



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 CAPANNONE PER INSEDIAMENTO ALLEVAMENTO AVICOLO  
IN LOCALITA' MAIERO – STRADA BARGELLESÌ

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 -

Relatore  
Dr. Geol. Emanuele Stevanin

Collaboratore  
Dr.ssa Barbara Corsale

Località  
Loc. Maiero – Strada Bargellesi

Data  
17 dicembre 2009

Rif. int. 227/09

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

e.stevanin@virgilio.it

## 1. INQUADRAMENTO GENERALE

Su incarico della **Azienda Agricola FIBRI di Fabrizio NICOLETTI** e su indicazioni del Progettista **Geom. Giuseppe RONDINONE**, è stata eseguita un'indagine geognostica in corrispondenza dell'area di studio, ubicata in Comune di Portomaggiore - strada Bargellesi, Fondo Tomba, sulla quale è prevista la realizzazione di un capannone a servizio di un insediamento avicolo.

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><b>studio synthesis</b> Piazza del Popolo civ. 13 – int. 5 44034 – Copparo – Fe Tel. 0532 860546 – Fax 0532 385035 www.synthesisrl.com – info@synthesisrl.com</p>	<p>PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI CAPANNONE PER INSEDIAMENTO ALLEVAMENTO AVICOLO IN LOCALITA' MAIERO – COMUNE DI PORTOMAGGIORE <b>Modello Geologico</b> <b>Modello Geotecnico</b></p>
--	--	---

- Parte Prima -

## INQUADRAMENTO GENERALE E CAMPAGNA DI INDAGINI

## 1.1. 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.*

## 1.2. Ubicazione del sito

L’area in corrispondenza della quale è previsto l’intervento, è ubicata in comune di Portomaggiore, Località Maiero - strada Bargellesi. Sullo stralcio del foglio catastale, il sito di indagine è identificato con il nominativo “Tomba”. Riferimenti catastali: Foglio 78, particella 36 del N.C.T. di Portomaggiore.

## 1.3. Intervento previsto

Il progetto prevede la realizzazione di un capannone con dimensioni planimetriche massime pari a mt 23.0 x mt 131.0. Tale progetto verrà allegato a proposta POC per intervento in ambito rurale costituito da insediamento di allevamento avicolo con caratteristiche biologiche ai sensi del regolamento CEE n. 2092/91.

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.

## 1.4. Campagna di indagini

Tipologia indagini eseguite: prove penetrometriche statiche

### 1.4.1. PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

Numero di indagini eseguite: 3

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 23.80 da p.c.; CPT2 e CPT3, mt 15.00 da p.c.

In base alla conoscenza della zona da parte dello scrivente e in relazione all’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, allegato 4, cap. 2.3, le profondità delle prove sono state programmate al fine di verificare l’eventuale presenza di strati spessi e continui di sabbia potenzialmente liquefacibile. A tale proposito va segnalato che, nel caso di edifici con fondazioni superficiali, se fosse presente terreno sabbioso saturo a profondità superiori a 15.00 mt dal piano campagna, si potrebbe omettere la verifica della suscettibilità a liquefazione..

Le profondità raggiunte, in particolare la prova n.1, sono sufficienti sia per indagare il volume significativo, sia per ottenere informazioni in merito alla categoria del suolo di fondazione. Da notare come la prova sia stata interrotta a profondità inferiori a mt 30.00 (massima profondità prevista) a causa del disancoraggio dello strumento e, quindi, del non possibile ulteriore avanzamento.

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/cm<sup>2</sup>),

RI: resistenza laterale locale (Kg/cm<sup>2</sup>).

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

#### **1.4.2. DITTA INCARICATA PER LE INDAGINI**

Pergeo s.r.l.

Via dell’Artigianato civ. 2 – Ro (Fe)

Supporti grafici:

- Figura 1. Stralcio Carta Tecnica Regionale – scala 1:5.000

- Figura 2. Stralcio Planimetria Catastale – scala 1:4.000

- Figura 3. Stralcio planimetria di progetto con ubicazione prove CPT – scala 1:2.000
- Figura 4. Linee isostatiche della pressione verticale - equazione di Bousinesq



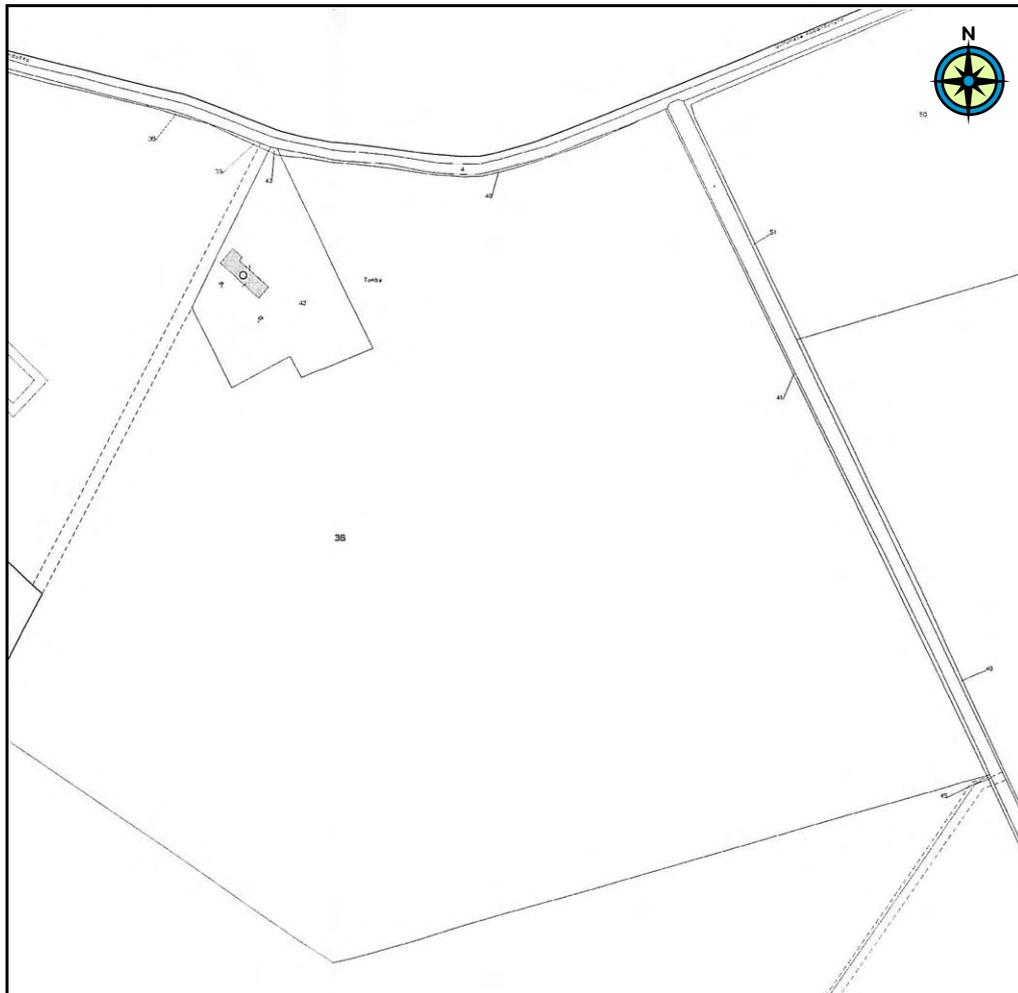


Figura 2

**Stralcio Planimetria Catastale – scala 1:4.000**

Individuazione delle aree oggetto di studio

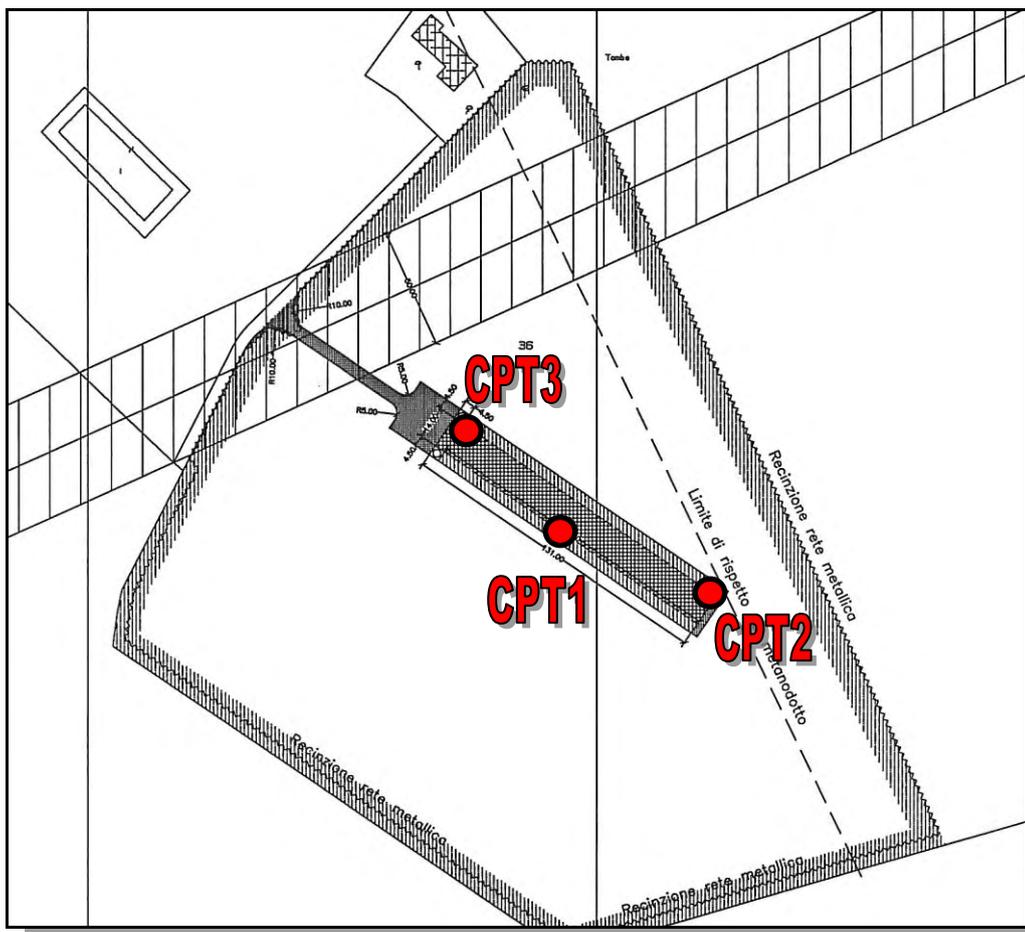


Figura 3

**Stralcio Planimetria di Progetto – scala 1:2.000**

Ubicazione indagini

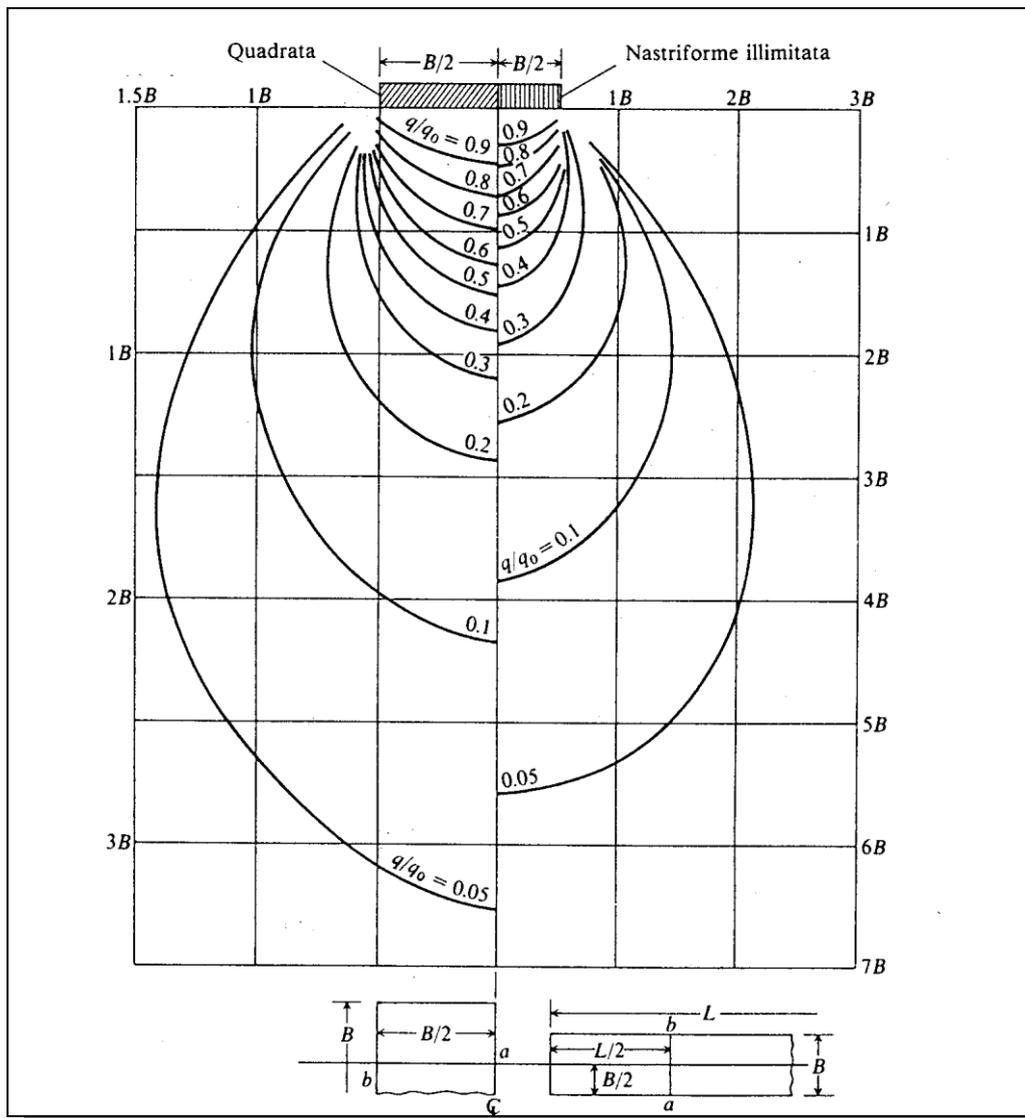


Figura 4

**Linee isostatiche della pressione verticale - equazione di Boussinesq**

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

- Parte Seconda -

## MODELLO GEOLOGICO

## 2. MODELLO GEOLOGICO

### 2.1. Caratteri geologico - 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), sepolti dai sedimenti quaternari della Pianura Padana. Il fronte appenninico sovrascorre verso nord sulla piattaforma padano-veneta e 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.

*Per quanto riguarda la situazione geologica locale, i dati bibliografici evidenziano come l'area, oggetto del presente studio, sia ubicata in corrispondenza di una zona caratterizzata prevalentemente da depositi di baia interdistributrice.*

*Gli ambienti sono formati da depositi ai primi stadi di alterazione con relativo fronte < 1.0 mt (50 – 100 cm).*

#### Supporti grafici:

- Figura 5. Profilo geologico-strutturale tra il versante dell'Appennino settentrionale e la Pianura Padana
- Figura 6. Stralcio Carta Geologica di Pianura dell'Emilia Romagna

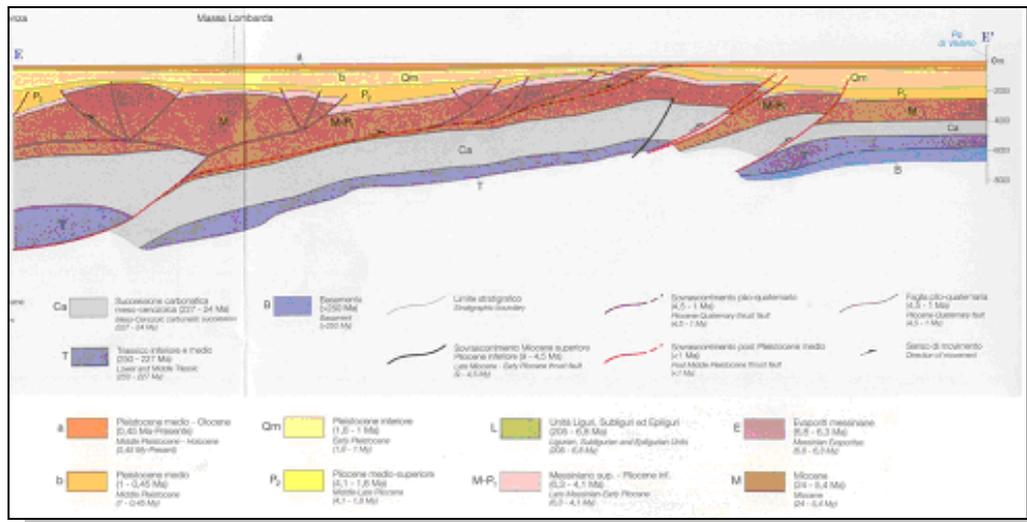


Figura 5

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

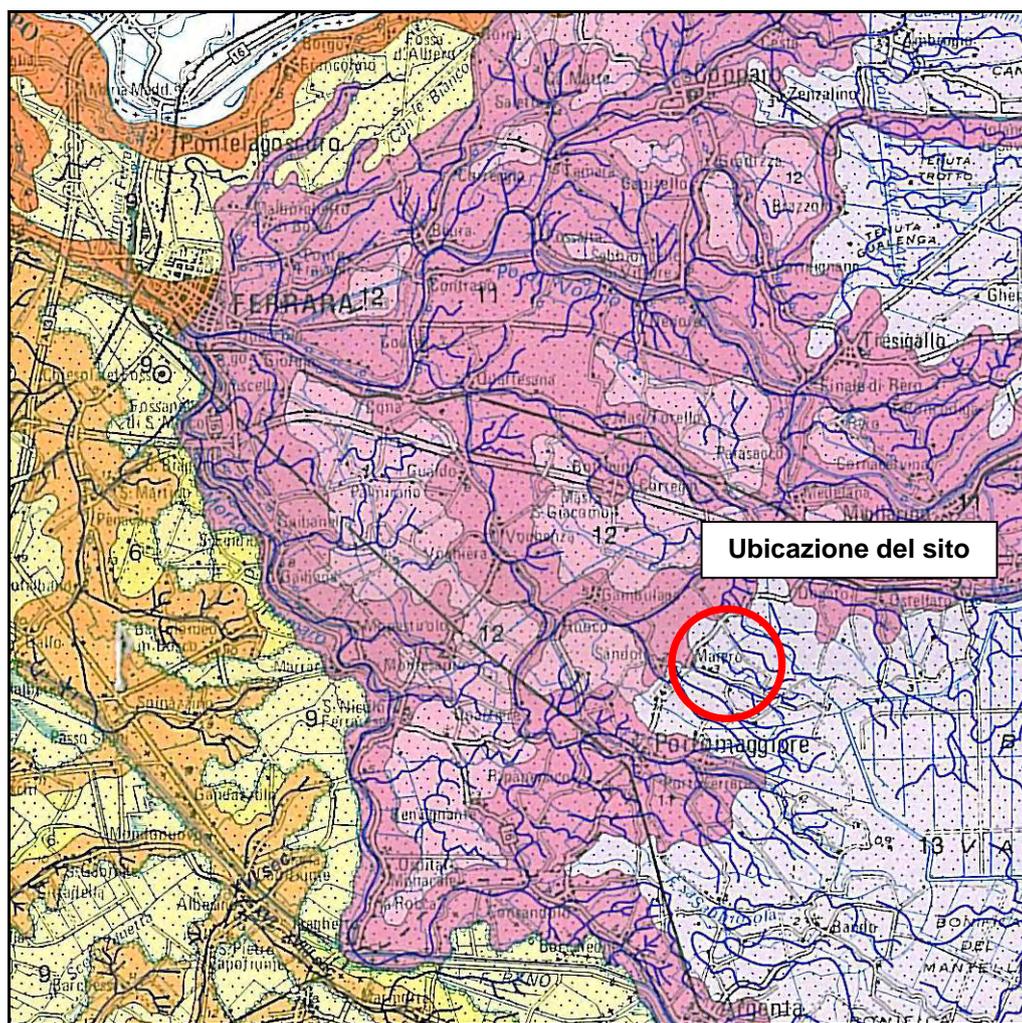


Figura 6

**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.

## 2.2. Caratteri geomorfologici

Il sito in oggetto si trova, come visibile sullo stralcio della C.T.R., all'interno di una zona pianeggiante debolmente degradante verso sud, con quote variabili da - 0.08 mt a - 0.28 mt rispetto al livello medio del mare.

In base alla Carta Geomorfologica della Pianura Padana, l'area di studio è ubicata in un'area di bacino interfluviale, delimitata da due tracce di paleoalvei staccatisi dal ramo principale del Po di Volano. Inoltre, le aree che limitano il sito di studio, sono caratterizzate da coni di rotta e da tracce indicanti il divagare di alvei.

A miglior comprensione di ciò, si riporta anche lo stralcio della Carta Geomorfologica della Provincia di Ferrara, dove è possibile notare come l'area di studio sia ubicata a circa mt 200/300 di distanza rispetto ad un paleoalveo avente direzione nord ovest-sud est (Fig. 8).

### Supporti cartografici

- Figura 7. Stralcio Carta Geomorfologica della Pianura Padana – scala 1:250.000
- Figura 8. Stralcio Carta Geomorfologica della Provincia di Ferrara – scala 1:5.000

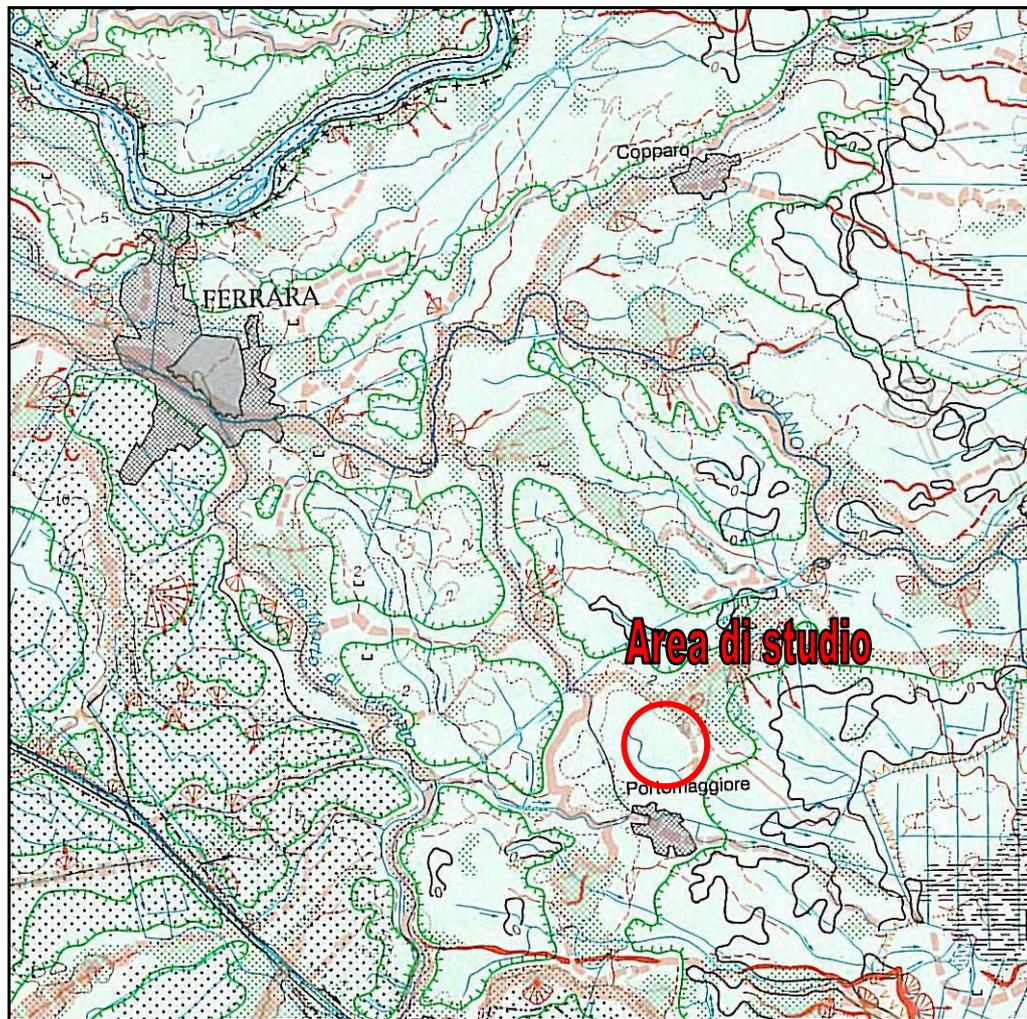


Figura 7

**Stralcio Carta Geomorfologica della Pianura Padana - scala 1:250.000**

Ubicazione delle aree in esame



Figura 8

**Stralcio Carta Geomorfologica della Provincia di Ferrara - scala 1:5.000**

Ubicazione delle aree in esame

## 2.3. Caratteri stratigrafici

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.

*Nel dettaglio, le stratigrafie rilevate individuano dal piano campagna a mt 15.00 di profondità, massima profondità raggiunta nelle prove n. 2 e 3, la prevalenza di sedimenti coesivi alternati a sedimenti coesivo-organici. Si sottolinea come in corrispondenza della prova CPT1 si rilevi, da mt 11.00 a mt 14.00 di profondità, un banco costituito prevalentemente da sedimenti coesivo-granulari.*

*Le successioni stratigrafiche presenti da mt 15.00 a mt 23.80 da p.c., massima profondità di indagine raggiunta, sono individuate per mezzo della prova CPT1. Nello specifico si rilevano, da mt 14.00 a mt 18.20 da p.c., sedimenti coesivi e coesivo-organici; da mt 18.20 a mt 23.80 da p.c., si rilevano sedimenti coesivo-granulari su sedimenti granulari.*

### 2.3.1. PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

#### 2.3.1.1. 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  $R_p/RI < 30$

### **2.3.1.2. CARATTERI LITOLOGICI – DESCRIZIONE**

Le caratteristiche litostratigrafiche, esaminate per mezzo del **rapporto di Begemann (1965) – norme A.G.I. (1977)**, permettono di evidenziare in

corrispondenza delle prove CPT, la prevalenza di torbe ed argille organiche alternate a limi ed argille, con le variazioni di seguito evidenziate.

#### CPT1

Il rapporto di Begemann ha individuato la seguente stratigrafia: dal piano campagna fino a mt 23.80 di profondità, si rilevano torbe ed argille organiche alternate a limi ed argille, organizzate in strati decimetrici e metrici; a mt 11.00, da mt 12.20 a mt 12.60, a mt 13.80 da p.c., a mt 18.80, da mt 19.80 a mt 21.00 da p.c., a mt 21.20 e da mt 21.60 a mt 23.20 da p.c., si rilevano livelli decimetrici di limi sabbiosi e sabbie limose.

#### CPT2 e CPT3

Le verticali d'indagine n. 2 e n. 3 sono molto simili alla precedente ma, a differenza della n. 1, il rapporto Begemann non individua la presenza di limi sabbiosi – sabbie limose, confermando invece la netta prevalenza di torbe ed argille organiche.

Le caratteristiche litologiche, desunte per mezzo dell'interpretazione di **Schmertmann**, permettono di confermare in linea di massima le valutazioni effettuate con la precedente metodica, ad eccezione di un modesto incremento delle componenti organiche e granulari (in particolar modo in corrispondenza della prova n. 1), rispetto quella coesiva.

Introducendo, infine, la possibilità di **casi dubbi** nella ricostruzione litostratigrafica effettuata per mezzo del rapporto di Begemann – norme A.G.I., si osserva come generalmente le due metodologie di indagine siano congruenti.

In base a queste ultime determinazioni, ritenute più attendibili e consultabili sia negli istogrammi di resistenza che nelle schede dei parametri geotecnici, viene confermata la presenza di livelli coesivo-organici, alle seguenti profondità dal piano campagna:

#### CPT1

- a mt 0.20;
- da mt 3.20 a mt 4.20;

- da mt 4.40 a mt 5.80;
- da mt 6.20 a mt 7.40;
- da mt 7.80 a mt 9.20;
- a mt 9.40;
- da mt 10.00 a mt 10.80;
- a mt 14.20;
- da mt 14.60 a mt 15.80;
- da mt 16.20 a mt 16.60.

#### CPT2

- da mt 0.20 a mt 0.60;
- da mt 1.20 a mt 1.60;
- da mt 2.20 a mt 2.80;
- da mt 3.20 a mt 3.60;
- a mt 3.80;
- da mt 4.20 a mt 4.60;
- da mt 5.20 a mt 5.60;
- a mt 5.80;
- da mt 6.60 a mt 7.40;
- da mt 7.80 a mt 8.20;
- da mt 8.40 a mt 8.80;
- a mt 9.00;
- da mt 9.60 a mt 10.40;
- da mt 10.60 a mt 11.20;
- da mt 11.60 a mt 12.00;
- da mt 14.00 a mt 14.60.

#### CPT3

- a mt 0.20;
- da mt 2.80 a mt 3.40;
- da mt 3.80 a mt 4.60;
- a mt 5.60;
- da mt 6.40 a mt 6.80;
- a mt 7.00;
- a mt 8.00;

- da mt 8.40 a mt 9.00;
- a mt 9.20;
- da mt 10.00 a mt 10.60;
- da mt 10.80 a mt 11.40;
- da mt 11.60 a mt 12.00;
- a mt 14.40.

Si conferma allo stesso modo la presenza di strati granulari e coesivo-granulari alle seguenti profondità dal piano campagna:

#### CPT1

- da mt 10.80 a mt 12.20, alternanza di sedimenti coesivo-granulari con granulari;
- da mt 12.20 a mt 12.60, granulari;
- da mt 13.00 a mt 13.80, coesivo-granulare;
- a mt 13.80, granulare;
- da mt 18.20 a mt 18.80, coesivo-granulare;
- a mt 18.80, granulare;
- da mt 19.00 a mt 19.80, coesivo-granulare;
- da mt 19.80 a mt 21.00, granulare;
- a mt 21.00, coesivo-granulare;
- a mt 21.20, granulare;
- a mt 21.40, coesivo-granulare;
- da mt 21.60 a mt 23.20, granulare;
- a mt 23.20, coesivo-granulare;
- da mt 23.40 a mt 23.80, granulare.

#### Supporti Grafici:

- Allegati 4-6. Diagrammi di resistenza ad istogrammi
- Allegati 7-9. Valutazioni litologiche

#### **2.4. 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, alla data di esecuzione delle stesse (24 e 25 novembre 2009), sono state misurate le quote delle superfici di saturazione, alle seguenti profondità riferite al piano campagna:

**Tabella 2.4.1**

Identificativo indagine	Profondità della sup. di saturazione dal p.c. (mt)
CPT1	1.30
CPT2	1.35
CPT3	1.15

*I valori indicati sono riferiti al 24 e 25 novembre 2009 – data di esecuzione delle indagini.*

Vista la situazione al contorno, l'acqua presente all'interno dei fori residuali delle indagini eseguite, corrisponde in questo caso ad acqua di infiltrazione superficiale o di saturazione, a movimento prevalentemente verticale, regimata essenzialmente dall'evapotraspirazione e dall'infiltrazione efficace. In ogni caso, in virtù di una consuetudine comune, nel presente testo tale acqua di strato sarà comunque denominata “falda superficiale”.

Bisogna evidenziare, inoltre, come in corrispondenza della prova n. 1, si rilevino limitate falde confinate, i cui serbatoi prevalentemente granulari sono presenti soprattutto da mt 10.80 a mt 12.60 da p.c., da mt 13.00 a mt 14.00 da p.c. e da mt 18.20 a mt 23.80 da p.c..

In base alla situazione al contorno, alla successione stratigrafica ed ai rilievi effettuati, alle informazioni disponibili basate su altre indagini eseguite in corrispondenza del sito in esame, risulta che le profondità misurate della superficie di saturazione (in data 24 e 25 novembre 2009), sono inferiori alla media annuale, la

quale in queste zone dovrebbe attestarsi alla profondità di circa mt 1.80 dal piano campagna.

Per quanto riguarda le acque di superficie, bisogna precisare come gli stessi corsi d'acqua costituiscano per il sito in esame un limite idrodinamico. Infatti il sito risulta delimitato a nord dal Condotto di Santa Monaca e ad est dal Condotto Valmaggione.

Inoltre, dalla Carta Idrografica del Bacino Burana-Volano-Canal Bianco, si mettono in evidenza tutti i canali presenti nelle zone limitrofe l'area di studio, come il Condotto Fioravanti ed il Canale Convogliatore, gestiti dal Consorzio di Bonifica Il Circondario.

Infine, in base ad informazioni bibliografiche relative alla Carta delle Aree storicamente allagate, si evince come l'area in esame sia stata soggetta, negli anni 1979 e 1996, ad allagamenti in seguito a episodi di precipitazioni intense.

#### Supporti Grafici e Cartografici:

- Figura 9. Schema di identificazione del sistema acquifero
- Figura 10. Schema movimento dell'acqua nel sottosuolo
- Figura 11. Stralcio Carta Idrografica del Bacino Burana-Volano-Canal Bianco, scala 1:50.000
- Figura 12. Stralcio Carta aree storicamente allagate – scala 1:5.000

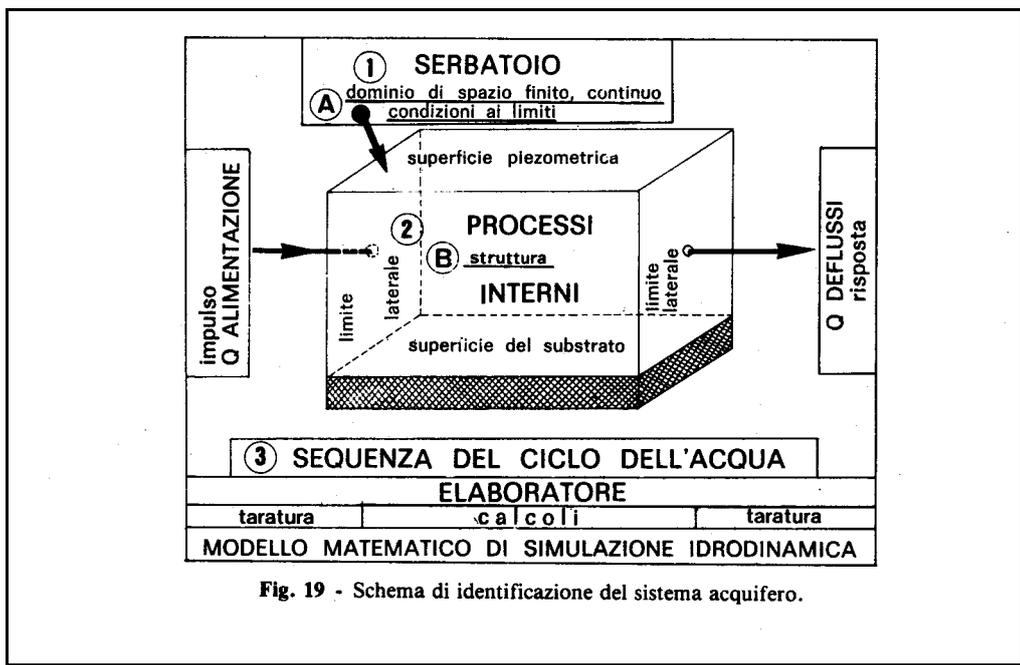


Figura 9  
**Schema di identificazione del sistema acquifero**

<b>direzione</b>	<b>verso</b>	<b>fenomenologia</b>	<b>zone di umidità interessate</b>
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 10  
**Movimento dell'acqua nel sottosuolo**



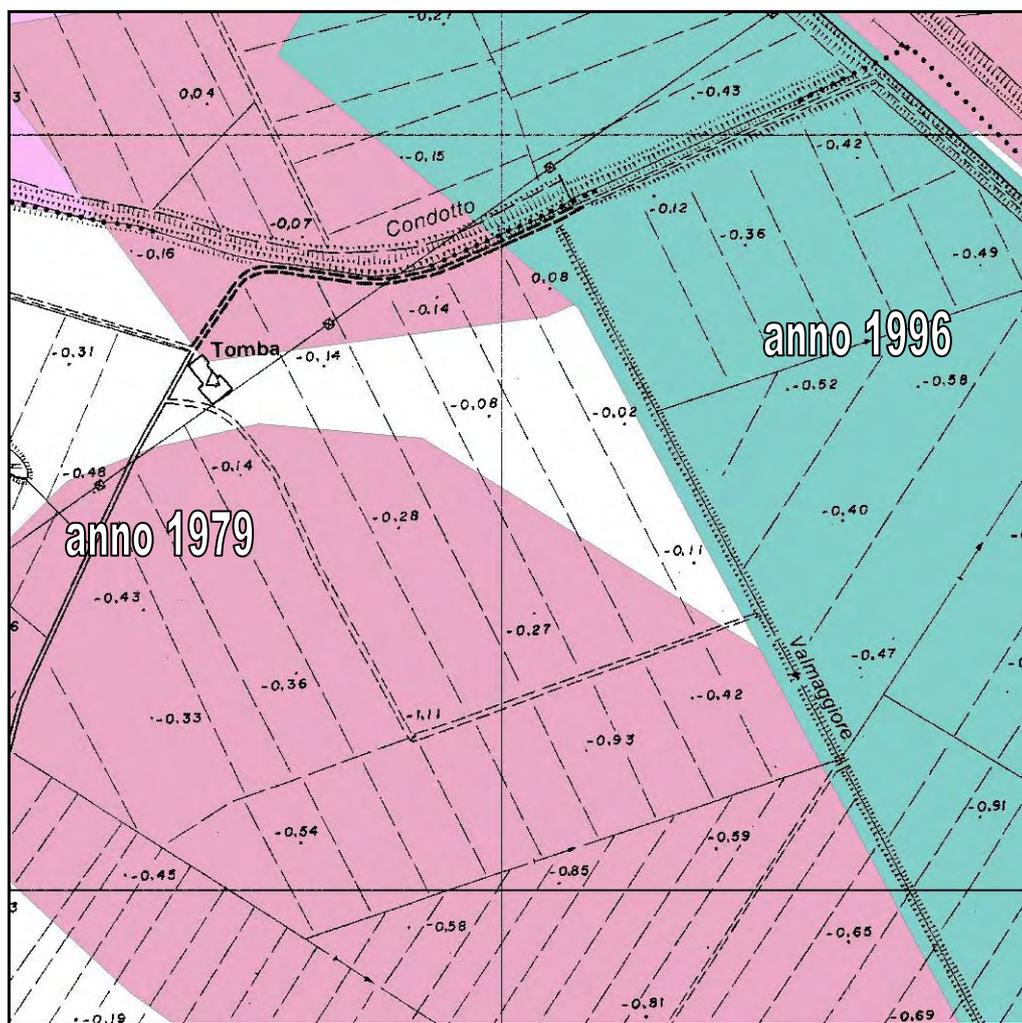


Figura 12

**Stralcio Carta Aree Storicamente allagate - Scala 1:5.000**

## 2.5. Pericolosità geologica del territorio

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 classificazione è stata eseguita in base all'accelerazione di picco orizzontale del suolo ( $a_g$ ) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

L'analisi della pericolosità nel lotto è stata effettuata sulla base dell'individuazione di:

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

Nel caso in esame, in corrispondenza della prova n. 1, è stato individuato uno strato granulare spesso, saturo ed ipotizzato continuo sul quale effettuare le verifiche alla liquefazione ed alla dilatanza in caso di evento sismico.

Per quanto riguarda terreni dotati di scarse caratteristiche meccaniche, va segnalato come la loro presenza sia stata individuata già da quote superficiali.

Relativamente alle condizioni idrogeologiche, viste le caratteristiche delle opere previste, non si prevedono particolari criticità, ad eccezione delle eventuali conseguenze di cicli di saturazione e desaturazione dei livelli coesivi e coesivo-organici più superficiali, in seguito ai quali potrebbero innescarsi cedimenti secondari anche a distanza di tempo dall'edificazione, anche a causa dell'aumento della pressione efficace in corrispondenza degli strati più deboli. Inoltre, dall'osservazione della Carta delle Aree storicamente allagate, si evince come l'area in esame risulti soggetta ad allagamenti in seguito a eventi di precipitazioni intense.

Non sono presenti rilevati in corrispondenza o nei pressi del sito di indagine.

### Supporti Grafici:

- Figura 13. Nuova zonizzazione sismica



Figura 13  
**Nuova zonizzazione sismica**

## 2.6. Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

### 2.6.1. CATEGORIA DI 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 2.6.1.1).

**Tabella 2.6.1.1**

Categoria	Descrizione
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi, caratterizzati da valori di <math>V_{s30}</math> superiori a 800 mt/sec, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 mt</i>
<b>B</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 <math>V_{s30}</math> compresi tra 360 mt/sec e 800 mt/sec (ovvero <math>N_{SPT,30} &gt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &gt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina)</i>
<b>C</b>	<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 <math>V_{s30}</math> compresi tra 180mt/sec e 360 mt/sec (ovvero <math>15 &lt; N_{SPT,30} &lt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>70</math> kPa <math>&lt; c_{u,30} &lt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina)</i>
<b>D</b>	<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 con la profondità e da valori di <math>V_{s30}</math> inferiori a 180 mt/sec (ovvero <math>N_{SPT,30} &lt; 15</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &lt; 70</math> kPa nei terreni a grana fina)</i>
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 mt, posti sul substrato di riferimento (con <math>V_s &gt; 800</math> 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 d'elevata sensibilità al collasso (Tabella 2.6.1.2).

**Tabella 2.6.1.2**

Categoria	Descrizione
<b>S1</b>	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
<b>S2</b>	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 interagente con l'opera, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente  $V_{s,30}$ , 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 corrispondente a 30 m. La definizione del valore della  $V_{s30}$  assume, in questo caso, valori diversi da quelli ottenuti per mezzo della media delle velocità dei singoli strati pesata sui relativi spessori; è dunque necessario enfatizzare anche il contributo degli strati più deformabili.

**In mancanza di misure di  $V_s$ , 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, si determineranno i valori di  $c_u$  e di  $N_{spt}$ , rilevati in corrispondenza della prova CPT1, poiché spinta fino alla profondità di mt 23.80 da p.c..*

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 2.6.1.3).*

*Nel caso specifico, per rappresentare le sabbie rilevate da mt 19.80 a mt 23.80 da p.c., si utilizzerà il rapporto  $qc/N_{SPT} = 5$ , contrariamente, per gli altri strati granulari e prevalentemente granulari individuati lungo la verticale di indagine, si utilizzerà il rapporto  $qc/N_{SPT} = 4$ .*

**Tabella 2.6.1.3**

N. Strati	Profondità strato (m)	Spessore $h_i$ (m)	$qc$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$N_{SPT}$	$h_i/N_{SPT30}$
1	10.80 – 12.60	1.80	63.00	15.75	0.11
2	13.00 – 14.00	1.00	41.40	10.35	0.09
3	18.20 – 19.80	1.60	40.40	10.10	0.15
4	19.80 – 23.80	4.00	100.40	20.08	0.19

$$N_{SPT,23.80} = 15.55 \rightarrow 16 \text{ colpi}$$

In questo caso, il valore calcolato di  $N_{SPT,23.80}$ , limitato agli strati di terreno granulare compresi entro i primi 23.80 m di profondità, definisce complessivamente una categoria di sottosuolo di tipo C; nello specifico, si determina un suolo di tipo C per gli strati rilevati da mt 10.80 a mt 12.60 da p.c. e da mt 19.80 a mt 23.80 da p.c. e di tipo D per gli strati rilevati da mt 13.00 a mt 14.00 e da mt 18.20 a mt 19.80 da p.c..

A seguire, si riporta l'espressione che determina la resistenza non drenata equivalente  $c_{u,30}$ :

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

Nella Tabella 2.6.1.4, si restituiscono i valori di coesione non drenata relativi agli strati considerati per la verticale di indagine n.1, considerando la posa di fondazioni a mt 1.60 dal piano campagna.

**Tabella 2.6.1.4 – CPT1**

N. Strati	Profondità strato (m)	Spessore $h_i$ (m)	$c_u$ (kPa)	$h_i/c_u$
1	1.60 – 3.20	1.60	41.00	0.039
2	3.20 – 10.80	7.60	23.00	0.330
3	12.60 – 13.00	0.40	78.00	0.005
4	14.00 – 16.60	2.60	39.00	0.066
5	16.60 – 18.20	1.60	56.00	0.028

$$c_{u,23,80} = 29.48 \text{ kPa}$$

Il valore stimato per la  $c_{u,23,80}$ , consente di definire complessivamente una categoria di sottosuolo pari a D, ad eccezione del livello coesivo rilevato da mt 12.60 a mt 13.00 da p.c., che determina una categoria di sottosuolo di tipo C.

Generalmente, nel caso di sottosuoli costituiti da stratificazioni di terreni granulari e coesivi distribuite nei primi 30 m di profondità, nel caso specifico 23.80 mt, si considera la categoria del sottosuolo peggiore tra quelle individuate per i singoli parametri  $N_{SPT}$  e  $c_u$ .

Dunque, in base alle caratteristiche riportate nelle Tabelle 2.6.1.3 e 2.6.1.4. ed ai valori calcolati si definisce, in entrambe le aree di studio, la categoria del suolo di fondazione pari a **D** per  $c_u < 70 \text{ kPa}$  nei terreni a grana fina. Come già accennato, in base ad altre informazioni disponibili, si ritiene che l'estensione di tale tipologia allo

spessore compreso tra il piano di fondazione e mt 30.00 di profondità dallo stesso, sia comunque cautelativa.

#### Supporti Grafici:

- Allegati 4-6. Diagrammi di resistenza ad istogrammi
- Allegati 10-12. Tabelle parametri geotecnici

### **2.6.2. CONDIZIONI TOPOGRAFICHE**

Per configurazioni superficiali semplici si considera la seguente classificazione riportata in Tabella 2.6.2.1.

**Tabella 2.6.2.1**

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

### **2.7. Verifica delle sollecitazioni sismiche sui terreni di fondazione**

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 DI 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 ( $\phi$ ) 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, solo in corrispondenza della prova CPT1, è stato individuato uno strato granulare saturo e continuo. Tale strato presenta valore di  $D_r$  inferiore al 70%; questa caratteristica fa sì che nel sito di indagine non sussista il fenomeno della dilatanza. In ogni caso si sottolinea 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'innescio del fenomeno.*

## 2.8. Stabilità nei confronti della liquefazione

Si definisce **liquefazione** la diminuzione della resistenza al taglio e/o di rigidità, 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  $\sigma'_v$  la pressione efficace verticale.

4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 14 (a), nel caso di materiale con coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$  ed in Figura 14 (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.

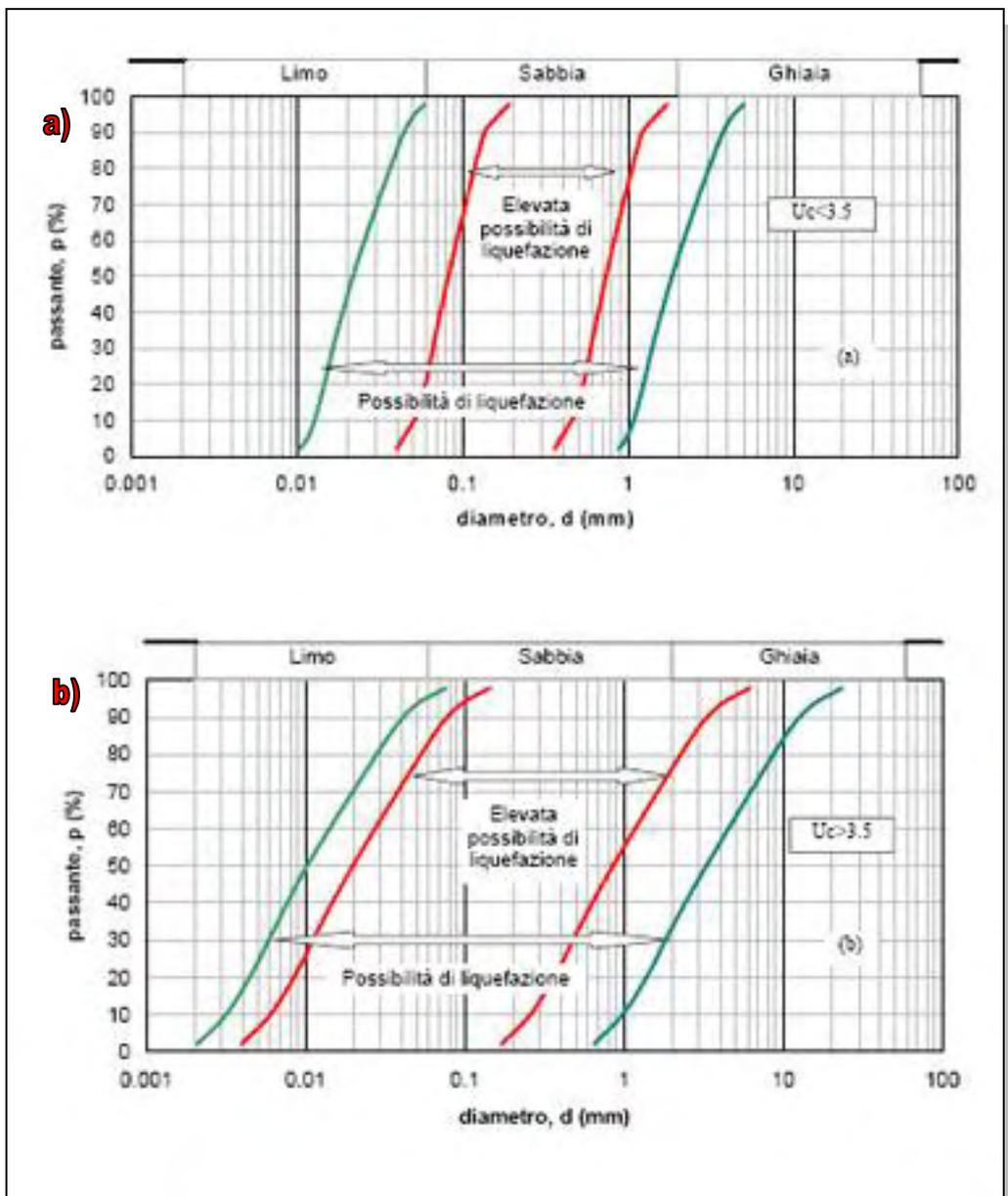


Figura 14

**Fusi granulometrici di terreni suscettibili a liquefazione**

### 2.8.1. VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE PER IL CASO SPECIFICO

Sebbene si faccia riferimento a quanto riportato nel “*La Liquefazione del terreno in condizioni sismiche*”, (T. Crespellani et al., ed. Zanichelli), dove si evince che eventuali strati superficiali non liquefacibili con spessore maggiore di mt. 3.00, possano contrastare la liquefazione, nel presente documento tecnico, è stata ugualmente determinata la verifica alla suscettibilità alla liquefazione.

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 della prova penetrometrica statica.

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  $F_L \geq 1.25$

Nella tabella successiva, si riporta il valore del fattore di liquefazione calcolato per lo strato granulare saturo ed ipotizzato continuo, rilevato in corrispondenza della prova n. 1 (Tabella 2.8.1.1).

**Tabella 2.8.1.1**

Profondità strato	$F_L$	Suscettibilità
19.80 – 23.80	1.79	<i>Non liquefacibile</i>

In base al valore precedentemente riportato in tabella, si evince come lo strato granulare saturo e spesso rilevato non sia suscettibile al fenomeno della liquefazione in quanto il fattore  $F_L$  è superiore a 1.25.

## 2.9. 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, eseguite, 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 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 insediamento allevamento avicolo; in base alle informazioni disponibili questo tipo di intervento rientra, in presenza di azioni sismiche, in Classe d'uso I, poiché trattasi di strutture con presenza solo occasionale di persone, 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 2.9.1.

**Tabella 2.9.1.**

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

L'area di studio rientra 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 2.9.2., nelle quali  $g$  è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

**Tabella 2.9.2.**

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 2.9.3.

**Tabella 2.9.3.**

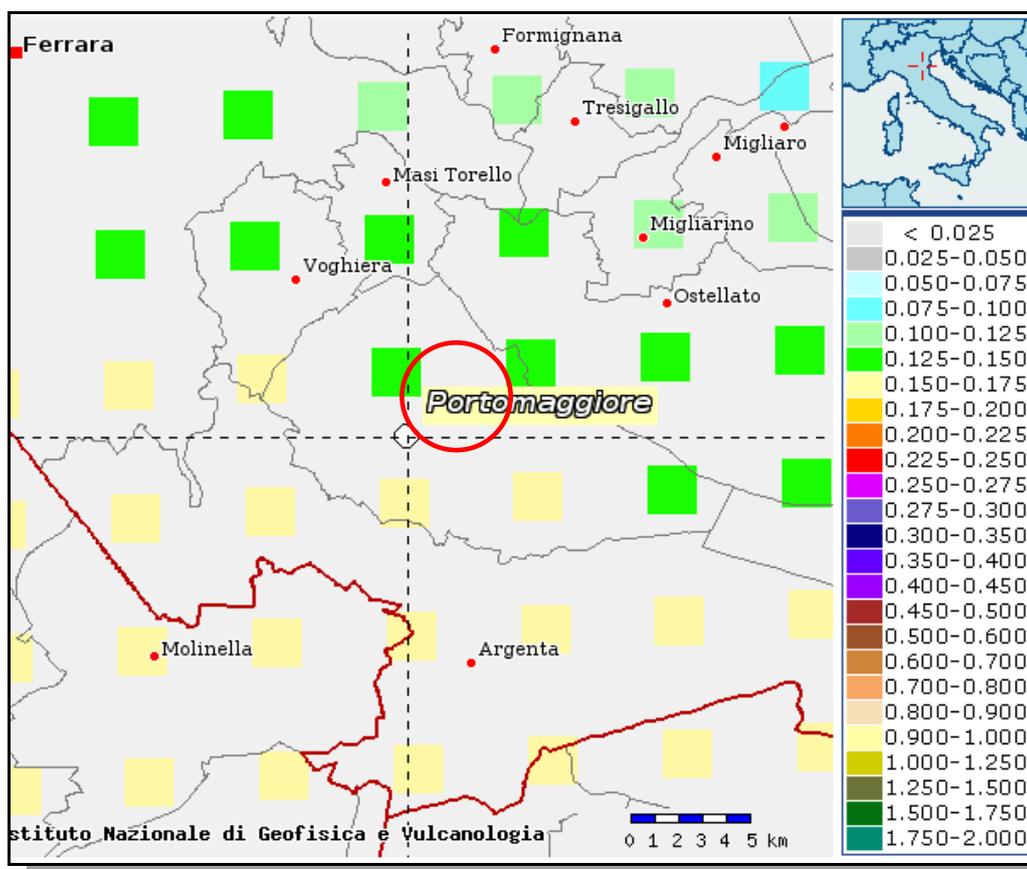
Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Ai fini del calcolo degli spettri di risposta secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni NTC08, è stato utilizzato il foglio elettronico con il programma di calcolo, in formato Excel, distribuito dal Ministero delle infrastrutture.

La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno stato limite si articola nelle tre fasi di seguito esplicitate.

I FASE: Individuazione della pericolosità del sito sulla base dei risultati del progetto S1 – INGV

La mappa riporta il parametro **a(g)** (accelerazione orizzontale massima del suolo, come definita dall'OPCM 3519/2006, corrispondente a quella che in ambito internazionale è chiamata PGA); il comune di Portomaggiore rientra negli intervalli 0.125 - 0.150 e 0.150 – 0.175.



FASE I - <http://esse1-gis.mi.ingv.it/s1>

## FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

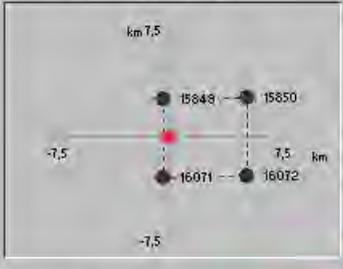
---

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

---

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

---

Interpolazione

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE I – [foglio di calcolo N.T.C. versione 1.0.3 \(Ministero delle Infrastrutture\)](#)

Nel caso specifico è stata effettuata una ricerca per comune anziché per coordinate del sito in esame.



### III FASE: determinazione dell'azione di progetto

Si sceglie lo Stato Limite, la categoria del sottosuolo e la categoria topografica, per determinare i grafici degli spettri di risposta ed i relativi parametri.

## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

**Stato Limite**

Stato Limite considerato SLV info

**Risposta sismica locale**

Categoria di sottosuolo D info       $S_e = 1,800$        $C_c = 2,398$  info

Categoria topografica T1 info       $h/H = 0,000$        $S_T = 1,000$  info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

**Compon. orizzontale**

Spettro di progetto elastico (SLE)      Smorzamento  $\xi$  (%) 5       $\gamma = 1,000$  info

Spettro di progetto inelastico (SLU)      Fattore  $q_o = 3$       Regol. in altezza no info

**Compon. verticale**

Spettro di progetto      Fattore  $q = 1,5$        $\gamma = 0,667$  info

**Elaborazioni**

Grafici spettri di risposta ➔

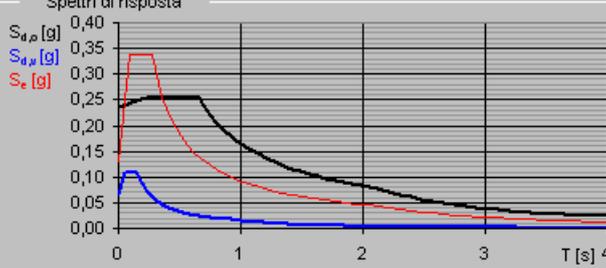
Parametri e punti spettri di risposta ➔

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

**Spettri di risposta**



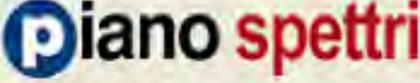
INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

### FASE III – [foglio di calcolo N.T.C. versione 1.0.3 \(Ministero delle Infrastrutture\)](#)

Ai fini di una comparazione di parametri sismici, si riportano i valori del periodo di ritorno ed i parametri di pericolosità sismica, riferiti al sito rappresentato dalle seguenti coordinate geografiche, calcolati tramite software dedicato, STA DATA.



### Piano Spettri



**Parametri del sito**

Città

Longitudine

Latitudine

Vita nominale

Classi d'uso

Stati Limite



**Periodo di ritorno**

TR [s]

**Parametri di pericolosità sismica**

ag [m/s<sup>2</sup>]       Fo [-]       T<sup>\*c</sup> [s]

Per ulteriori informazioni: [www.stadata.com](http://www.stadata.com)

S.T.A. DATA

Supporti Grafici:

- Allegati 16-17. Grafici spettri di risposta per stato limite ultimo SLV e parametri e punti spettri di risposta.

## 2.10. Modello geologico – Considerazioni conclusive

Nel sito oggetto del presente studio si rilevano complessivamente depositi di baia interdistributrice e di catino interfluviale. Essi sono costituiti prevalentemente, dal piano campagna a circa mt 10.80/15.00 di profondità, da sedimenti coesivi e coesivo-organici. Mediante la prova CPT1, spinta fino alla profondità di mt 23.80 da p.c., sono stati rilevati, da mt 10.80 a mt 14.00 da p.c. e da mt 18.20 a mt 23.80 da p.c., depositi ad alta energia idrodinamica, separati tra mt 14.00 e mt 18.20 da p.c., da depositi a bassa energia idrodinamica.

In data 24 e 25 novembre 2009, sono state misurate le profondità delle superfici freatiche; queste sono risultate inferiori alla media annuale valutata, in base a precedenti informazioni, pari a circa mt 1.80 dal piano campagna.

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 dell'area in esame, individuata mediante l'elaborazione della prova penetrometrica statica CPT1, spinta fino alla profondità di mt. 23.80, risulta essere la "D". In base ad altre informazioni disponibili, si ritiene che l'estensione di tale categoria agli spessori compresi tra il piano di fondazione e mt 30.00 di profondità dallo stesso, sia cautelativa.

L'area di studio risulta essere non soggetta al fenomeno della dilatanza e potenzialmente non liquefacibile in caso di evento sismico.

Infine, in base ad informazioni bibliografiche relative alla Carta delle Aree storicamente allagate, si evince come l'area in esame sia stata soggetta ad allagamenti in seguito ad eventi di precipitazioni intense.

- Parte Terza -

## MODELLO GEOTECNICO

### 3. MODELLAZIONE GEOTECNICA

#### 3.1. Parametrizzazione geotecnica

##### 3.1.1. PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

###### 3.1.1.1. PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA – MODALITÀ DI VALUTAZIONE

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);
- **$\Phi$**  - 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).

###### Supporti Grafici:

- Allegati 10-12. Tabelle parametri geotecnici

### 3.1.1.2. PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA – DESCRIZIONE

In base alle elaborazioni delle prove penetrometriche effettuate nel sito in esame, in particolare dalle analisi dei diagrammi ad istogrammi, è stato possibile sintetizzare i **modelli geotecnici** di riferimento riportati nelle tabelle seguenti:

**Tabella 3.1.1.2.1 – CPT1**

Profondità (m)	Descrizione geotecnica
<b>da mt 0.20 a mt 3.20</b>	Prevalenza di terreni coesivi moderatamente consistenti su coesivi consistenti, al tetto isolato livello coesivo-organico: $R_p = 8.20 \text{ kg/cm}^2$ $R_I = 0.47 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma' = 0.85 \text{ t/m}^3$ $C_u = 0.41 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 15.70$ $M_o = 34.60 \text{ kg/cm}^2$
<b>da mt 3.20 a mt 10.80</b>	Prevalenza di terreni coesivo-organici su terreni coesivi poco consistenti, a tratti moderatamente consistenti: $R_p = 4.70 \text{ kg/cm}^2$ $R_I = 0.31 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma' = 0.53 \text{ t/m}^3$ $C_u = 0.23 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 2.10$ $M_o = 16.10 \text{ kg/cm}^2$
<b>da mt 10.80 a mt 12.60</b>	Terreni coesivo-granulari alternati con terreni granulari mediamente addensati: $R_p = 63.00 \text{ kg/cm}^2$ $R_I = 2.11 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma' = 0.99 \text{ t/m}^3$ $C_u = 2.19 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 19.60$ $M_o = 197.50 \text{ kg/cm}^2$ $Dr = 58 \%$ $\phi = 31.8^\circ$ $M_o = 189.00 \text{ kg/cm}^2$
<b>da mt 12.60 a mt 14.20</b>	Prevalenza di terreni coesivo-granulari su terreni coesivi consistenti, puntuali livelli granulari mediamente addensati: $R_p = 32.50 \text{ kg/cm}^2$ $R_I = 1.35 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma' = 0.97 \text{ t/m}^3$ $C_u = 1.07 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 6.40$ $M_o = 89.70 \text{ kg/cm}^2$ $Dr = 39 \%$ $\phi = 29.8^\circ$ $M_o = 124.20 \text{ kg/cm}^2$

<b>da mt 14.20 a mt 16.60</b>	Prevalenza di terreni coesivo-organici su terreni coesivi moderatamente consistenti: $R_p = 7.30 \text{ kg/cm}^2$ $R_I = 0.51 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma' = 0.56 \text{ t/m}^3$ $C_u = 0.36 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 1.40$ $M_o = 24.50 \text{ kg/cm}^2$
<b>da mt 16.60 a mt 18.20</b>	Terreni coesivi da moderatamente consistenti a consistenti: $R_p = 12.00 \text{ kg/cm}^2$ $R_I = 0.67 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma' = 0.92 \text{ t/m}^3$ $C_u = 0.56 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 2.10$ $M_o = 44.30 \text{ kg/cm}^2$
<b>da mt 18.20 a mt 19.80</b>	Terreni coesivo-granulari con isolato livello granulare sciolto: $R_p = 40.40 \text{ kg/cm}^2$ $R_I = 1.57 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma' = 0.96 \text{ t/m}^3$ $C_u = 1.24 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 5.00$ $M_o = 108.50 \text{ kg/cm}^2$ $Dr = 28 \%$ $\phi = 29.5^\circ$ $M_o = 121.10 \text{ kg/cm}^2$
<b>da mt 19.80 a mt 23.80</b>	Prevalenza di terreni granulari mediamente addensati su terreni coesivo-granulari: $R_p = 100.40 \text{ kg/cm}^2$ $R_I = 2.84 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma' = 1.01 \text{ t/m}^3$ $C_u = 2.99 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 11.50$ $M_o = 269.30 \text{ kg/cm}^2$ $Dr = 58 \%$ $\phi = 33.8^\circ$ $M_o = 301.10 \text{ kg/cm}^2$

**Tabella 3.1.1.2.2 – CPT2**

<b>Profondità (m)</b>	<b>Descrizione geotecnica</b>
<b>da mt 0.20 a mt 2.80</b>	Alternanza di terreni coesivi moderatamente consistenti con terreni coesivo-organici, puntuali livelli coesivi consistenti: $R_p = 8.20 \text{ kg/cm}^2$ $R_I = 0.54 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma' = 0.66 \text{ t/m}^3$ $C_u = 0.40 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 14.40$ $Mo = 28.80 \text{ kg/cm}^2$
<b>da mt 2.80 a mt 9.60</b>	Fitta alternanza di terreni coesivi da poco consistenti a moderatamente consistenti con terreni coesivo-organici: $R_p = 5.20 \text{ kg/cm}^2$ $R_I = 0.30 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma' = 0.63 \text{ t/m}^3$ $C_u = 0.26 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 2.70$ $Mo = 20.60 \text{ kg/cm}^2$
<b>da mt 9.60 a mt 11.00</b>	Prevalenza di terreni coesivo-organici su terreni coesivi poco consistenti: $R_p = 4.10 \text{ kg/cm}^2$ $R_I = 0.27 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma' = 0.51 \text{ t/m}^3$ $C_u = 0.21 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 1.20$ $Mo = 13.90 \text{ kg/cm}^2$
<b>da mt 11.00 a mt 12.00</b>	Prevalenza di terreni coesivo-organici su terreni coesivi moderatamente consistenti: $R_p = 6.00 \text{ kg/cm}^2$ $R_I = 0.40 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma' = 0.60 \text{ t/m}^3$ $C_u = 0.30 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 1.70$ $Mo = 22.40 \text{ kg/cm}^2$
<b>da mt 12.00 a mt 14.00</b>	Terreni coesivi prevalentemente moderatamente consistenti: $R_p = 8.70 \text{ kg/cm}^2$ $R_I = 0.54 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma' = 0.87 \text{ t/m}^3$ $C_u = 0.43 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 2.30$ $Mo = 36.60 \text{ kg/cm}^2$
<b>da mt 14.00 a mt 15.00</b>	Terreni coesivo-organici alternati a terreni coesivi moderatamente consistenti: $R_p = 6.20 \text{ kg/cm}^2$ $R_I = 0.41 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma' = 0.61 \text{ t/m}^3$ $C_u = 0.31 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 1.30$ $Mo = 23.00 \text{ kg/cm}^2$

**Tabella 3.1.1.2.3 – CPT3**

<b>Profondità (m)</b>	<b>Descrizione geotecnica</b>
<b>da mt 0.20 a mt 2.80</b>	Prevalenza di terreni coesivi moderatamente consistenti su coesivi consistenti, al tetto isolato livello coesivo-organico: $R_p = 8.80 \text{ kg/cm}^2$ $RI = 0.54 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma' = 0.87 \text{ t/m}^3$ $C_u = 0.43 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 17.50$ $Mo = 36.00 \text{ kg/cm}^2$
<b>da mt 2.80 a mt 4.60</b>	Prevalenza di terreni coesivo-organici su terreni coesivi moderatamente/poco consistenti: $R_p = 5.30 \text{ kg/cm}^2$ $RI = 0.36 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma' = 0.54 \text{ t/m}^3$ $C_u = 0.27 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 3.80$ $Mo = 18.20 \text{ kg/cm}^2$
<b>da mt 4.60 a mt 8.00</b>	Prevalenza di terreni coesivi poco consistenti e moderatamente consistenti su terreni coesivo-organici: $R_p = 5.50 \text{ kg/cm}^2$ $RI = 0.28 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma' = 0.73 \text{ t/m}^3$ $C_u = 0.28 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 2.70$ $Mo = 24.40 \text{ kg/cm}^2$
<b>da mt 8.00 a mt 12.00</b>	Prevalenza di terreni coesivo-organici poco consistenti, su terreni coesivi poco e moderatamente consistenti: $R_p = 4.30 \text{ kg/cm}^2$ $RI = 0.26 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma' = 0.58 \text{ t/m}^3$ $C_u = 0.22 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 1.20$ $Mo = 16.30 \text{ kg/cm}^2$
<b>da mt 12.00 a mt 15.00</b>	Prevalenza di terreni coesivi moderatamente consistenti: $R_p = 10.40 \text{ kg/cm}^2$ $RI = 0.68 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma' = 0.87 \text{ t/m}^3$ $C_u = 0.50 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 2.50$ $Mo = 39.90 \text{ kg/cm}^2$

Note: I valori dei parametri geotecnici sopra riportati, si riferiscono alle medie dei parametri relativi allo spessore corrispondente.

Supporti Grafici:

- Allegati 4-6. Diagrammi di resistenza ad istogrammi

### 3.2. 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 (di competenza dello strutturista).

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).

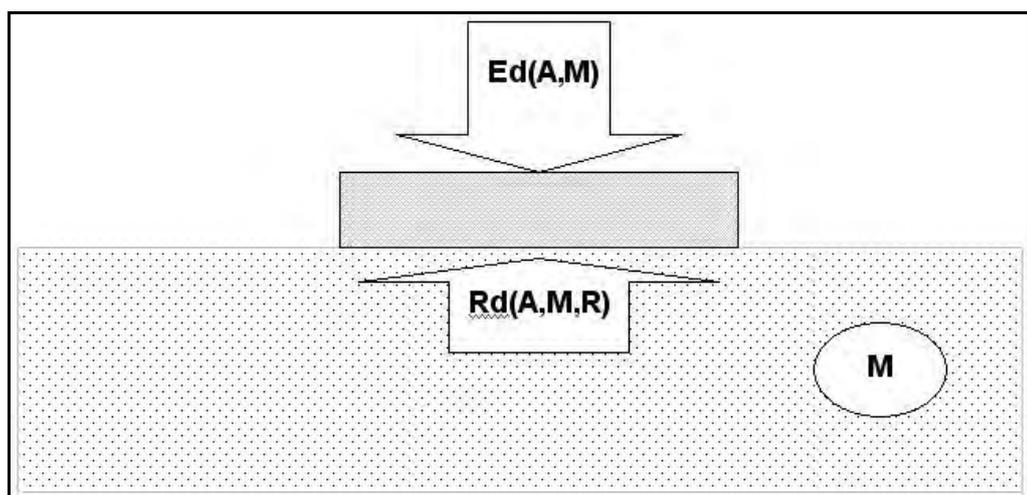


Figura 15

#### Verifiche $E_d$ e $R_d$ nel caso di una fondazione superficiale

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.

#### Supporti Grafici:

- Figura 15. Verifiche Ed e Rd nel caso di una fondazione superficiale.

### **3.3. Resistenze**

Il valore di progetto della resistenza Rd del sistema geotecnico, si determina in modo analitico con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  specificato nella successiva Tab. 6.2.11 e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

A tal fine si definisce “valore caratteristico della resistenza”, il frattile 5% della resistenza. 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,  $\sigma$  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 ( $\varphi$ ) e peso dell'unità di volume del terreno ( $\gamma$ ).

#### **3.3.1. DEFINIZIONE DELLE RESISTENZE MEDIE ( $R_M$ ) E RESISTENZE CARATTERISTICHE ( $R_K$ ) – IPOTESI DI STUDIO PER FONDAZIONI SUPERFICIALI**

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. 16).

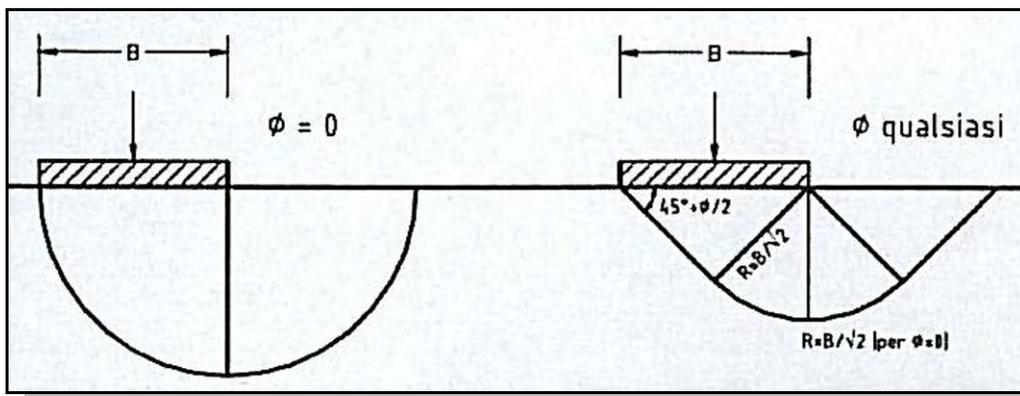


Figura 16

### Condizioni di rottura del terreno in funzione di $\Phi$

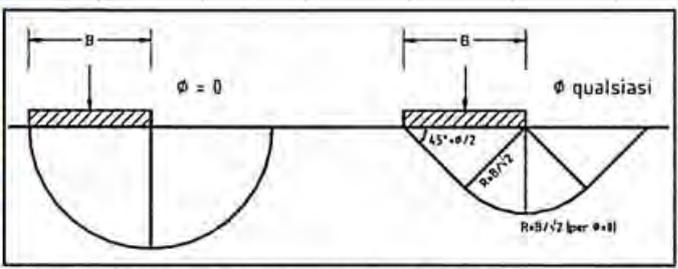
A seguire, si riportano i valori delle resistenze medie e delle resistenze caratteristiche relative al sito di indagine, ipotizzando una fondazione diretta tipo plinto quadrato di lato  $B = \text{mt } 3.00$ , rigida, con carico verticale centrato, piano di fondazione orizzontale impostato a  $\text{mt } 1.60$  dal piano campagna esistente al momento dell'esecuzione delle indagini.

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.

### Caso plinto quadrato

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

Volume Significativo	
<b>Plinto quadrato</b> $\phi = 0$	
B =	300
L =	300
D =	160
R =	300
cm	



Possibili meccanismi di collasso plastico per fondazioni superficiali

SCHEDA 1

Ai fini del calcolo dei parametri caratteristici, sono stati considerati i valori relativi ad ogni singolo strato di 20 cm delle componenti coesive presenti da mt 1.60 a mt 4.60 da p.c.(Tabella 3.3.1.1), rilevate in corrispondenza delle tre verticali di indagine.

**Tabella 3.3.1.1**

Resistenza media $R_m$	Resistenza caratteristica $R_k$
$\tan\varphi = 0.0$	$\tan\varphi_k = 0.0$
$c_u = 0.330 \text{ kg/cm}^2$	$c_{uk} = 0.186 \text{ kg/cm}^2$
$\gamma = 1.850 \text{ t/m}^3$	$\gamma_k = 1.850 \text{ t/m}^3$

Si ribadisce 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.

### 3.3.2. DEFINIZIONE DELLE RESISTENZE DI PROGETTO ( $R_D$ ) – IPOTESI DI STUDIO: FONDAZIONI SUPERFICIALI

Nonostante lo scrivente non disponga dei valori progettuali delle opere, in quanto di pertinenza dello strutturista, nella presente sono determinati, a livello indicativo, i valori di progetto utili per la definizione della resistenza  $R_D$ , derivati dai relativi valori caratteristici  $R_k$ .

Nel caso specifico, a livello cautelativo, è stato scelto l'Approccio 1 combinazione 2, in modo tale da avere condizioni più severe nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

<b>Approccio 1, combinazione 2: (A2 + M2 + R2)</b>
--

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  $\gamma_R$  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 $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_\phi$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tabella 6.4.I** - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

### 3.3.2.1. 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.

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

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)

$\gamma$  e  $\gamma'$  = peso dell'unità di volume (efficace) del terreno;

$D$  = profondità del piano di posa delle fondazioni.

### Caratteristiche dell'opera di fondazione utilizzata come riferimento:

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.

<b>Plinto quadrato <math>\phi = 0</math></b>	
B =	300
L =	300
D =	160
$\gamma_d =$	0,00185
$\gamma' =$	0,00085
cud =	0,1489
$\phi \text{ RAD} =$	0
Kp =	1,000
B/L =	1,000
K1 =	0,533
<b>Coeff. di portata</b>	
Nc =	5,14
Nq =	1
N $\gamma$ =	0
Nq/Nc	0,195
<b>Fatt. di forma</b>	
Sc =	1
Sq =	1
S $\gamma$ =	1
<b>Fatt. di profondità</b>	
dc =	1,21
dq =	1,00
d $\gamma$ =	1,00
<b>Fatt. di incl. Terreno</b>	
gc =	1,00
gq =	1,00
g $\gamma$ =	1,00
$\beta \text{ RAD}$	0
<b>Fatt. di incl. Fondazione (base inclinata)</b>	
bc =	1,00
bq =	1,00
b $\gamma$ =	1,00
$\eta \text{ RAD} =$	0
<b>Fatt. di incl. Carico</b>	
ic =	1,00

$i_q =$	1,00
$i_\gamma =$	1,00

Applicazione della formula di calcolo:

$$R_d = 1.22 \text{ kg/cm}^2$$

Il valore della resistenza di progetto  $R_d$ , è stata determinata mediante i valori di progetto riportati in Tabella 3.3.2.1.1.

**Tabella 3.3.2.1.1**

Valori Caratteristici $R_k$	Coeff. Parziali $M_2$	Valori di Progetto $R_d$
$\tan\phi = 0.0$	1.25	$\tan\phi_d = 0.0$
$c_{uk} = 0.186 \text{ kg/cm}^2$	1.25	$c_{ud} = 0.148 \text{ kg/cm}^2$
$\gamma = 1.850 \text{ t/m}^3$	1.0	$\gamma_d = 1.850 \text{ t/m}^3$

### 3.3.3. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI IN CONDIZIONI STATICHE, RELATIVI AD UNA IPOTESI DI CARICO DI ESERCIZIO (RIF. D.M. 13/03/88)

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 base alle tipologie edificatorie previste (plinto quadrato rigido impostato a mt 1.60 dal piano campagna, carico verticale centrato):

**Tabella 3.3.3.1 - CPT1**

Plinto quadrato	$q_{\text{esercizio}} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	Vol. sign. (mt)	Cedimento S (cm)
B = L = 3.00 mt	0.55	15.00 mt	5.99

**Tabella 3.3.3.2 – CPT2**

Plinto quadrato	$q_{\text{esercizio}} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	Vol. sign. (mt)	Cedimento S (cm)
B = L = 3.00 mt	0.55	15.00 mt	5.99

**Tabella 3.3.3.3– CPT3**

<b>Plinto quadrato</b>	<b>q<sub>esercizio</sub> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Vol. sign. (mt)</b>	<b>Cedimento S (cm)</b>
B = L = 3.00 mt	0.55	15.00 mt	5.65

Note: vista la probabile forte presenza di terreni organici, è possibile che i cedimenti assoluti sopra elencati siano sottostimati: per la loro valutazione è stato infatti utilizzato il coefficiente  $\alpha = 3,00$ . In base alle caratteristiche della componente organica, in taluni casi tale coefficiente si riduce a 1,50 con conseguente forte incremento dei valori dei cedimenti i quali, per il caso analizzato, potrebbero raggiungere valori prossimi a 10 cm.

Supporti Grafici:

- Allegati 13-15. Cedimenti fondazioni.

### 3.4. Modello geotecnico - Considerazioni conclusive

Quanto emerso per mezzo delle elaborazioni delle prove penetrometriche statiche, definisce come le successioni stratigrafiche siano rappresentate, nel complesso, dal piano campagna a mt 15.00 di profondità, da una fitta alternanza di livelli decimetrici e metrici di sedimenti coesivi poco consistenti e moderatamente consistenti con sedimenti coesivo-organici; in corrispondenza della prova CPT1, da mt 10.80 a mt 14.00 e da mt 18.20 a mt 23.80, si rilevano strati di sedimenti coesivo-granulari e granulari mediamente addensati.

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 queste indagini le ricostruzioni litostratigrafiche sono state eseguite empiricamente sulla base di teorie tratte da diversi studi ed esperienze, così come in base a relazioni empiriche, sono stati valutati tutti i parametri geotecnici.

Nella presente, sono stati determinati i valori caratteristici ed i valori di progetto dei parametri geotecnici del terreno, utili per la definizione del valore di progetto della resistenza  $R_d$ . Inoltre, sono state effettuate alcune valutazioni specifiche, relative all'entità dei cedimenti assoluti teorici in condizioni statiche, sulla base di carichi di esercizio ipotizzati nella presente.

Si ricorda, inoltre, come le scelte progettuali per le opere di fondazione devono essere effettuate contestualmente e congruentemente con quelle delle strutture in elevazione. Le strutture di fondazione devono rispettare le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio e le verifiche di durabilità. La profondità del piano di posa delle fondazioni deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali. Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua.

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

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 solamente in fase di progettazione esecutiva. Tenendo conto delle dimensioni e dell'importanza dell'opera, nonché delle caratteristiche geotecniche riscontrate, si consiglia che, in fase di progettazione esecutiva, siano effettuati approfondimenti di indagine per analizzare in maniera più approfondita il complesso terreno/opera in elevazione, in funzione della reale distribuzione dei carichi, nonché della tipologia di fondazione.

Copparo, 17 dicembre 2009

Dr. Geol. Emanuele Stevanin

- Allegati 1/15 -

**SCHEDE DI ELABORAZIONE**  
**PROVE PENETROMETRICHE STATICHE**

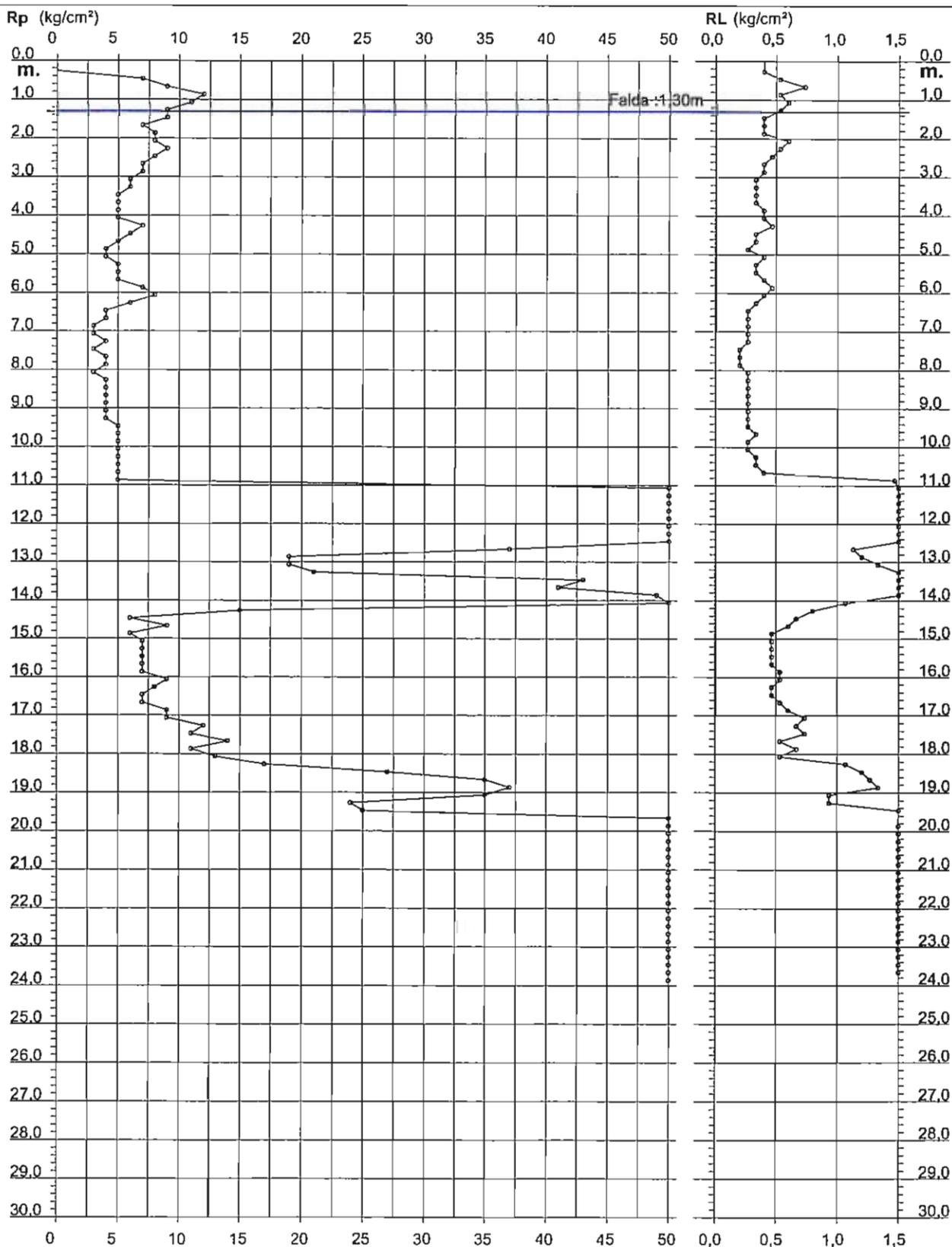
# PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 1

2.010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin  
 - lavoro : Realizzazione capannone  
 - località : Maiero - Comune Portomaggiore

- data : 24/11/2009  
 - quota inizio : Piano Campagna  
 - prof. falda : 1,30 m da quota inizio  
 - scala vert.: 1 : 150



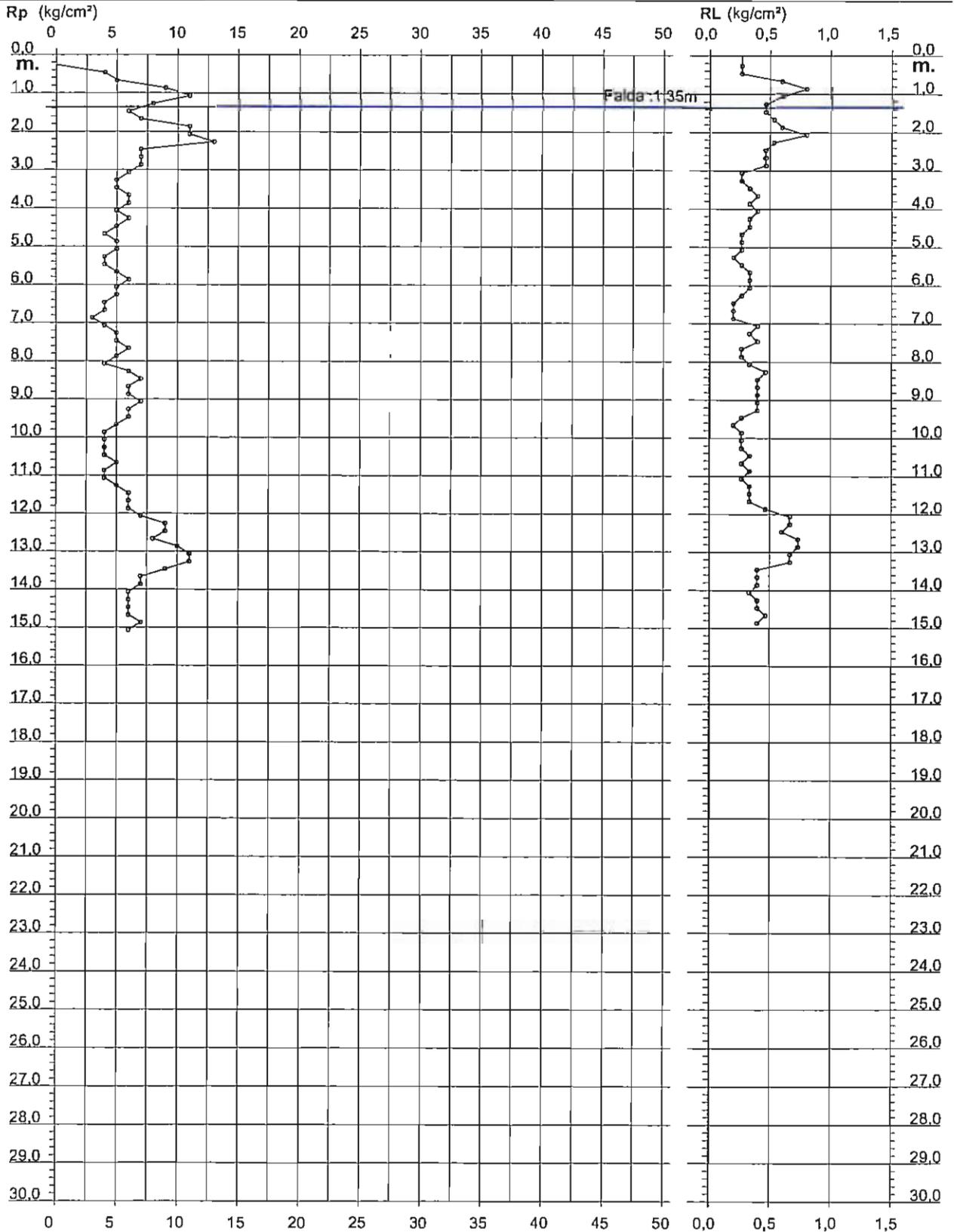
# PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

## CPT 2

2.010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin  
- lavoro : Realizzazione capannone  
- località : Maiero - Comune Portomaggiore

- data : 25/11/2009  
- quota inizio : Piano Campagna  
- prof. falda : 1,35 m da quota inizio  
- scala vert.: 1 : 150



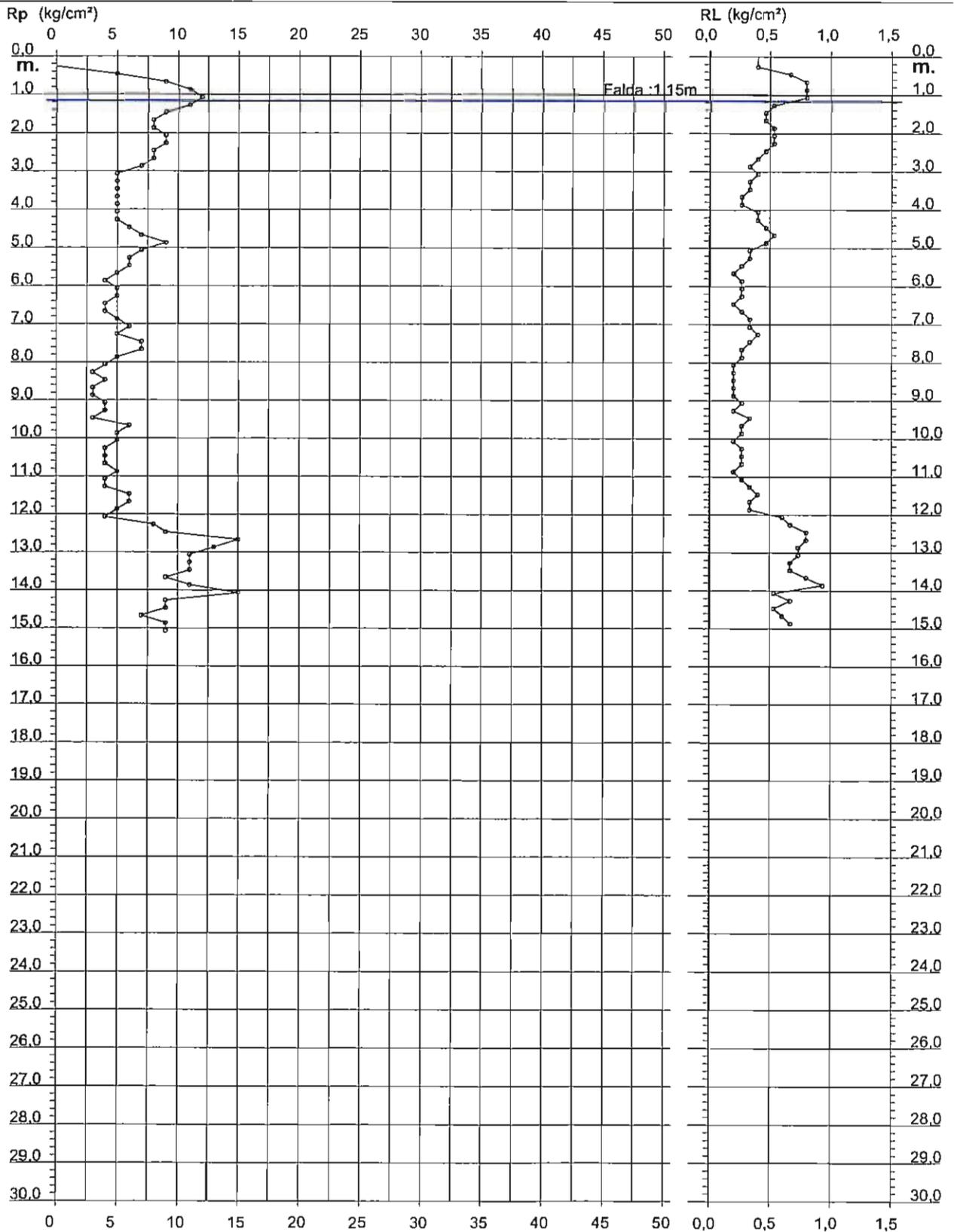
# PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

## CPT 3

2.010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin  
- lavoro : Realizzazione capannone  
- località : Maiero - Comune Portomaggiore

- data : 25/11/2009  
- quota inizio : Piano Campagna  
- prof. falda : 1,15 m da quota inizio  
- scala vert.: 1 : 150



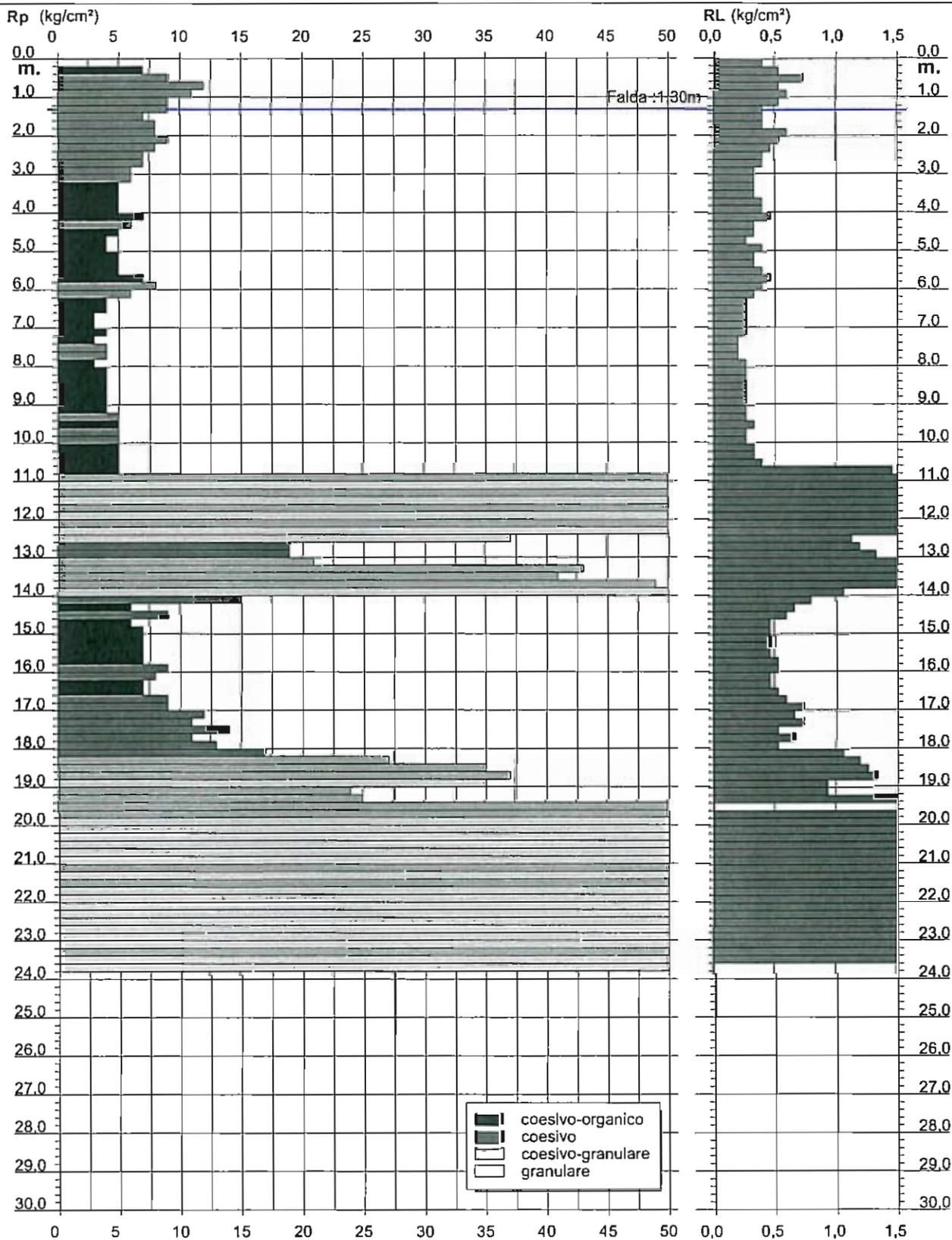
# PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

**CPT 1**

2.010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin  
 - lavoro : Realizzazione capannone  
 - località : Maiero - Comune Portomaggiore

- data : 24/11/2009  
 - quota inizio : Piano Campagna  
 - prof. falda : 1,30 m da quota inizio  
 - scala vert.: 1 : 150



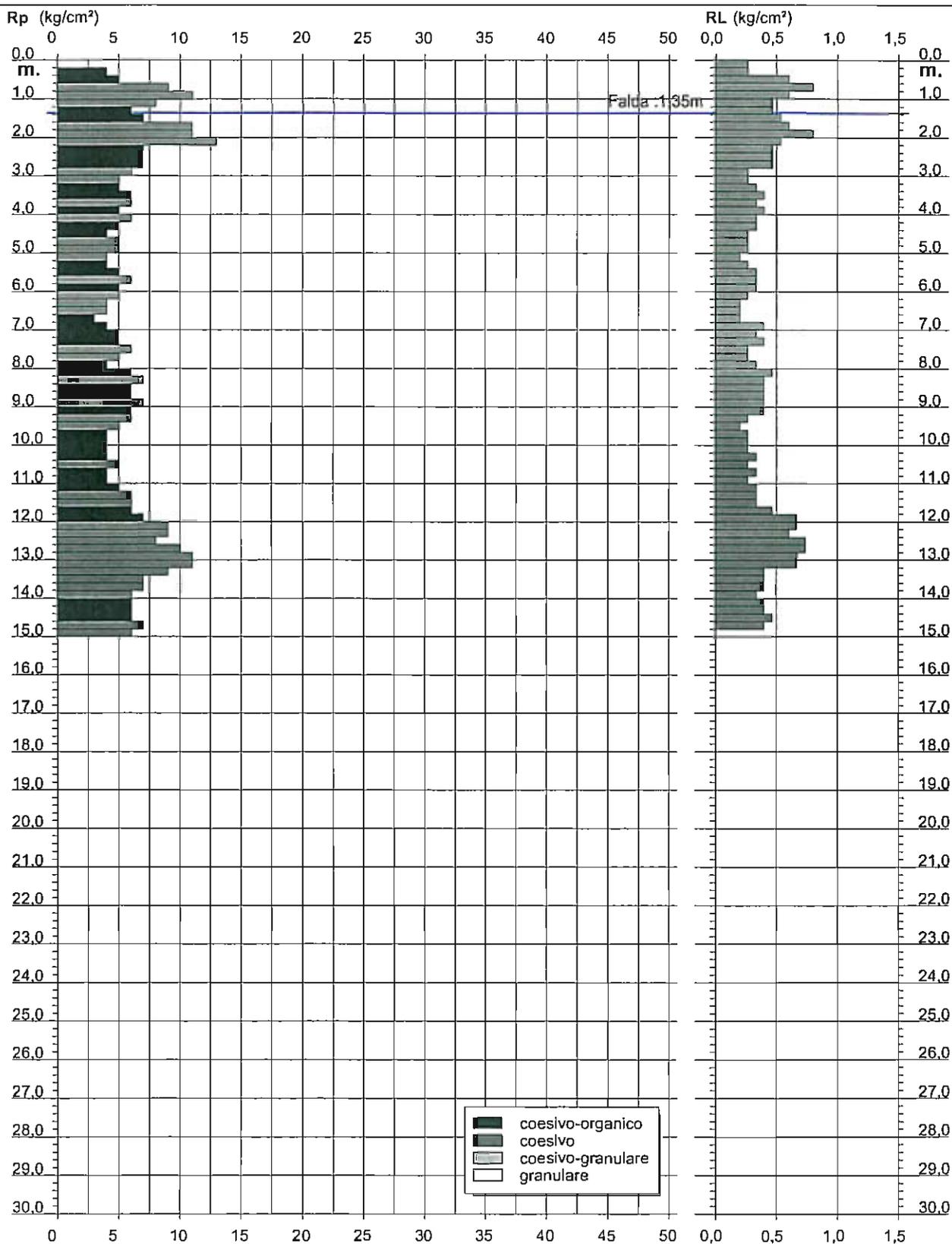
# PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

**CPT 2**

2.010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin  
 - lavoro : Realizzazione capannone  
 - località : Maiero - Comune Portomaggiore

- data : 25/11/2009  
 - quota inizio : Piano Campagna  
 - prof. falda : 1,35 m da quota inizio  
 - scala vert.: 1 : 150



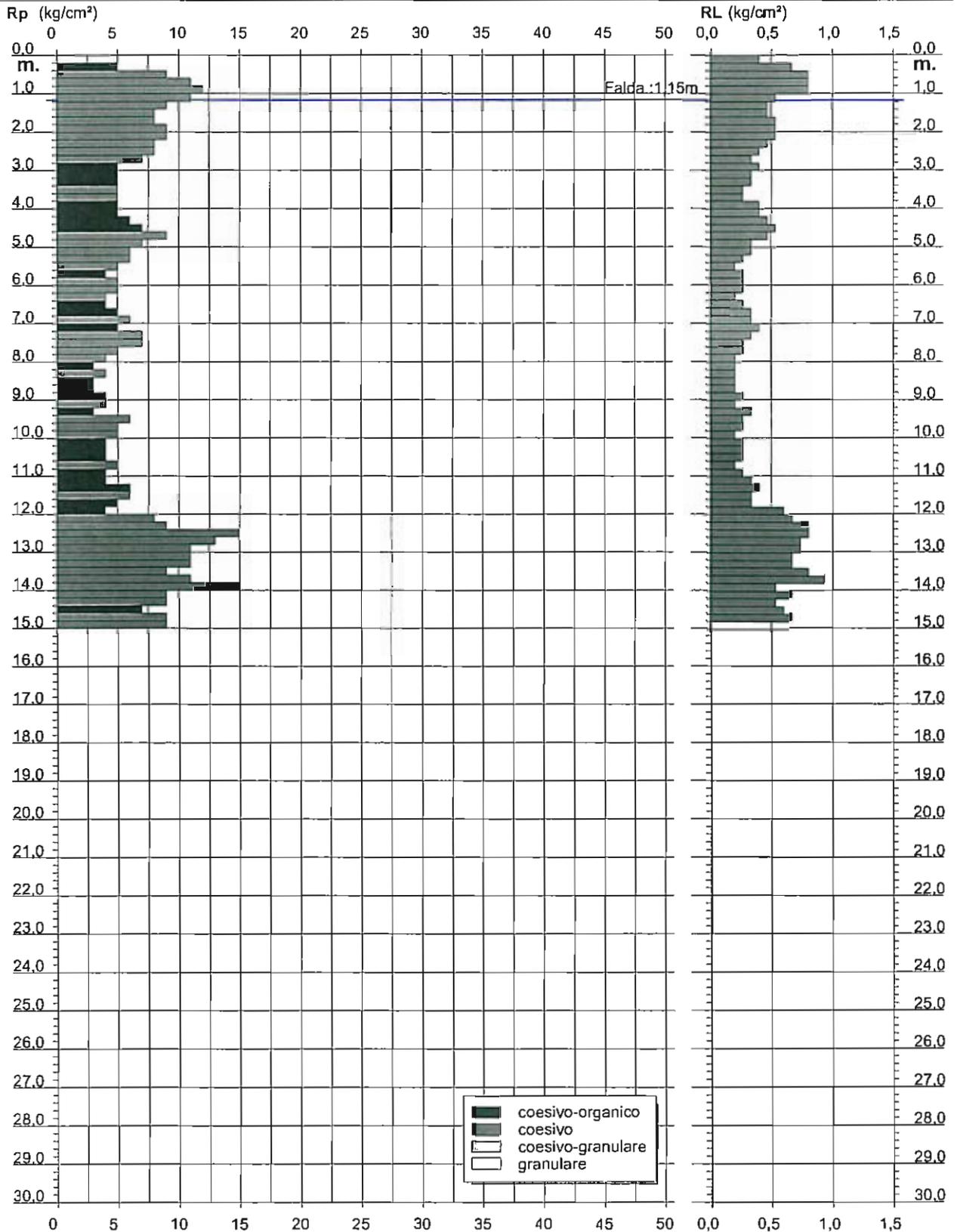
# PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

## CPT 3

2.010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin  
- lavoro : Realizzazione capannone  
- località : Maiero - Comune Portomaggiore

- data : 25/11/2009  
- quota inizio : Piano Campagna  
- prof. falda : 1,15 m da quota inizio  
- scala vert.: 1 : 150



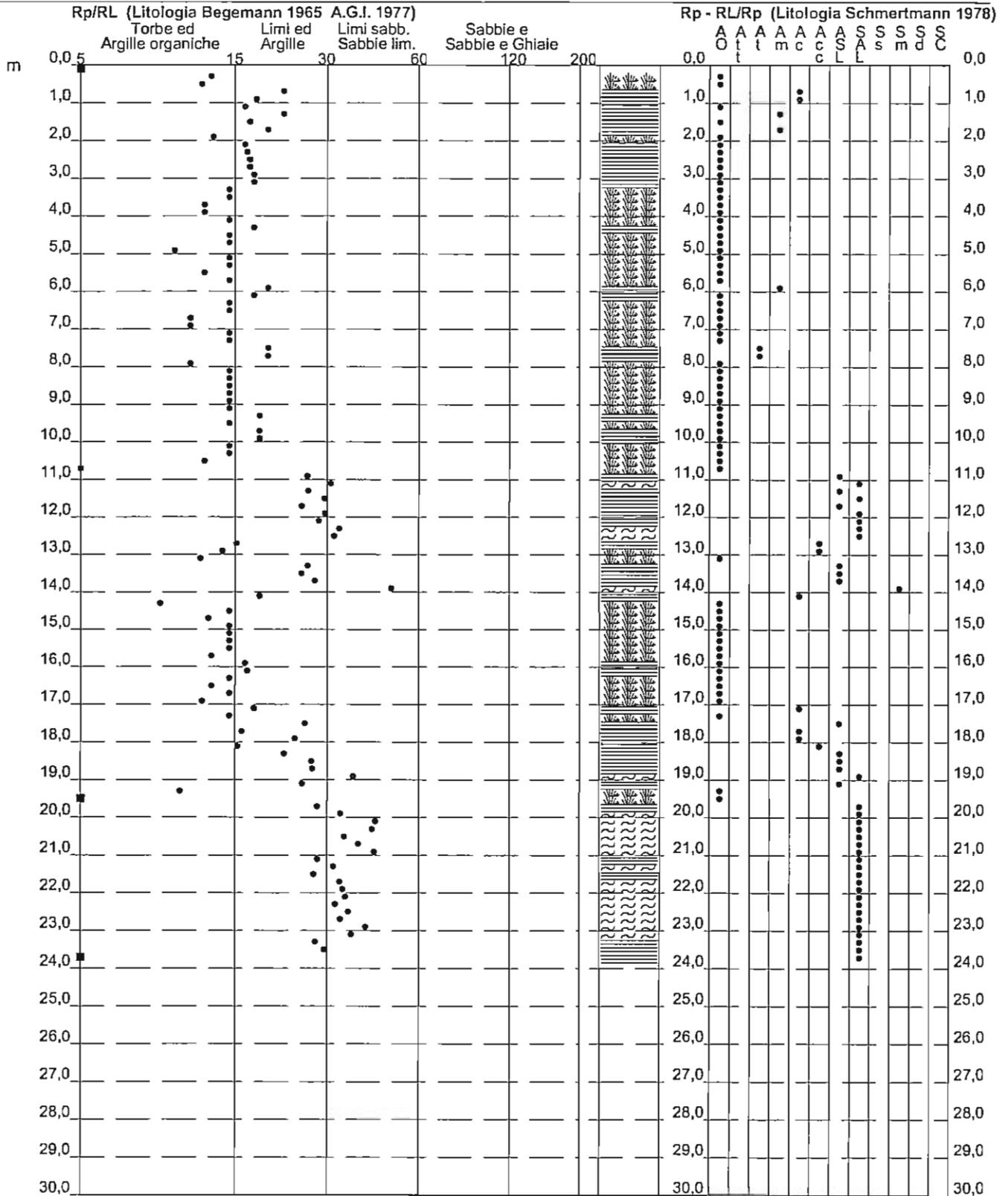
# PROVA PENETROMETRICA STATICA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

CPT 1

2.010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin  
 - lavoro : Realizzazione capannone  
 - località : Maiero - Comune Portomaggiore  
 - note :

- data : 24/11/2009  
 - quota inizio : Piano Campagna  
 - prof. falda : 1,30 m da quota inizio  
 - scala vert.: 1 : 150



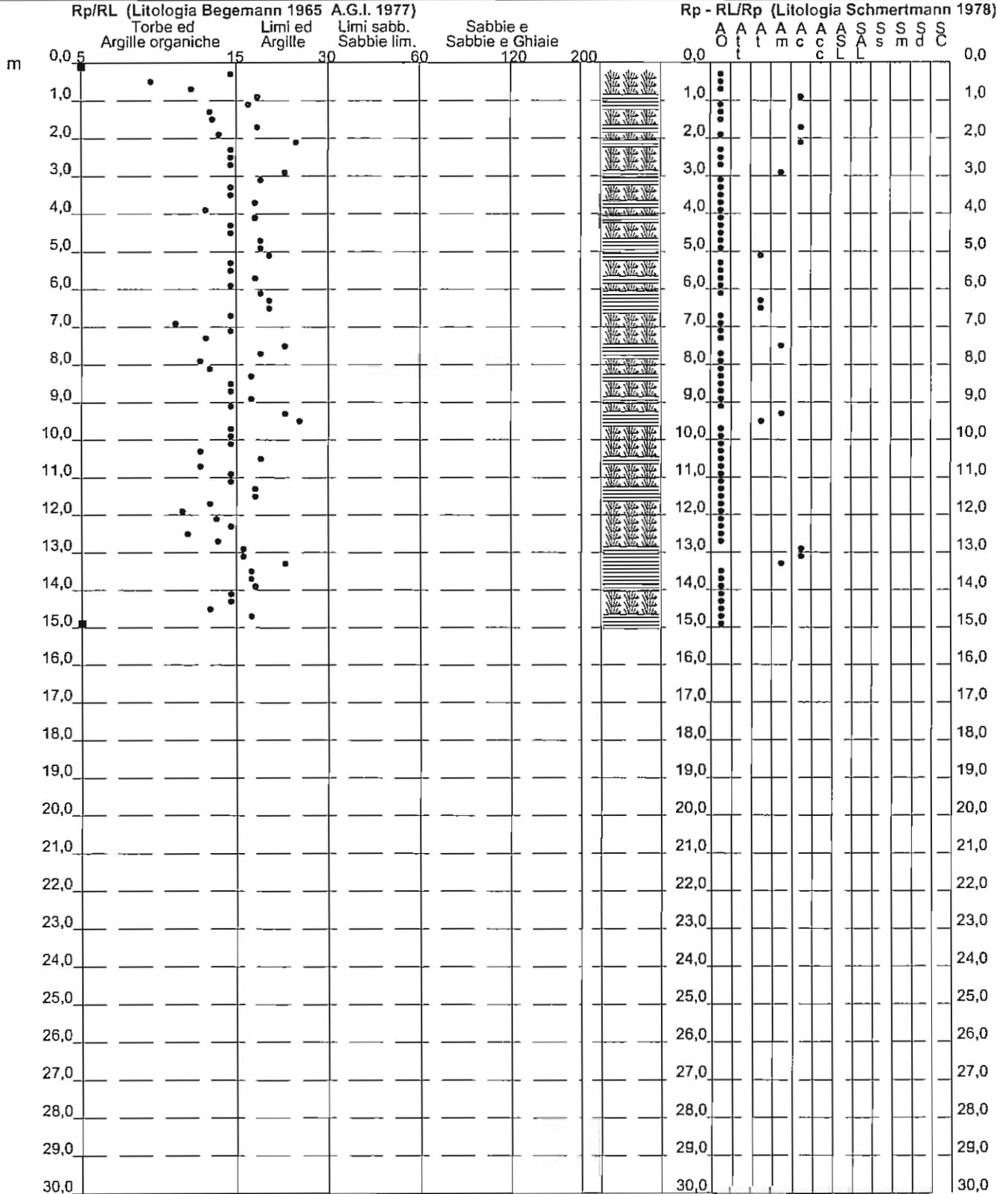
# PROVA PENETROMETRICA STATICA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

CPT 2

2.010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin  
 - lavoro : Realizzazione capannone  
 - località : Maiero - Comune Portomaggiore  
 - note :

- data : 25/11/2009  
 - quota inizio : Piano Campagna  
 - prof. falda : 1,35 m da quota inizio  
 - scala vert.: 1 : 150





# PROVA PENETROMETRICA STATICA TABELLA PARAMETRI GEOTECNICI

CPT 1

2.010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin  
 - lavoro : Realizzazione capannone  
 - località : Maiero - Comune Portomaggiore  
 - note :

- data : 24/11/2009  
 - quota inizio : Piano Campagna  
 - prof. falda : 1,30 m da quota inizio  
 - pagina : 1

NATURA COESIVA										NATURA GRANULARE												
Prof. m	Rp kg/cm²	Rp/RI (-)	Natura Litol.	Y' t/m³	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/kg (-)	E'50 kg/cm²	E'25 kg/cm²	Mo kg/cm²	
0,20	-	-	???	1,85	0,04	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,40	7	13	1***	1,85	0,07	0,35	43,8	14	21	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,60	9	12	2////	1,85	0,11	0,45	36,1	77	115	36	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,80	12	22	2////	1,85	0,15	0,57	34,0	97	146	45	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,00	11	18	2////	1,85	0,19	0,54	23,8	91	137	42	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,20	9	17	2////	1,85	0,22	0,45	15,2	77	115	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,40	9	22	2////	0,88	0,24	0,45	13,8	77	115	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,60	7	17	2////	0,84	0,26	0,35	9,3	61	92	32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,80	8	20	2////	0,66	0,27	0,40	10,1	68	102	35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2,00	8	13	2////	0,66	0,29	0,40	9,4	69	104	35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2,20	9	17	2////	0,88	0,31	0,45	10,1	77	115	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2,40	8	17	2////	0,86	0,33	0,40	8,1	78	117	35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2,60	7	17	2////	0,84	0,34	0,35	6,5	88	133	32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2,80	7	17	2////	0,84	0,36	0,35	6,1	95	142	32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,00	6	18	2////	0,82	0,38	0,30	4,7	104	157	29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,20	6	18	2////	0,82	0,39	0,30	4,5	109	164	29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,40	5	15	1***	0,46	0,40	0,25	3,5	22	33	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,60	5	15	1***	0,46	0,41	0,25	3,4	22	34	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,60	5	12	1***	0,46	0,42	0,25	3,3	23	35	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4,00	5	12	1***	0,46	0,43	0,25	3,2	24	36	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4,20	7	15	1***	0,46	0,44	0,35	4,7	22	34	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4,40	6	18	2////	0,82	0,45	0,30	3,7	128	192	29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4,60	5	15	1***	0,46	0,46	0,25	2,9	26	38	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4,80	4	15	1***	0,46	0,47	0,20	2,1	24	35	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,00	4	10	1***	0,46	0,48	0,20	2,1	24	36	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,20	5	15	1***	0,46	0,49	0,25	2,7	27	40	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,40	5	15	1***	0,46	0,50	0,25	2,6	27	41	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,60	5	12	1***	0,46	0,51	0,25	2,6	27	41	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,80	5	7	1***	0,46	0,52	0,35	3,8	26	40	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6,00	8	20	2////	0,86	0,54	0,40	4,4	150	224	35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6,20	8	16	2////	0,82	0,55	0,30	2,9	150	225	29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6,40	4	15	1***	0,46	0,56	0,20	1,7	25	37	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6,60	4	15	1***	0,46	0,57	0,20	1,7	25	37	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6,80	3	11	1***	0,46	0,58	0,15	1,2	19	29	9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7,00	3	11	1***	0,46	0,59	0,15	1,1	19	29	9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7,20	4	15	1***	0,46	0,80	0,20	1,6	25	38	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7,40	3	15	1***	0,46	0,61	0,15	1,1	19	29	9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7,60	4	20	2////	0,78	0,82	0,20	1,5	117	175	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7,80	4	20	2////	0,78	0,84	0,20	1,5	117	175	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8,00	3	11	1***	0,46	0,85	0,15	1,0	19	29	9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8,20	4	15	1***	0,46	0,86	0,20	1,4	25	38	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8,40	4	15	1***	0,46	0,87	0,20	1,4	25	38	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8,60	4	15	1***	0,46	0,88	0,20	1,4	25	38	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8,80	4	15	1***	0,46	0,88	0,20	1,3	28	38	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9,00	4	15	1***	0,46	0,89	0,20	1,3	28	38	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9,20	4	15	1***	0,46	0,70	0,20	1,3	28	38	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9,40	19	19	2////	0,80	0,72	0,25	1,7	144	216	25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9,60	5	15	1***	0,46	0,73	0,25	1,8	31	47	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9,80	19	19	2////	0,80	0,74	0,25	1,8	145	217	25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10,00	19	19	2////	0,80	0,76	0,25	1,8	145	218	25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10,20	5	15	1***	0,46	0,77	0,25	1,5	31	47	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10,40	15	15	1***	0,46	0,78	0,25	1,5	32	47	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10,60	12	12	1***	0,46	0,79	0,25	1,5	32	47	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10,80	3	3	1***	0,46	0,80	0,25	1,5	32	47	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
11,00	57	27	4/::	1,01	0,82	1,90	18,0	323	485	171	68	38	38	40	43	35	31	0,124	95	143	171	-
11,20	72	32	3:::	0,95	0,84	-	-	-	-	-	85	37	39	41	43	38	32	0,145	120	180	216	-
11,40	61	27	4/::	1,02	0,86	2,03	16,5	348	519	183	59	38	36	40	43	35	32	0,127	102	153	183	-
11,60	79	30	4/::	1,03	0,88	2,63	24,8	448	672	237	87	37	39	41	43	38	33	0,150	132	198	237	-
11,80	65	26	4/::	1,02	0,90	2,17	18,9	368	553	195	60	36	38	41	43	35	32	0,130	106	163	195	-
12,00	89	30	4/::	1,02	0,92	2,30	19,8	391	588	207	81	37	39	41	43	35	32	0,134	115	173	207	-
12,20	64	29	4/::	1,02	0,94	2,13	17,5	363	544	192	58	36	36	40	43	35	32	0,125	107	160	192	-
12,40	63	34	3:::	0,94	0,98	-	-	-	-	-	57	36	38	40	43	35	32	0,123	105	158	189	-
12,60	37	33	3:::	0,89	0,98	-	-	-	-	-	38	33	38	38	41	32	30	0,076	62	93	111	-
12,80	19	16	2////	0,99	1,00	0,78	4,8	277	418	56	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
13,00	19	14	2////	0,99	1,02	0,78	4,5	283	425	56	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
13,20	21	12	4/::	0,93	1,03	0,82	4,7	287	431	83	18	30	33	36	39	28	27	0,033	35	53	63	-
13,40	43	27	4/::	1,00	1,05	1,43	9,2	251	378	129	42	34	38	39	41	32	30	0,084	72	106	129	-
13,60	41	28	4/::	1,00	1,07	1,37	8,5	255	382	123	40	34	38	39	41	32	30	0,079	66	103	123	-
13,80	49	28	4/::	1,01	1,09	1,83	10,4	278	417	147	45	34	37	39	42	32	31	0,092	82	123	147	-
14,00	53	50	3:::	0,92	1,11	-	-	-	-	-	48	35	37	39	42	33	31	0,098	88	133	159	-
14,20	16	19	2////	0,95	1,13	0,67	3,2	315	473	50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
14,40	6	9	1***	0,48	1,14	0,30	1,2	39	58	18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
14,60	9	15	2////	0,88	1,18	0,45	1,9	254	381	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
14,80	6	13	1***	0,46	1,17	0,30	1,1	39	58	18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
15,00	7	15	1***																			

**PROVA PENETROMETRICA STATICA  
 TABELLA PARAMETRI GEOTECNICI**

**CPT 1**

2.010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin  
 - lavoro : Realizzazione capannone  
 - località : Maiero - Comune Portomaggiore  
 - note :  
 - data : 24/11/2009  
 - quota inizio : Piano Campagna  
 - prof. falda : 1,30 m da quota inizio  
 - pagina : 2

Prof. m	Rp kg/cm²	Rp/Rl (-)	Natura Litol.	Y' t/m³	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	Mo kg/cm²
20,20	106	44	3:...	1,01	1,61	-	-	-	-	-	62	37	39	41	43	35	34	0,137	177	265	318
20,40	109	43	3:...	1,01	1,63	-	-	-	-	-	63	37	39	41	43	35	34	0,139	182	273	327
20,60	103	35	3:...	1,00	1,65	-	-	-	-	-	61	37	39	41	43	34	34	0,133	172	258	309
20,80	109	39	3:...	1,01	1,67	-	-	-	-	-	62	37	39	41	43	35	34	0,137	182	273	327
21,00	105	44	3:...	1,01	1,69	-	-	-	-	-	81	37	39	41	43	34	34	0,133	175	263	315
21,20	73	29	4/f:	1,03	1,71	2,43	9,8	415	623	219	48	35	37	39	42	32	32	0,099	122	183	219
21,40	82	32	3:...	0,97	1,73	-	-	-	-	-	52	35	37	40	42	33	33	0,109	137	205	246
21,60	71	28	4/f:	1,03	1,75	2,37	9,2	415	623	213	47	35	37	39	42	32	32	0,096	118	178	213
21,80	93	34	3:...	0,99	1,77	-	-	-	-	-	56	36	38	40	42	33	33	0,119	155	233	279
22,00	97	35	3:...	1,00	1,79	-	-	-	-	-	57	36	38	40	43	34	34	0,122	162	243	291
22,20	99	35	3:...	1,00	1,81	-	-	-	-	-	57	36	38	40	43	34	34	0,123	165	248	297
22,40	105	33	3:...	1,01	1,83	-	-	-	-	-	59	36	38	40	43	34	34	0,128	175	263	315
22,60	111	36	3:...	1,02	1,85	-	-	-	-	-	61	36	39	41	43	34	34	0,132	185	278	333
22,80	109	34	3:...	1,01	1,87	-	-	-	-	-	60	36	38	41	43	34	34	0,130	182	273	327
23,00	115	41	3:...	1,02	1,89	-	-	-	-	-	61	37	39	41	43	34	35	0,134	192	288	345
23,20	101	37	3:...	1,00	1,91	-	-	-	-	-	57	36	38	40	43	33	34	0,121	168	253	303
23,40	98	28	4/f:	1,05	1,93	3,27	12,1	555	833	294	55	36	38	40	42	33	34	0,118	163	245	294
23,60	117	30	4/f:	1,06	1,95	3,90	14,9	663	995	351	61	37	39	41	43	34	35	0,133	195	293	351
23,80	129	-	3:...	1,04	1,97	-	-	-	-	-	64	37	39	41	43	35	35	0,142	215	323	387





## PROVA PENETROMETRICA STATICA CAPACITA' PORTANTE / CEDIMENTI FONDAZIONI

**CPT 1**

2.010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin	- data : 24/11/2009
- lavoro : Realizzazione capannone	- quota inizio : Piano Campagna
- località : Maiero - Comune Portomaggiore	- prof. falda : 1,30 m da quota inizio
- note :	

- FONDAZIONI SUPERFICIALI ISOLATE - Profondità massima prova : Hmax = 23,80 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 = 15,00 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 = **1,75 kg/cm<sup>2</sup>** (strato prof: 1,60 m)

- cedim. corrisp. a q.amm : **19,05 cm**

- 2° minimo : q.amm = **2,00 kg/cm<sup>2</sup>** (strato prof: 1,80 m)

- cedim. corrisp. a q.amm : **21,81 cm**

- 3° minimo : q.amm = **2,03 kg/cm<sup>2</sup>** (strato prof: 2,00 m)

- cedim. corrisp. a q.amm : **22,06 cm**

**PRESSIONE AMMISSIBILE (incremento netto)**

q.amm = **0,55 kg/cm<sup>2</sup>**

- cedim. corrisp. a q.amm : **5,99 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 - data : 25/11/2009  
- lavoro : Realizzazione capannone - quota inizio : Piano Campagna  
- località : Maiero - Comune Portomaggiore - prof. falda : 1,35 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 = 15,00 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 = **1,75 kg/cm<sup>2</sup>** (strato prof: 1,60 m) - cedim. corrisp. a q.amm : **19,06 cm**

- 2° minimo : q.amm = **1,87 kg/cm<sup>2</sup>** (strato prof: 3,20 m) - cedim. corrisp. a q.amm : **20,37 cm**

- 3° minimo : q.amm = **1,91 kg/cm<sup>2</sup>** (strato prof: 2,40 m) - cedim. corrisp. a q.amm : **20,77 cm**

**PRESSIONE AMMISSIBILE (incremento netto)** q.amm = **0,55 kg/cm<sup>2</sup>** - cedim. corrisp. a q.amm : **5,99 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 : Realizzazione capannone  
- località : Maiero - Comune Portomaggiore  
- note :  
- data : 25/11/2009  
- quota inizio : Piano Campagna  
- prof. falda : 1,15 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 = 15,00 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 = **1,70 kg/cm<sup>2</sup>** (strato prof: 3,00 m)

- cedim. corrisp. a q.amm : **17,50 cm**

- 2° minimo : q.amm = **1,87 kg/cm<sup>2</sup>** (strato prof: 3,20 m)

- cedim. corrisp. a q.amm : **19,21 cm**

- 3° minimo : q.amm = **2,00 kg/cm<sup>2</sup>** (strato prof: 1,60 m)

- cedim. corrisp. a q.amm : **20,55 cm**

**PRESSIONE AMMISSIBILE (incremento netto)**

q.amm = **0,55 kg/cm<sup>2</sup>**

- cedim. corrisp. a q.amm : **5,65 cm**

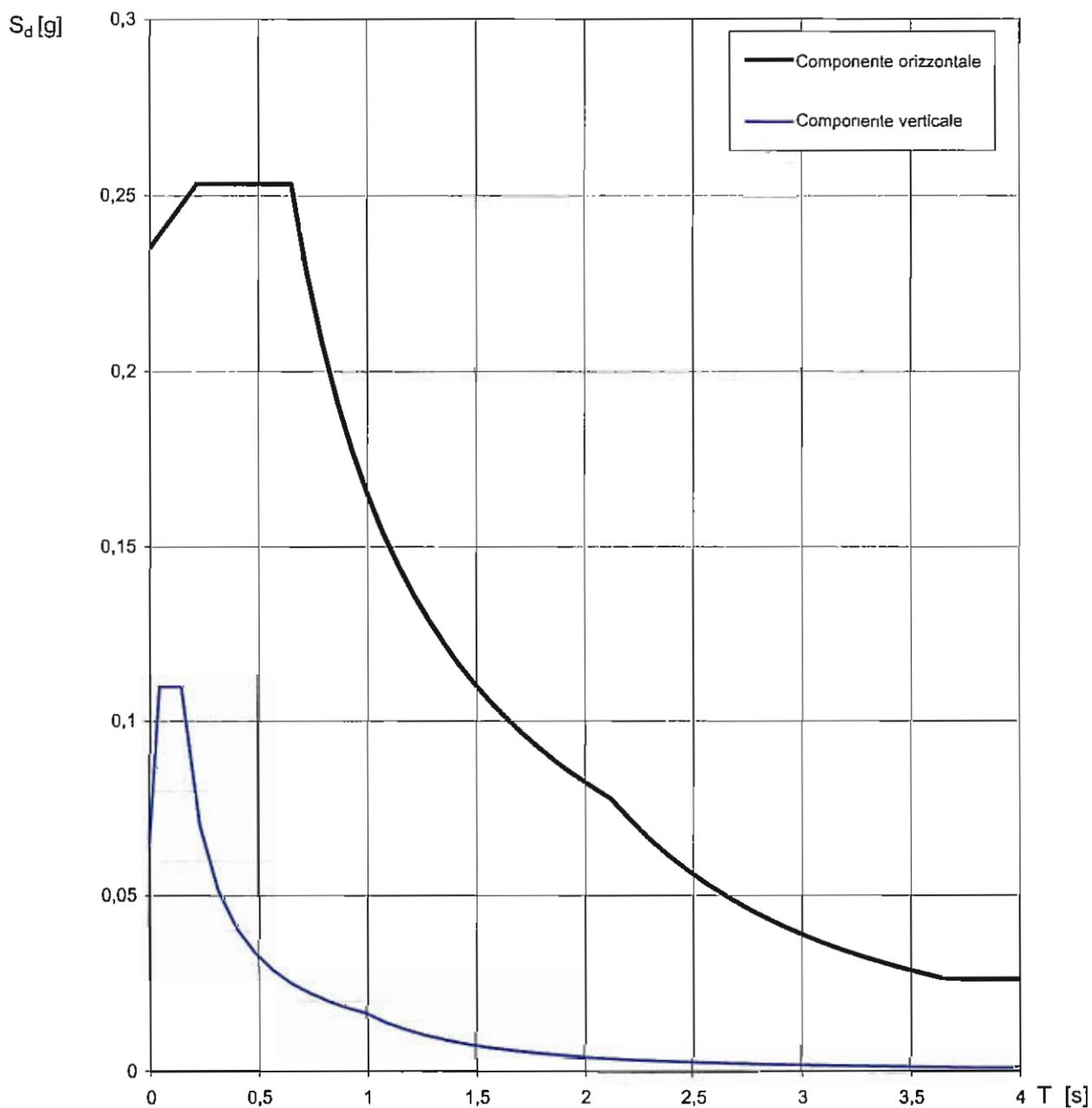
**CORRELAZIONI ADOTTATE:**

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 [  $K = 12,00$  ( $R_p \leq 10 \text{ kg/cm}^2$ ) -  $K = 18,00$  ( $R_p \geq 30 \text{ kg/cm}^2$ )]

**- Allegati 16/17 -**

**GRAFICI SPETTRI DI RISPOSTA  
PARAMETRI SISMICI**

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV****Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,131 g
$F_o$	2,584
$T_C$	0,272 s
$S_S$	1,800
$C_C$	2,398
$S_T$	1,000
$q$	2,400

**Parametri dipendenti**

$S$	1,800
$\eta$	0,417
$T_B$	0,217 s
$T_C$	0,652 s
$T_D$	2,123 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

$$0 \leq T < T_B \quad \left. \begin{array}{l} S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \end{array} \right\}$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,235
$T_B \leftarrow$	0,217	0,253
$T_C \leftarrow$	0,652	0,253
	0,722	0,229
	0,792	0,208
	0,862	0,191
	0,932	0,177
	1,002	0,165
	1,072	0,154
	1,142	0,145
	1,212	0,136
	1,282	0,129
	1,352	0,122
	1,422	0,116
	1,492	0,111
	1,562	0,106
	1,632	0,101
	1,702	0,097
	1,772	0,093
	1,842	0,090
	1,912	0,086
	1,983	0,083
	2,053	0,080
$T_D \leftarrow$	2,123	0,078
	2,212	0,072
	2,301	0,066
	2,391	0,061
	2,480	0,057
	2,570	0,053
	2,659	0,050
	2,748	0,046
	2,838	0,044
	2,927	0,041
	3,017	0,038
	3,106	0,036
	3,195	0,034
	3,285	0,032
	3,374	0,031
	3,464	0,029
	3,553	0,028
	3,642	0,026
	3,732	0,026
	3,821	0,026
	3,911	0,026
	4,000	0,026

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell