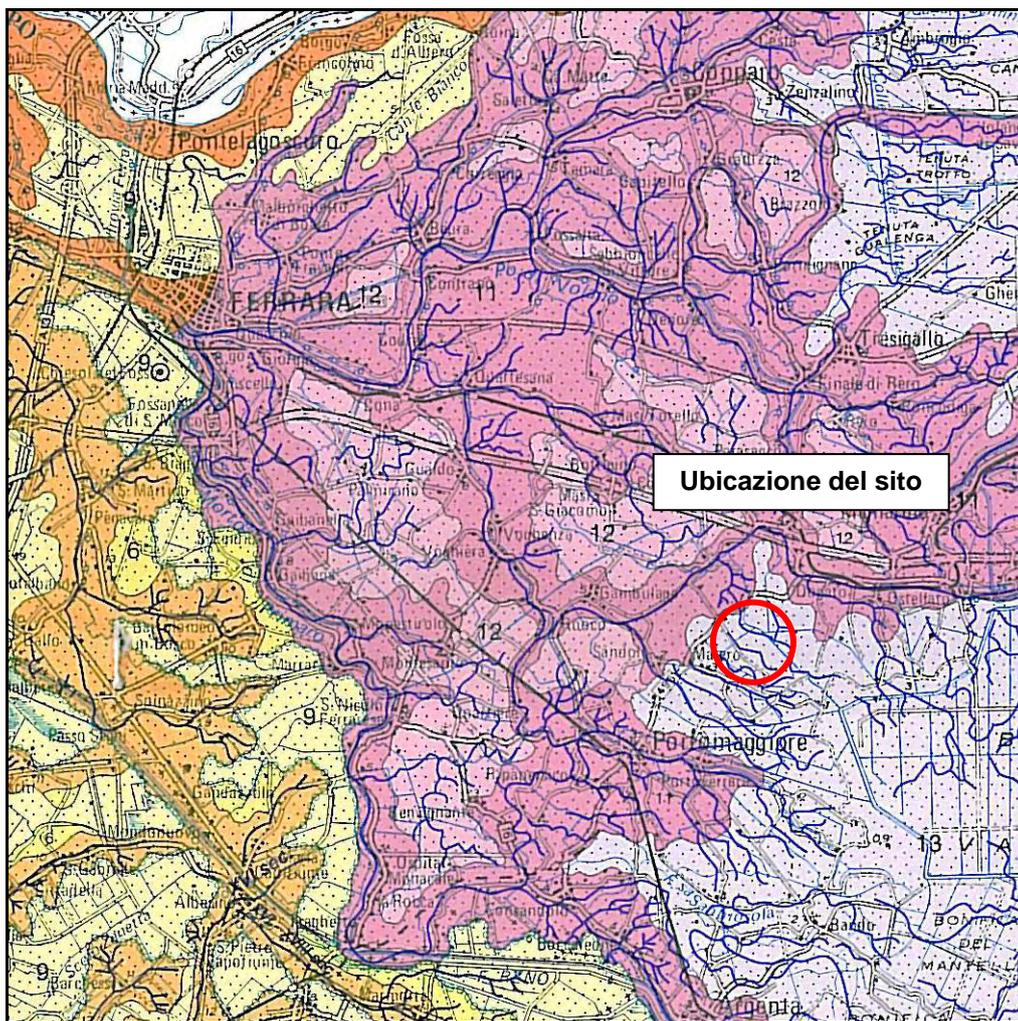


Figura 5

Stralcio Carta Geologica di Pianura dell'Emilia Romagna – scala 1:250.000

13. Argille limose, limi e sabbie in strati decimetrici intercalati a livelli torbosi e/o a sostanza organica parzialmente decomposta, localmente gusci di molluschi, sabbie fini e finissime limose in sottili corpi nastriformi. Depositi di baia interdistributrice.

2.3. Forme del terreno e caratteri geomorfologici

Da un'analisi della situazione al contorno e della Carta Tecnica Regionale, il sito in oggetto risulta localizzato in corrispondenza di un'area suborizzontale, con quote variabili tra mt - 0.16 e mt - 0.48 rispetto al livello medio del mare. Si nota come l'area a nord del Condotto Santa Monaca, sia caratterizzata da quote poste al di sopra del livello del mare.

Le indagini geognostiche eseguite, evidenziano prevalentemente eventi a bassa energia idrodinamica (depositi alluvionali), presenti da piano campagna a mt 8.00/15.00/17.00. Tali depositi poggiano e sono interrotti da eventi ad alta energia idrodinamica di intensità diversa, rilevati in tutte le colonne di indagine. Si sottolinea la presenza del tetto di un evento ad alta energia idrodinamica (paleoalveo) a mt 17.00 da p.c., in corrispondenza della prova n. 1 e a mt 7.80 da p.c. in corrispondenza della prova n. 5.

Queste caratteristiche si ritrovano anche nella Carta Geomorfologica della Pianura Padana, dove si rilevano prevalentemente tracce di dossi fluviali (ambienti ad alta energia idrodinamica) ed aree di catino interfluviale - orli aree depresse (ambiente a bassa energia idrodinamica). Dallo stralcio della Carta Geomorfologica di dettaglio del Comune di Portomaggiore, si osserva come il sito in oggetto sia localizzato a brevissima distanza da una serie di paleoalvei.

Supporti cartografici

- Figura 6. Stralcio Carta Geomorfologica della Pianura Padana – scala 1:250.000

- Figura 7. Carta Geomorfologica di dettaglio – scala 1:5.000.

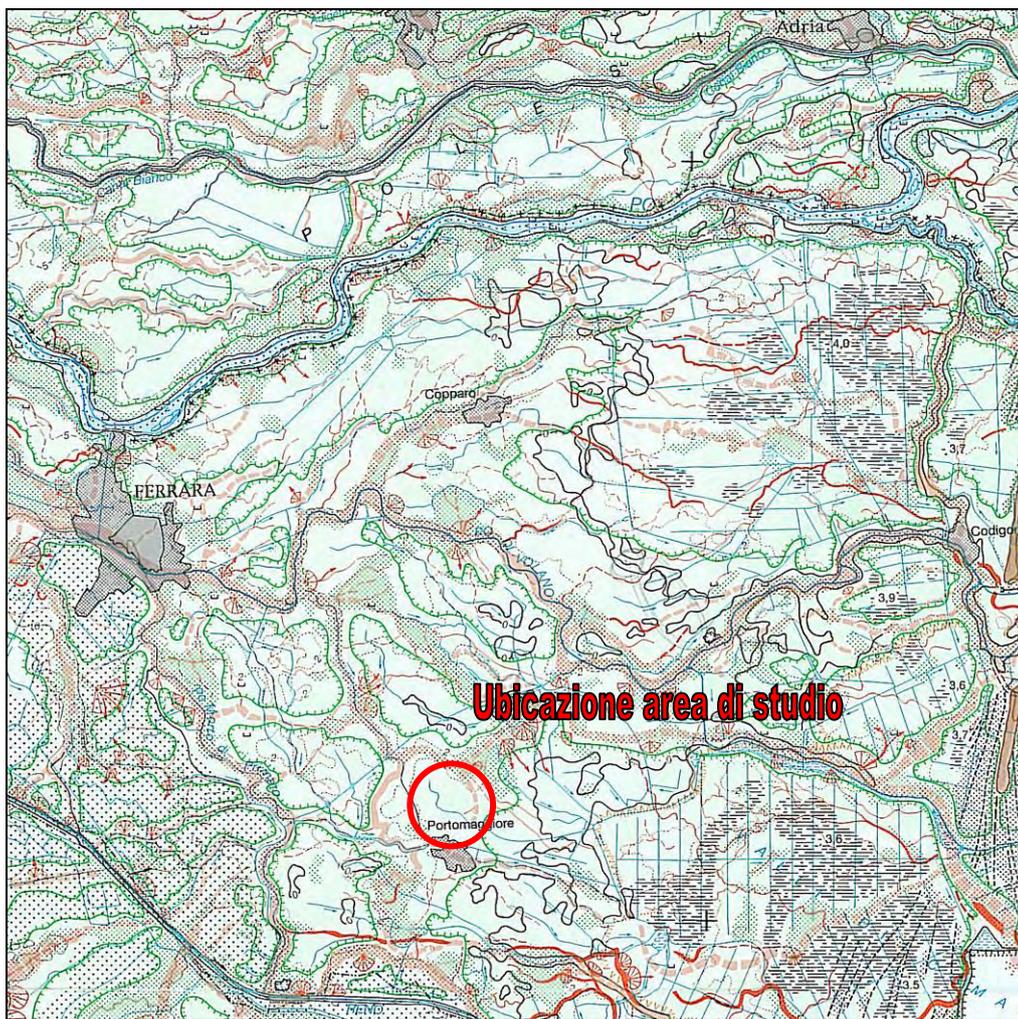


Figura 6

Stralcio Carta Geomorfologica della Pianura Padana - scala 1:250.000

Ubicazione del sito in esame

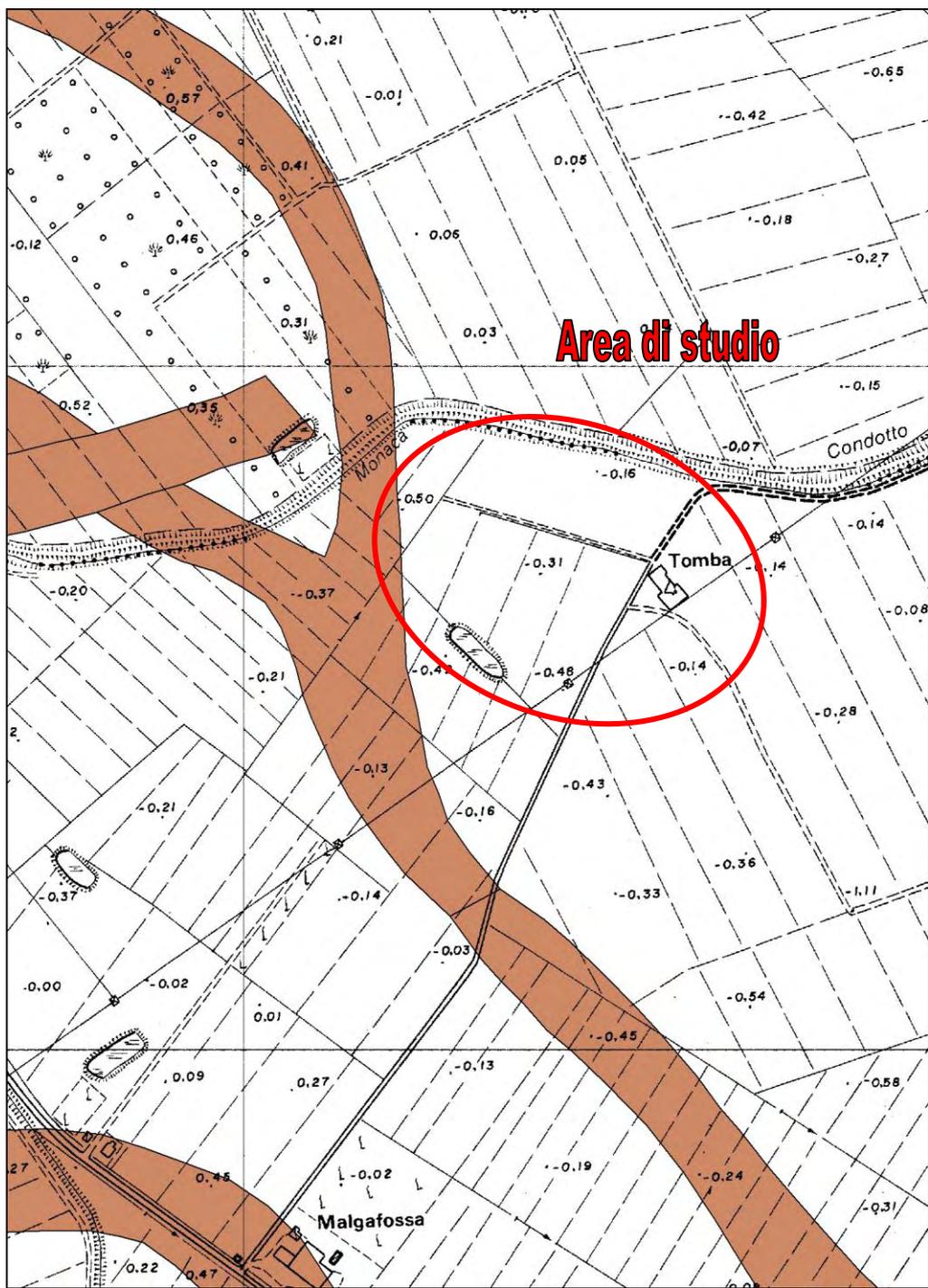


Figura 7
Carta Geomorfologica di dettaglio – scala 1:5.000
Ubicazione area di studio

2.4. Rischio geologico

L'area oggetto di studio ricade all'interno di un vasto territorio di pianura, nel quale non sussistono quindi rischi legati a movimenti di versante, erosioni o sismicità connessa a fenomeni vulcanici. Per quanto riguarda rischi legati a problematiche di tipo idrogeologico e sismico, si rimanda ai paragrafi specifici di seguito riportati.

2.5. Caratteri idrogeologici e idrologici

Ad interpretazione della situazione idrogeologica locale, va innanzitutto segnalato come, dal punto di vista idrogeologico, si intenda acquifero *“una formazione idrogeologica permeabile che permette il deflusso significativo di una falda idrica sotterranea e la captazione di quantità apprezzabili d'acqua con mezzi economici”*.

In base alla definizione sopra riportata, la falda deve quindi avere un deflusso, il quale dovrà essere caratterizzato da spostamenti a prevalente componente orizzontale. Tale definizione è assunta dalla Delibera del 4 Febbraio 1977 che definisce “falda superficiale” un serbatoio d'acqua sotterranea che ha contatti diretti con le acque di superficie, presumendone quindi un flusso.

Nei fori residuali delle indagini eseguite, alle date di esecuzione delle stesse (18/03/2010 e 10/06/2010), sono state misurate le quote della superficie di saturazione, alle seguenti profondità riferite al piano campagna:

TABELLA 2.5-1

PROFONDITÀ SUPERFICIE FREATICA DAL P. C. IN DATA 18 MARZO E 10 GIUGNO 2010

Identificativo indagine	Profondità della sup. di saturazione dal p.c. (mt)
CPT1	0.50
CPT2	0.50
CPT3	0.60
CPT4	1.10
CPT5	0.90

Vista la situazione al contorno, l'acqua presente all'interno dei fori residuali delle indagini, corrisponde in questo caso ad acqua di infiltrazione superficiale o di

saturatione a movimento prevalentemente verticale, regimata principalmente dall'evapotraspirazione e dall'infiltrazione efficace. In ogni caso, in virtù di una consuetudine comune acquisita da tempo, nel presente testo tale acqua di infiltrazione potrà essere comunque denominata "falda superficiale" o "falda freatica".

L'acqua intercettata è contenuta nelle argille, risulta sovrapposta e in continuità con la falda confinata contenuta nei livelli granulari, di cui si rileva il tetto a profondità superiori a mt 17.00 da p.c. e con le sottili falde confinate presenti a profondità superiori a mt 7.80 da p.c.

Per quanto riguarda le acque di superficie, va evidenziata la presenza, a circa mt 70.00/140.00 in direzione nord rispetto all'area di studio, del Condotto Santa Monaca, a circa mt 500 in direzione ovest del Condotto Fioravanti e a circa mt 360 in direzione est del Condotto Valmaggioro. Tali corsi d'acqua, a carattere promiscuo e gestiti dal Consorzio di Bonifica Pianura di Ferrara, sono visibili nello stralcio della Carta Idrografica del Bacino Burana-Volano-Canal Bianco di Figura 10.

In base alla situazione al contorno è possibile definire che il principale fattore di regimazione della falda corrisponde all'evapotraspirazione e all'infiltrazione efficace, favorite dalla destinazione agricola di buona parte dei terreni circostanti; vista la distanza delle acque superficiali, si ritiene che il Condotto Santa Monaca possa concorrere in modo indiretto nella regimazione della falda, soprattutto in seguito agli effetti derivanti dallo scolo delle acque meteoriche.

In funzione dell'andamento stagionale antecedente alla data di esecuzione delle indagini e di altre informazioni disponibili in zona, si ritiene che i livelli misurati fossero nettamente superiori alla media annuale, la quale dovrebbe attestarsi a circa mt 1.50/1.80 dal piano campagna.

Infine, dall'osservazione della Carta delle Aree storicamente allagate, ottenuta dall'elaborazione dei dati bibliografici a disposizione, si evince come l'area in esame sia stata soggetta marginalmente ad allagamenti in seguito ad eventi di precipitazioni intense (intense precipitazioni verificatesi nell'anno 1979)

Supporti Grafici e Cartografici:

- Figura 8. Schema di identificazione del sistema acquifero
- Figura 9. Schema movimento dell'acqua nel sottosuolo
- Figura 10. Stralcio Carta Idrografica del Bacino Burana-Volano-Canal Bianco
- Figura 11. Stralcio Carta aree storicamente allagate

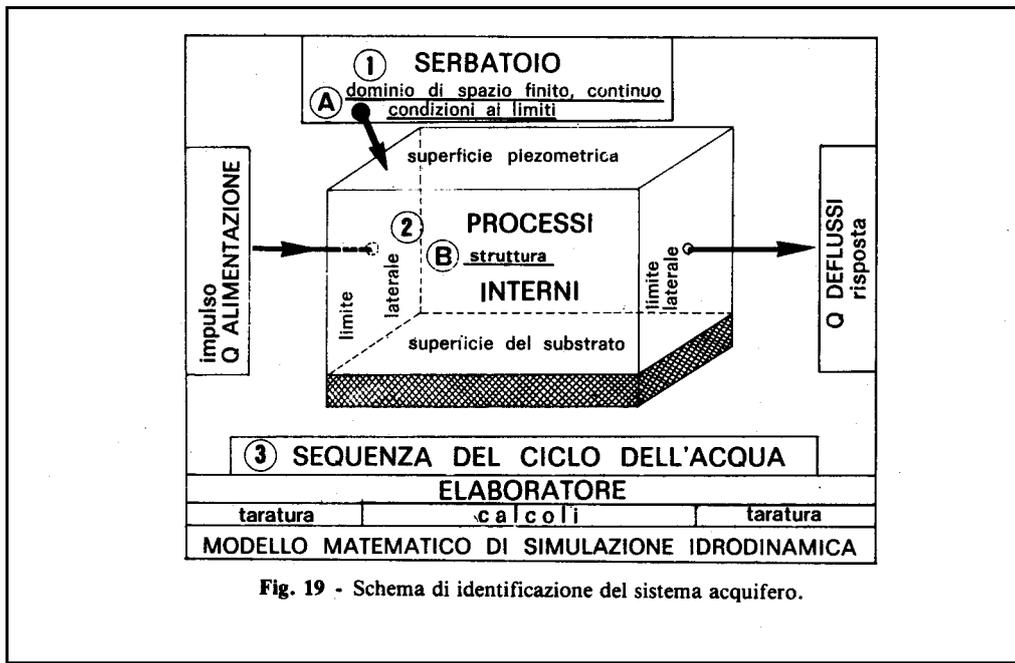


Figura 8
Schema di identificazione del sistema acquifero

direzione	verso	fenomenologia	zone di umidità interessate
prevalentemente verticale	discendente	percolazione verso la falda	zona di aerazione
	ascendente	ascensione capillare	
	alternato	oscillazioni del livello piezometrico	fascia di oscillazione
prevalentemente orizzontale	—	deflusso della falda	zona di saturazione

Figura 9
Movimento dell'acqua nel sottosuolo

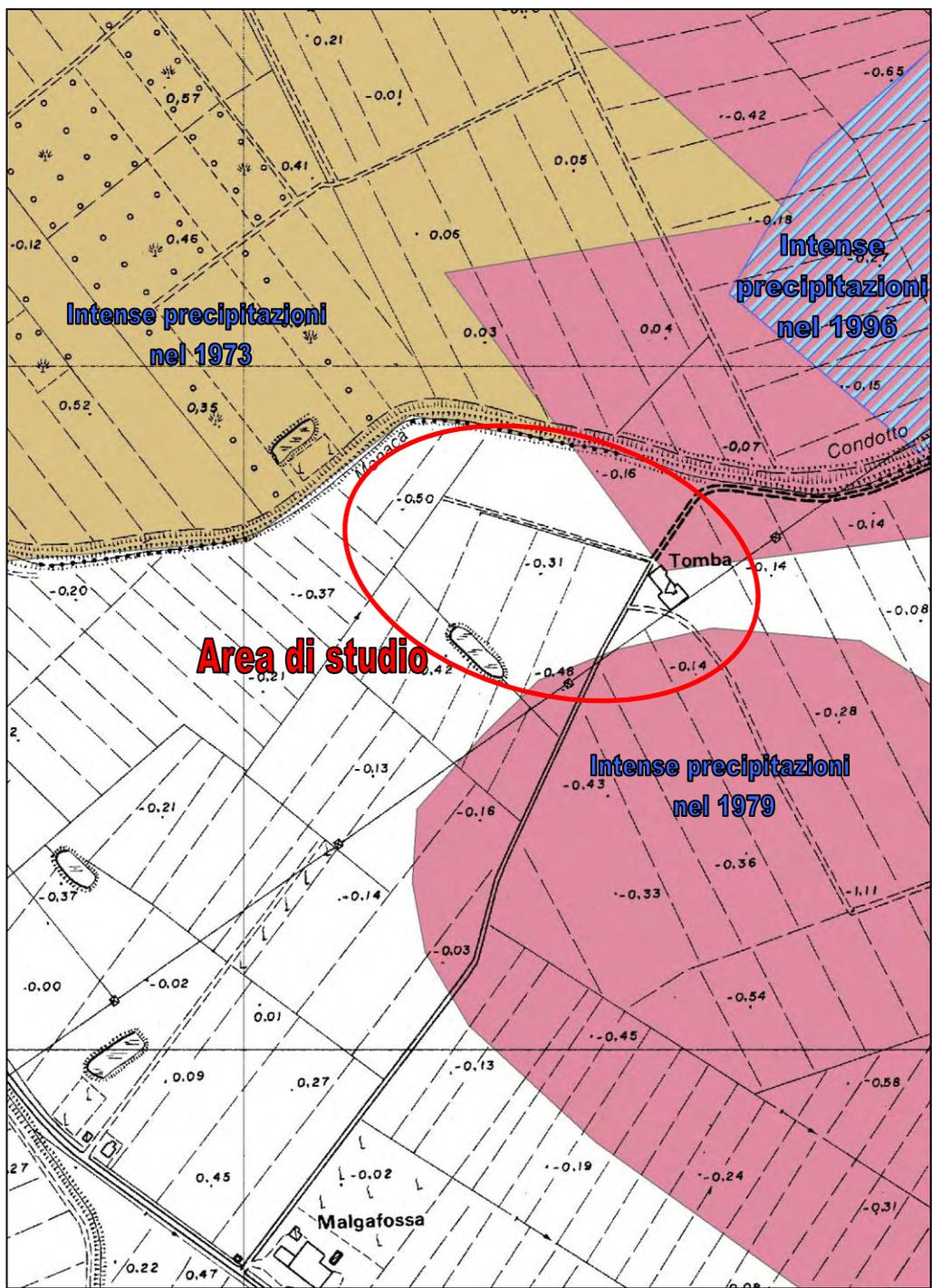


Figura 11
Stralcio Carta aree storicamente allagate
scala 1:5.000

2.6. Campagna di indagini

Tipologia indagini eseguite: prove penetrometriche statiche

2.6.1. PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

Numero di indagini eseguite: 5.

In base alla circolare 2 Febbraio 2009, N. 617 – C.S.LL.PP., C6.2.2, le indagini geognostiche devono garantire una adeguata caratterizzazione geotecnica del volume significativo del terreno, definita come *“la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione dell’opera e che influenza l’opera stessa”*.

Profondità d’indagine: CPT1, mt 21.40 da p.c.; CPT2, CPT3, CPT4 e CPT5, mt 15.00 da p.c.

In base alla conoscenza della zona da parte dello scrivente, alle indicazioni ricevute dallo Studio di Progettazione e in relazione all’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, allegato 4, cap. 2.3, la profondità delle prove è stata programmata al fine di verificare l’eventuale presenza di strati spessi e continui di sabbia potenzialmente liquefacibile. Nello specifico, per manufatti con fondazioni superficiali, se fosse presente terreno sabbioso saturo a profondità superiori a mt 15.00 dal piano campagna, si potrebbe omettere la verifica della suscettibilità a liquefazione in quanto il carico litostatico costituisce un fattore contrastante rispetto all’innesco di tale fenomeno. *La liquefazione è un fenomeno che si verifica in formazioni sabbiose sature d’acqua, con superfici di falda entro pochissimi metri dalla superficie. Molto difficilmente essa arriva ad interessare strati che si trovino a profondità maggiori di mt 15-20 (“La liquefazione del terreno in condizioni sismiche”, da Crespellani, Nardi, Simoncini, 1988).*

La profondità raggiunta con la verticale CPT1 è sufficiente ad indagare sia il volume significativo, sia a fornire informazioni in merito alla categoria del suolo di fondazione. Da notare però come tale prova sia stata interrotta a profondità inferiore a mt 30.00 da p.c. (massima profondità prevista), a causa delle alte resistenze incontrate nel terreno che hanno provocato il disancoraggio dello strumento, impedendo così l’ulteriore avanzamento. E’ quindi necessario analizzare anche la situazione al contorno o informazioni acquisite per mezzo di altre indagini.

Strumentazione utilizzata: penetrometro statico meccanico tipo Gouda da 10 tonnellate a lettura digitale, munito di punta tipo Begemann Ø 35.7 mm, con manicotto di frizione per il rilievo delle seguenti grandezze:

Rp: resistenza alla punta (Kg/cm²)

RI: resistenza laterale locale (Kg/cm²).

L'attrezzatura è installata su carro cingolato e, per l'esecuzione dell'indagine, necessita di apposito ancoraggio.

Note: si sottolinea come l'analisi delle prove verrà effettuata suddividendole in due gruppi, in funzione dell'ubicazione delle singole prove e dell'opera in progetto. Per quanto riguarda il capannone per allevamento di polli, verranno utilizzate le prove CPT1, CPT2 e CPT3, uniformando i dati, mentre per quanto riguarda il fabbricato da adibirsi a ricovero di attrezzi agricoli verranno utilizzate le prove CPT4 e CPT5, anche in questo caso uniformando i dati.

2.6.2. DITTA INCARICATA PER LE INDAGINI

Pergeo s.r.l.

Via dell'Artigianato civ. 2 – Ro Ferrarese (Fe)

Supporti cartografici e grafici:

- Figura 12. Stralcio planimetria di progetto con ubicazione indagini CPT

- Figura 13. Linee isostatiche della pressione verticale - equazione di Bousinesq

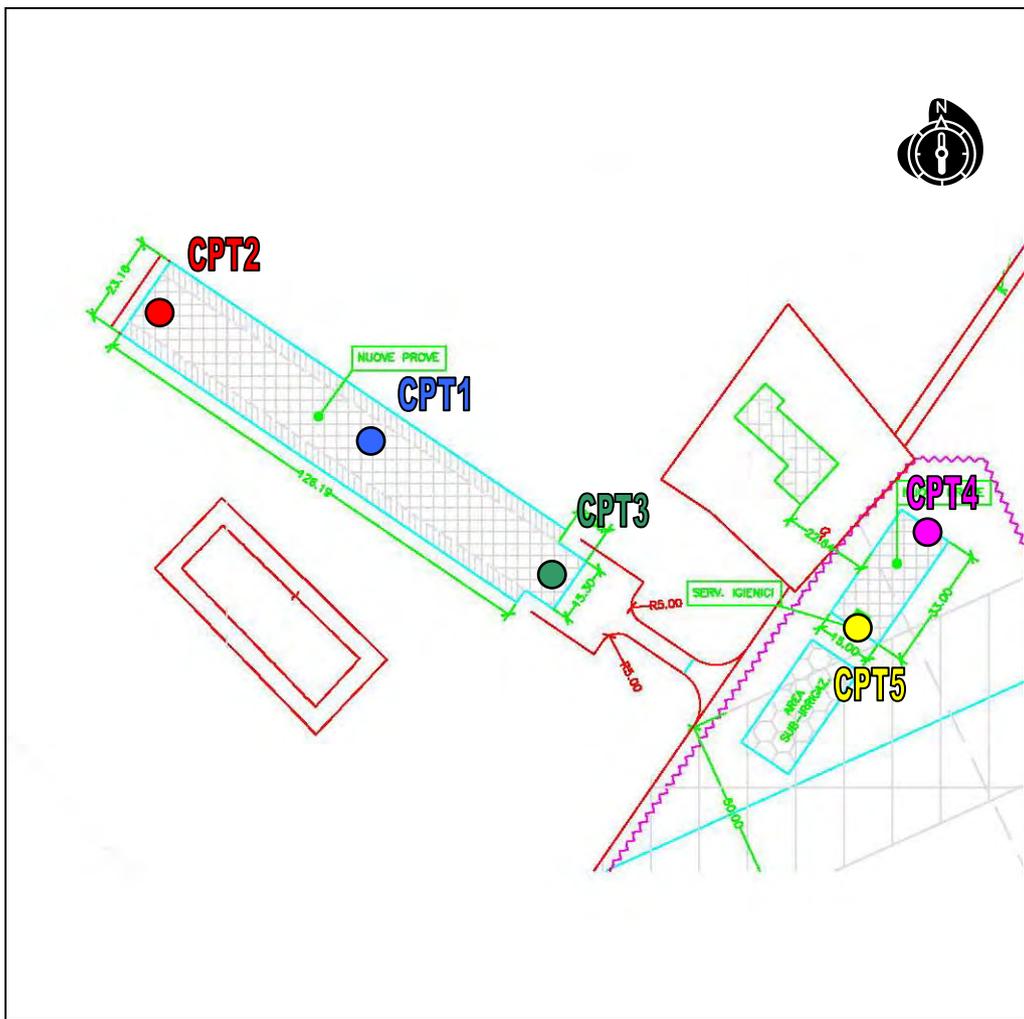


Figura 12

Stralcio planimetria di progetto – scala 1:8.000

Ubicazione indagini CPT

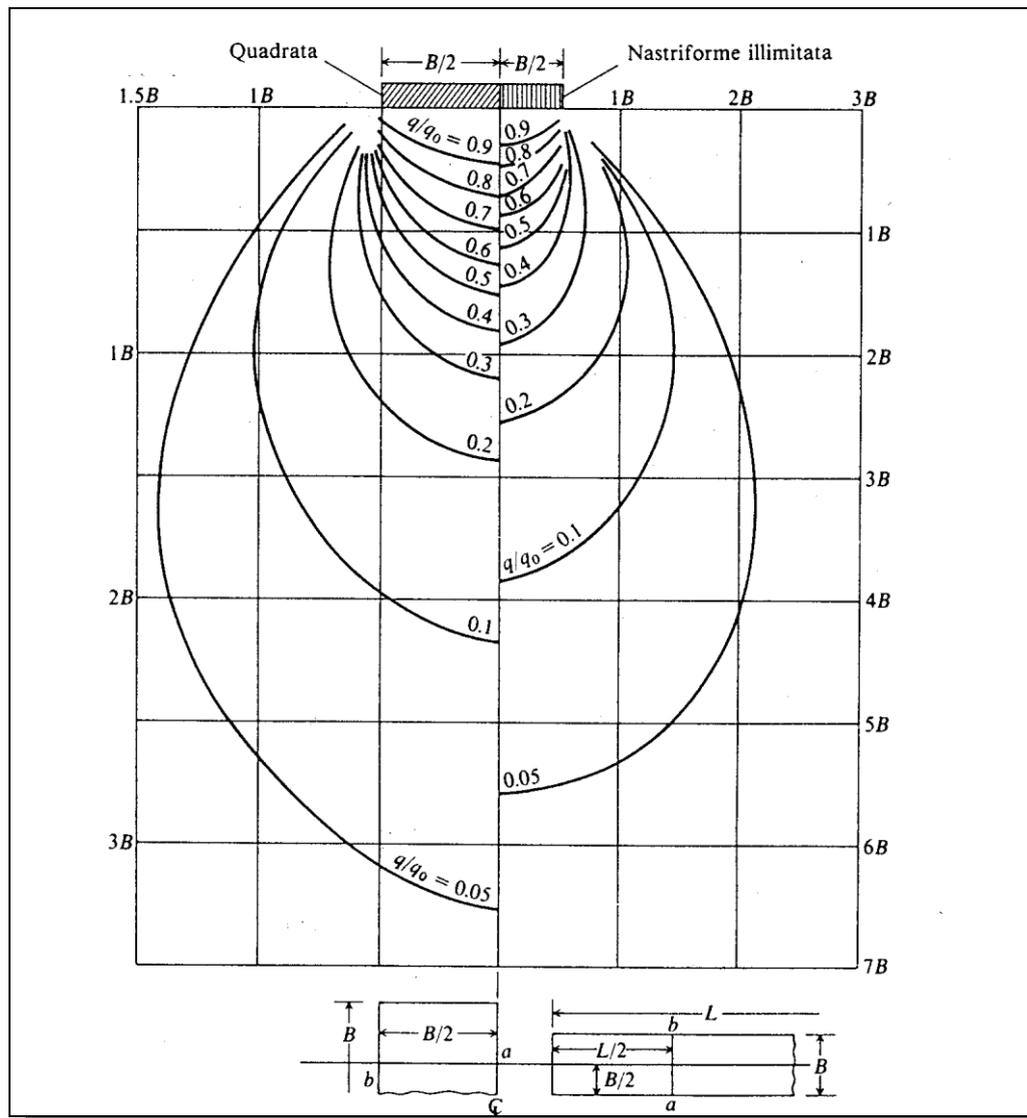


Figura 13

Linee isostatiche della pressione verticale - equazione di Boussinesq

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

2.7. Campagna geognostica

Come accennato, al fine di acquisire dati specifici del sito, oltre ad utilizzare informazioni bibliografiche, sono state effettuate cinque prove penetrometriche statiche meccaniche, spinte a mt 15.00 e a mt 21.40 dal piano campagna.

2.7.1. CARATTERI LITOLOGICI - MODALITÀ DI VALUTAZIONE

Per il riconoscimento di massima del profilo litostratigrafico, sono state utilizzate le metodologie di seguito descritte.

Rapporto di Begemann 1965 – A.G.I. 1977

F = resistenza alla punta/resistenza di attrito laterale

A fini orientativi si possono indicare i seguenti valori di F, caratterizzanti terreni con diversa granulometria (valido per terreni saturi):

TERRENO	F
Torbe ed argille organiche	$F \leq 15$
Limi ed argille	$15 < F \leq 30$
Limi sabbiosi e sabbie limose	$30 < F \leq 60$
Sabbie e sabbie con ghiaia	$F > 60$

Schmertmann 1978

Rp – RL/Rp

Legenda simbologie utilizzate nella colonna stratigrafica, ricavata in base alla teoria di Schmertmann:

- AO = argilla organica e terreni misti
- Att = argilla (inorganica) molto tenera
- At = argilla (inorganica) tenera
- Am = argilla (inorganica) di media consistenza
- Ac = argilla (inorganica) consistente

Acc = argilla (inorganica) molto consistente

ASL = argilla sabbiosa e limosa

SAL = sabbia e limo/sabbia e limo argilloso

Ss = sabbia sciolta

Sm = sabbia mediamente addensata

Sd = sabbia densa e cementata

SC = sabbia con molti fossili, calcareniti

Casi dubbi nell'applicazione del rapporto Rp/RI

Si è proceduto a scelte litologiche con validità orientativa, che prevedono la possibilità di casi dubbi nell'applicazione delle teorie di Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977; tali scelte litologiche possono essere così sintetizzate:

$7 < R_p < 20 \text{ Kg/cm}^2$: possibili terreni coesivi in genere anche se $R_p/RI < 15$

$R_p \leq 20 \text{ Kg/cm}^2$: possibili terreni coesivi anche se $R_p/RI > 30$

$R_p \geq 20 \text{ Kg/cm}^2$: possibili terreni granulari anche se $R_p/RI < 30$

2.7.2. DEFINIZIONE DELLE UNITÀ LITOTECNICHE

Come accennato, la zona in esame è situata all'interno della piana alluvionale originatasi dalla deposizione dei materiali in sospensione nelle acque dei fiumi che attraversavano l'attuale Pianura Padana. I depositi fluviali che ne sono derivati, sono invariabilmente costituiti dall'alternanza ciclica di corpi sedimentari a granulometria prevalentemente fine, con corpi sedimentari a granulometria prevalentemente grossolana.

Le caratteristiche litostratigrafiche, esaminate per mezzo del **rapporto di Begemann (1965) – norme A.G.I. (1977)** permettono di evidenziare, in corrispondenza delle prove CPT1, CPT2 e CPT3, da piano campagna a mt 15.00/17.00, la prevalenza di torbe ed argille organiche interrotte da livelli decimetrici costituiti da limi ed argille e, raramente limi sabbiosi-sabbie limose. Si evidenzia inoltre la presenza di limi sabbiosi e sabbie limose interrotte da un sottile livello sabbioso alla base della colonna stratigrafica n. 1, da mt 17.00 a mt 21.40 da p.c. (massima profondità d'indagine).

In corrispondenza della verticale di indagine CPT4, si rileva la netta prevalenza di torbe ed argille organiche con livelli decimetrici di limi ed argille e, raramente, limi sabbiosi - sabbie limose, da p.c. a mt 8.00. Da tale profondità a mt 15.00 (massima profondità di indagine), sono presenti limi argillosi - argille limose, alternate con livelli costituiti da limi sabbiosi – sabbie limose e, meno frequentemente, torbe ed argille organiche. Infine, in corrispondenza della prova CPT5, analogamente alla CPT4 si rileva la prevalenza di torbe ed argille organiche da p.c. a mt 7.40, sovrapposte ad argille prevalenti individuate fino alla massima profondità d'indagine (mt 15.00).

Le caratteristiche litologiche, desunte per mezzo dell'interpretazione di **Schmertmann**, confermano la caratterizzazione precedente evidenziando una debole diminuzione della componente coesiva in tutte le colonne indagate a favore della componente organica, inorganica e limosa.

Introducendo, infine, la possibilità di **casi dubbi** nella ricostruzione litostratigrafica effettuata per mezzo del rapporto di Begemann – norme A.G.I., pur ribadendo le caratteristiche generali delle successioni litostratigrafiche, si registra la parziale sostituzione dei livelli coesivo-organici con livelli coesivi, la totale sostituzione dei livelli limosi con livelli granulari e la puntuale sostituzione dei livelli coesivi con livelli coesivo-granulari. In base a queste ultime valutazioni, classificate come più attendibili, viene confermata la presenza di livelli coesivo-organici, alle seguenti profondità dal piano campagna:

CPT1

- da mt 0.20 a mt 0.60;
- da mt 2.00 a mt 2.40;
- a mt 2.80;
- a mt 3.40;
- da mt 4.00 a mt 4.60;
- a mt 6.00;
- da mt 7.60 a mt 8.00;
- a mt 8.80;
- a mt 9.40;
- a mt 9.80;
- a mt 10.60;

- a mt 11.00;
- da mt 11.40 a mt 11.80;
- da mt 12.20 a mt 12.60;
- da mt 14.40 a mt 15.20.

CPT2

- da mt 0.20 a mt 0.60;
- da mt 1.40 a mt 1.80;
- a mt 2.60;
- a mt 3.60;
- a mt 4.00;
- a mt 4.40;
- da mt 4.80 a mt 5.20;
- a mt 5.40;
- da mt 6.40 a mt 6.80;
- da mt 7.00 a mt 7.40;
- da mt 7.80 a mt 9.20;
- a mt 9.60;
- da mt 10.20 a mt 11.00;
- da mt 12.00 a mt 13.40;
- a mt 14.60.

CPT3

- da mt 2.00 a mt 2.40;
- da mt 2.80 a mt 3.20;
- da mt 3.40 a mt 4.40;
- a mt 4.60;
- a mt 5.40;
- da mt 5.80 a mt 6.20;
- da mt 6.40 a mt 6.80;
- da mt 7.00 a mt 7.40;
- da mt 8.40 a mt 9.80;
- a mt 10.20;
- da mt 11.20 a mt 11.60;
- a mt 12.00;

- a mt 12.40;
- a mt 14.20;
- da mt 14.60 a mt 15.00.

CPT4

- a mt 2.00;
- da mt 2.60 a mt 3.00;
- da mt 3.20 a mt 4.80;
- da mt 5.60 a mt 6.00;
- a mt 6.20;
- da mt 6.60 a mt 7.00;
- a mt 7.20.

CPT5

- a mt 0.20;
- da mt 1.00 a mt 1.60;
- da mt 2.20 a mt 3.20;
- a mt 3.80;
- da mt 4.40 a mt 4.80;
- da mt 5.00 a mt 5.40;
- da mt 5.80 a mt 7.20.

Analogamente, viene confermata la presenza di strati granulari e coesivo-granulari alle seguenti profondità dal piano campagna:

CPT1

- a mt 0.80, coesivo-granulare;
- a mt 17.00, coesivo-granulare;
- da mt 17.20 a mt 17.60, granulare;
- a mt 17.60, coesivo-granulare;
- da mt 17.80 a mt 21.40, granulare.

CPT2

- a mt 11.20, coesivo-granulare;
- a mt 14.20, coesivo-granulare.

CPT3

- a mt 1.00, coesivo-granulare;
- a mt 12.80, coesivo-granulare;
- a mt 13.00, granulare;
- a mt 13.80, granulare.

CPT4

- a mt 0.40, coesivo-granulare;
- a mt 0.60, granulare;
- da mt 0.80 a mt 1.20, coesivo-granulare;
- da mt 8.00 a mt 8.60, coesivo-granulare;
- da mt 8.60 a mt 9.40, granulare;
- a mt 9.40, coesivo-granulare;
- a mt 9.60, granulare;
- da mt 9.80 a mt 10.20, coesivo-granulare;
- a mt 10.20, granulare;
- a mt 10.40, coesivo-granulare;
- a mt 10.60, granulare;
- da mt 11.20 a mt 11.60, coesivo-granulare;
- da mt 11.60 a mt 12.20, granulare;
- da mt 12.20 a mt 12.60, coesivo-granulare;
- a mt 12.60, granulare;
- a mt 14.80, coesivo-granulare.

CPT5

- da mt 7.80 a mt 8.20, granulare;
- da mt 8.20 a mt 8.80, coesivo-granulare;
- a mt 8.80, granulare;
- da mt 9.00 a mt 9.40, coesivo-granulare;
- a mt 9.40, granulare;
- da mt 9.60 a mt 12.80, coesivo-granulare;
- a mt 12.80, granulare;
- da mt 13.00 a mt 14.00, coesivo-granulare;
- da mt 14.00 a mt 14.60, granulare;
- da mt 14.60 a mt 15.00, coesivo-granulare.

In sintesi, la zona oggetto di studio è caratterizzata prevalentemente da sedimenti coesivi (prevalenti), alternati a sedimenti coesivo-organici ed interrotti o posti su sedimenti granulari e coesivo-granulari, nello specifico in corrispondenza delle verticali n. 1 e 5.

Supporti Grafici:

- Allegati 11 - 15. Valutazioni litologiche
- Allegati 6 - 10. Diagrammi di resistenza ad istogrammi

2.8. Analisi vincolistica

2.8.1. VINCOLO IDROGEOLOGICO

Il Comune di Portomaggiore non ricade in una zona soggetta a vincolo idrogeologico, come risulta dall'allegato 1 della Delibera di Giunta della Regione Emilia Romagna n. 1117/2000.

2.8.2. PIANO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO (P.A.I.)

La zona oggetto di studio ricade all'interno di un'area classificata a rischio moderato R1, per il quale sono possibili danni sociali ed economici marginali.

Supporti grafici:

- Figura 14. Estratto cartografia P.A.I.



Figura 14
Estratto cartografia P.A.I.

2.8.3. PIANO TERRITORIALE PER IL COORDINAMENTO PROVINCIALE (P.T.C.P.)

La zona oggetto di studio non ricade in un'area soggetta a vincoli, come si evince dall'estratto cartografico di Figura 15.

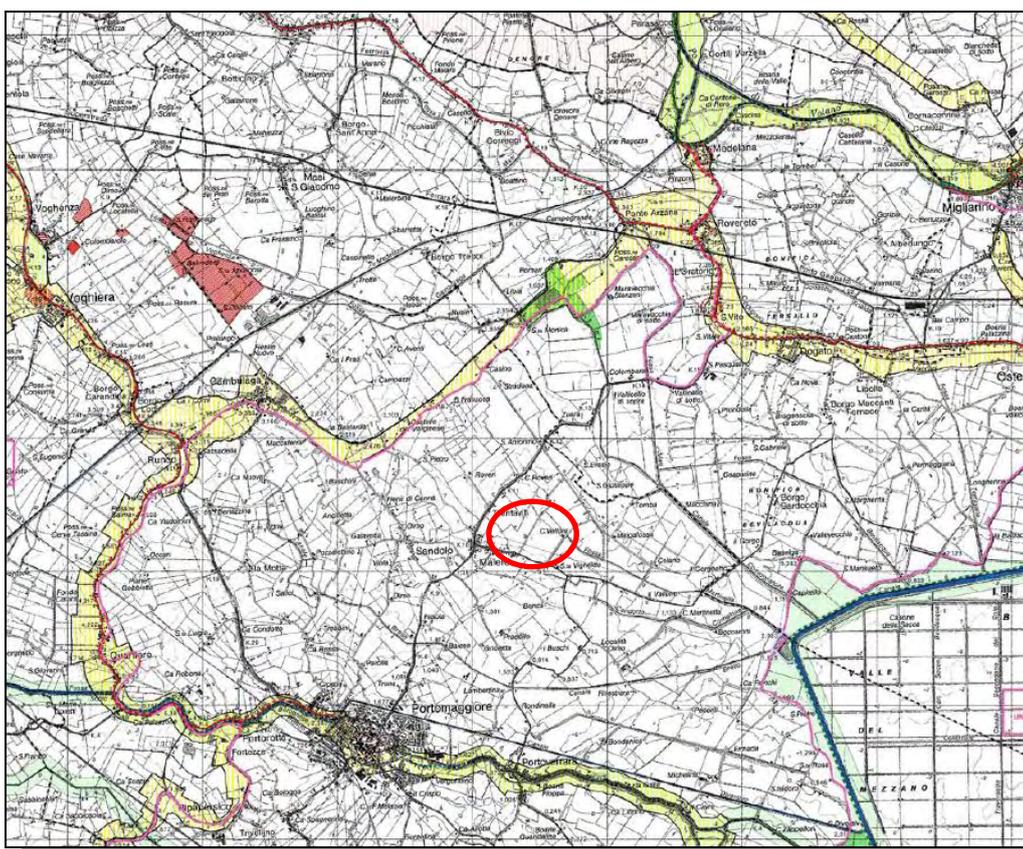


Figura 15
 Estratto cartografia P.T.C.P.

2.9. Pericolosità e Fattibilità del Piano Regolatore

Per quanto riguarda la pianificazione comunale, il sito oggetto di studio ricade all'interno di un'area regolamentata dal Piano Operativo Comunale, del Comune di Portomaggiore ed individuata come Scheda Progetto 11 (Figura 16). Tale area è compresa nell'ambito del Territorio rurale AVP, Interventi in territorio rurale, in cui sono ammessi i seguenti usi: d4.2 (allevamenti connessi con l'utilizzazione del suolo agricolo, comprensive dei relativi fabbricati di servizio) e d5 (attività di allevamento industriale).

Inoltre l'area è normata dal Regolamento Urbanistico Edilizio del Comune di Portomaggiore, allegato E, scheda n. 35, da cui risulta essere un accorpamento corpi di fabbrica a destinazione d'uso originaria abitativa ed agricola.

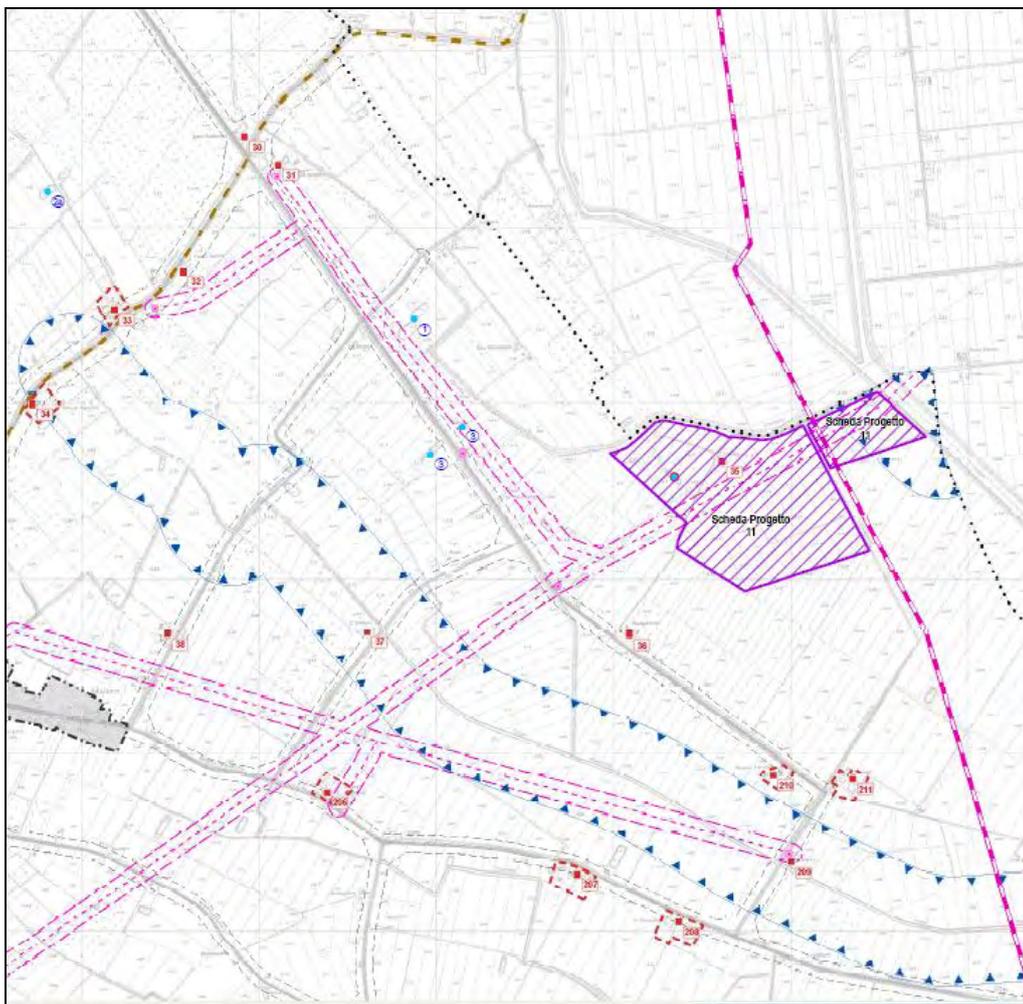


Figura 16
Estratto cartografia P.O.C.

2.10. Aspetti geodinamici e sismicità

In seguito all'Ordinanza del Presidente del Consiglio n. 3274/03, il Comune di Portomaggiore è stato inserito, in base alla nuova classificazione sismica, nella zona 3, alla quale corrisponde una sismicità bassa con PGA compreso fra 0.05 e 0.15 g e nella quale però, in particolari contesti geologici, possono venire amplificati gli effetti. La classificazione è stata eseguita in base all'accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

La pericolosità di un sito, oltre alla severità della sorgente sismica, dipende dalle caratteristiche geologiche, morfologiche e geotecniche.

In particolare i possibili effetti di sito, intesi come associazione di caratteristiche geologiche e morfologiche che rende un luogo più o meno soggetto a danni conseguenti ad una scossa sismica, sono i seguenti:

- fattori di amplificazione del moto sismico;
- liquefazione o addensamento dei terreni;
- instabilità dei pendii.

Con riferimento alle linee guida dell'A.G.I. pubblicate nell'anno 2005, i fattori di amplificazione delle onde sismiche, sono di seguito elencati:

- effetti stratigrafici: depositi costituiti da terreni stratificati di caratteristiche meccaniche diverse da quelle della roccia sottostante;
- effetti di bordo: depositi di valle con bordi e morfologia del substrato irregolari, dove le onde sismiche possono subire fenomeni di rifrazione e riflessione, con generazione all'interfaccia di onde superficiali e concentrazioni di energia;
- effetti topografici: la sommità di rilievi collinari, creste, promontori costituiti da formazioni rocciose, profili di versanti, pendii, bordi di terrazzi.

Nel territorio comunale di Portomaggiore, possono essere attesi effetti stratigrafici dovuti in particolare a forti variazioni delle caratteristiche stratigrafiche e geotecniche. Non sono attesi effetti di bordo; vengono esclusi anche gli effetti topografici, salvo nelle aree ubicate nei pressi o in corrispondenza di rilevati.

Per quanto riguarda la liquefazione o addensamento, nel territorio in cui ricade il sito oggetto di studio, tali fenomeni possono essere attesi in corrispondenza di strati granulari saturi, spessi e continui, eventualmente presenti a profondità non superiori a 15 metri dal piano campagna.

Relativamente all'instabilità dei pendii, si ribadisce come il territorio del comune di Portomaggiore ricada all'interno di una zona di pianura, nella quale tali fenomeni non possono essere attesi.

Per quanto riguarda un ulteriore possibile effetto di sito, va evidenziato come fenomeni di instabilità possano essere provocati dalla presenza di terreni coesivi molto soffici e plastici. Con l'approvazione n. 2131 dell'Atto di Indirizzo della Regione Emilia Romagna, tale fenomeno deve essere valutato in sede di pianificazione territoriale ed urbanistica e quindi, salvo diverse indicazioni o richieste specifiche, si demanda a tali strumenti la verifica di tale effetto.

Supporti grafici:

- Figura 17. Zonizzazione sismica Emilia Romagna

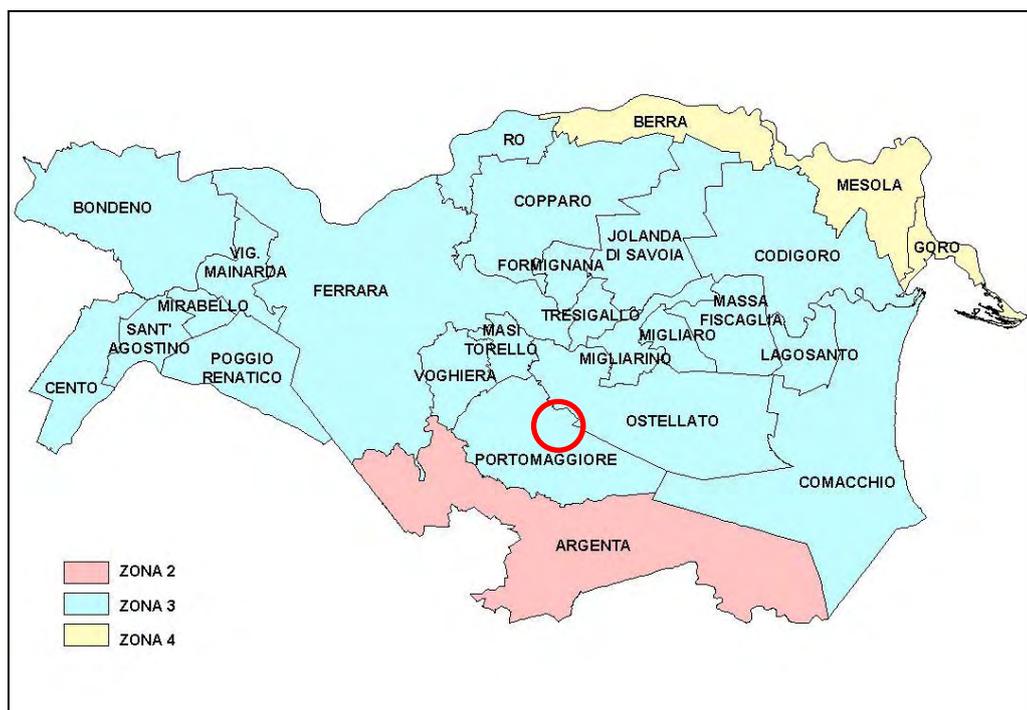


Figura 17
Nuova zonizzazione sismica

2.11. Caratterizzazione delle unità litotecniche individuate

Utilizzando i valori di resistenza misurati per mezzo delle prove penetrometriche statiche, sono stati determinati i parametri geotecnici dei terreni indagati.

Di seguito sono elencate le modalità di valutazione dei principali parametri. Si ricorda che, viste le modalità di valutazione, i valori ricavati hanno esclusivamente validità orientativa.

Parametri geotecnici (validità orientativa) – simboli, correlazioni, bibliografia:

- **Dr** - densità relativa (terreni granulari N.C. - norm.cons.) [correlazioni: $Dr - R_p - \sigma'_{vo}$] (Schmertmann 1976);
- **Φ** - angolo di attrito interno efficace (terreni granulari) correlazioni: $\Phi' - Dr - R_p - \sigma'_{vo}$ (Meyerhof - sabbie limose);
- **Mo** - modulo di deformazione edometrico (terreni coesivi e granulari) [corr.: $Mo - R_p$ natura] (Sanglerat 1972 - Mitchell & Gardner 1975 - Ricceri et al. 1974 - Holden 1973);
- **Cu** - coesione non drenata (terreni coesivi) correlazioni $Cu - R_p$. Raccomandazioni A.G.I. 1977 - Ricceri et al. 1974 - Marsland et al. 1974/1979;
- **OCR** - grado di sovraconsolidazione (terreni coesivi) [correlaz.: $OCR - Cu - \sigma'_{vo}$] (Ladd et al. 1972/1974/1977 - Lancellotta 1983).

Come già descritto, in corrispondenza del sito sono state effettuate cinque prove penetrometriche, ed è quindi possibile ricostruire un profilo permette di uniformare i parametri correlabili di tutte le prove, dividendoli nei due gruppi prima citati. Nelle tabelle riportate di seguito vengono indicati i valori medi dei singoli strati. Negli allegati 16 - 20 sono inoltre riportate le tabelle con i dati disaggregati.

TABELLA 2.11-1

CPT1 – PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA UNITÀ LITOTECNICHE

Profondità		Descrizione	Parametrizzazione geotecnica
tetto (mt)	letto (mt)		
0.20	2.00	Terreni coesivi moderatamente consistenti con puntuale livello coesivo-granulare; al tetto terreni coesivo-organici moderatamente consistenti	$R_p = 9.20 \text{ kg/cm}^2$ $R_l = 0.58 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma' = 0.83 \text{ t/m}^3$ $C_u = 0.45 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 31.30$ $Mo = 35.30 \text{ kg/cm}^2$
2.00	12.60	Alternanza di terreni coesivi da moderatamente consistenti a poco consistenti e localmente consistenti con terreni coesivo-organici da moderatamente consistenti a poco consistenti	$R_p = 6.60 \text{ kg/cm}^2$ $R_l = 0.38 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma' = 0.71 \text{ t/m}^3$ $C_u = 0.33 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 4.20$ $Mo = 26.60 \text{ kg/cm}^2$
12.60	17.00	Alternanza di terreni coesivi moderatamente consistenti e localmente consistenti con terreni coesivo-organici moderatamente consistenti	$R_p = 9.10 \text{ kg/cm}^2$ $R_l = 0.59 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma' = 0.81 \text{ t/m}^3$ $C_u = 0.45 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 2.00$ $Mo = 35.60 \text{ kg/cm}^2$
17.00	21.40	Terreni granulari da mediamente addensati ad addensati con puntuali livelli coesivo-granulari	$R_p = 96.60 \text{ kg/cm}^2$ $R_l = 2.47 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma' = 1.00 \text{ t/m}^3$ $Dr = 58 \%$ $\phi = 33.50^\circ$ $Mo = 289.90 \text{ kg/cm}^2$

TABELLA 2.11-2

CPT2 – PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA UNITÀ LITOTECNICHE

Profondità		Descrizione	Parametrizzazione geotecnica
tetto (mt)	letto (mt)		
0.20	3.40	Alternanza di terreni coesivi moderatamente consistenti con terreni coesivo-organici moderatamente consistenti	$R_p = 7.30 \text{ kg/cm}^2$ $R_l = 0.41 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma' = 0.75 \text{ t/m}^3$ $C_u = 0.37 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 18.50$ $Mo = 29.40 \text{ kg/cm}^2$
3.40	13.40	Alternanza di terreni coesivi da moderatamente consistenti a poco consistenti e localmente consistenti con terreni coesivo-organici (prevalenti con l'aumento della profondità) da moderatamente consistenti a poco consistenti; puntuale livello coesivo-granulare	$R_p = 6.90 \text{ kg/cm}^2$ $R_l = 0.43 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma' = 0.63 \text{ t/m}^3$ $C_u = 0.34 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 3.30$ $Mo = 24.80 \text{ kg/cm}^2$

13.40	15.00	Terreni coesivi moderatamente consistenti e localmente consistenti con puntuale livello coesivo-granulare e coesivo-organico moderatamente consistente	$R_p = 9.50 \text{ kg/cm}^2$ $R_I = 0.56 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma' = 0.83 \text{ t/m}^3$ $C_u = 0.46 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 2.40$ $Mo = 37.10 \text{ kg/cm}^2$
-------	-------	--	--

TABELLA 2.11-3

CPT3 – PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA UNITÀ LITOTECNICHE

Profondità		Descrizione	Parametrizzazione geotecnica
tetto (mt)	letto (mt)		
0.20	1.80	Terreni coesivi consistenti e puntualmente moderatamente consistenti con puntuale livello coesivo-granulare	$R_p = 12.90 \text{ kg/cm}^2$ $R_I = 0.75 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma' = 0.92 \text{ t/m}^3$ $C_u = 0.59 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 43.40$ $Mo = 45.90 \text{ kg/cm}^2$
1.80	12.60	Alternanza di terreni coesivo-organici da poco consistenti a moderatamente consistenti con terreni coesivi moderatamente consistenti, poco consistenti e localmente consistenti	$R_p = 6.20 \text{ kg/cm}^2$ $R_I = 0.39 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma' = 0.63 \text{ t/m}^3$ $C_u = 0.31 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 3.80$ $Mo = 23.60 \text{ kg/cm}^2$
12.60	15.00	Terreni coesivi da consistenti a moderatamente consistenti con puntuali livelli coesivo-granulari, granulari sciolti e coesivo-organici moderatamente consistenti	$R_p = 14.40 \text{ kg/cm}^2$ $R_I = 0.68 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma' = 0.82 \text{ t/m}^3$ $C_u = 0.49 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 2.70$ $Mo = 38.30 \text{ kg/cm}^2$

TABELLA 2.11-4

CPT4 – PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA UNITÀ LITOTECNICHE

Profondità		Descrizione	Parametrizzazione geotecnica
tetto (mt)	letto (mt)		
0.20	1.40	Terreni coesivo-granulari con puntuale livello granulare molto addensato; al tetto e alla base livelli coesivi consistenti	$R_p = 22.20 \text{ kg/cm}^2$ $R_I = 0.82 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma' = 0.91 \text{ t/m}^3$ $C_u = 0.75 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 53.10$ $Mo = 60.60 \text{ kg/cm}^2$ $Dr = 71 \%$ $\phi = 28.30^\circ$ $Mo = 82.50 \text{ kg/cm}^2$
1.40	8.00	Alternanza di terreni coesivi da consistenti a moderatamente consistenti con terreni coesivo-organici moderatamente consistenti	$R_p = 7.40 \text{ kg/cm}^2$ $R_I = 0.49 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma' = 0.66 \text{ t/m}^3$ $C_u = 0.37 \text{ kg/cm}^2$



		e poco consistenti	OCR = 5.50 Mo = 27.20 kg/cm ²
8.00	12.80	Alternanza di terreni coesivo-granulari con terreni granulari mediamente addensati; puntuali livelli coesivi consistenti	Rp = 39.40 kg/cm ² RI = 1.34 kg/cm ² $\gamma' = 0.94 \text{ t/m}^3$ Cu = 1.11 kg/cm ² OCR = 8.70 Mo = 94.20 kg/cm ² Dr = 43 % $\phi = 30.00^\circ$ Mo = 124.10 kg/cm ²
12.80	15.00	Terreni coesivi da consistenti a moderatamente consistenti; alla base livello coesivo-granulare	Rp = 12.50 kg/cm ² RI = 0.80 kg/cm ² $\gamma' = 0.91 \text{ t/m}^3$ Cu = 0.57 kg/cm ² OCR = 2.50 Mo = 45.20 kg/cm ²

TABELLA 2.11-5

CPT5 – PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA UNITÀ LITOTECNICHE

Profondità		Descrizione	Parametrizzazione geotecnica
tetto (mt)	letto (mt)		
0.20	1.00	Terreni coesivi consistenti con al tetto livello coesivo-organico moderatamente consistente	Rp = 12.30 kg/cm ² RI = 0.75 kg/cm ² $\gamma' = 0.91 \text{ t/m}^3$ Cu = 0.58 kg/cm ² OCR = 37.80 Mo = 44.70 kg/cm ²
1.00	7.80	Alternanza di terreni coesivo-organici (prevalenti), da moderatamente consistenti a poco consistenti, con terreni coesivi moderatamente consistenti e localmente consistenti	Rp = 6.80 kg/cm ² RI = 0.43 kg/cm ² $\gamma' = 0.62 \text{ t/m}^3$ Cu = 0.33 kg/cm ² OCR = 6.10 Mo = 24.30 kg/cm ²
7.80	12.20	Terreni coesivo-granulari con puntuali livelli granulari mediamente addensati	Rp = 45.20 kg/cm ² RI = 1.75 kg/cm ² $\gamma' = 0.98 \text{ t/m}^3$ Cu = 1.52 kg/cm ² OCR = 13.40 Mo = 135.70 kg/cm ² Dr = 89 % $\phi = 30.10^\circ$ Mo = 135.50 kg/cm ²
12.20	15.00	Prevalenza di terreni coesivo-granulari con terreni granulari mediamente addensati	Rp = 46.10 kg/cm ² RI = 1.75 kg/cm ² $\gamma' = 0.97 \text{ t/m}^3$ Cu = 1.24 kg/cm ² OCR = 7.00 Mo = 110.40 kg/cm ²

			$Dr = 39 \%$ $\Phi = 30.20^\circ$ $Mo = 138.40 \text{ kg/cm}^2$
--	--	--	---

I valori dei parametri geotecnici riportati in tabelle, si riferiscono alle medie dei parametri relativi agli spessori corrispondenti.

Supporti Grafici:

- Allegati 6 - 10. Diagrammi di resistenza ad istogrammi
- Allegati 16 - 20. Tabelle Parametri Geotecnici

2.12. Aspetti sismici di dettaglio

2.12.1. CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, è necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, così come definito nel testo della normativa NTC08, rif. 7.11.3. In assenza di tali dati, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento, così come di seguito indicato (Tabella 2.12.1-1).

TABELLA 2.12.1-1

DESCRIZIONE CATEGORIE DI SOTTOSUOLO A-E

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi, caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 mt/sec, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 mt</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 mt, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 mt/sec e 800 mt/sec (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fine)</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 mt, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180mt/sec e 360 mt/sec (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 \text{ kPa} < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 mt, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche</i>

	con la profondità e da valori di V_{s30} inferiori a 180 mt/sec (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina)
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 mt, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ mt/sec)</i>

Per sottosuoli appartenenti alle ulteriori categorie S1 ed S2, di seguito descritte, è necessario definire anche la presenza di terreni suscettibili di liquefazione e/o argille ad elevata sensibilità al collasso (Tabella 2.12.1-2).

TABELLA 2.12.1-2

DESCRIZIONE CATEGORIA DI SOTTOSUOLO S1-S2

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di V_{s30} inferiori a 100 mt/sec (ovvero $10 \text{ kPa} < c_{u,30} < 20 \text{ kPa}$), che includono uno strato di almeno 8 mt di terreni a grana fine di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 mt di torba o di argille altamente organiche
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti

Per l'identificazione della categoria di sottosuolo, è raccomandata la misura della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s . In particolare, fatta salva la necessità di estendere le indagini geotecniche nel volume significativo del terreno interigente con l'opera, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente V_{s30} , definita mediante l'equazione delle NTC:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} \text{ [m/s].}$$

La velocità equivalente è ottenuta fissando l'equivalenza tra i tempi di arrivo delle onde di taglio che si propagano sia in un terreno omogeneo equivalente di spessore pari a 30 m, sia in un terreno stratificato come quello in esame, di spessore complessivo di 30 m. La definizione del valore della V_{s30} assume, in questo caso, valori diversi da quelli ottenuti dalla media delle velocità dei singoli strati pesata sui relativi spessori; è dunque necessario, enfatizzare anche il contributo degli strati più deformabili.

	studio synthesis Piazza del Popolo civ. 13 – int. 5 44034 – Copparo – Fe Tel. 0532 860546 – Fax 0532 385035 www.synthesissrl.com – info@synthesissrl.com	PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN CAPANNONE PER ALLEVAMENTO DI POLLI E DI UN FABBRICATO PER ATTREZZI AGRICOLI LOC. MAIERO - COMUNE DI PORTOMAGGIORE (FE) Modello Geologico e Modello Geotecnico
--	---	--

In mancanza di misure di Vs, l'identificazione della categoria del sottosuolo può essere eseguita sulla base di altre grandezze geotecniche, come il numero dei colpi della prova penetrometrica dinamica ($N_{SPT,30}$) per depositi di terreni prevalentemente a grana grossa nei primi 30 m di profondità e la resistenza non drenata ($c_{u,30}$), per depositi prevalentemente a granulometria fine nei primi 30 m di profondità.

Nel caso specifico, non disponendo di indagini profonde fino a mt 30.00 dal p.c., a livello cautelativo la presente è stata confrontata con tre prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono eseguite negli anni 1999 e 2000 a relative brevi distanze dal sito in esame e contenute nel database della Regione Emilia Romagna, le quali mostrano caratteristiche stratigrafiche simili rispetto a quelle rilevate con lo studio in corso (Figura 18). Pertanto è possibile attribuire le caratteristiche litologiche presenti da piano campagna a mt 17.00, allo spessore compreso fra mt 25.00/28.00 a mt 30.00, in quanto lo strato granulare rilevato a mt 17.00, risulta di spessore relativamente limitato. Nella presente per il calcolo della categoria di suolo sono quindi stati determinati i parametri $N_{SPT21.40}$ e $c_{u17.00}$.

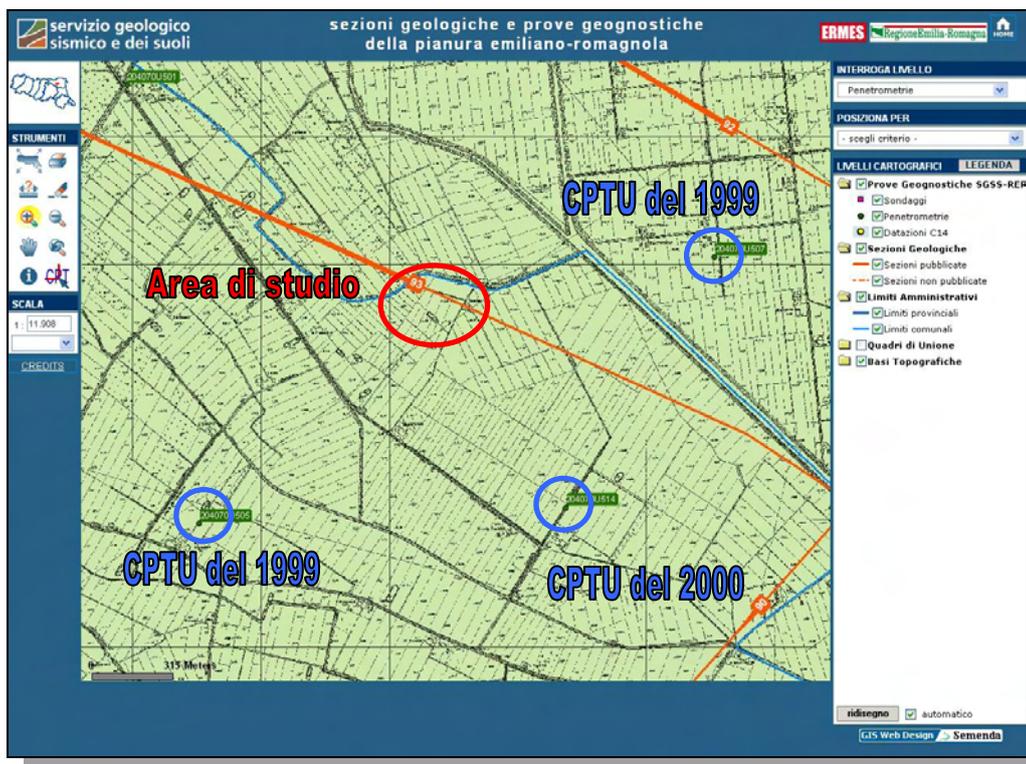


Figura 18

Ubicazione prove da bibliografia

La resistenza penetrometrica dinamica equivalente $N_{SPT,30}$ è definita dall'espressione:

$$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1,M} h_i}{\sum_{i=1,M} \frac{h_i}{N_{SPT,i}}}$$

Il valore N_{SPT} , in presenza di sabbie quarzose e non cementate può essere ottenuto dalla prova CPT, utilizzando il rapporto: $qc/N_{SPT} = 5$. In presenza di sabbie fini e/o limose si suggerisce di adottare un rapporto $qc/N_{SPT} = 4$ (*Studio Geotecnico Italiano, 1988 e Prove Geotecniche in sito, p. 234, a cura di Ferruccio Cestari, (Tabella 2.12.1.-3).*

In questo caso, si considera un rapporto $qc/N_{SPT} = 4$, idoneo a rappresentare i sedimenti granulari rilevati. Si sottolinea l'utilizzo della prova CPT1, vista la maggiore profondità di indagine raggiunta.

TABELLA 2.12.1-3

CPT2 – CALCOLO PARAMETRO N_{SPT}

Ordine Strati	Profondità strato (m)	Spessore h_i (m)	qc (kg/cm ²)	N_{SPT}	h_i/N_{SPT30}
4	17.00 – 21.40	4.40	96.60	24.15	0.18

$$N_{SPT,21.40} = 24.44 \text{ colpi}$$

In questo caso, il valore calcolato di $N_{SPT,21.40}$, limitato agli strati di terreno granulare e coesivo-granulare compresi entro i primi 21.40 m di profondità, **definisce complessivamente una categoria di sottosuolo di tipo C.**

La resistenza non drenata equivalente $c_{u,30}$ è definita dalla seguente espressione:

$$c_{u,30} = \frac{\sum_{i=1,K} h_i}{\sum_{i=1,K} \frac{h_i}{c_{u,i}}}$$

Nella Tabella 2.12.1-4, si riporta il valore di coesione non drenata relativo agli strati considerati.

TABELLA 2.12.1-4

CPT2 – CALCOLO PARAMETRO C_u

Ordine Strati	Profondità strato (m)	Spessore h_i (m)	c_u (kPa)	h_i/c_u
1	0.20 – 2.00	1.80	45.00	0.04
2	2.00 – 12.60	10.60	33.00	0.32
3	12.60 – 17.00	4.40	45.00	0.09

$$c_{u,17.00} = 37.33 \text{ kPa}$$

Il valore definito per la $c_{u,17.00}$, consente di definire una categoria di sottosuolo pari a D.

Generalmente, nel caso di sottosuoli costituiti da stratificazioni di terreni granulari e coesivi distribuite nei primi 30 m di profondità, si considera la categoria del sottosuolo peggiore tra quelle individuate per i singoli parametri N_{SPT} e c_u .

Quindi, in base ai valori calcolati si definisce la categoria del suolo di fondazione pari a **D per $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina**. Vista la prevalenza di terreni coesivi e le relative caratteristiche si ritiene che tale categoria potrebbe essere confermata anche nel caso improbabile in cui i livelli granulari e coesivo-granulari dovessero essere presenti fino a mt 30.00

Supporti Grafici:

- Allegati 6 - 10. Diagrammi di resistenza ad istogrammi
- Allegati 16 - 20. Tabelle parametri geotecnici
- Allegati 26 - 28. Prove CPTU database Regione Emilia-Romagna

2.12.2. CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Per configurazioni superficiali semplici si considera la seguente classificazione riportata in Tabella 2.12.2-1.

TABELLA 2.12.2-1

CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA

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

Nell'area di studio si è in presenza di categoria topografica **T1**.

2.12.3. VERIFICA DELLE SOLLECITAZIONI SISMICHE SUI TERRENI INCOERENTI

E' importante in questa fase distinguere fra terreni di fondazione incoerenti e terreni coesivi, i quali rispondono alle sollecitazioni di taglio in modo diverso.

Per prevedere il comportamento del terreno sottoposto ad azione sismica nei terreni incoerenti, è fondamentale conoscere il parametro densità relativa (D_r); un terreno molto addensato ($D_r \geq 70\%$) infatti, sottoposto a sollecitazioni di taglio, tende ad aumentare di volume (**fenomeno della dilatanza**) fino a raggiungere l'indice dei vuoti critico, oltre al quale cessa l'aumento di volume stesso. La densità relativa (D_r) in corrispondenza di un aumento di volume diminuisce, come diminuisce l'angolo di resistenza al taglio (ϕ) legato direttamente ad essa.

Nei terreni di fondazione coesivi, nei quali la resistenza al taglio è espressa in condizioni drenate da un angolo di resistenza al taglio e da una coesione drenata e in condizioni non drenate, da una coesione non drenata, è dimostrato (Carrol, 1963) che l'azione sismica non produce variazioni negative nelle caratteristiche meccaniche.

Come descritto precedentemente, in corrispondenza delle prove CPT, sono stati individuati sottili strati granulari saturi ed il tetto di uno strato granulare saturo ed ipotizzato continuo. Tutti questi livelli presentano valori della densità relativa media inferiori al 70%, ad eccezione di due livelli dello spessore di mt 0.20 rilevati in corrispondenza della verticale n. 1, i quali mostrano valori pari a 72/73%. Visto il ridotto spessore di tali livelli e la loro profondità (mt 18.60 e mt 21.40 da p.c.), in caso di sollecitazione sismica, non si prevede l'innescò del fenomeno della dilatanza. Si sottolinea ancora una volta come, in generale, tale fenomeno sia funzione anche della profondità alla quale si trova lo strato indagato: maggiore è la profondità dello strato, minore sarà la possibilità dell'innescò del fenomeno.

Per quanto riguarda il fenomeno della **liquefazione**, definito come la diminuzione della resistenza al taglio e/o di rigidezza, causata dall'aumento della pressione interstiziale in un terreno saturo granulare durante una sollecitazione sismica, la probabilità che nei terreni sabbiosi saturi si verifichino fenomeni di liquefazione è bassa o nulla, se si verifica almeno una delle seguenti condizioni:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;

2. accelerazione massima attesa in superficie in condizioni free-field minore di 0.1g;

3. accelerazione massima attesa in superficie in condizioni free-field minore di 0.15g e terreni con caratteristiche ricadenti in una delle tre seguenti categorie:

- frazione di fine FC, superiore al 20%, con indice di plasticità $IP > 10$;
- $FC \geq 35\%$ e resistenza $(N_1)_{60} > 20$;
- $FC \leq 5\%$ e resistenza $(N_1)_{60} > 25$

dove $(N_1)_{60}$ è il valore normalizzato della resistenza penetrometrica della prova SPT, definito dalla relazione:

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

in cui il coefficiente C_N è ricavabile dall'espressione

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0.5}$$

essendo p_a la pressione atmosferica e σ'_v la pressione efficace verticale.

4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 19 (a), nel caso di materiale con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ ed in Figura 19 (b) per coefficienti di uniformità $U_c > 3.5$;

5. profondità media stagionale della falda superiore ai 15 m dal piano campagna.

Da evidenziare come, per il punto 4, sia chiaramente necessario prelevare un campione di sabbia da sottoporre ad analisi di laboratorio.

Supporti grafici

- Figura 19. Fusi granulometrici di terreni suscettibili a liquefazione

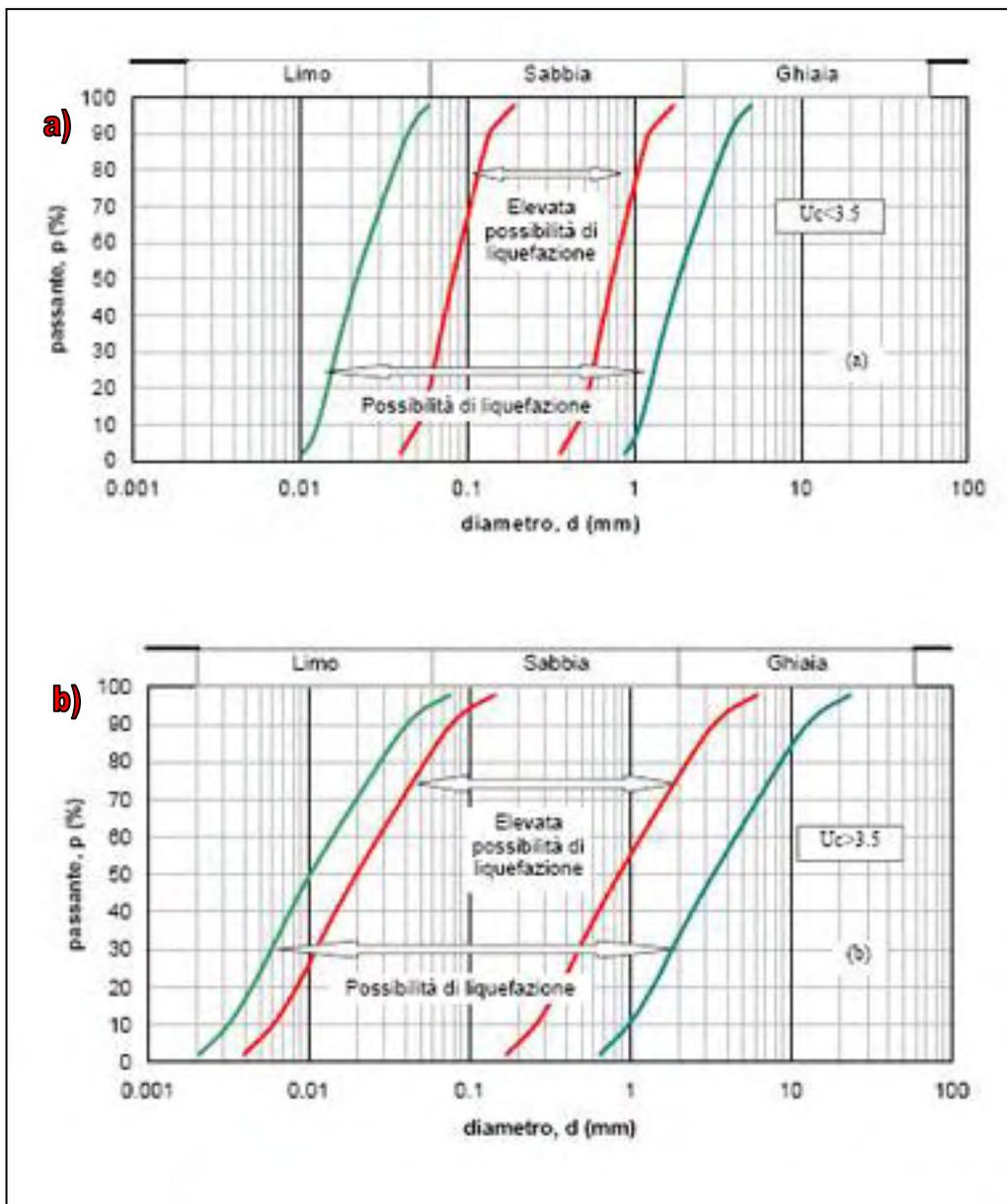


Figura 19

Fusi granulometrici di terreni suscettibili a liquefazione

2.12.4. VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE PER IL CASO SPECIFICO

Nel caso in esame, in corrispondenza delle verticali di indagine n. 1, 4 e 5, sono stati individuati vari strati di spessore limitato, ipotizzati granulari ed uno strato granulare saturo di spessore maggiore, quasi certamente di spessore metrico rilevato da mt 18.00 da p.c. Gli spessori, le caratteristiche e le profondità sono tali da fare escludere a priori l'insorgere del fenomeno ma tuttavia, a livello cautelativo, nella presente viene effettuata comunque la verifica alla liquefazione in caso di evento sismico.

Ai fini del calcolo della verifica alla liquefazione, si indica un criterio indiretto corrispondente al metodo semplificato di Robertson e Wride con cui si effettua generalmente tale verifica; questo metodo utilizza una correlazione tra la resistenza al taglio mobilitata nel terreno, con i risultati delle prove penetrometriche statiche.

Tale metodo, come tutti i metodi semplificati, permette di esprimere la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso un fattore di liquefazione F_L , dato dal rapporto tra la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico (CSR lim) e la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma (CSR max)

$$F_L = \text{CSR lim} / \text{CSR max}$$

Un deposito **non è suscettibile a liquefazione** quando $F_L \geq 1.25$

Nelle tabelle successive, si riportano i valori dei fattori di liquefazione calcolati per gli strati granulari saturi rilevati (Tabelle 2.12.4-1, 2.12.4-2 e 2.12.4-3).

TABELLA 2.12.4-1

CPT1 - CALCOLO DEL FATTORE DI LIQUEFAZIONE F_L

Profondità strato	F_L	Suscettibilità
18.00 – 21.40	1.99	<i>Non liquefacibile</i>

TABELLA 2.12.4-2

CPT4 - CALCOLO DEL FATTORE DI LIQUEFAZIONE F_L

Profondità strato	F_L	Suscettibilità
8.80 – 9.40	1.95	<i>Non liquefacibile</i>
11.80 – 12.20	1.72	<i>Non liquefacibile</i>

TABELLA 2.12.4-3

CPT5 - CALCOLO DEL FATTORE DI LIQUEFAZIONE F_L

Profondità strato	F_L	Suscettibilità
14.20 – 14.60	1.99	<i>Non liquefacibile</i>

In base ai valori precedentemente calcolati, si evince come i livelli granulari rilevati, non siano suscettibili al fenomeno della liquefazione, in quanto il fattore F_L è superiore a 1.25.

2.12.5. PARAMETRI SISMICI DEFINITI IN BASE ALLE “NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI 2008 (DM 14/01/2008)”

In base alla nuova normativa tecnica per le costruzioni, si devono definire i parametri sismici in funzione delle coordinate geografiche del sito e della classe d'uso della costruzione. Inoltre, le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, realizzate, collaudate e soggette a manutenzione, in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle presenti norme.

Ai fini della normativa di cui sopra le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento, nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*_C : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

L'oggetto del seguente studio prevede la realizzazione di un capannone per l'allevamento di polli ed un fabbricato per servizi e ricovero di attrezzi agricoli; questi tipi di interventi rientrano, in presenza di azioni sismiche, in Classe d'uso I, poiché trattasi di edifici agricoli [...].

Le azioni sismiche, per ogni costruzione, sono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, dalla seguente relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U , varia al variare della classe d'uso, così come riportato in tabella 2.12.5-1.

TABELLA 2.12.5-1

CLASSI D'USO E COEFFICIENTI D'USO C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

L'area sulla quale è in progetto la realizzazione del capannone e del fabbricato, rientrano nella categoria di sottosuolo D; i coefficienti S_s e C_c relativi all'amplificazione stratigrafica possono essere calcolati, in funzione dei valori F_0 e T^*c , mediante le espressioni riportate in tabella 2.12.5-2, nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

TABELLA 2.12.5-2

COEFFICIENTI S_S E C_C

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

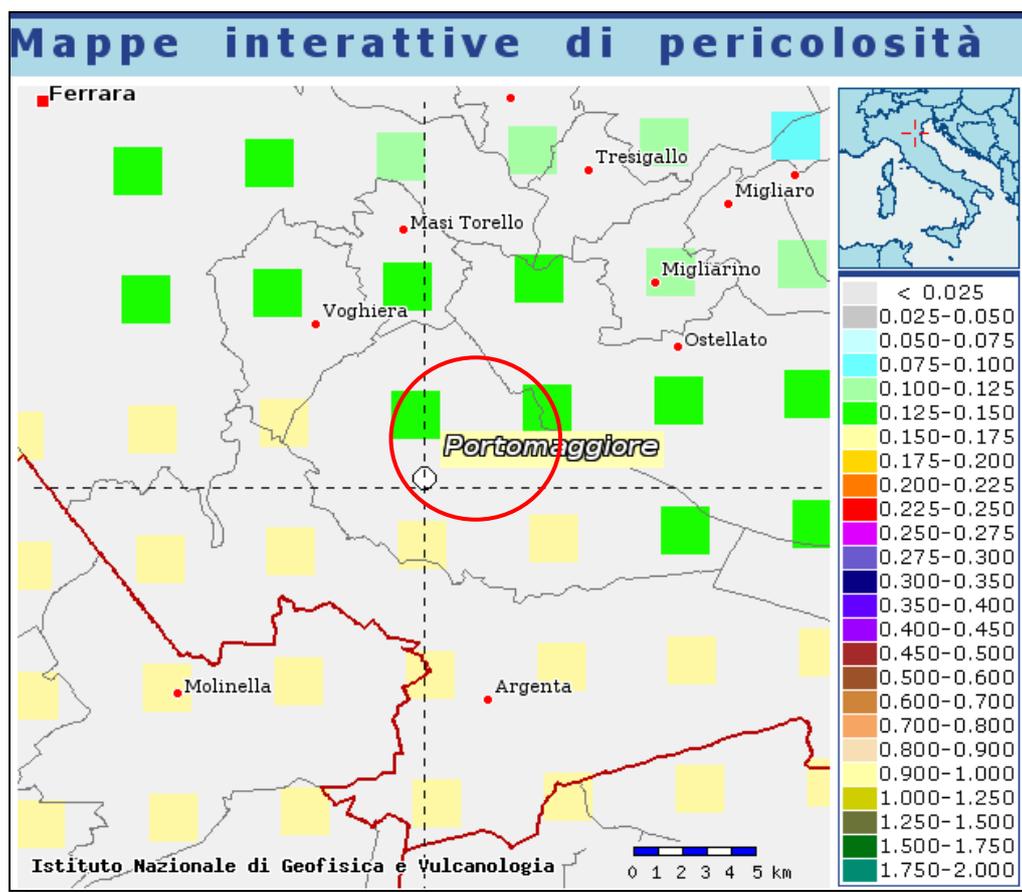
Le condizioni topografiche vengono valutate in funzione dei valori S_T riportati in Tabella 2.12.5-3

TABELLA 2.12.5-3

VALUTAZIONE CONDIZIONI TOPOGRAFICHE SECONDO IL PARAMETRO S_T

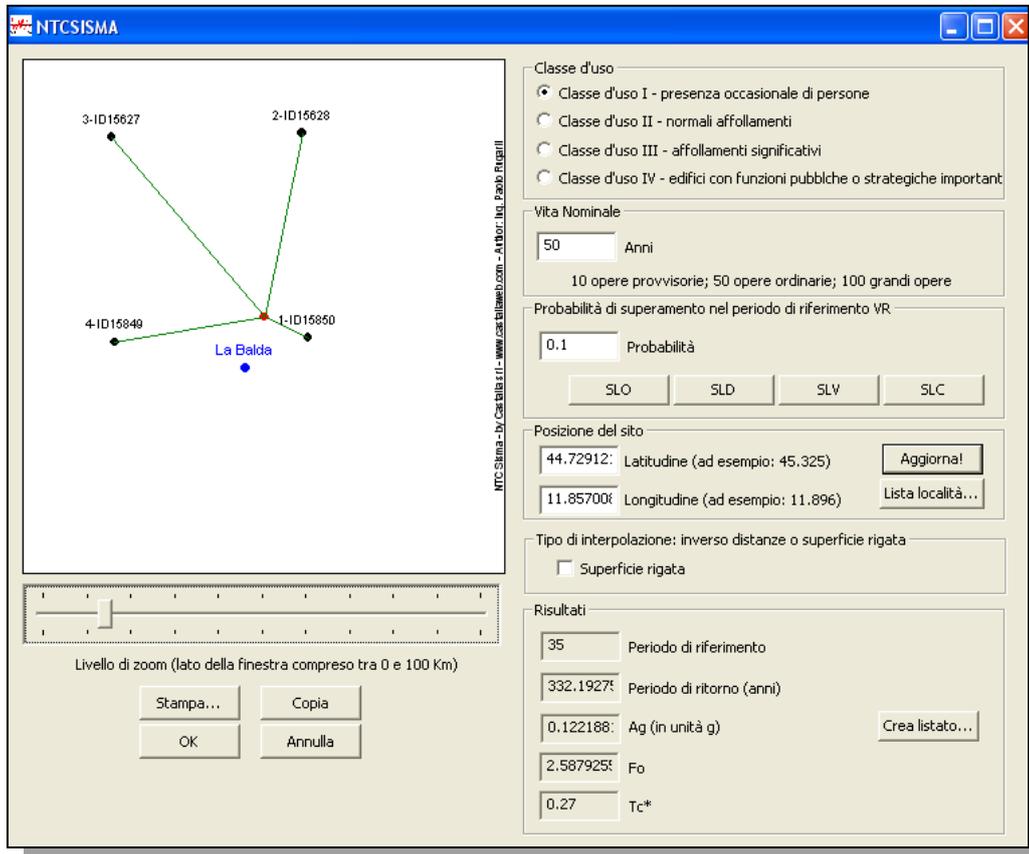
Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Per fornire maggiori informazioni sulla pericolosità sismica del sito in esame, si utilizza lo strumento pubblicato dal progetto “S1 – INGV”. A tal fine, si riporta uno stralcio della mappa di pericolosità sismica, per individuare il parametro **a(g)** dell'area di studio (accelerazione orizzontale massima del suolo, come definita dall'OPCM 3519/2006, corrispondente a quella che in ambito internazionale è chiamata PGA). Da ciò si evince come questa specifica zona del territorio di Portomaggiore rientri nell'intervallo 0.125 – 0.175 (GRAFICA 1).



GRAFICA 1 - Fonte: <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>

Ai fini del calcolo dei parametri sismici, effettuato secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni NTC08 e congruente al “**sito specifico**”, è stato utilizzato il programma di calcolo, NTC Sisma, ver.2.0 (GRAFICA 2).



GRAFICA 2

Ai fini del calcolo è stata scelta una vita nominale V_n di 50 anni, ed una classe d'uso I, con coefficiente d'uso c_u di 0.7. Da questa elaborazione, si ottengono i valori dei parametri sismici a_g , F_0 e T_c^* , determinati in funzione del periodo di ritorno T_R ed associati ad uno stato limite SLV, categoria del sottosuolo D e categoria topografica T1.

Supporti Grafici:

- Allegato 29. Parametri sismici.

2.13. Note e prescrizioni

Il sito oggetto di studio è ubicato in un'area formata da depositi di baia interdistributrice, caratterizzata dall'alternanza di terreni coesivi con terreni coesivo-organici (prevalenti), tipici di ambiente a bassa energia idrodinamica, interrotti da livelli granulari e coesivo-granulari di vari spessori tipici di ambienti ad alta energia idrodinamica. Si sottolinea la presenza del tetto di uno spessore granulare, rilevato in corrispondenza della verticale CPT1 alla profondità di mt 17.00 da p.c.

In corrispondenza dei fori residuali delle indagini eseguite, sono state misurate le quote della superficie di saturazione a mt 0.50/1.10 dal piano campagna. Tali profondità sono inferiori alla media annuale, la quale dovrebbe attestarsi a circa mt 1.50/1.80 dal piano campagna. Di tale condizione si dovrà comunque tenere conto sia per la possibile presenza di acqua all'interno degli scavi per le opere di fondazione, sia per le conseguenze dell'escursione della falda sui livelli organici o, comunque, dotati di scarse caratteristiche meccaniche.

Si evidenzia come la determinazione e la misura siano state effettuate con modalità approssimative e quindi, nel caso in cui si rendesse necessario, il valore reale o i valori reali dovranno essere verificati con indagini dirette, preventivamente all'esecuzione delle opere di fondazione.

In seguito all'Ordinanza del Presidente del Consiglio n. 3274/03, il Comune di Portomaggiore è stato inserito, in base alla nuova classificazione sismica, nella zona 3.

La **categoria di suolo di fondazione** caratteristica del sito in esame, individuata mediante l'elaborazione della prova penetrometrica statica CPT1 spinta fino alla profondità di mt 21.40 da p.c. e confrontata con tre prove CPTU contenute nel database della Regione Emilia-Romagna eseguite a breve distanza, risulta essere la "D".

L'area di studio non è suscettibile ai fenomeni della dilatanza e della liquefazione, poiché non sussistono i caratteri predisponenti agli effetti di sito.

Non disponendo di informazioni specifiche, la determinazione dei parametri sismici è stata effettuata ipotizzando una vita nominale V_n di 50 anni, ed una classe d'uso I, con coefficiente d'uso c_u di 0.7. Nel caso in cui, in sede progettuale, la vita nominale o la classe d'uso dovessero essere ridefinite, dovranno di conseguenza essere rideterminati i parametri sismici a_g , F_0 e T_c^* .

Infine, dai dati bibliografici disponibili risulta come l'area di studio non sia stata soggetta a fenomeni di allagamento in seguito ad eventi di esondazione o di precipitazioni intense.

	<p>studio synthesis Piazza del Popolo civ. 13 – int. 5 44034 – Copparo – Fe Tel. 0532 860546 – Fax 0532 385035 www.synthesissrl.com – info@synthesissrl.com</p>	<p>PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN CAPANNONE PER ALLEVAMENTO DI POLLI E DI UN FABBRICATO PER ATTREZZI AGRICOLI LOC. MAIERO - COMUNE DI PORTOMAGGIORE (FE) Modello Geologico e Modello Geotecnico</p>
--	--	---

- Parte Terza -

MODELLO GEOTECNICO

3.1. Problemi geotecnici e scelte tipologiche

Sulla scorta di una precedente esperienza effettuata in zona e in base ai possibili carichi trasmessi, per entrambe le opere previste è stato ipotizzato l'utilizzo di fondazioni dirette tipo plinto.

3.2. Descrizione del programma delle indagini e delle prove geotecniche

Per quanto riguarda la campagna di indagini, si deve fare riferimento ai paragrafi 2.6 e 2.7 della presente.

3.3. Caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni

3.3.1. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI CARATTERISTICI

Si definisce “valore caratteristico della resistenza”, il frattile 5% della stessa. Per il calcolo del 5° percentile si utilizza la seguente relazione:

$$R_k = R_m - 1.645 \sigma$$

Dove R_m è il valore medio della resistenza considerata, -1.645 è un coefficiente valido per il 5° percentile di una distribuzione gaussiana, σ è la deviazione standard del campione (S. Lisi, IL GEOLOGO N. 65). La resistenza è definita sottoforma dei tre parametri di coesione non drenata (c_u), angolo di attrito (φ) e peso dell'unità di volume del terreno (γ). A seguire, si riportano i valori delle resistenze caratteristiche relative al sito di indagine, determinate in base alle prove penetrometriche eseguite e, in particolare, alle unità litotecniche determinate nel paragrafo 2.7.2. Si sottolinea come le prove siano state correlate suddividendole in due gruppi in base all'opera in progetto: le prove n. 1, 2 e 3 sono relative alla costruzione del capannone da destinarsi ad allevamento di polli, mentre le prove n. 4 e 5, sono relative alla costruzione del fabbricato da destinarsi a ricovero di attrezzi agricoli.



TABELLA 3.3.1-1 – CPT1, CPT2, CPT3

STRATO 1 – PREVALENTEMENTE COESIVO (DA MT 0.20 A MT 1.80/3.40)

Resistenza media Rm	Resistenza caratteristica Rk
$c_{um} = 0.44 \text{ kg/cm}^2$	$c_{uk} = 0.22 \text{ kg/cm}^2$
$\gamma_m = 1.85 \text{ t/m}^3$	$\gamma_k = 1.85 \text{ t/m}^3$
$\gamma'_m = 0.81 \text{ t/m}^3$	$\gamma'_k = 0.54 \text{ t/m}^3$

TABELLA 3.3.1-2 – CPT1, CPT2, CPT3

STRATO 2 – COESIVO/COESIVO-ORGANICO (DA MT 1.80/3.40 A MT 12.60/13.40)

Resistenza media Rm	Resistenza caratteristica Rk
$c_{um} = 0.33 \text{ kg/cm}^2$	$c_{uk} = 0.17 \text{ kg/cm}^2$
$\gamma_m = 1.85 \text{ t/m}^3$	$\gamma_k = 1.85 \text{ t/m}^3$
$\gamma'_m = 0.70 \text{ t/m}^3$	$\gamma'_k = 0.40 \text{ t/m}^3$

TABELLA 3.3.1-3 – CPT1, CPT2, CPT3

STRATO 3 – PREVALENTEMENTE COESIVO (DA MT 12.60/13.40 A MT 15.00/17.00)

Resistenza media Rm	Resistenza caratteristica Rk
$c_{um} = 0.47 \text{ kg/cm}^2$	$c_{uk} = 0.27 \text{ kg/cm}^2$
$\gamma_m = 1.85 \text{ t/m}^3$	$\gamma_k = 1.85 \text{ t/m}^3$
$\gamma'_m = 0.81 \text{ t/m}^3$	$\gamma'_k = 0.54 \text{ t/m}^3$

TABELLA 3.3.1-4 – CPT1

STRATO 4 – GRANULARE (DA MT 17.00 A MT 21.40)

Resistenza media Rm	Resistenza caratteristica Rk
$\tan\phi_m = 0.66$	$\tan\phi_k = 0.59$
$\gamma_m = 1.85 \text{ t/m}^3$	$\gamma_k = 1.85 \text{ t/m}^3$
$\gamma'_m = 1.00 \text{ t/m}^3$	$\gamma'_k = 0.93 \text{ t/m}^3$

TABELLA 3.3.1-5 – CPT4, CPT5

STRATO 1 – COESIVO/COESIVO-GRANULARE (DA MT 0.20 A MT 1.00/1.40)

Resistenza media Rm	Resistenza caratteristica Rk
$c_{um} = 0.64 \text{ kg/cm}^2$	$c_{uk} = 0.27 \text{ kg/cm}^2$
$\gamma_m = 1.85 \text{ t/m}^3$	$\gamma_k = 1.85 \text{ t/m}^3$
$\gamma'_m = 0.91 \text{ t/m}^3$	$\gamma'_k = 0.90 \text{ t/m}^3$

TABELLA 3.3.1-6 – CPT4, CPT5

STRATO 2 – COESIVO/COESIVO-ORGANICO (DA MT 1.00/1.40 A MT 7.80/8.00)

Resistenza media Rm	Resistenza caratteristica Rk
$c_{um} = 0.35 \text{ kg/cm}^2$	$c_{uk} = 0.15 \text{ kg/cm}^2$
$\gamma_m = 1.85 \text{ t/m}^3$	$\gamma_k = 1.85 \text{ t/m}^3$
$\gamma'_m = 0.65 \text{ t/m}^3$	$\gamma'_k = 0.31 \text{ t/m}^3$

TABELLA 3.3.1-7 – CPT4, CPT5

STRATO 3 – GRANULARE/COES-GRANULARE (DA MT 7.80/8.00 A MT 12.20/12.80)

Resistenza media Rm	Resistenza caratteristica Rk
$\tan\phi_m = 0.57$	$\tan\phi_k = 0.52$
$c_{um} = 1.34 \text{ kg/cm}^2$	$c_{uk} = 0.62 \text{ kg/cm}^2$
$\gamma_m = 1.85 \text{ t/m}^3$	$\gamma_k = 1.85 \text{ t/m}^3$
$\gamma'_m = 0.96 \text{ t/m}^3$	$\gamma'_k = 0.88 \text{ t/m}^3$

TABELLA 3.3.1-8 – CPT4, CPT5

STRATO 4 – COESIVO/COESIVO-GRANULARE (DA MT 12.20/12.80 A MT 15.00)

Resistenza media Rm	Resistenza caratteristica Rk
$\tan\phi_m = 0.57$	$\tan\phi_k = 0.50$
$c_{um} = 0.89 \text{ kg/cm}^2$	$c_{uk} = 0.10 \text{ kg/cm}^2$
$\gamma_m = 1.85 \text{ t/m}^3$	$\gamma_k = 1.85 \text{ t/m}^3$
$\gamma'_m = 0.94 \text{ t/m}^3$	$\gamma'_k = 0.86 \text{ t/m}^3$

3.4. Verifiche della sicurezza e delle prestazioni

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE), devono essere effettuate nel rispetto della seguente relazione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1), sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2), è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

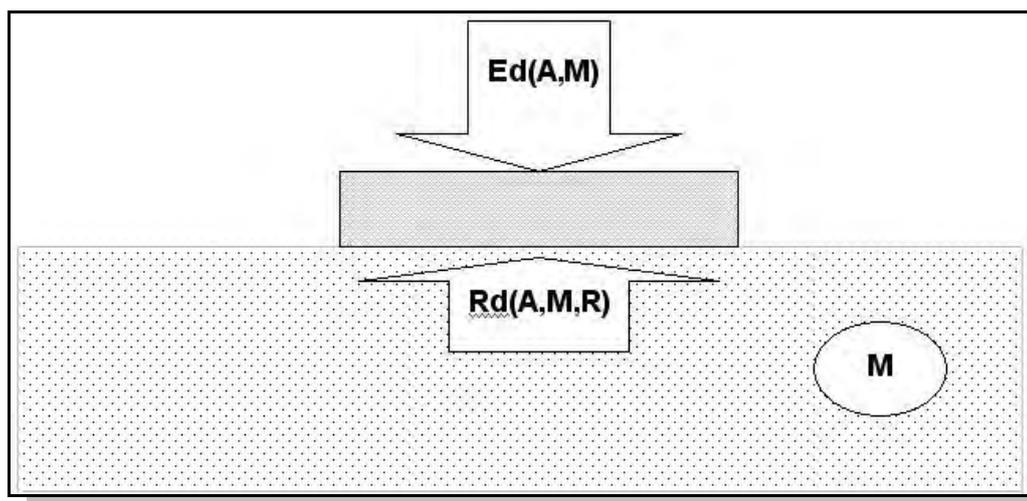


Figura 20

Verifiche Ed e Rd nel caso di una fondazione superficiale

3.4.1 APPROCCIO PROGETTUALE E DETERMINAZIONE DEI VALORI DI PROGETTO RD

Non avendo ricevuto richieste o informazioni specifiche da parte del progettista, nella presente a livello cautelativo viene applicato l'approccio 1 combinazione 2, in modo tale da analizzare condizioni più severe nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Approccio 1, combinazione 2: (A2 + M2 + R2)

I parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 (Tabella 6.2.II) e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti γ_R del gruppo R2 (Tabella 6.4.I).

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1,0	1,0

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Di seguito sono riportate le tabelle riepilogative relative ai valori di progetto dei singoli strati, suddivise nei due gruppi relativi alle diverse opere in progetto.

TABELLA 3.4.1-1 – CPT1, CPT2, CPT3

STRATO 1 – PREVALENTEMENTE COESIVO (DA MT 0.20 A MT 1.80/3.40)

Valori Caratteristici R_k	Coeff. Parziali M2	Valori di Progetto R_d
$c_{uk} = 0.2258 \text{ kg/cm}^2$	1.40	$c_{ud} = 0.1612 \text{ kg/cm}^2$
$\gamma = 1.85 \text{ t/m}^3$	1.0	$\gamma_d = 1.85 \text{ t/m}^3$
$\gamma'_k = 0.54 \text{ t/m}^3$	1.0	$\gamma'_d = 0.54 \text{ t/m}^3$



TABELLA 3.4.1-2 – CPT1, CPT2, CPT3

STRATO 2 – COESIVO/COESIVO-ORGANICO (DA MT 1.80/3.40 A MT 12.60/13.40)

Valori Caratteristici Rk	Coeff. Parziali M2	Valori di Progetto Rd
$c_{uk} = 0.1712 \text{ kg/cm}^2$	1.40	$c_{ud} = 0.1222 \text{ kg/cm}^2$
$\gamma = 1.85 \text{ t/m}^3$	1.0	$\gamma_d = 1.85 \text{ t/m}^3$
$\gamma'_k = 0.40 \text{ t/m}^3$	1.0	$\gamma'_d = 0.40 \text{ t/m}^3$

TABELLA 3.4.1-3 – CPT1, CPT2, CPT3

STRATO 3 – PREVALENTEMENTE COESIVO (DA MT 12.60/13.40 A MT 15.00/17.00)

Valori Caratteristici Rk	Coeff. Parziali M2	Valori di Progetto Rd
$c_{uk} = 0.2702 \text{ kg/cm}^2$	1.40	$c_{ud} = 0.1929 \text{ kg/cm}^2$
$\gamma = 1.85 \text{ t/m}^3$	1.0	$\gamma_d = 1.85 \text{ t/m}^3$
$\gamma'_k = 0.55 \text{ t/m}^3$	1.0	$\gamma'_d = 0.55 \text{ t/m}^3$

TABELLA 3.4.1-4 – CPT1

STRATO 4 – GRANULARE (DA MT 17.00 A MT 21.40)

Valori Caratteristici Rk	Coeff. Parziali M2	Valori di Progetto Rd
$\tan\phi_k = 0.5924$	1.25	$\tan\phi_d = 0.4738$
$\gamma = 1.85 \text{ t/m}^3$	1.0	$\gamma_d = 1.85 \text{ t/m}^3$
$\gamma'_k = 0.93 \text{ t/m}^3$	1.0	$\gamma'_d = 0.93 \text{ t/m}^3$

TABELLA 3.4.1-5 – CPT4, CPT5

STRATO 1 – COESIVO/COESIVO-GRANULARE (DA MT 0.20 A MT 1.00/1.40)

Valori Caratteristici Rk	Coeff. Parziali M2	Valori di Progetto Rd
$\tan\phi_k = 0.4830$	1.25	$\tan\phi_d = 0.3864$
$c_{uk} = 0.2737 \text{ kg/cm}^2$	1.40	$c_{ud} = 0.1954 \text{ kg/cm}^2$
$\gamma = 1.85 \text{ t/m}^3$	1.0	$\gamma_d = 1.85 \text{ t/m}^3$
$\gamma'_k = 0.91 \text{ t/m}^3$	1.0	$\gamma'_d = 0.91 \text{ t/m}^3$

TABELLA 3.4.1-6 – CPT4, CPT5

STRATO 2 – COESIVO/COESIVO-ORGANICO (DA MT 1.00/1.40 A MT 7.80/8.00)

Valori Caratteristici Rk	Coeff. Parziali M2	Valori di Progetto Rd
$c_{uk} = 0.1593 \text{ kg/cm}^2$	1.40	$c_{ud} = 0.1137 \text{ kg/cm}^2$
$\gamma = 1.85 \text{ t/m}^3$	1.0	$\gamma_d = 1.85 \text{ t/m}^3$
$\gamma'_k = 0.32 \text{ t/m}^3$	1.0	$\gamma'_d = 0.32 \text{ t/m}^3$

TABELLA 3.4.1-7 – CPT4, CPT5

STRATO 3 – GRANULARE/COES-GRANULARE (DA MT 7.80/8.00 A MT 12.20/12.80)

Valori Caratteristici Rk	Coeff. Parziali M2	Valori di Progetto Rd
$\tan\phi_k = 0.5243$	1.25	$\tan\phi_d = 0.4194$
$c_{uk} = 0.6300 \text{ kg/cm}^2$	1.40	$c_{ud} = 0.4499 \text{ kg/cm}^2$
$\gamma = 1.85 \text{ t/m}^3$	1.0	$\gamma_d = 1.85 \text{ t/m}^3$
$\gamma'_k = 0.89 \text{ t/m}^3$	1.0	$\gamma'_d = 0.89 \text{ t/m}^3$

TABELLA 3.4.1-7 – CPT4, CPT5

STRATO 4 – COESIVO/COESIVO-GRANULARE (DA MT 12.20/12.80 A MT 15.00)

Valori Caratteristici Rk	Coeff. Parziali M2	Valori di Progetto Rd
$\tan\phi_k = 0.5058$	1.25	$\tan\phi_d = 0.4046$
$c_{uk} = 0.1025 \text{ kg/cm}^2$	1.40	$c_{ud} = 0.0732 \text{ kg/cm}^2$
$\gamma = 1.85 \text{ t/m}^3$	1.0	$\gamma_d = 1.85 \text{ t/m}^3$
$\gamma'_k = 0.86 \text{ t/m}^3$	1.0	$\gamma'_d = 0.86 \text{ t/m}^3$

3.4.2 VALUTAZIONI RELATIVE AI CASI SPECIFICI

Per entrambi i casi, non disponendo di specifiche progettuali, viene ipotizzata una fondazione diretta tipo plinto quadrato rigido, con lato B = mt 3.00, carico verticale centrato, piano di fondazione orizzontale impostato a mt 1.60 dal piano campagna esistente, in corrispondenza di entrambe le opere in progetto. Si ricorda, comunque, come il piano di posa delle fondazioni, debba essere individuato su terreno in posto e quindi come tale condizione vada direttamente verificata.

Il valore caratteristico della resistenza del terreno si determina analizzando statisticamente tutti i dati penetrometrici che stanno tra il piano di fondazione e la base del cerchio o del ventaglio di rottura (Fig. 21).

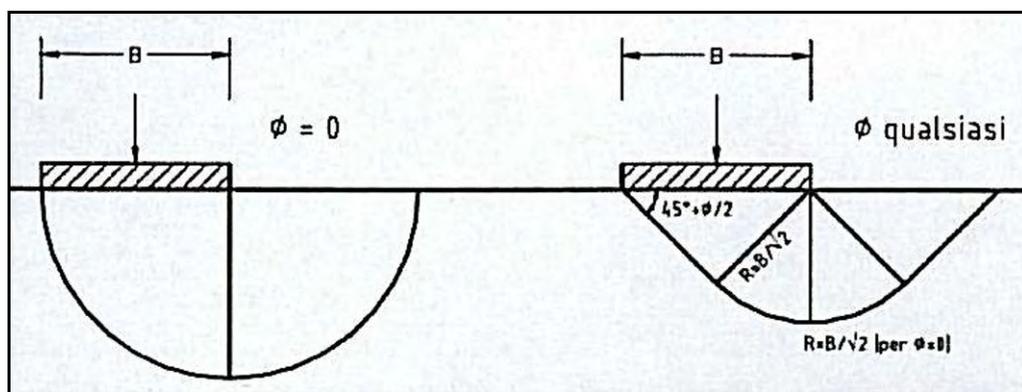
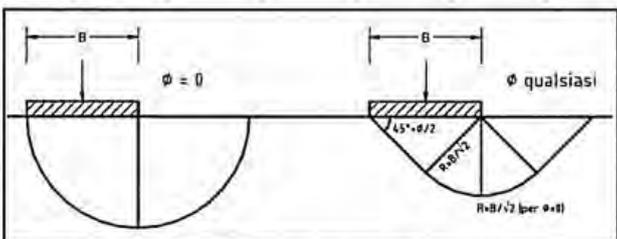


Figura 21

Condizioni di rottura del terreno in funzione di Φ

Per la determinazione del volume significativo "R" si considera **lo spessore R uguale a B**, per angolo di attrito uguale a zero (SCHEDA 1). Quindi, per un plinto quadrato di lati $B \times L = \text{mt } 3.00 \times \text{mt } 3.00$, lo spessore R è di mt 3.00, misurati dal piano di fondazione.

Volume Significativo	
Plinto quadrato $\phi = 0$	
B (cm) =	300
L (cm) =	300
D (cm) =	160
R (= B) cm	300



Possibili meccanismi di collasso plastico per fondazioni superficiali

SCHEDA 1

Caso 1: Capannone per allevamento polli. Analizzando la sequenza stratigrafica, in base alle dimensioni previste emerge che il volume significativo interessa parte dello strato 1 e parte dello strato 2, compresi tra mt 1.60 a mt 4.60, caratterizzati da valori di resistenza omogenei. Per tale spessore, le verticali di

indagine evidenziano una situazione molto simile in corrispondenza dei tre punti, pertanto non si presenta il caso di terreno stratificato.

Di conseguenza per la valutazione della capacità portante può essere utilizzato il parametro N_c che compare nelle formule di Hansen per $\varphi = 0$:

$$N_c = 5.14$$

Per quanto riguarda la coesione da utilizzare, viene proposta nella seguente il valore medio ponderato della C_{ud} relativa allo spessore misurato dalla base della fondazione, considerando lo stato 1 di spessore pari a mt 0.20/1.80 e lo strato 2 di spessore pari a mt 1.20/2.80.

$$C_{ud} = 0.17 \text{ kg/cm}^2$$

Caso 2: Fabbricato per ricovero attrezzi. Analizzando la sequenza stratigrafica, in base alle dimensioni previste emerge che il volume significativo interessa parte dello strato 2, compreso tra mt 1.60 a mt 4.60, caratterizzato da valori di resistenza omogenei. Per tale spessore, le verticali di indagine evidenziano una situazione molto simile in corrispondenza dei due punti, pertanto non si presenta il caso di terreno stratificato.

Di conseguenza per la valutazione della capacità portante viene utilizzato il parametro N_c che compare nelle formule di Hansen per $\varphi = 0$:

$$N_c = 5.14$$

Per quanto riguarda la coesione da utilizzare, viene proposta nella seguente il valore medio della C_{ud} relativa allo spessore considerato dalla base della fondazione, considerando lo stato 1 di spessore pari a mt 3.00.

$$C_{ud} = 0.14 \text{ kg/cm}^2$$

Quanto sopra esplicitato è riportato a solo titolo di esempio in quanto, pur essendo note le scelte del progettista in merito alla tipologia di fondazione, non si conoscono con precisione i valori dimensionali della stessa e i carichi trasmessi. Si ribadisce quindi come la scelta dei valori caratteristici dei parametri geotecnici debba avvenire in due fasi. La prima fase comporta l'identificazione dei parametri geotecnici

appropriati ai fini progettuali. Tale scelta richiede una valutazione specifica da parte del progettista, per il necessario riferimento ai diversi tipi di verifica. Identificati i parametri geotecnici appropriati, la seconda fase del processo decisionale riguarda la valutazione dei valori caratteristici degli stessi parametri, in relazione alle condizioni costruttive. Di fatto, la valutazione delle azioni trasmesse dalla struttura in elevazione alla fondazione, deve derivare dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione, alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche.

3.4.3 VERIFICA VALORE RESISTENZA DI PROGETTO

Nel seguente documento tecnico, è stato definito il valore di progetto della resistenza R_d , mediante la formula di Brinch-Hansen (1970) di seguito riportata.

$$Q_{ult\ PROG} = c_u N_c s_c d_c i_c g_c b_c + \gamma D N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 \gamma' B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

$$R_d = Q_{ult\ PROG} / \gamma_r$$

dove:

c_u = coesione non drenata

$N_c N_q N_\gamma$ = coefficienti di portata

$s_c s_q s_\gamma$ = fattori di forma

$d_c d_q d_\gamma$ = fattori di profondità

$i_c i_q i_\gamma$ = fattori di inclinazione del carico

$g_c g_q g_\gamma$ = fattori di inclinazione sul terreno (fondazione su pendio)

$b_c b_q b_\gamma$ = fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

γ e γ' = peso dell'unità di volume (efficace) del terreno;

D = profondità del piano di posa delle fondazioni.

Caratteristiche dell'opera di fondazione utilizzata come riferimento:

I ipotesi di fondazione diretta tipo plinto quadrato di lato $B = \text{mt. } 3.00$, rigida, con carico verticale centrato, piano di fondazione orizzontale impostato a $\text{mt. } 1.60$ dal piano campagna medio esistente al momento dell'esecuzione delle indagini. Tale ipotesi viene applicata ad entrambe le opere in progetto.

Per la determinazione della resistenza di progetto R_d , si utilizzano i valori riepilogati nelle seguenti tabelle.

TABELLA 3.4.3-1 – CPT1, CPT2, CPT3 (ALLEVAMENTO POLLI)

VALORI DI PROGETTO R_D

Parametro R_d	Valore R_d
$C_{ud\ media}$	0.17 kg/cm ²
γ_d	1.85 t/m ³
γ'_d	0.40 t/m ³

TABELLA 3.4.3-2 – CPT4, CPT5 (RICOVERO ATTREZZI)

VALORI DI PROGETTO R_D

Parametro R_d	Valore R_d
$C_{ud\ media}$	0.14 kg/cm ²
γ_d	1.85 t/m ³
γ'_d	0.23 t/m ³

Di seguito vengono riepilogati tutti i valori utilizzati nelle formule di Brinch-Hansen per la determinazione della capacità portante ultima e per entrambe le opere in progetto.

TABELLA 3.4.3-3 – CPT1, CPT2, CPT3 (ALLEVAMENTO POLLI)

RIEPILOGO VALORI UTILIZZATI PER IL CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE ULTIMA

Plinto quadrato con $\phi = 0$	
B =	300
L =	300
D =	160
Falda =	50
γ_d =	0,00185
γ' =	0,00040
c_{ud} =	0,17175
K_p =	0,533
B/L =	1,000
K_1 =	0,533
Coeff. di portata	
N_c =	5,14

Nq =	1
N _γ =	0
Nq/Nc	0,195
Fatt. di forma	
Sc =	1,195
Sq =	1,000
S _γ =	0,600
Fatt. di profondità	
dc =	1,213
dq =	1,000
d _γ =	1,00
Fatt. di incl. terreno	
gc =	1,000
gq =	1,000
g _γ =	1,000
Fatt. di incl. fondazione	
bc =	1,00
bq =	1,00
b _γ =	1,00
Fatt. di incl. carico	
ic =	1,00
iq =	1,00
i _γ =	1,00

Applicazione della formula di calcolo:

$$Q_{ult \text{ PROG}} = 1.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_d = Q_{ult \text{ PROG}} / \gamma_r = 1.42 / 1.8 = 0.78 \text{ kg/cm}^2$$

TABELLA 3.4.3-4 – CPT4, CPT5 (RICOVERO ATTREZZI)

RIEPILOGO VALORI UTILIZZATI PER IL CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE ULTIMA

Plinto quadrato con phi = 0	
B =	300
L =	300
D =	160
Falda =	110
γ _d =	0,00185
γ' =	0,00023
cud =	0,14721
Kp =	0,533

B/L =	1,000
K1 =	0,533
Coeff. di portata	
Nc =	5,14
Nq =	1
N _γ =	0
Nq/Nc	0,195
Fatt. di forma	
Sc =	1,195
Sq =	1,000
S _γ =	0,600
Fatt. di profondità	
dc =	1,213
dq =	1,000
d _γ =	1,00
Fatt. di incl. terreno	
gc =	1,000
gq =	1,000
g _γ =	1,000
Fatt. di incl. fondazione	
bc =	1,00
bq =	1,00
b _γ =	1,00
Fatt. di incl. carico	
ic =	1,00
iq =	1,00
i _γ =	1,00

Applicazione della formula di calcolo:

$$Q_{ult\ PROG} = 1.31 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_d = Q_{ult\ PROG} / \gamma_r = 1.31 / 1.8 = 0.73 \text{ kg/cm}^2$$

3.4.4. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI IN CONDIZIONI STATICHE, RELATIVI AD UNA IPOTESI DI CARICO DI ESERCIZIO

Si riportano di seguito alcune valutazioni specifiche, relative all'entità dei cedimenti assoluti teorici in condizioni statiche, determinate per mezzo di un

pacchetto software, sulla base di carichi di esercizio ipotizzati nella presente, in relazione alle tipologie edificatorie previste in questa sede (plinti quadrati).

Il **calcolo dei cedimenti**, esteso all'intera profondità Hc del banco comprimibile, è stato eseguito per strati successivi di spessore h = 20 cm, valutando per ciascuno strato la tensione verticale σV al centro della superficie di carico, nonché il relativo valore del modulo edometrico Mo in base all'espressione:

$$S = n \sum (h \sigma V / Mo)$$

dove n = coefficiente di riduzione che tiene conto della rigidità strutturale delle opere di fondazione (nel caso specifico il valore adottato è 0.75).

Il valore di Hc nei calcoli, è stato valutato in base al bulbo d'influenza (secondo la teoria di Bousinnesq) e 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).

Ipotesi: fondazione diretta tipo plinto quadrato di lato B = mt. 3.00, rigida, con carico verticale centrato, piano di fondazione orizzontale impostato a mt 1.60 dal piano campagna medio esistente al momento dell'esecuzione delle indagini. A causa della non disponibilità di informazioni, in questa sede viene fatta la stessa ipotesi per entrambe le opere previste.

Modalità di valutazione: Rp/k (1° minimo assoluto) - cedimento monodimensionale edometrico.

TABELLA 3.4.4-1

CPT1 – CEDIMENTO MONODIMENSIONALE EDOMETRICO

Plinto quadrato	q _{esercizio} (kg/cm ²)	Vol. sign. Hc da quota inizio	Cedimento S (cm)
B x L = 3.0 x 3.0 mt	0.55	10.60	4.65

TABELLA 3.4.4-2

CPT2 – CEDIMENTO MONODIMENSIONALE EDOMETRICO

Plinto quadrato	$q_{\text{esercizio}} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	Vol. sign. Hc da quota inizio	Cedimento S (cm)
B x L = 3.0 x 3.0 mt	0.55	10.60	5.00

TABELLA 3.4.4-3

CPT3 – CEDIMENTO MONODIMENSIONALE EDOMETRICO

Plinto quadrato	$q_{\text{esercizio}} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	Vol. sign. Hc da quota inizio	Cedimento S (cm)
B x L = 3.0 x 3.0 mt	0.55	10.60	5.62

TABELLA 3.4.4-4

CPT4 – CEDIMENTO MONODIMENSIONALE EDOMETRICO

Plinto quadrato	$q_{\text{esercizio}} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	Vol. sign. Hc da quota inizio	Cedimento S (cm)
B x L = 3.0 x 3.0 mt	0.55	10.60	4.98

TABELLA 3.4.4-5

CPT5 – CEDIMENTO MONODIMENSIONALE EDOMETRICO

Plinto quadrato	$q_{\text{esercizio}} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	Vol. sign. Hc da quota inizio	Cedimento S (cm)
B x L = 3.0 x 3.0 mt	0.55	10.60	5.58

Come ricavabile dalla consultazione delle tabelle sopra esposte, risulta che i cedimenti assoluti per i carichi previsti (~50.000 kg/plinto) e relative modalità di applicazione, risultano relativamente elevati, mentre di entità limitata risultano i differenziali. Per eventuali determinazioni più approfondite, sarà necessario disporre delle valutazioni relative ai reali carichi trasmessi e alla loro distribuzione. A tale proposito si ricorda che, per la tipologia di plinto ipotizzata, il valore di R_d risulta in entrambi i casi superiore a 0.70 kg/cm^2 .

Supporti Grafici:

- Allegati 21 - 25. Cedimenti fondazioni.

3.5. Note e prescrizioni

L'elaborazione delle prove penetrometriche statiche, ha permesso di definire il modello geotecnico, come sintetizzato nelle Tabelle 2.11-1, 2.11-2, 2.11-3, 2.11-4 e 2.11-5.

Come ampiamente descritto, le indagini sono state realizzate con una metodologia che non permette l'analisi diretta dei litotipi e quindi, come si è visto, per tali indagini la ricostruzione litostratigrafica è stata eseguita empiricamente sulla base di teorie tratte da diversi studiosi ed esperienze, così come in base a relazioni empiriche, sono stati valutati tutti i parametri geotecnici. Viste le peculiarità della zona e i litotipi incontrati, si raccomanda di verificare tramite indagini dirette, le caratteristiche dei terreni direttamente interessati dai carichi trasmessi dalle future fondazioni. In particolare modo si ritiene necessario verificare caratteristiche e reale estensione degli strati coesivo-organici individuati dalla base delle fondazioni a tutto il volume significativo. Se tali strati fossero effettivamente caratterizzati da livelli organici, dovranno essere previsti opportuni accorgimenti a livello progettuale, in quanto il comportamento di tali litotipi è difficilmente prevedibile e la stessa determinazione dei cedimenti teorici diventerebbe oltremodo approssimativa. Si ricorda infatti come le caratteristiche di resistenza delle argille limose molli siano spesso simili a quelle delle torbe ed argille organiche e quindi come con tali litotipi possano essere erroneamente interpretate.

Nella presente sono stati determinati i valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno, utili per la definizione del valore di progetto della resistenza R_d . Sono stati inoltre determinati i valori R_d , in base ad una ipotetica tipologia di fondazione; chiaramente in sede progettuale se, come presumibile, le tipologie o le dimensioni saranno variate, i relativi valori dovranno essere rideterminati e potranno subire variazioni anche sostanziali. Inoltre sono state effettuate valutazioni specifiche, relative all'entità dei cedimenti assoluti teorici in condizioni statiche, sulla base di una tipologia di fondazione e carichi di esercizio ipotetici.

Concludendo, si sottolinea come la valutazione delle azioni trasmesse dalla struttura alla fondazione, debba derivare dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la struttura in elevazione e non, alla quale

	studio synthesis Piazza del Popolo civ. 13 – int. 5 44034 – Copparo – Fe Tel. 0532 860546 – Fax 0532 385035 www.synthesisrl.com – info@synthesisrl.com	PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN CAPANNONE PER ALLEVAMENTO DI POLLI E DI UN FABBRICATO PER ATTREZZI AGRICOLI LOC. MAIERO - COMUNE DI PORTOMAGGIORE (FE) Modello Geologico e Modello Geotecnico
--	---	--

sono applicate le azioni statiche e sismiche. Vista la complessità delle valutazioni da effettuarsi e la necessità di eseguirle unitamente al progettista, questo tipo di approccio specifico, se richiesto, potrà eventualmente essere affrontato in fase di progettazione esecutiva.

Copparo, 2 novembre 2010

Dr. Geol. Emanuele Stevanin

	<p>studio synthesis Piazza del Popolo civ. 13 – int. 5 44034 – Copparo – Fe Tel. 0532 860546 – Fax 0532 385035 www.synthesissrl.com – info@synthesissrl.com</p>	<p>PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN CAPANNONE PER ALLEVAMENTO DI POLLI E DI UN FABBRICATO PER ATTREZZI AGRICOLI LOC. MAIERO - COMUNE DI PORTOMAGGIORE (FE) Modello Geologico e Modello Geotecnico</p>
--	--	---

- Allegati 1/25 -

SCHEDE DI ELABORAZIONE
PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

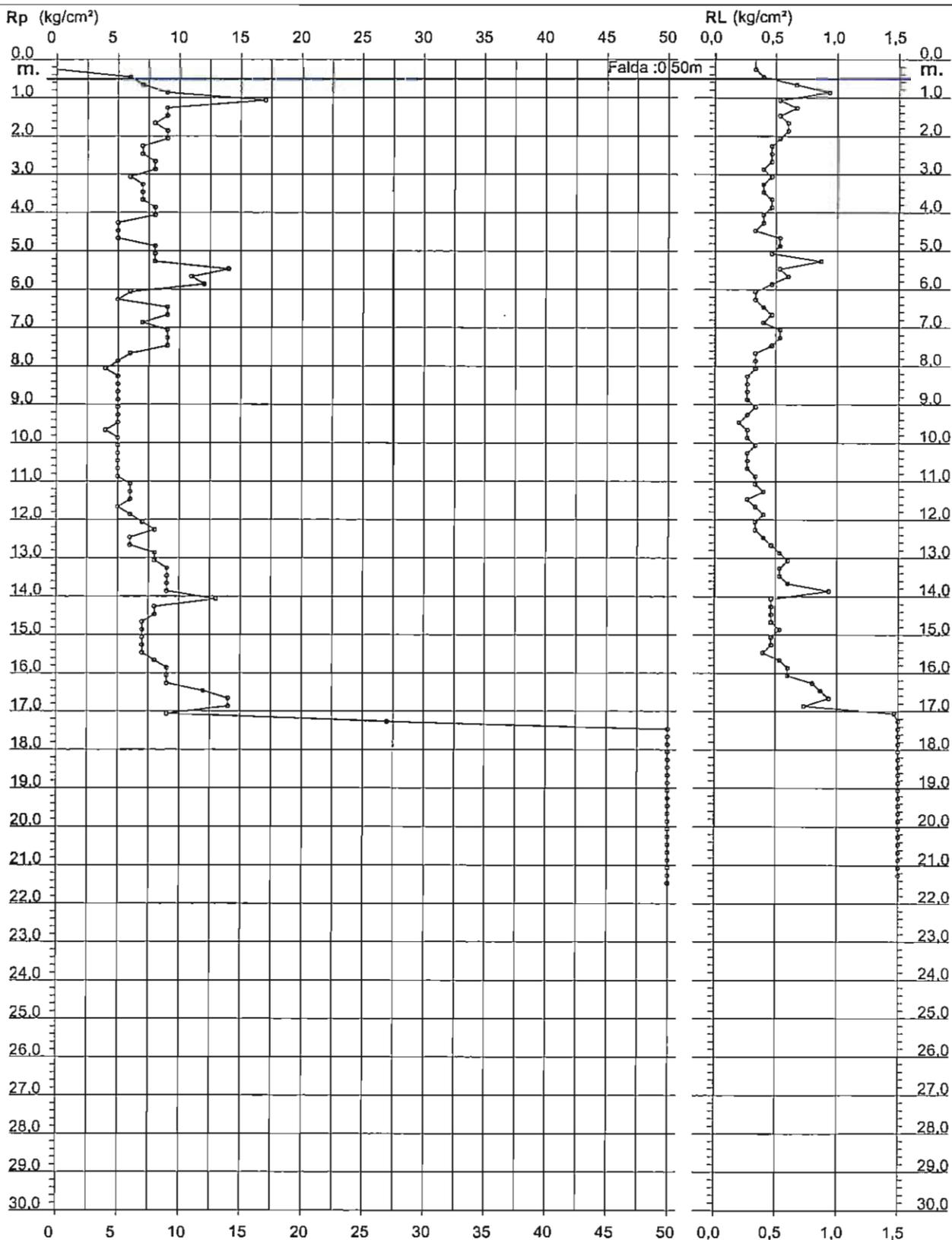
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 1

2:010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin
- lavoro :
- località : Maiero (Fe)

- data : 18/03/2010
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 0,50 m da quota inizio
- scala vert.: 1 : 150



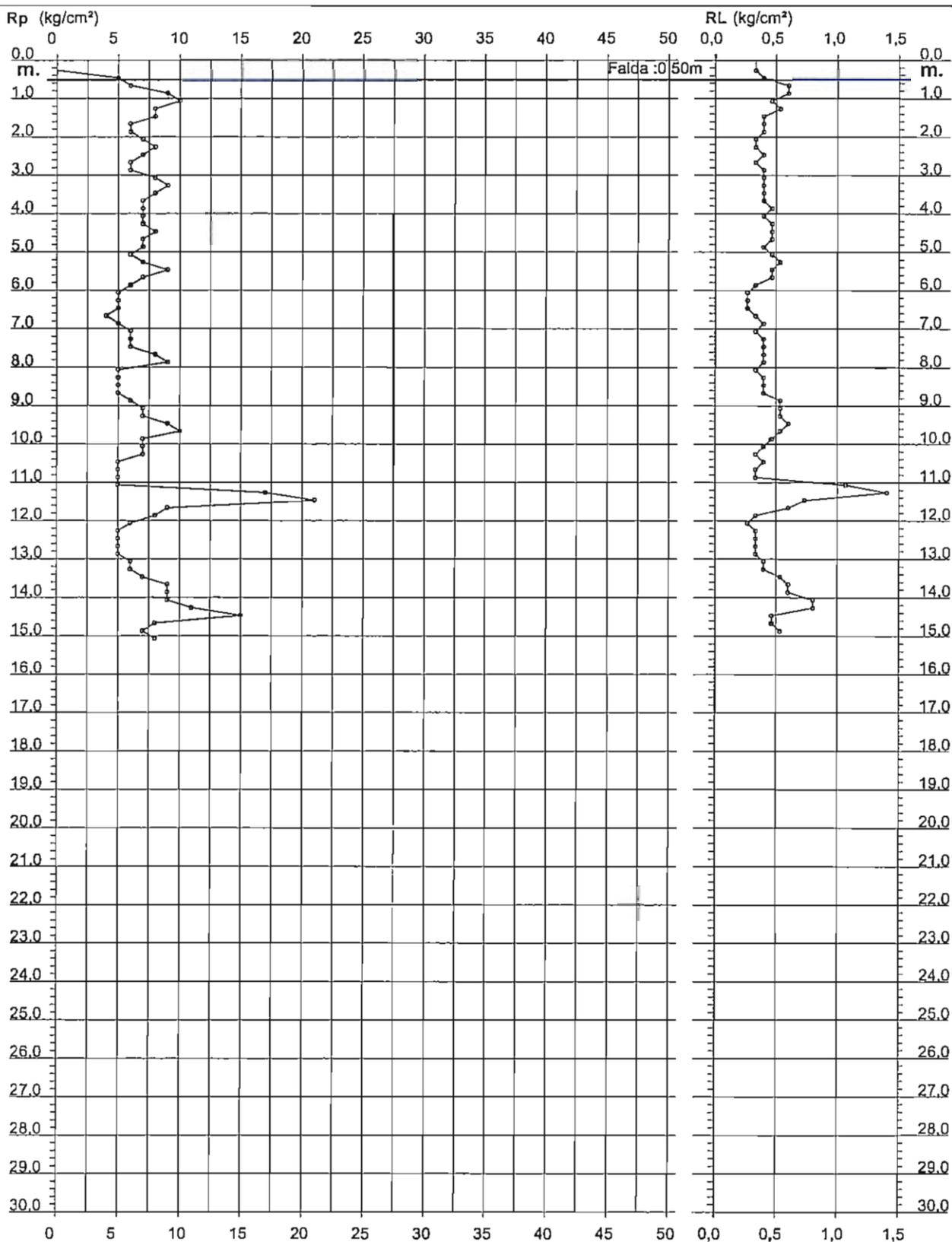
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 2

2:010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin
 - lavoro :
 - località : Maiero (Fe)

- data : 18/03/2010
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : 0,50 m da quota inizio
 - scala vert.: 1 : 150



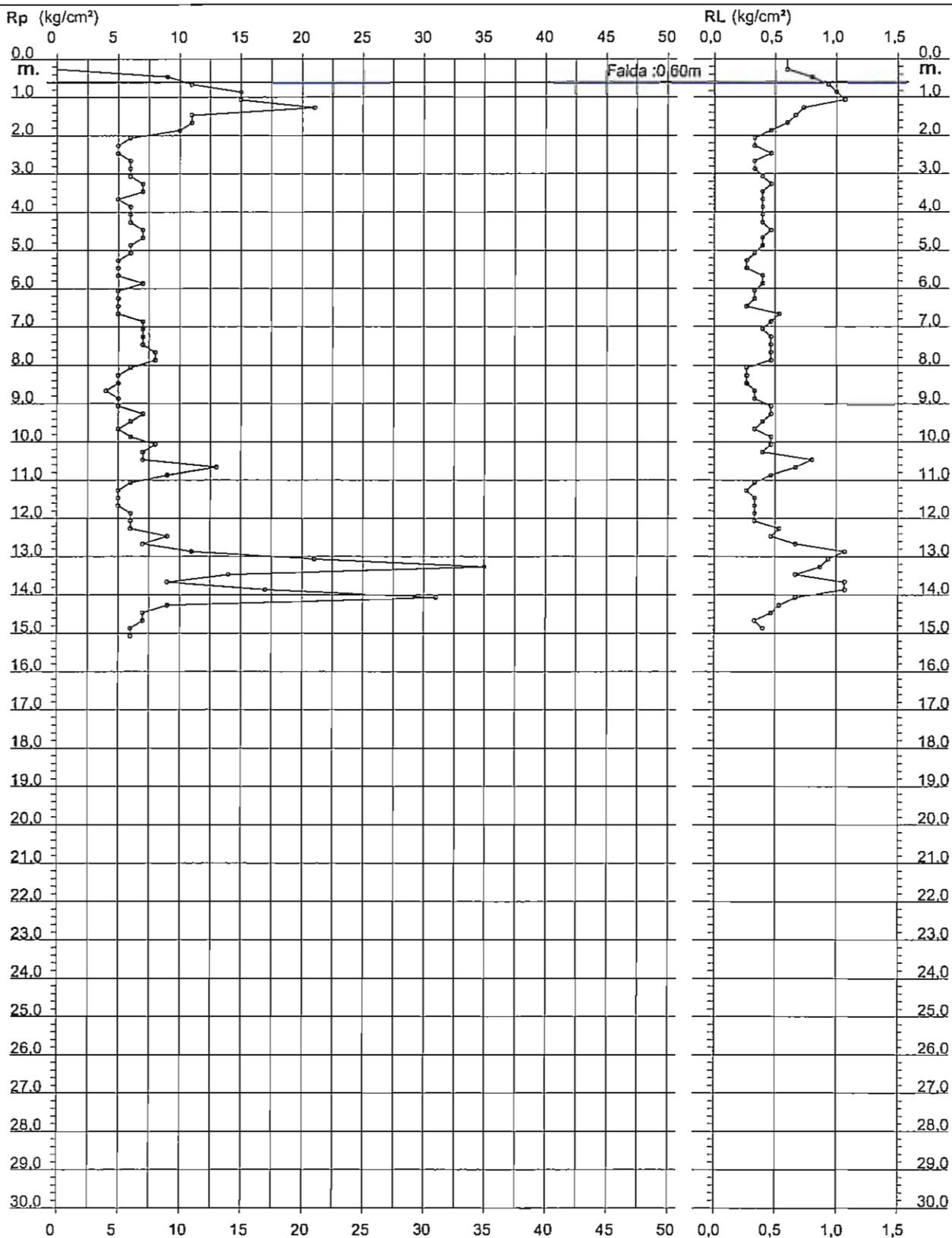
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 3

2:010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin
- lavoro :
- località : Maiero (Fe)

- data : 18/03/2010
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 0,60 m da quota inizio
- scala vert.: 1 : 150



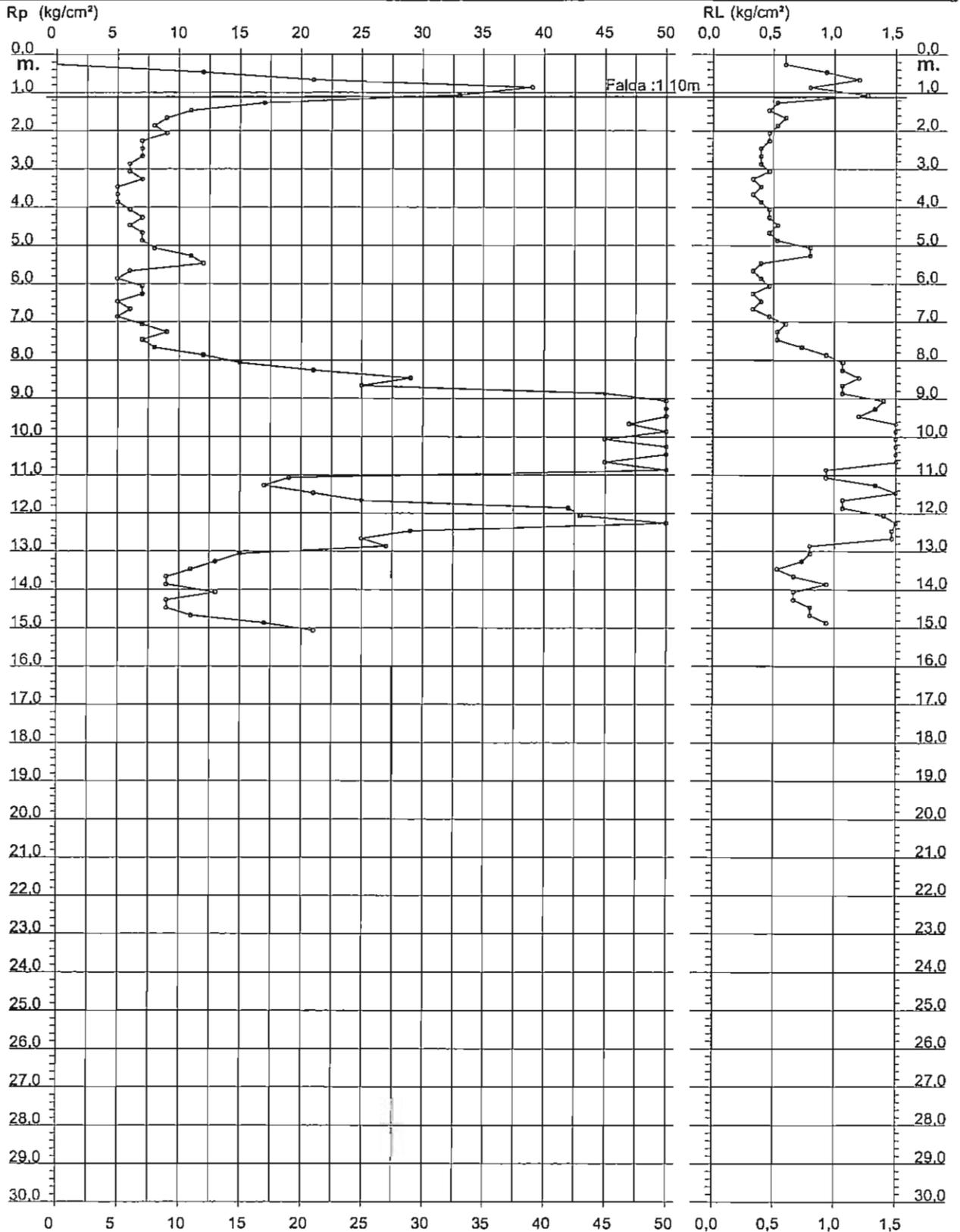
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 4

2:010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin
- lavoro :
- località : Maiero (Fe)

- data : 10/06/2010
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 1,10 m da quota inizio
- scala vert.: 1 : 150



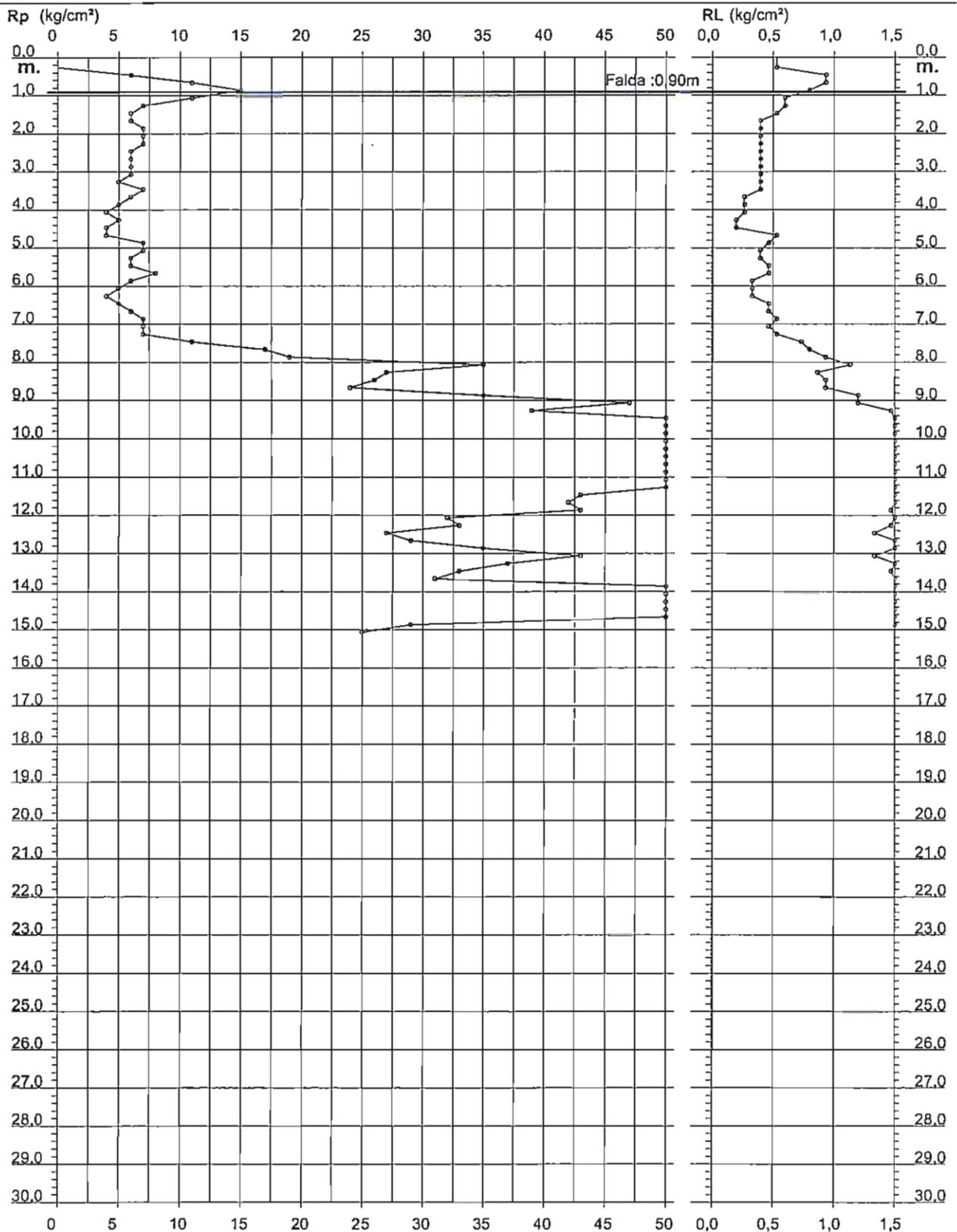
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 5

2:010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin
- lavoro :
- località : Maiero (Fe)

- data : 10/06/2010
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 0,90 m da quota inizio
- scala vert.: 1 : 150



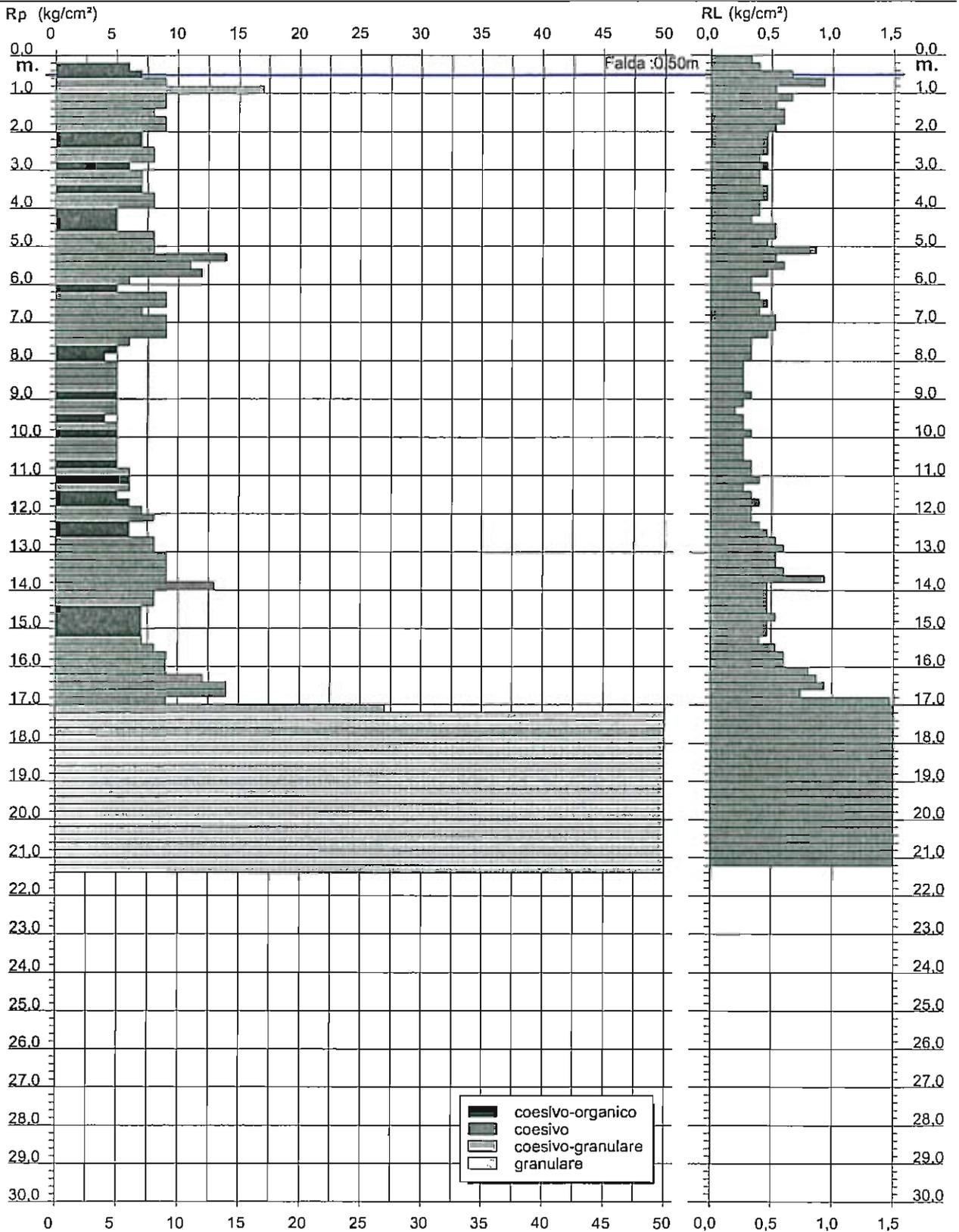
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 1

2:010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin
 - lavoro :
 - località : Maiero (Fe)

- data : 18/03/2010
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : 0,50 m da quota inizio
 - scala vert.: 1 : 150



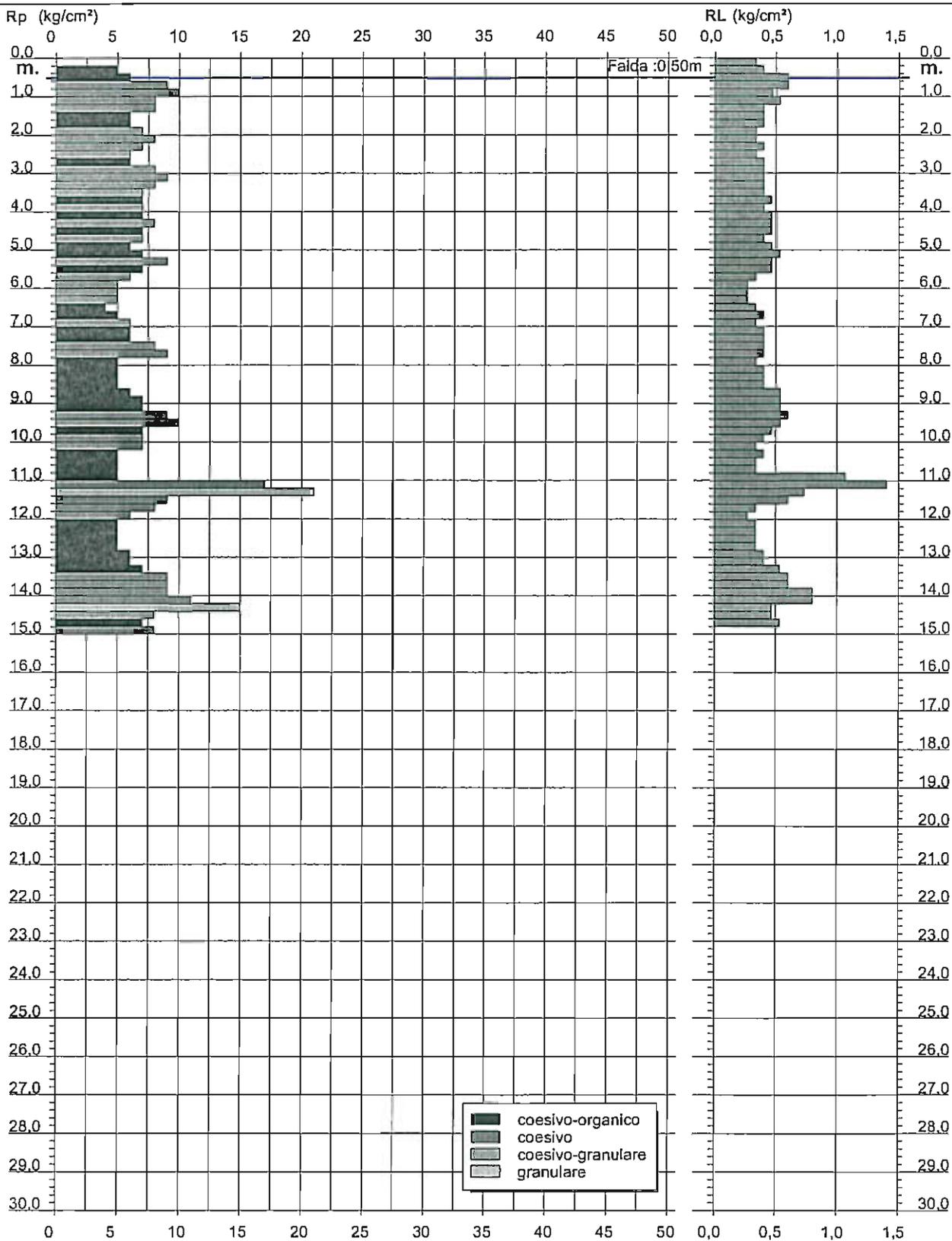
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 2

2.010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin
 - lavoro :
 - località : Maiero (Fe)

- data : 18/03/2010
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : 0,50 m da quota inizio
 - scala vert.: 1 : 150



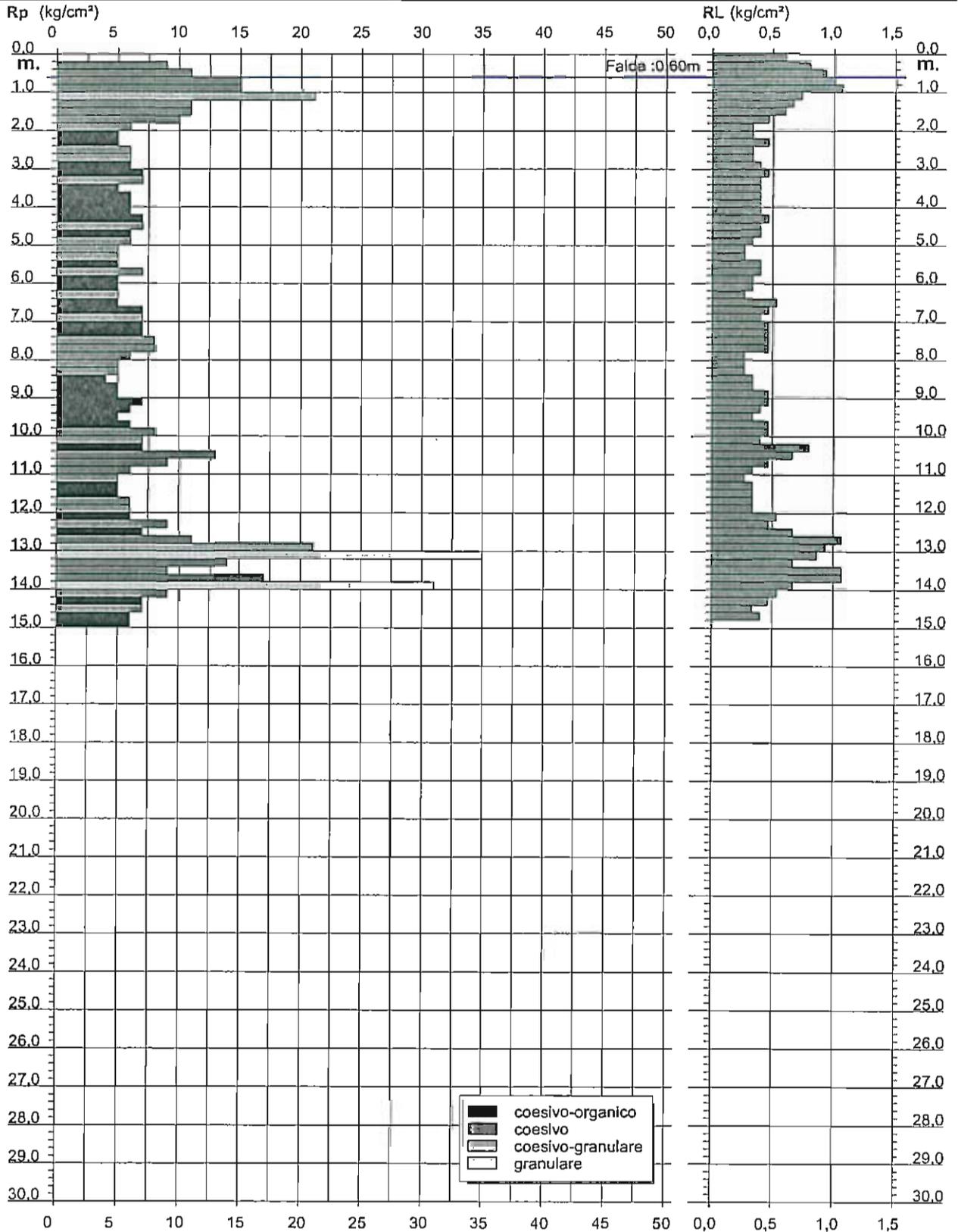
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 3

2.010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin
- lavoro :
- località : Maiero (Fe)

- data : 18/03/2010
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 0,60 m da quota inizio
- scala vert.: 1 : 150



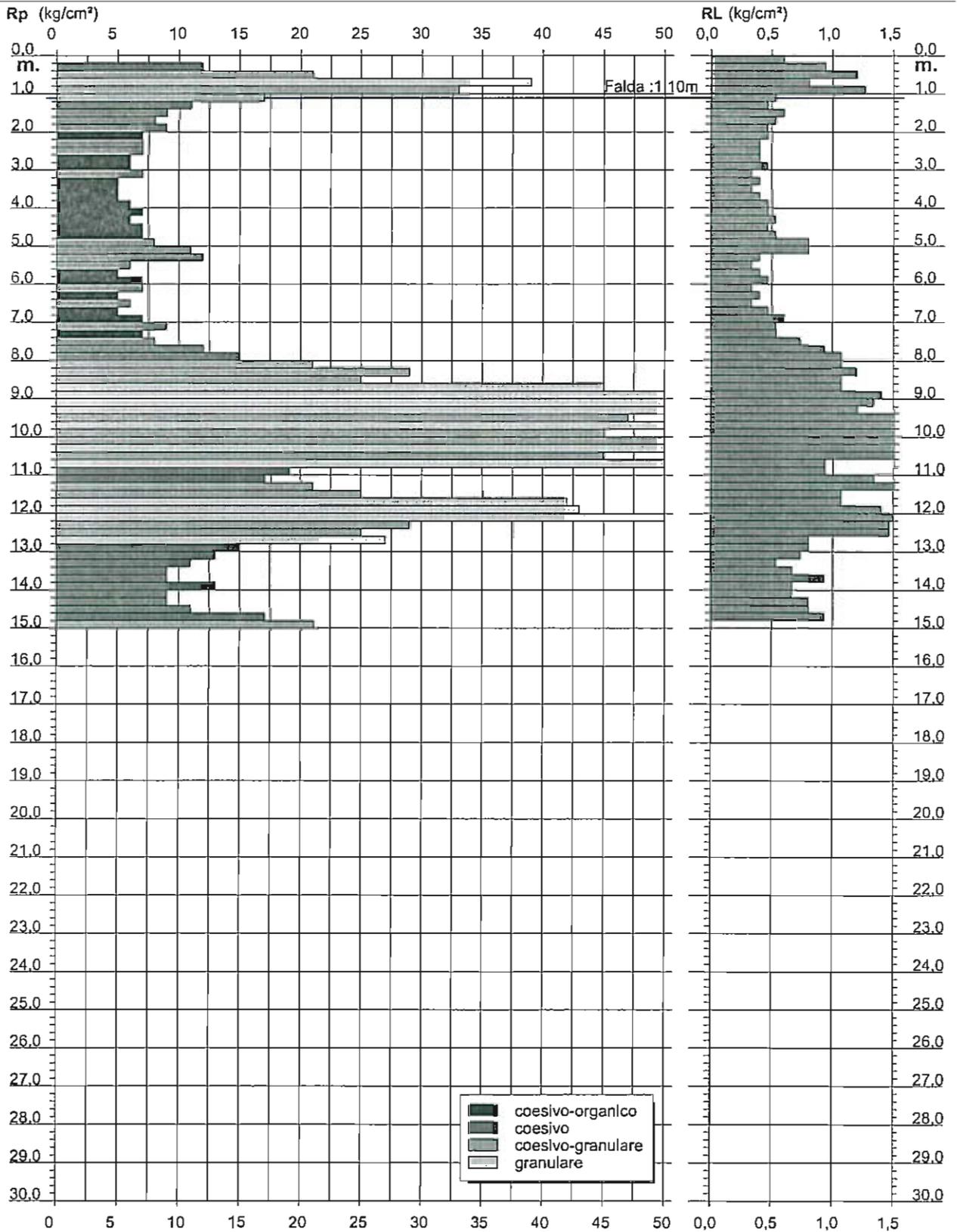
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 4

2.010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin
 - lavoro :
 - località : Maiero (Fe)

- data : 10/06/2010
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : 1,10 m da quota inizio
 - scala vert.: 1 : 150



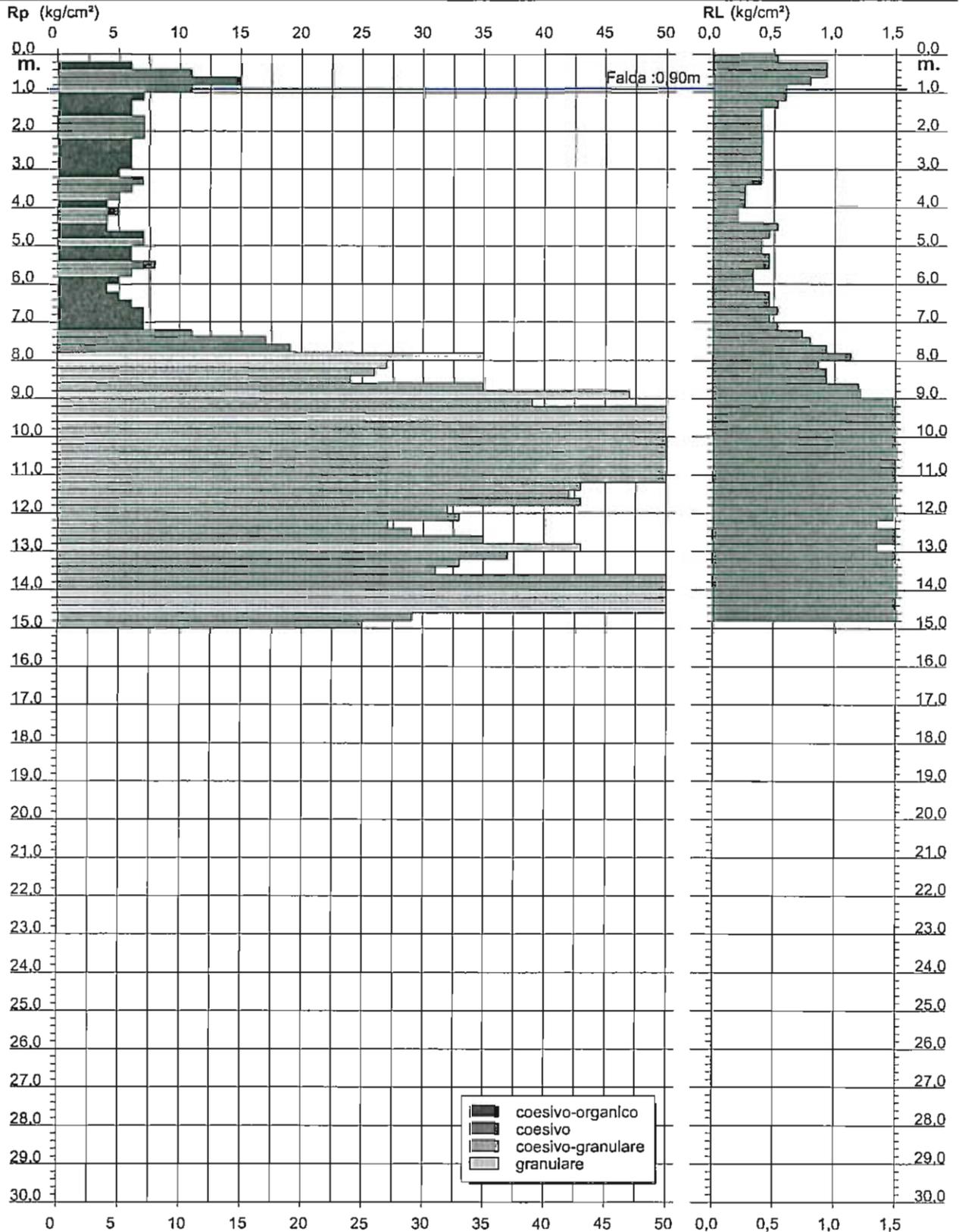
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 5

2.010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin
 - lavoro :
 - località : Maiero (Fe)

- data : 10/06/2010
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : 0,90 m da quota inizio
 - scala vert.: 1 : 150



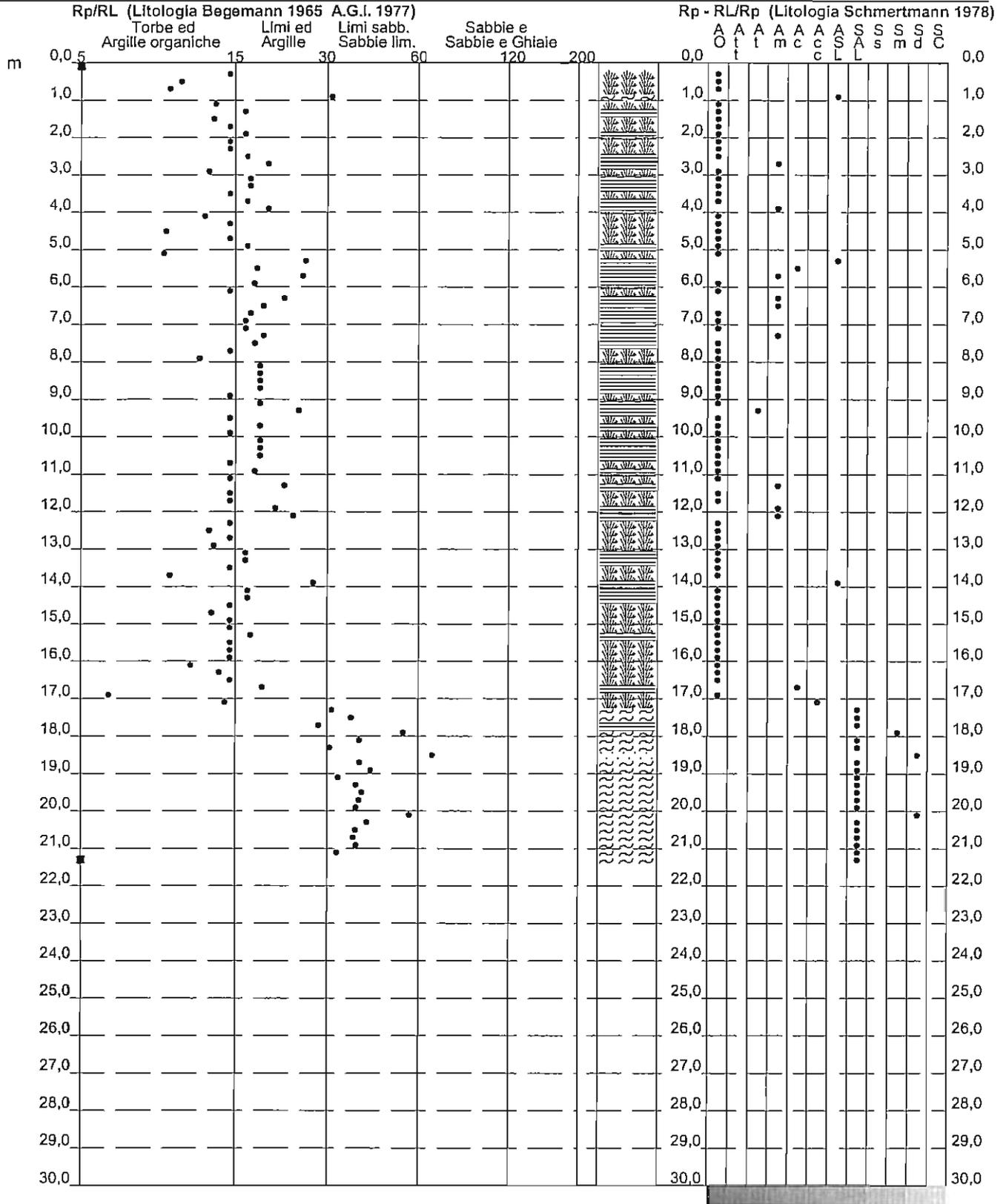
PROVA PENETROMETRICA STATICA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

CPT 1

2:010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin
 - lavoro :
 - località : Maiero (Fe)
 - note :

- data : 18/03/2010
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : 0,50 m da quota inizio
 - scala vert.: 1 : 150



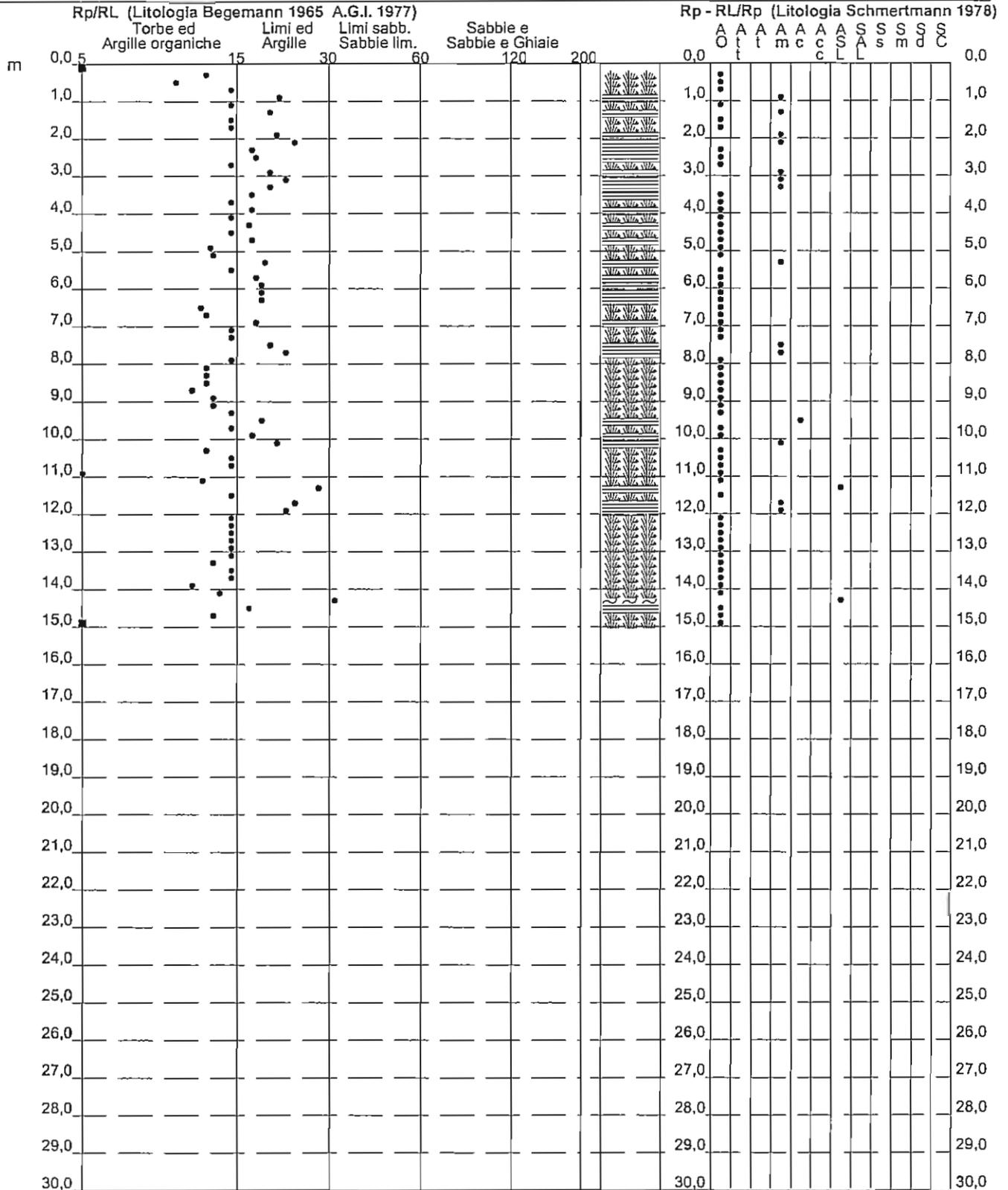
PROVA PENETROMETRICA STATICA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

CPT 2

2.010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin
 - lavoro :
 - località : Maiero (Fe)
 - note :

- data : 18/03/2010
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : 0,50 m da quota inizio
 - scala vert.: 1 : 150



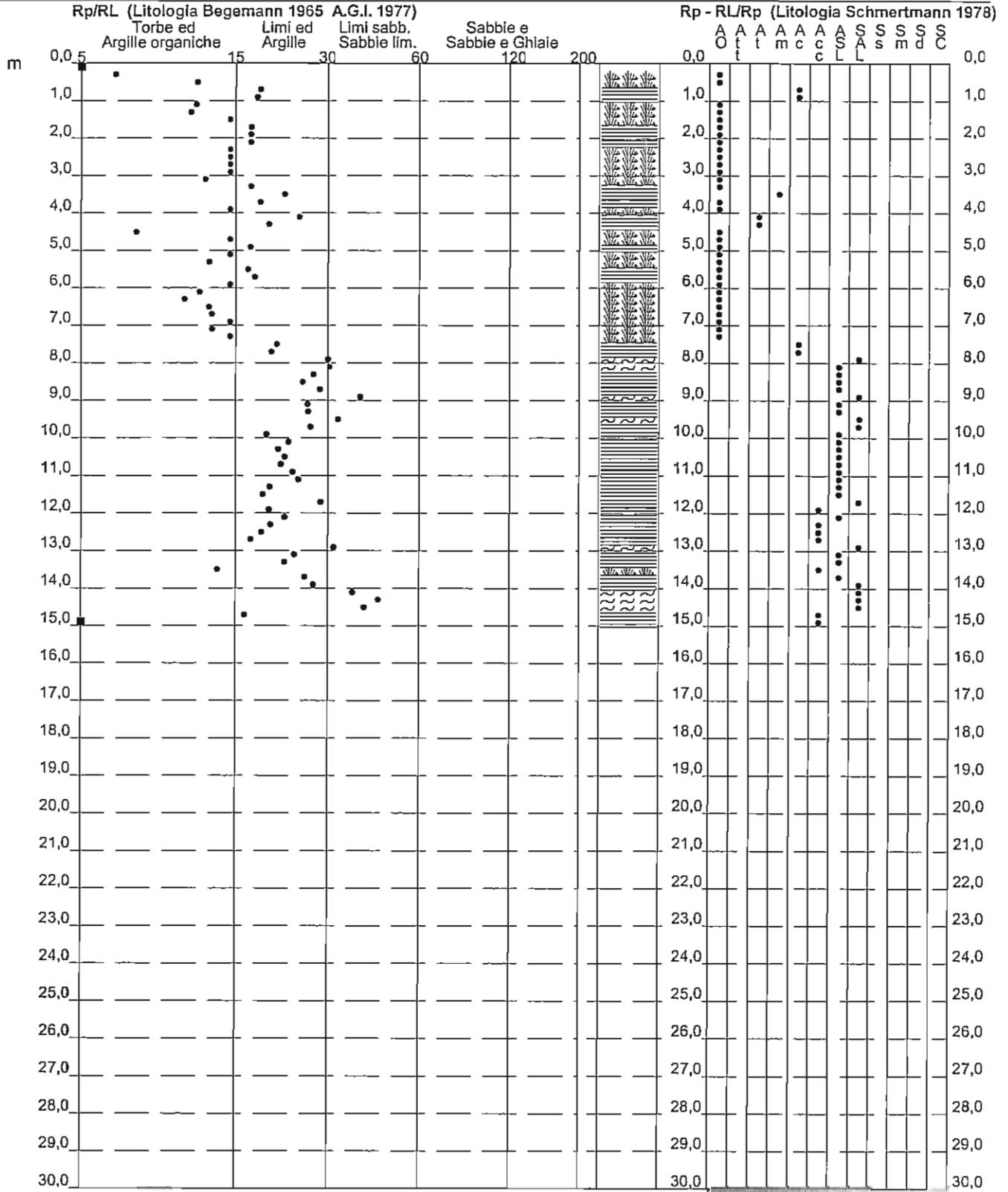
PROVA PENETROMETRICA STATICA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

CPT 5

2.010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin
 - lavoro :
 - località : Maiero (Fe)
 - note :

- data : 10/06/2010
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : 0,90 m da quota inizio
 - scala vert.: 1 : 150



**PROVA PENETROMETRICA STATICA
 TABELLA PARAMETRI GEOTECNICI**

CPT 1

2.010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin - data : 18/03/2010
 - lavoro : - quota inizio : Piano Campagna
 - località : Maiero (Fe) - prof. falda : 0,50 m da quota inizio
 - note : - pagina : 2

Prof. m	Rp kg/cm²	Rp/RI (-)	Natura Litol.	Y' 1/m²	NATURA COESIVA					NATURA GRANULARE										
					p'vo kg/cm²	Cu kg/cm²	OCR (-)	Eu50 kg/cm²	Eu25 kg/cm²	Mo kg/cm²	Dr %	σ1s (°)	σ2s (°)	σ3s (°)	σ4s (°)	σdm (°)	σmy (°)	Amax/g (-)	E'50 kg/cm²	E'25 kg/cm²
20,20	129	57	3:~:~:	1,04	1,63	-	-	-	-	69	38	40	41	44	36	35	0,156	215	323	387
20,40	105	41	3:~:~:	1,01	1,65	-	-	-	-	82	37	39	41	43	34	34	0,135	175	283	315
20,60	109	38	3:~:~:	1,01	1,67	-	-	-	-	62	37	39	41	43	35	34	0,137	182	273	327
20,80	115	38	3:~:~:	1,02	1,69	-	-	-	-	64	37	39	41	43	35	35	0,142	192	288	345
21,00	123	38	3:~:~:	1,03	1,71	-	-	-	-	66	37	39	41	43	35	35	0,148	205	308	369
21,20	137	33	3:~:~:	1,08	1,73	-	-	-	-	69	38	40	42	44	36	35	0,157	228	343	411
21,40	151	-	3:~:~:	1,08	1,75	-	-	-	-	72	38	40	42	44	36	36	0,167	252	378	453

PROVA PENETROMETRICA STATICA TABELLA PARAMETRI GEOTECNICI

CPT 2

2.010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin
 - lavoro :
 - località : Maiero (Fe)
 - note :

- data : 18/03/2010
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : 0,50 m da quota inizio
 - pagina : 1

NATURA COESIVA										NATURA GRANULARE												
Prof. m	Rp kg/cm²	Rp/RI (-)	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 (°)	omy (°)	Armax/g (-)	E50 kg/cm²	E25 kg/cm²	Mo kg/cm²	
0,20	-	-	???	1,85	0,04	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,40	5	12	1***	1,85	0,07	0,25	28,8	10	15	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,60	6	10	1***	0,46	0,08	0,30	31,2	12	18	18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,80	9	15	2IIII	0,88	0,10	0,45	40,7	77	115	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,00	10	21	2IIII	0,90	0,12	0,50	37,8	85	128	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,20	8	15	2IIII	0,86	0,14	0,40	24,2	68	102	35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,40	8	20	2IIII	0,88	0,15	0,40	20,8	68	102	35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,60	8	15	1***	0,46	0,16	0,30	13,5	12	18	18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,80	6	15	1***	0,46	0,17	0,30	12,6	12	18	18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2,00	7	21	2IIII	0,84	0,19	0,35	13,6	59	89	32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2,20	8	24	2IIII	0,86	0,21	0,40	14,4	68	102	35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2,40	7	17	2IIII	0,84	0,22	0,35	11,1	59	89	32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2,60	6	18	2IIII	0,82	0,24	0,30	8,4	57	85	29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2,80	6	15	1***	0,46	0,25	0,30	8,0	14	21	18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,00	8	20	2IIII	0,86	0,27	0,40	10,5	68	102	35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,20	9	22	2IIII	0,88	0,28	0,45	11,2	77	115	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,40	8	20	2IIII	0,86	0,30	0,40	9,0	71	107	35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,60	7	17	2IIII	0,84	0,32	0,35	7,1	79	119	32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,80	7	15	1***	0,46	0,33	0,35	6,9	18	27	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4,00	7	17	2IIII	0,84	0,34	0,35	6,4	89	133	32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4,20	7	15	1***	0,46	0,35	0,35	6,2	19	28	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4,40	8	17	2IIII	0,86	0,37	0,40	6,9	93	139	35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4,60	7	15	1***	0,46	0,38	0,35	5,7	20	30	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4,80	7	17	2IIII	0,84	0,40	0,35	5,4	108	161	32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,00	6	13	1***	0,46	0,40	0,30	4,3	20	30	18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,20	7	13	1***	0,46	0,41	0,35	5,1	22	32	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,40	9	19	2IIII	0,88	0,43	0,45	6,6	110	166	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,60	7	15	1***	0,48	0,44	0,35	4,7	23	34	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,80	6	18	2IIII	0,62	0,46	0,30	3,7	129	193	29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6,00	5	19	2IIII	0,80	0,47	0,25	2,8	127	190	25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6,20	5	19	2IIII	0,80	0,49	0,25	2,7	129	193	25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6,40	5	19	2IIII	0,80	0,50	0,25	2,6	131	196	25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6,60	4	12	1***	0,46	0,51	0,20	1,9	24	36	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6,80	5	12	1***	0,46	0,52	0,25	2,5	28	42	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7,00	6	18	2IIII	0,82	0,54	0,30	3,0	148	221	29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7,20	6	15	1***	0,46	0,55	0,30	3,0	30	46	16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7,40	6	15	1***	0,46	0,56	0,30	2,9	31	46	16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7,60	8	20	2IIII	0,66	0,58	0,40	4,0	161	241	35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7,80	9	22	2IIII	0,66	0,59	0,45	4,4	185	248	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8,00	5	15	1***	0,46	0,60	0,25	2,1	30	44	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8,20	5	12	1***	0,46	0,61	0,25	2,1	30	45	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8,40	5	12	1***	0,46	0,62	0,25	2,0	30	45	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8,60	5	12	1***	0,46	0,63	0,25	2,0	30	45	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8,80	6	11	1***	0,46	0,64	0,30	2,4	34	51	18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9,00	7	13	1***	0,46	0,65	0,35	2,9	38	54	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9,20	7	13	1***	0,46	0,66	0,35	2,9	36	54	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9,40	9	15	2IIII	0,88	0,67	0,45	3,8	190	285	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9,60	10	19	2IIII	0,90	0,69	0,50	4,2	193	290	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9,80	7	15	1***	0,46	0,70	0,35	2,6	38	57	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10,00	7	17	2IIII	0,84	0,72	0,35	2,6	184	276	32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10,20	7	21	2IIII	0,84	0,74	0,35	2,5	186	279	32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10,40	5	12	1***	0,46	0,74	0,25	1,6	31	47	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10,60	5	15	1***	0,46	0,75	0,25	1,6	31	47	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10,80	5	15	1***	0,46	0,76	0,25	1,6	31	47	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
11,00	5	5	1***	0,46	0,77	0,25	1,5	31	47	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
11,20	17	12	2IIII	0,97	0,79	0,72	5,6	214	320	54	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
11,40	21	29	4I/I	0,93	0,81	0,82	6,4	210	315	63	23	31	34	37	40	29	27	0,045	35	53	63	-
11,60	9	15	2IIII	0,88	0,83	0,45	2,9	224	337	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
11,80	8	24	2IIII	0,66	0,85	0,40	2,5	213	319	35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
12,00	6	22	2IIII	0,82	0,86	0,30	1,7	173	259	29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
12,20	6	15	1***	0,48	0,87	0,25	1,3	32	48	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
12,40	5	15	1***	0,46	0,88	0,25	1,3	32	48	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
12,60	5	15	1***	0,48	0,89	0,25	1,3	32	48	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
12,80	5	15	1***	0,46	0,90	0,25	1,3	32	48	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
13,00	8	15	1***	0,46	0,91	0,30	1,8	38	58	18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
13,20	6	15	1***	0,46	0,92	0,30	1,8	38	57	18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
13,40	7	13	1***	0,46	0,93	0,35	1,9	43	64	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
13,60	9	15	2IIII	0,88	0,94	0,45	2,5	239	358	36	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
13,80	9	15	2IIII	0,88	0,96	0,45	2,4	241	361	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
14,00	9	11	2IIII	0,88	0,98	0,45	2,4	242	363	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
14,20	11	14	2IIII	0,91	1,00	0,54	2,9	269	404	42	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
14,40	15	32	4I/I	0,89	1,01	0,67	3,7	288	430	50	8	29	32	35	39	26	27	0,015	25	38	45	-
14,60	8	17	2IIII	0,86	1,03	0,40	1,9	226	339	35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
14,80	7	13	1***	0,46	1,04	0,35	1,6	44	66	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
15,00	8	-	2IIII	0,86	1,08	0,40	1,9	227	340	35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

PROVA PENETROMETRICA STATICA
CAPACITA' PORTANTE / CEDIMENTI FONDAZIONI

CPT 1

2.010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin
- lavoro :
- località : Maiero (Fe)
- note :
- data : 18/03/2010
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 0,50 m da quota inizio

- FONDAZIONI SUPERFICIALI ISOLATE - Profondità massima prova : Hmax = 21,40 m

- Fondazione tipo: **PLINTO a base QUADRATA**
- Larghezza Fondazione : **B = 3,00 m** - Piano posa Fondazione : **H = 1,60 m (da quota inizio)**
- Lunghezza Fondazione : **L = 3,00 m** - Profondità banco compr. : **Hc = 10,60 m (da quota inizio)**
Valutazioni su: **PRESSIONE AMMISSIBILE ALLO SCHIACCIAMENTO** **CEDIMENTI DEL SOTTOSUOLO**
- Coefficiente di sicurezza : **F = 1,0** - Coefficiente riduzione : **n = 0,75 rigidità struttura**
- 1° minimo assoluto : **q.amm = 1,82 kg/cm² (strato prof: 2,20 m)** - cedim. corrisp. a q.amm : **15,42 cm**
- 2° minimo : **q.amm = 1,91 kg/cm² (strato prof: 2,40 m)** - cedim. corrisp. a q.amm : **16,13 cm**
- 3° minimo : **q.amm = 2,00 kg/cm² (strato prof: 1,60 m)** - cedim. corrisp. a q.amm : **16,92 cm**
PRESSIONE AMMISSIBILE (incremento netto) q.amm = 0,55 kg/cm² - cedim. corrisp. a q.amm : 4,65 cm

CORRELAZIONI ADOTTATE:

Modulo edometrico $M_o = \alpha R_p$: Natura **TORBOSA (1)** $\alpha = 3,00$ * Natura **COESIVA (2)** $\alpha = 5,00 - 4,00 - 3,30 - 3,00$
: Natura **GRANULARE (3)** $\alpha = 3,00$
 $R_{amm} = R_p / K =$ resistenza ammissibile schiacciamento [$K = 12,00 (R_p \leq 10 \text{ kg/cm}^2)$ - $K = 18,00 (R_p \geq 30 \text{ kg/cm}^2)$]

**PROVA PENETROMETRICA STATICA
CAPACITA' PORTANTE / CEDIMENTI FONDAZIONI**

CPT 2

2.010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin
- lavoro :
- località : Maiero (Fe)
- note :
- data : 18/03/2010
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 0,50 m da quota inizio

- FONDAZIONI SUPERFICIALI ISOLATE - Profondità massima prova : Hmax = 15,00 m

- Fondazione tipo: **PLINTO a base QUADRATA**
- Larghezza Fondazione : **B = 3,00 m** - Piano posa Fondazione : **H = 1,60 m** (da quota inizio)
- Lunghezza Fondazione : **L = 3,00 m** - Profondità banco compr. : **Hc = 10,60 m** (da quota inizio)
Valutazioni su: **PRESSIONE AMMISSIBILE ALLO SCHIACCIAMENTO** **CEDIMENTI DEL SOTTOSUOLO**
- Coefficiente di sicurezza : **F = 1,0** - Coefficiente riduzione : **n = 0,75** rigidezza struttura
- 1° minimo assoluto : q.amm = **1,50 kg/cm²** (strato prof: 1,60 m) - cedim. corrisp. a q.amm : **13,64 cm**
- 2° minimo : q.amm = **1,50 kg/cm²** (strato prof: 1,80 m) - cedim. corrisp. a q.amm : **13,67 cm**
- 3° minimo : q.amm = **1,74 kg/cm²** (strato prof: 2,60 m) - cedim. corrisp. a q.amm : **15,81 cm**
PRESSIONE AMMISSIBILE (Incremento netto) q.amm = **0,55 kg/cm²** - cedim. corrisp. a q.amm : **5,00 cm**

CORRELAZIONI ADOTTATE:

Modulo edometrico $M_o = \alpha R_p$: Natura **TORBOSA (1)** $\alpha = 3,00$ * Natura **COESIVA (2)** $\alpha = 5,00 - 4,00 - 3,30 - 3,00$
: Natura **GRANULARE (3)** $\alpha = 3,00$
 $R_{amm} = R_p / K$ = resistenza ammissibile schiacciamento [$K = 12,00$ ($R_p \leq 10 \text{ kg/cm}^2$) - $K = 18,00$ ($R_p \geq 30 \text{ kg/cm}^2$)]

PROVA PENETROMETRICA STATICA CAPACITA' PORTANTE / CEDIMENTI FONDAZIONI

CPT 3

2.010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin
- lavoro :
- località : Maiero (Fe)
- note :

- data : 18/03/2010
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 0,60 m da quota inizio

- FONDAZIONI SUPERFICIALI ISOLATE - Profondità massima prova : $H_{max} = 15,00$ m

- Fondazione tipo: **PLINTO a base QUADRATA**

- Larghezza Fondazione : **B = 3,00 m**

- Piano posa Fondazione : **H = 1,60 m** (da quota inizio)

- Lunghezza Fondazione : **L = 3,00 m**

- Profondità banco compr. : **Hc = 10,60 m** (da quota inizio)

Valutazioni su: **PRESSIONE AMMISSIBILE ALLO SCHIACCIAMENTO**

CEDIMENTI DEL SOTTOSUOLO

- Coefficiente di sicurezza : **F = 1,0**

- Coefficiente riduzione :

n = 0,75 rigidezza struttura

- 1° minimo assoluto : q.amm = **1,30 kg/cm²** (strato prof: 2,20 m)

- cedim. corrisp. a q.amm : **13,30 cm**

- 2° minimo : q.amm = **1,36 kg/cm²** (strato prof: 2,40 m)

- cedim. corrisp. a q.amm : **13,91 cm**

- 3° minimo : q.amm = **1,52 kg/cm²** (strato prof: 2,00 m)

- cedim. corrisp. a q.amm : **15,53 cm**

PRESSIONE AMMISSIBILE (Incremento netto)

q.amm = **0,55 kg/cm²**

- cedim. corrisp. a q.amm : **5,62 cm**

CORRELAZIONI ADOTTATE:

Modulo edometrico $M_o = \alpha R_p$: Natura **TORBOSA (1)** $\alpha = 3,00$ * Natura **COESIVA (2)** $\alpha = 5,00 - 4,00 - 3,30 - 3,00$
: Natura **GRANULARE (3)** $\alpha = 3,00$

$R_{.amm} = R_p / K =$ resistenza ammissibile schiacciamento [$K = 12,00$ ($R_p \leq 10$ kg/cm²) - $K = 18,00$ ($R_p \geq 30$ kg/cm²)]

PROVA PENETROMETRICA STATICA CAPACITA' PORTANTE / CEDIMENTI FONDAZIONI

CPT 4

2.010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin	- data : 10/06/2010
- lavoro :	- quota inizio : Piano Campagna
- località : Maiero (Fe)	- prof. falda : 1,10 m da quota inizio
- note :	

- FONDAZIONI SUPERFICIALI ISOLATE - Profondità massima prova : Hmax = 15,00 m

- Fondazione tipo: PLINTO a base QUADRATA

- Larghezza Fondazione : B = 3,00 m

- Piano posa Fondazione : H = 1,60 m (da quota inizio)

- Lunghezza Fondazione : L = 3,00 m

- Profondità banco compr. : Hc = 10,60 m (da quota inizio)

Valutazioni su: PRESSIONE AMMISSIBILE ALLO SCHIACCIAMENTO

CEDIMENTI DEL SOTTOSUOLO

- Coefficiente di sicurezza : F = 1,0

- Coefficiente riduzione :

n = 0,75 rigidità struttura

- 1° minimo assoluto : q.amm = 1,82 kg/cm² (strato prof: 2,20 m)

- cedim. corrisp. a q.amm : 16,51 cm

- 2° minimo : q.amm = 1,88 kg/cm² (strato prof: 2,80 m)

- cedim. corrisp. a q.amm : 17,00 cm

- 3° minimo : q.amm = 1,91 kg/cm² (strato prof: 2,40 m)

- cedim. corrisp. a q.amm : 17,28 cm

PRESSIONE AMMISSIBILE (Incremento netto) q.amm = 0,55 kg/cm²

- cedim. corrisp. a q.amm : 4,98 cm

CORRELAZIONI ADOTTATE:

Modulo edometrico $M_o = \alpha R_p$: Natura TORBOSA (1) $\alpha = 3,00$ * Natura COESIVA (2) $\alpha = 5,00 - 4,00 - 3,30 - 3,00$
: Natura GRANULARE (3) $\alpha = 3,00$

R.amm = R_p / K = resistenza ammissibile schiacciamento [K = 12,00 ($R_p \leq 10$ kg/cm²) - K = 18,00 ($R_p \geq 30$ kg/cm²)]

PROVA PENETROMETRICA STATICA
CAPACITA' PORTANTE / CEDIMENTI FONDAZIONI

CPT 5

2.010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin
- lavoro :
- località : Maiero (Fe)
- note :
- data : 10/06/2010
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 0,90 m da quota inizio

- **FONDAZIONI SUPERFICIALI ISOLATE** - Profondità massima prova : Hmax = 15,00 m

- Fondazione tipo: **PLINTO a base QUADRATA**
- Larghezza Fondazione : **B = 3,00 m** - Piano posa Fondazione : **H = 1,60 m** (da quota inizio)
- Lunghezza Fondazione : **L = 3,00 m** - Profondità banco compr. : **Hc = 10,60 m** (da quota inizio)
Valutazioni su: **PRESSIONE AMMISSIBILE ALLO SCHIACCIAMENTO** **CEDIMENTI DEL SOTTOSUOLO**
- Coefficiente di sicurezza : **F = 1,0** - Coefficiente riduzione : **n = 0,75** rigidità struttura
- 1° minimo assoluto : **q.amm = 1,50 kg/cm²** (strato prof: 1,60 m) - cedim. corrisp. a q.amm : **15,23 cm**
- 2° minimo : **q.amm = 1,63 kg/cm²** (strato prof: 2,40 m) - cedim. corrisp. a q.amm : **16,59 cm**
- 3° minimo : **q.amm = 1,74 kg/cm²** (strato prof: 2,60 m) - cedim. corrisp. a q.amm : **17,65 cm**
PRESSIONE AMMISSIBILE (Incremento netto) **q.amm = 0,55 kg/cm²** - cedim. corrisp. a q.amm : **5,58 cm**

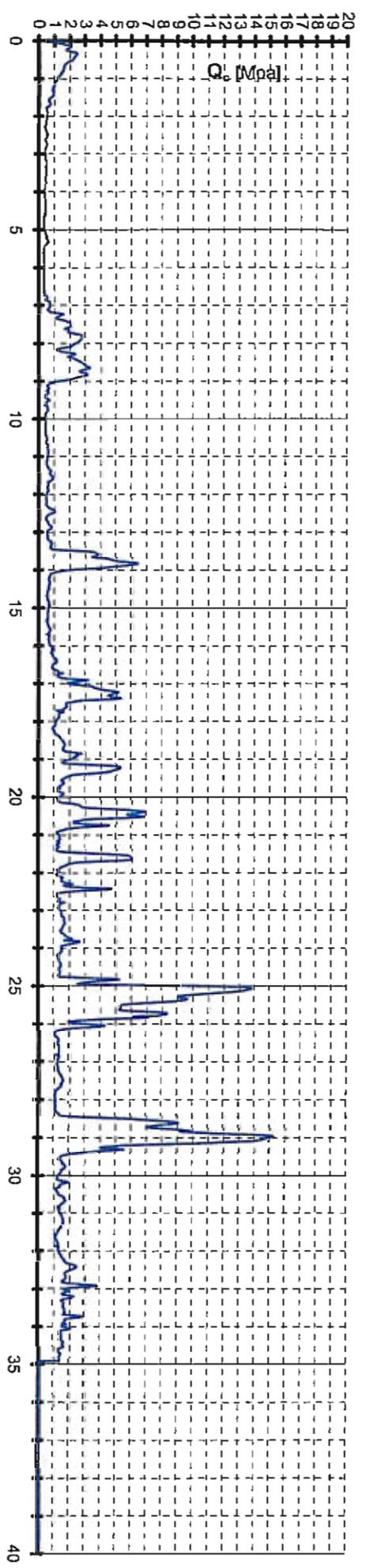
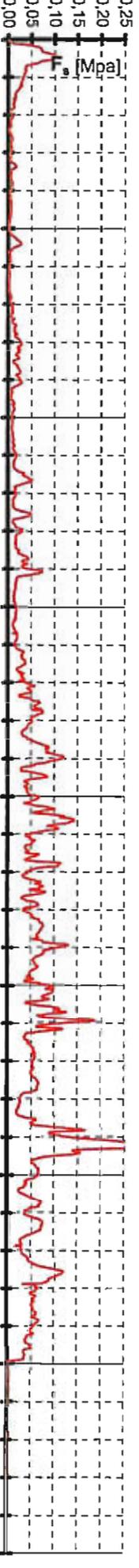
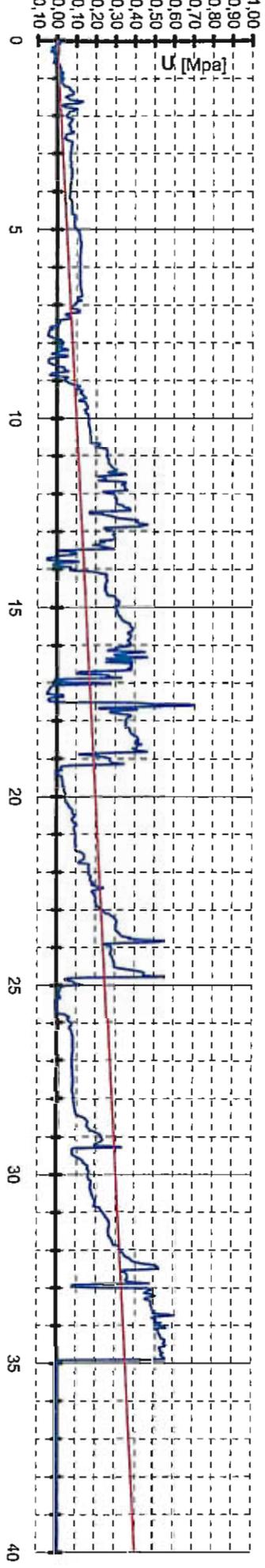
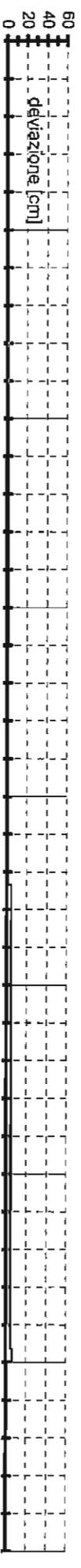
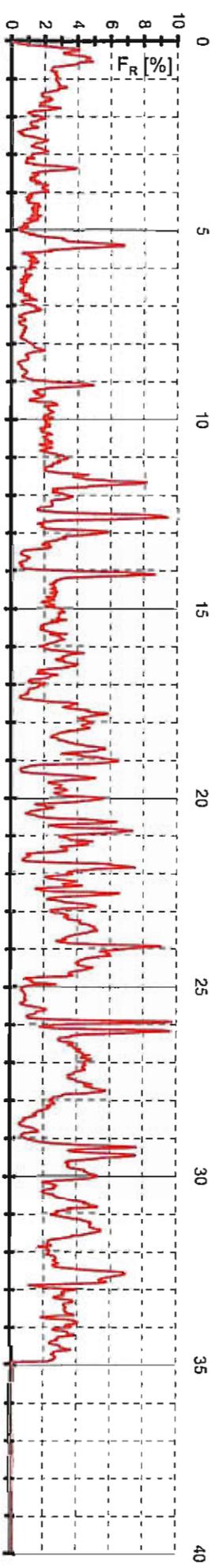
CORRELAZIONI ADOTTATE:

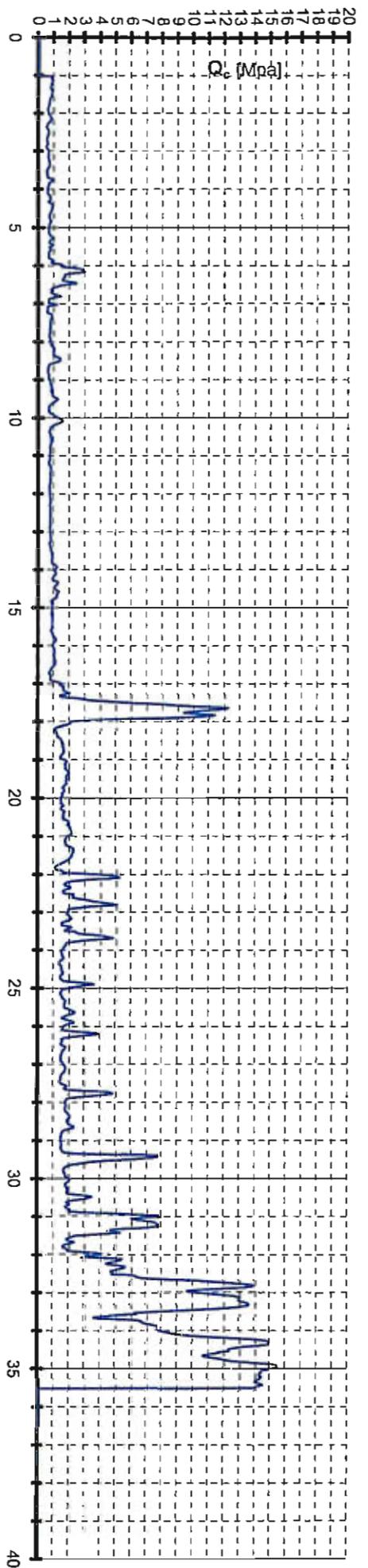
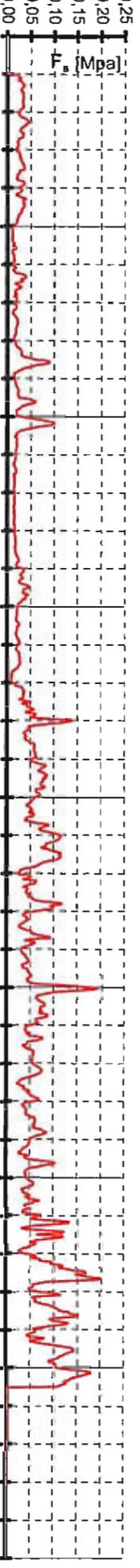
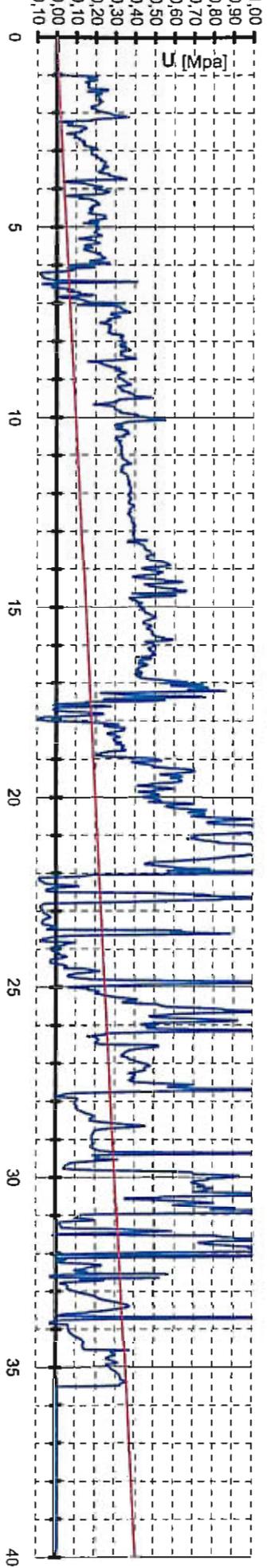
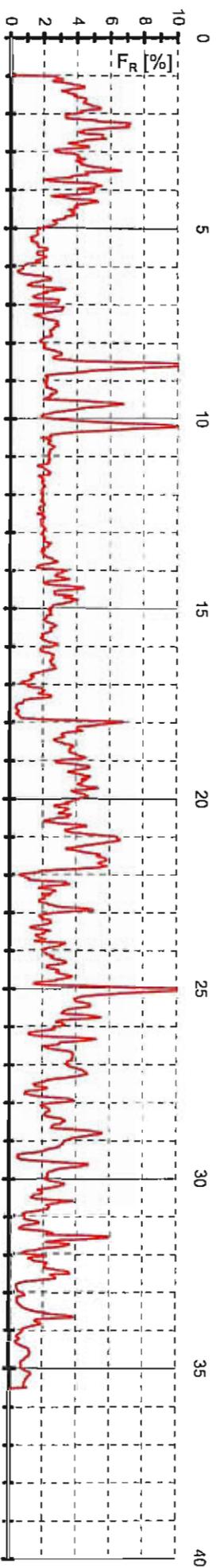
Modulo edometrico $M_o = \alpha R_p$: Natura **TORBOSA (1)** $\alpha = 3,00$ * Natura **COESIVA (2)** $\alpha = 5,00 - 4,00 - 3,30 - 3,00$
: Natura **GRANULARE (3)** $\alpha = 3,00$
 $R_{amm} = R_p / K =$ resistenza ammissibile schiacciamento [$K = 12,00$ ($R_p \leq 10 \text{ kg/cm}^2$) - $K = 18,00$ ($R_p \geq 30 \text{ kg/cm}^2$)]

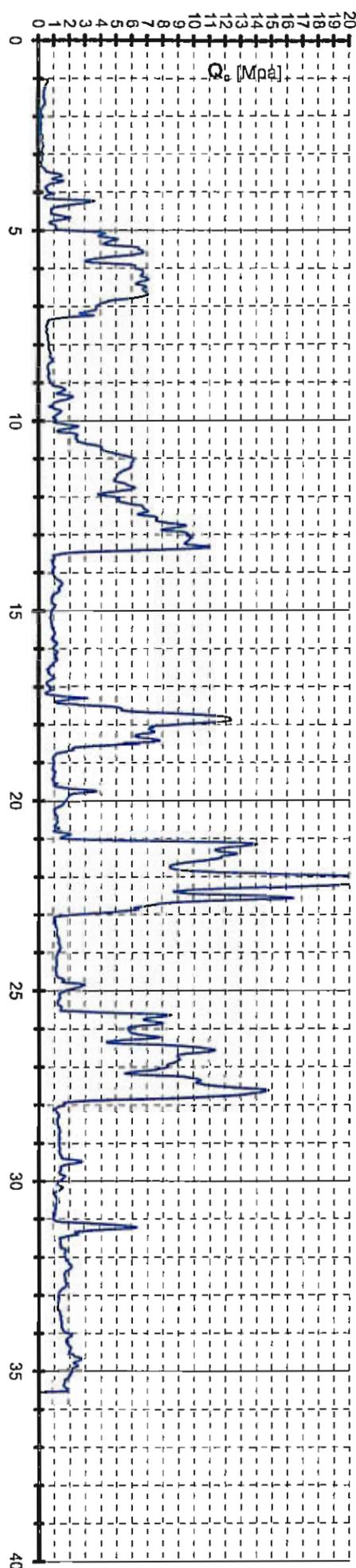
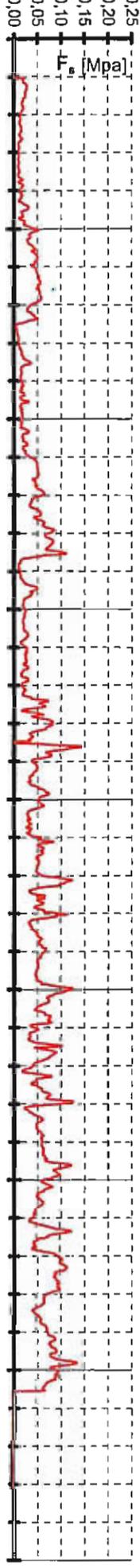
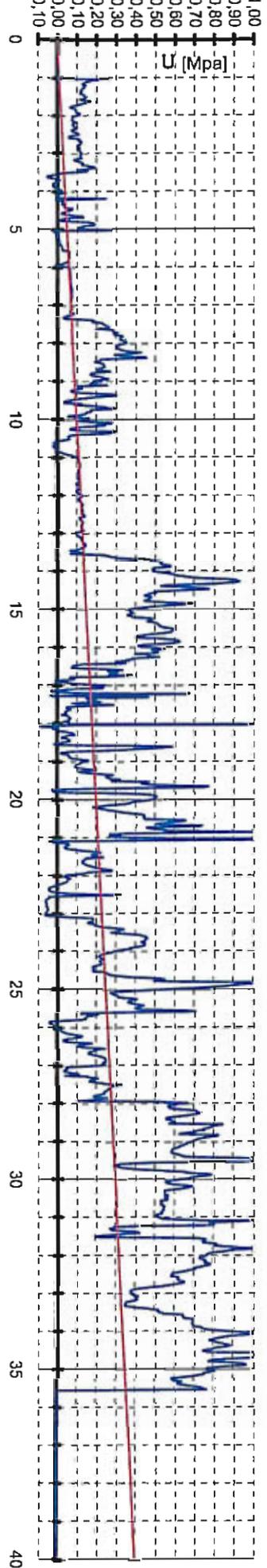
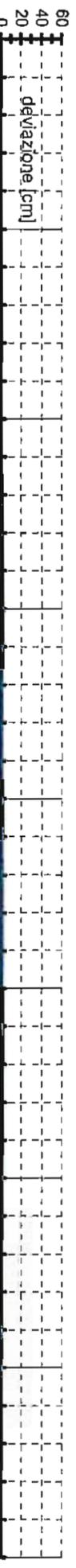
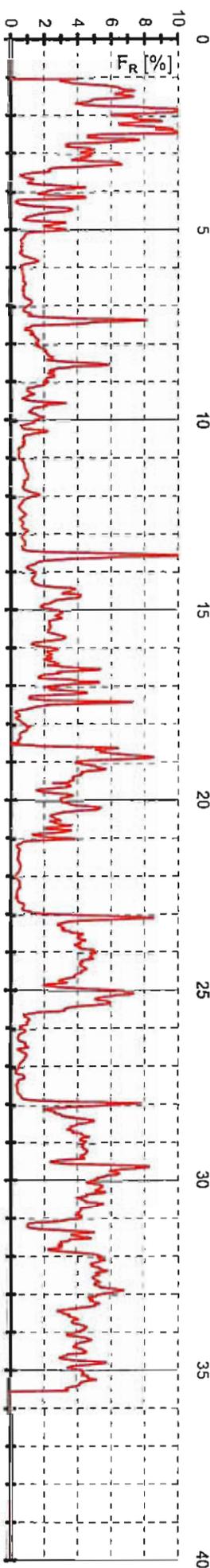
	<p>studio synthesis Piazza del Popolo civ. 13 – int. 5 44034 – Copparo – Fe Tel. 0532 860546 – Fax 0532 385035 www.synthesissrl.com – info@synthesissrl.com</p>	<p>PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN CAPANNONE PER ALLEVAMENTO DI POLLI E DI UN FABBRICATO PER ATTREZZI AGRICOLI LOC. MAIERO - COMUNE DI PORTOMAGGIORE (FE) Modello Geologico e Modello Geotecnico</p>
--	--	---

- Allegati 26/28 -

PROVE CPTU DATABASE REGIONE EMILIA-ROMAGNA







	<p>studio synthesis Piazza del Popolo civ. 13 – int. 5 44034 – Copparo – Fe Tel. 0532 860546 – Fax 0532 385035 www.synthesissrl.com – info@synthesissrl.com</p>	<p>PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN CAPANNONE PER ALLEVAMENTO DI POLLI E DI UN FABBRICATO PER ATTREZZI AGRICOLI LOC. MAIERO - COMUNE DI PORTOMAGGIORE (FE) Modello Geologico e Modello Geotecnico</p>
--	--	---

- Allegato 29 -

PARAMETRI SISMICI

NTC SISMA

| Copyright (c) 2009-2009 Castalia srl - All rights reserved -
| www.castaliaweb.com |

Dati sul sito

Latitudine: 44.729121 Longitudine: 11.857008

Dati sulla costruzione

Classe d'uso: 1
Vita Nominale: 50 anni
Coefficiente d'uso: 0.700000
Vita di riferimento: 35.000000 anni
Probabilità di superamento nella vita di riferimento: 0.100000 (SLV) Periodo di ritorno: 332.192755 (anni)

Punti impiegati sulla maglia di riferimento

Primo punto:	ID=15850	Lat.=44.724000	Long.=11.873000	Distanza=1.385781 Km
Secondo punto:	ID=15628	Lat.=44.774000	Long.=11.871000	Distanza=5.111172 Km
Terzo punto:	ID=15627	Lat.=44.773000	Long.=11.801000	Distanza=6.585372 Km
Quarto punto:	ID=15849	Lat.=44.723000	Long.=11.802000	Distanza=4.398703 Km

Calcolo eseguito con interpolazione basata sulle distanze

Dati sul calcolo nel dominio del tempo

Periodo inferiore: 201 (anni) Periodo superiore: 475 (anni)

Determinazione valori primo punto (ag in decimi di g)
ag = 1.2398 log(p)= 0.0934 log(p1)=-0.0022 log(p2/p1)= 0.1635 log(Tr/Tr1)= 0.2182 log(Tr2/Tr1)= 0.3735
Fo = 2.5858 log(p)= 0.4126 log(p1)= 0.4116 log(p2/p1)= 0.0017 log(Tr/Tr1)= 0.2182 log(Tr2/Tr1)= 0.3735
Tc* = 0.2700 log(p)=-0.5686 log(p1)=-0.5686 log(p2/p1)= 0.0000 log(Tr/Tr1)= 0.2182 log(Tr2/Tr1)= 0.3735

output NTC Sisma

Determinazione valori secondo punto (ag in decimi di g)

ag = 1.1156 $\log(p) = 0.0475$ $\log(p1) = -0.0491$ $\log(p2/p1) = 0.1654$ $\log(Tr/Tr1) = 0.2182$ $\log(Tr2/Tr1) = 0.3735$
Fo = 2.6000 $\log(p) = 0.4150$ $\log(p1) = 0.4150$ $\log(p2/p1) = 0.0000$ $\log(Tr/Tr1) = 0.2182$ $\log(Tr2/Tr1) = 0.3735$
Tc* = 0.2700 $\log(p) = -0.5686$ $\log(p1) = -0.5686$ $\log(p2/p1) = 0.0000$ $\log(Tr/Tr1) = 0.2182$ $\log(Tr2/Tr1) = 0.3735$

Determinazione valori terzo punto (ag in decimi di g)

ag = 1.1836 $\log(p) = 0.0732$ $\log(p1) = -0.0218$ $\log(p2/p1) = 0.1626$ $\log(Tr/Tr1) = 0.2182$ $\log(Tr2/Tr1) = 0.3735$
Fo = 2.5917 $\log(p) = 0.4136$ $\log(p1) = 0.4116$ $\log(p2/p1) = 0.0034$ $\log(Tr/Tr1) = 0.2182$ $\log(Tr2/Tr1) = 0.3735$
Tc* = 0.2700 $\log(p) = -0.5686$ $\log(p1) = -0.5686$ $\log(p2/p1) = 0.0000$ $\log(Tr/Tr1) = 0.2182$ $\log(Tr2/Tr1) = 0.3735$

Determinazione valori quarto punto (ag in decimi di g)

ag = 1.1156 $\log(p) = 0.0475$ $\log(p1) = -0.0491$ $\log(p2/p1) = 0.1654$ $\log(Tr/Tr1) = 0.2182$ $\log(Tr2/Tr1) = 0.3735$
Fo = 2.6000 $\log(p) = 0.4150$ $\log(p1) = 0.4150$ $\log(p2/p1) = 0.0000$ $\log(Tr/Tr1) = 0.2182$ $\log(Tr2/Tr1) = 0.3735$
Tc* = 0.2700 $\log(p) = -0.5686$ $\log(p1) = -0.5686$ $\log(p2/p1) = 0.0000$ $\log(Tr/Tr1) = 0.2182$ $\log(Tr2/Tr1) = 0.3735$

Valori finali calcolati

ag = 0.1222 g
Fo = 2.5879
Tc* = 0.2700 sec