

Esaminato dalla Commissione Edilizia Comunale
nella seduta del 21 NOV. 2006

con parere

IL SEGRETARIO DELLA COMMISSIONE

IL PRESIDENTE DELLA COMMISSIONE



COMUNE DI VOGHIERA
PROVINCIA DI FERRARA

PIANO PARTICOLAREGGIATO DI INIZIATIVA PRIVATA

AMPLIAMENTO AREA PER INSEDIAMENTI PRODUTTIVI DI GUALDO

titolo:

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

ELAB.:

C

data: Ottobre 2006

La Proprietà:

FONDAZIONE F.LLI NAVARRA
Il Presidente Ettore BELLETTATO

Sig.ri
Gianni FRANZONI
Fiorella MARZOCCHI
Mariella FRANZONI

[Handwritten signatures]
Marzo e Fiorella
Mariella Franzoni



IL PROGETTISTA
dott. ing. Mauro MONTI

COLLABORAZIONE
dott. ing. Maria ORLANDINI
geom. Aurelio PARIALI
geom. Mauro PARIALI



REGIONE EMILIA ROMAGNA
PROVINCIA DI FERRARA



COMUNE DI VOGHIERA

**AMPLIAMENTO AREA
PER INSEDIAMENTI PRODUTTIVI DI GUALDO**

Proprietà

Fondazione F.lli Navarra

Sigg.ri Gianni Franzoni, Fiorella Marzocchi, Mariella Franzoni

Progettista

Dr. Ing. Mauro Monti

- MODELLAZIONE GEOLOGICA -

- MODELLAZIONE GEOTECNICA -

Relatore

Dr. Geol. Emanuele Stevanin

Collaboratrice

Dr.ssa Marina Bertarelli

Località

Gualdo- Ferrara

Data

11 agosto 2006

Rif. int. 224/06



E. Stevanin

synthesis

Dr. Geol. Emanuele Stevanin

geologia
idrogeologia
geotecnica
caratterizzazione siti inquinati

Piazza del Popolo, 13 int. 5
41034 Copparo (Ferrara)
tel. 0532 860546 - fax 0532 385035

e.stevanin@synthesissrl.com



INDICE

1. PREMESSE

1.1. Normativa di riferimento

1.2. Ubicazione del sito

1.3. Intervento previsto

1.4. Campagna d'indagini e analisi eseguite

1.4.1. PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

1.4.2. SONDAGGIO GEOGNOSTICO

1.4.3. SISMICA A RIFRAZIONE

1.4.4. PROVE DI LABORATORIO

1.4.5. DITTA INCARICATA PER L'ESECUZIONE DELLE PROVE PENETROMETRICHE

STATICHE ED I SONDAGGI

1.4.6. DITTA INCARICATA PER L'INDAGINE DI SISMICA A RIFRAZIONE

1.4.7. DITTA INCARICATA PER LE PROVE DI LABORATORIO

2. MODELLO GEOLOGICO

2.1. Caratteri strutturali

2.2. Caratteri geomorfologici

2.3. Caratteri stratigrafici

2.3.1. PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

2.3.1.1. CARATTERI LITOLOGICI – MODALITA' DI VALUTAZIONE

2.3.1.2. CARATTERI LITOLOGICI – DESCRIZIONE

2.3.2. SONDAGGI GEOGNOSTICI

2.4. Caratteri idrogeologici e idrologici

2.5. Pericolosità geologica del territorio

3. MODELLAZIONE GEOTECNICA

3.1. Prove penetrometriche statiche

3.1.1. PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA – MODALITA' DI VALUTAZIONE

3.1.1.1. PARAMETRIZZAZIONE LITOLOGICA E GEOTECNICA DI MASSIMA

3.2. Determinazione della categoria di suolo mediante la sismica a rifrazione

3.3. Verifica delle sollecitazioni sismiche sui terreni di fondazione

3.4. Terreni suscettibili di liquefazione



3.4.1. DEFINIZIONE DEL FATTORE SCATENANTE: DETERMINAZIONE DEL TERREMOTO DI PROGETTO

3.4.2. DEFINIZIONE DEL FATTORE PREDISPOSIZIONE: CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO

3.4.3. VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE PER MEZZO DELLE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

3.4.4. VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE TRAMITE VS_{30}

3.5. Determinazione dei valori di capacità portante e cedimenti teorici

3.5.1. MODALITÀ DI ANALISI

3.5.2. VALORI RICAVATI

3.6. Valutazioni relative al dimensionamento del pacchetto stradale

3.6.1. METODO DELL'INDICE DI GRUPPO

3.6.2. METODO SHELL

3.6.2.1. TRAFFICO PRESUNTO

3.6.3. INDICAZIONI DI MASSIMA RELATIVE ALLE MODALITÀ DI REALIZZAZIONE DELLE STRADE

3.6.3.1. COSTRUZIONE DEL RILEVATO - REQUISITI DEI MATERIALI

3.6.3.2. CALCOLO DELLA PENDENZA STABILE DI UNA SCARPATA – ALTEZZA CRITICA

3.6.3.3. MODALITÀ COSTRUTTIVE

3.6.3.4. COSTIPAMENTO

4. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE



1. PREMESSE

Su incarico del **Dr. Ing. Mauro MONTI** è stata eseguita una serie di indagini geologiche, idrogeologiche e geotecniche, in corrispondenza di un sito sul quale è prevista la realizzazione di opere di urbanizzazione per l'ampliamento dell'area per insediamenti produttivi, relative ad un piano particolareggiato di iniziativa privata in località Gualdo (Ferrara).

Le indagini sono state realizzate allo scopo di verificare le caratteristiche litostratigrafiche e idrogeologiche generali dell'area e, soprattutto, per fornire le indicazioni necessarie al dimensionamento e alle modalità di realizzazione delle strade di lottizzazione.

Le modalità d'indagine e i risultati ottenuti sono descritti e analizzati nel presente rapporto finalizzato, come si è detto, a fornire un inquadramento generale dell'area, il dimensionamento e le modalità di realizzazione delle strade di lottizzazione. Si rimandano quindi a successivi approfondimenti d'indagine, le valutazioni necessarie alla progettazione delle singole opere edilizie previste.

I dati identificativi relativi allo studio di progettazione al quale si è fatto riferimento, nonché delle ditte coinvolte per la realizzazione del presente lavoro, sono di seguito riepilogati.

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*" - anno 2005.

CNR UNI 10006 "*Costruzione e manutenzione delle strade*" - giugno 2002.



1.2. Ubicazione del sito

La zona in oggetto è localizzata in località Gualdo, nel territorio comunale di Voghiera, in provincia di Ferrara. In particolare essa è situata a nord-ovest rispetto alla frazione di Gualdo, a nord rispetto alla superstrada Ferrara-mare e immediatamente ad ovest rispetto ad un'area artigianale/industriale esistente e che l'intervento oggetto di studio prevede di ampliare.

Il sito a sviluppo rettangolare e attualmente destinato ad uso agricolo (seminativo), è delimitato a sud-est dall'area per insediamenti produttivi, mentre in corrispondenza dei restanti confini è in continuità con terreni agricoli, anch'essi destinati a seminativo.

1.3. Intervento previsto

Come accennato, nel sito in esame è previsto l'ampliamento dell'area per insediamenti produttivi esistente e localizzata a sud-est; con il nuovo intervento saranno realizzati n. 12 lotti edificabili ad uso artigianale/industriale, oltre alle strade di penetrazione. Le dimensioni massime dell'area da lottizzare sono pari a circa mt. 160.00 x mt. 440.00.

1.4. Campagna d'indagini e analisi eseguite

1.4.1. PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

Numero di indagini eseguite: 5

Profondità d'indagine: mt. 15.00

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, la profondità delle prove è stata programmata al fine di verificare l'eventuale presenza di strati spessi e continui di sabbia potenzialmente liquefacibile.

L'Ordinanza del Presidente del Consiglio definisce che la verifica alla suscettibilità a liquefazione, può essere omessa se il terreno sabbioso saturo si trova a profondità maggiori a mt. 15 dal piano campagna.

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)

Rl: resistenza laterale locale (Kg/cm²).

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

1.4.2. SONDAGGIO GEOGNOSTICO

Numero di indagini eseguite: 4

Profondità d'indagine: al fine di caratterizzare dal punto di vista litostratigrafico il terreno direttamente interessato dalla realizzazione delle strade, sono stati eseguiti n. 4 sondaggi geognostici a mt. 2.80 dal piano campagna.

Va infine segnalato come, all'interno dei fori residuali di tutte le indagini effettuate, siano stati inseriti n. 9 piezometri a tubo aperto tipo Norton, utilizzati per la determinazione della quota della superficie freatica.

1.4.3. SISMICA A RIFRAZIONE

Per l'esecuzione dell'indagine sismica a rifrazione, ci si è basati sulla tecnica dei microtremori e del metodo Masw (Multi Channel Analysis Surface Waves) combinati, atta alla classificazione del sito in esame ai sensi della OPCM 3274 e successive variazioni.

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

Il calcolo del profilo delle velocità delle onde di Rayleigh, $V(\text{fase})/\text{freq.}$, può essere convertito nel profilo $V_s/\text{profondità}$. Il metodo dei microtremori sfrutta il rumore naturale, mentre il metodo Masw sfrutta sorgenti "attive" (massa battente).

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

1.4.4. PROVE DI LABORATORIO

In corrispondenza del futuro tracciato stradale, sono stati prelevati n. 4 campioni di terreno superficiale, poi recapitati in laboratorio, per le successive analisi

necessarie alla determinazione dei parametri utili al dimensionamento dei pacchetti stradali.

In particolare sono state definite per ogni campione le caratteristiche fisiche, volumetriche e di consistenza oltre l'Indice di Gruppo e, sul campione medio ottenuto dalla miscelazione dei 4, è stata eseguita una prova di compattazione Proctor standard e determinato l'indice di portanza C.B.R. su due provini.

1.4.5. DITTA INCARICATA PER L'ESECUZIONE DELLE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE ED I SONDAGGI

Pergeo s.r.l.

Sede legale: 44034 Copparo (Fe) - V.le P. Togliatti civ. 6

Unità locale: 44030 Corlo (Fe) - via Canalazzi civ. 13

1.4.6. DITTA INCARICATA PER L'INDAGINE DI SISIMICA A RIFRAZIONE

IND.A.G.O. s.n.c.

Via Miani civ. 4 - 45100 Rovigo

1.4.7. DITTA INCARICATA PER LE PROVE DI LABORATORIO

Geotea s.r.l. - Via Calzolari civ. 30/A - 40128 Bologna

Supporti grafici:

Figura 1. Stralcio Carta C.T.R. - scala 1:10.000

Figura 2. Stralcio Carta C.T.R. - scala 1:5.000

Figura 3. Stralcio Planimetria di Progetto - scala 1:4.000

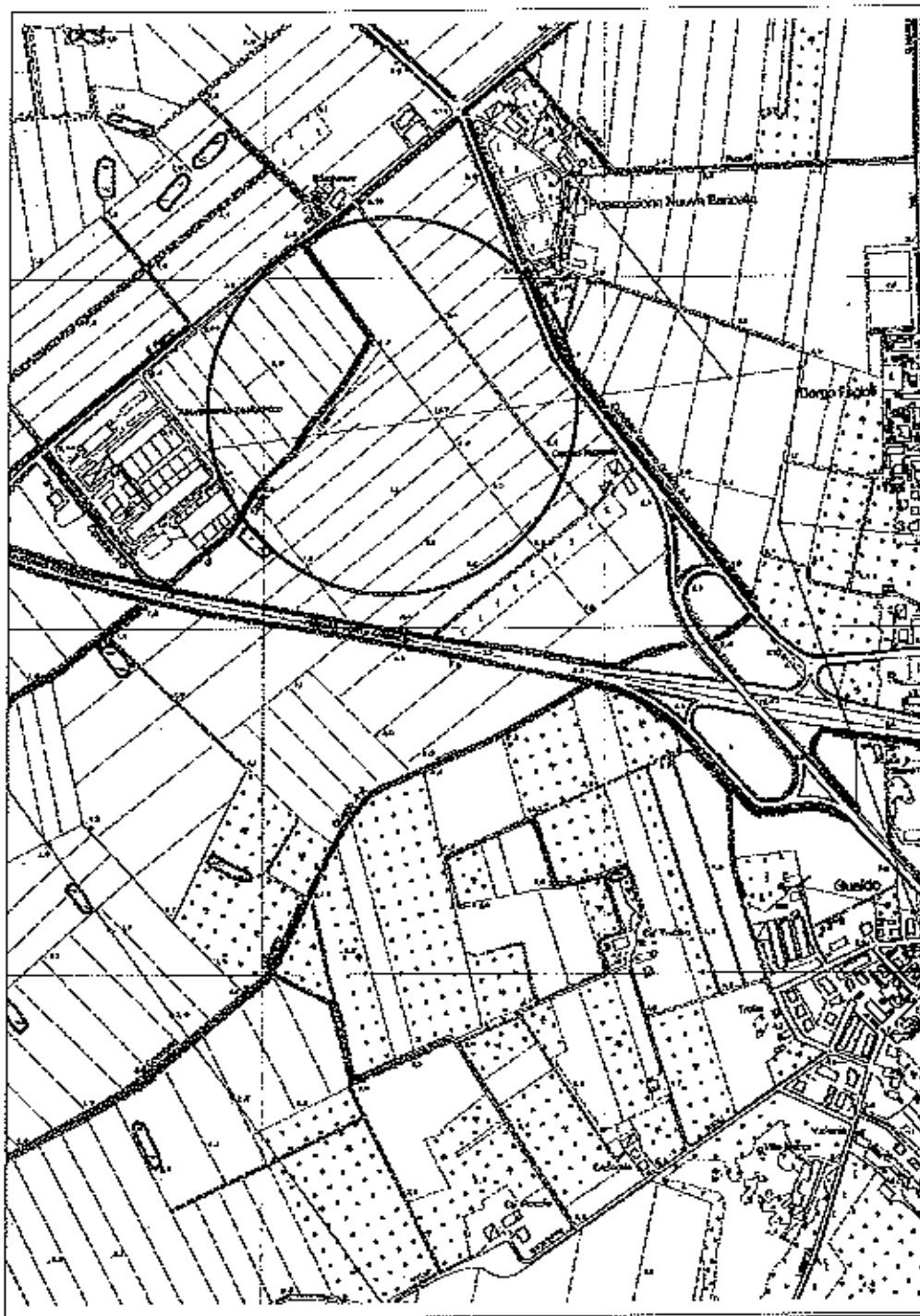


Figura 1
Stralcio Carta Tecnica Regionale - scala 1:10.000
Ubicazione del sito

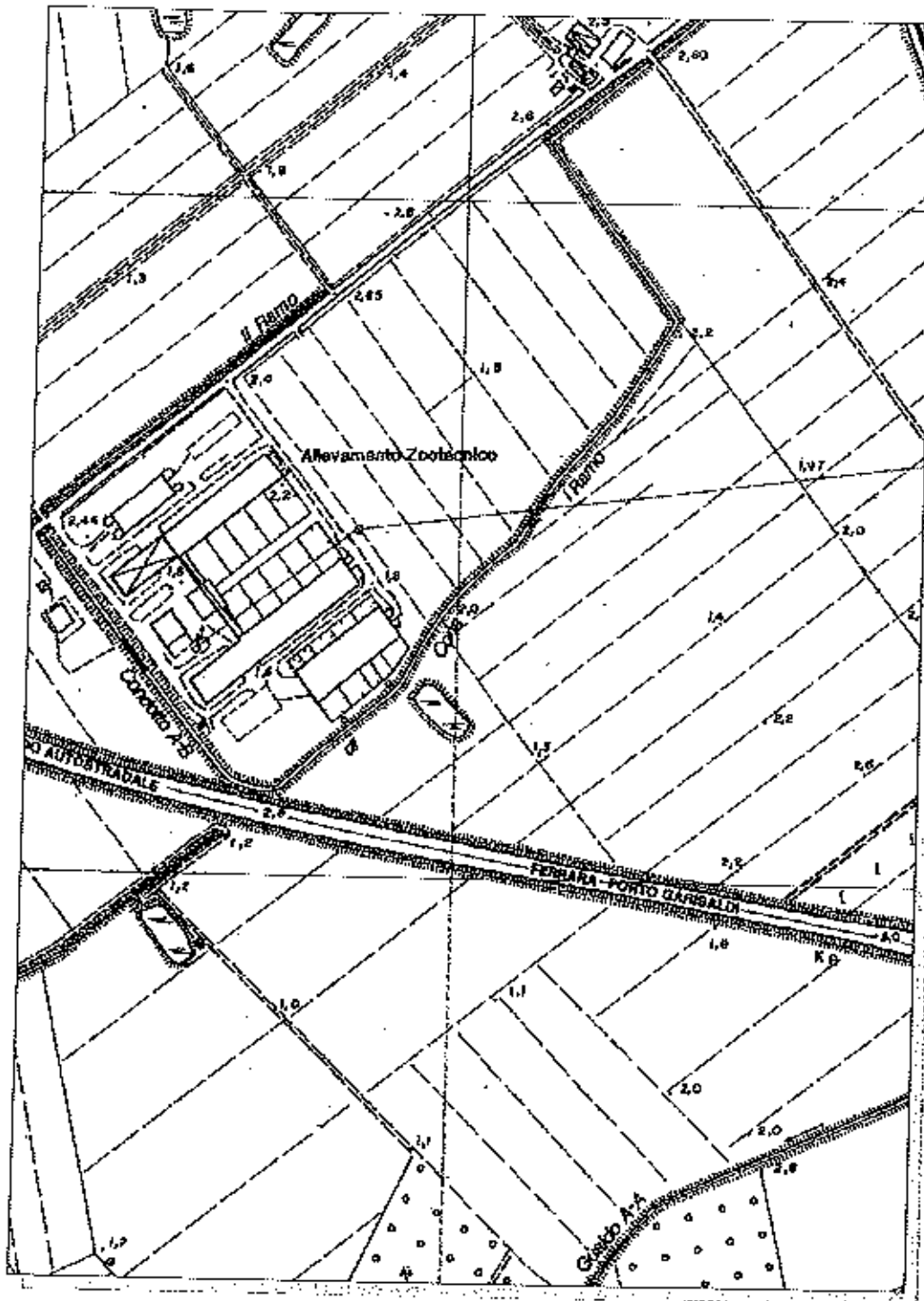


Figura 2
Stralco Carta Tecnica Regionale - scala 1:5.000

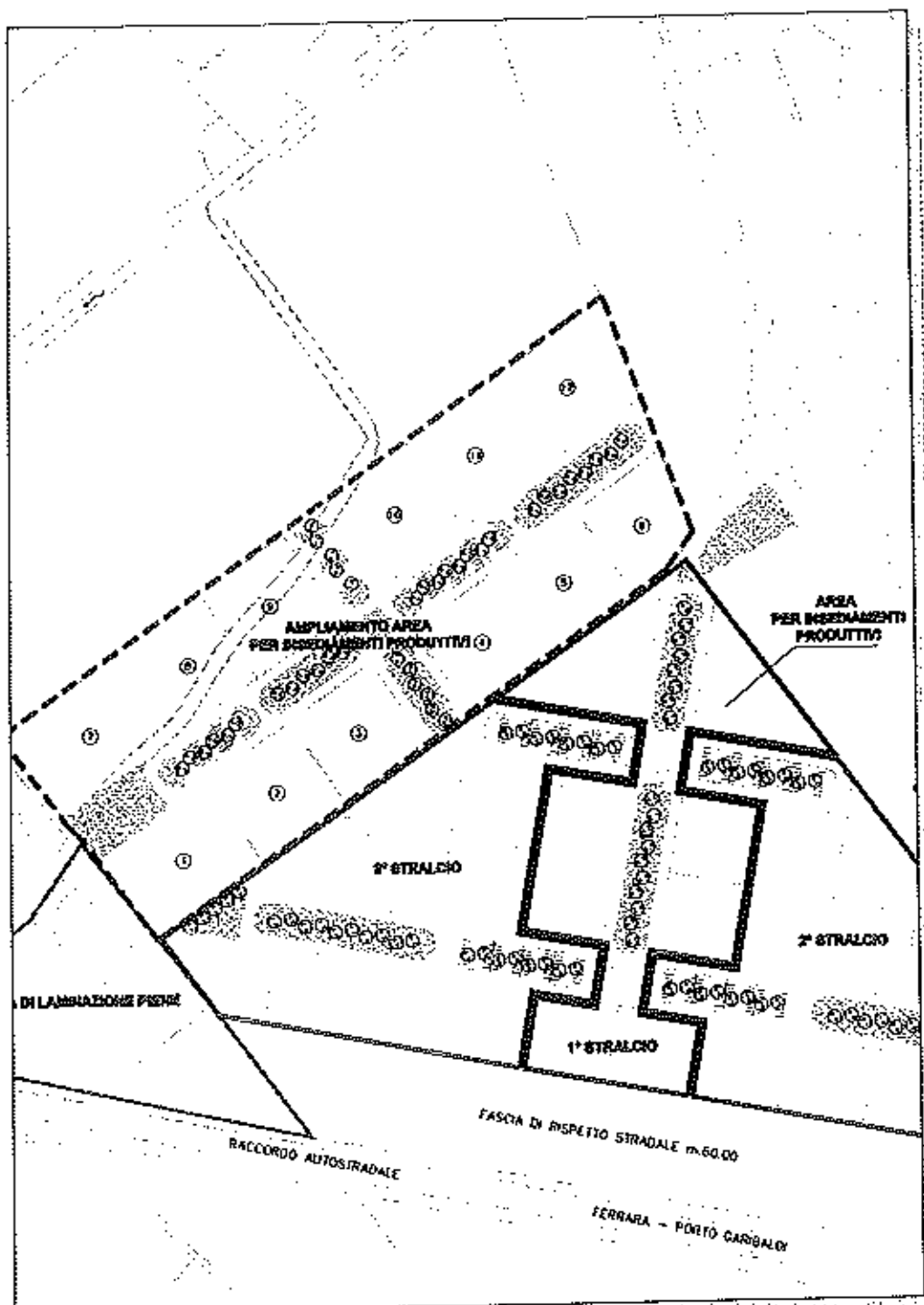


Figura 3

Stralcio Planimetria di progetto - scala 1:4.000

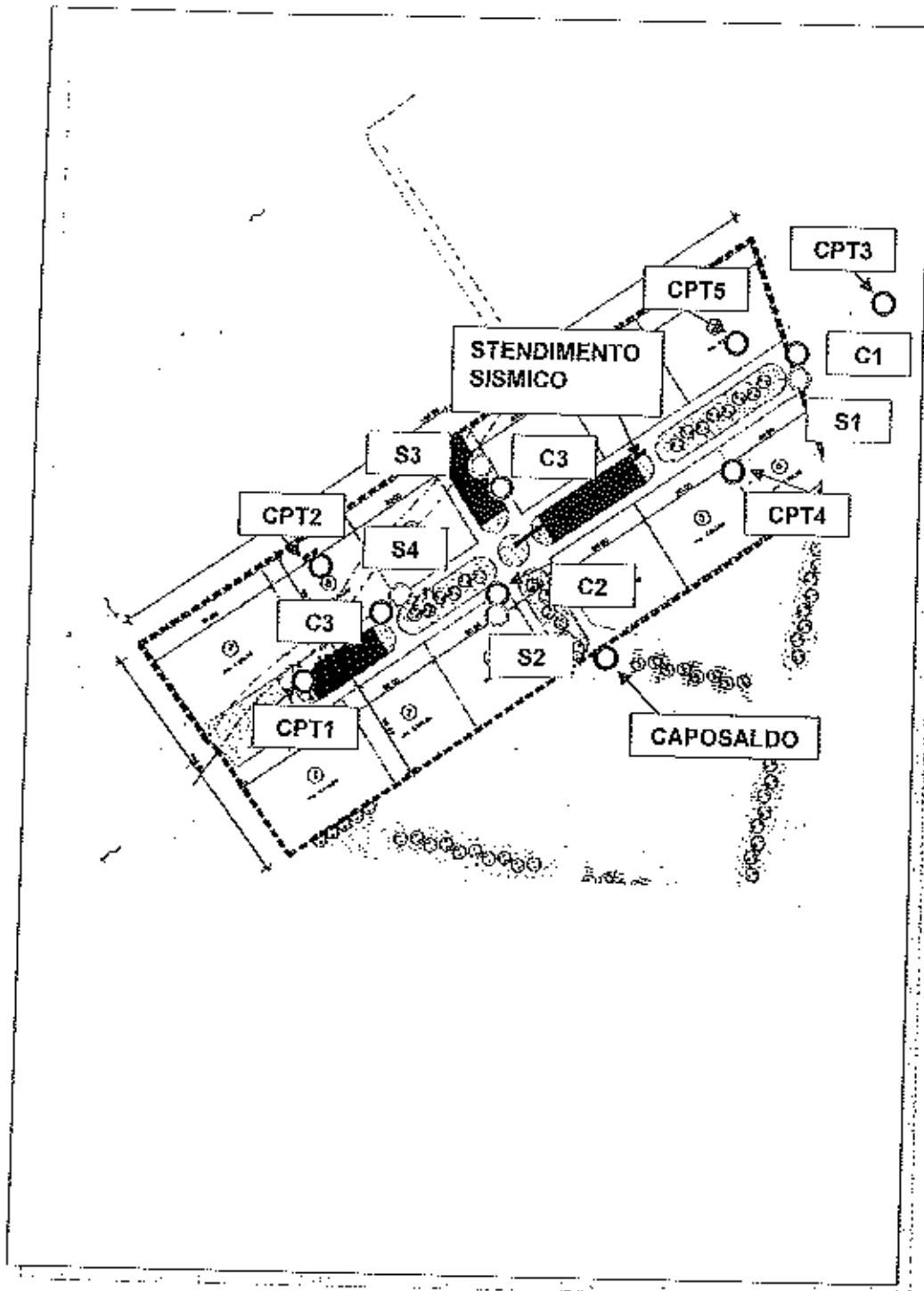


Figura 4
Straiccio Planimetria di Progetto - scala 1:4.000
Ubicazione indagini eseguite



2. MODELLO GEOLOGICO

2.1. Caratteri 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.

Per quanto riguarda la situazione geologica locale, i dati bibliografici evidenziano come il sito sia ubicato all'interno di un'area caratterizzata da depositi di canale distributore e di argine.

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

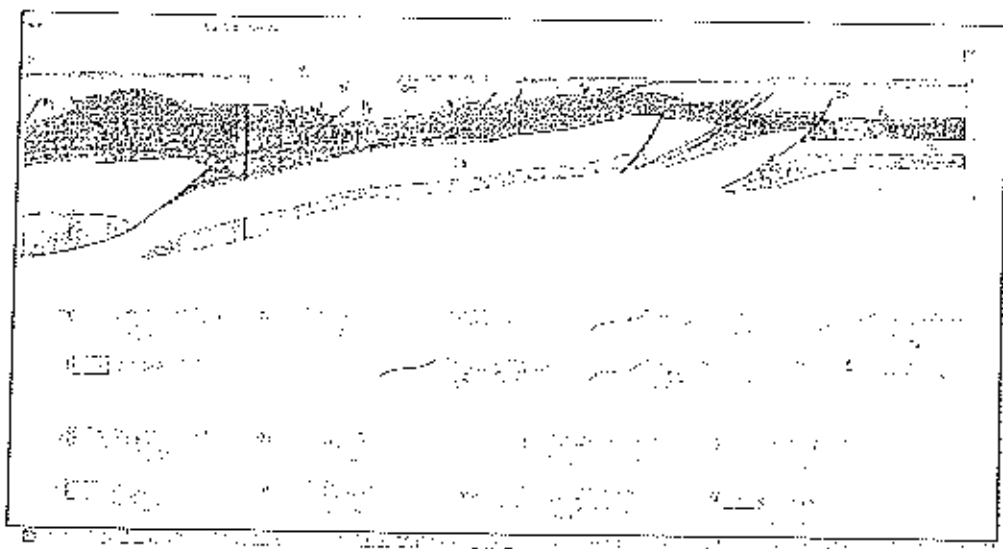


Figura 5
Profilo geologico-strutturale tra il versante dell'Appennino settentrionale e la Pianura Padana.

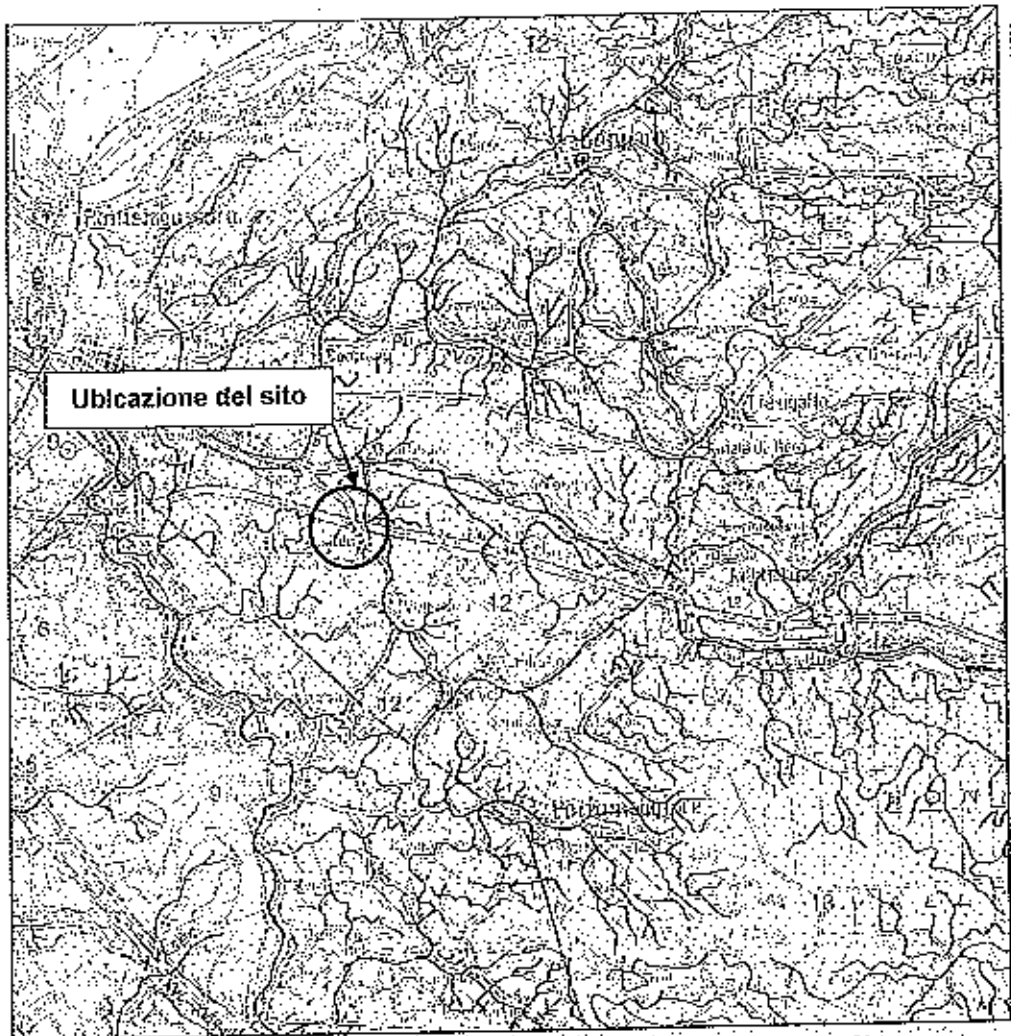


Figura 6

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

11. Sabbie da medie a fini in strati di spessore decimetrico passanti lateralmente ed intercalate a sabbie fini e finissime limose, localmente sabbie grossolane in corpi lenticolari e nastriformi. Depositi di canale distributore e di argine.



2.2. Caratteri geomorfologici

Il sito in oggetto è localizzato all'interno di una zona suborizzontale, con quote prossime a + 1.80 mt rispetto al livello medio del mare.

Dal punto di vista geomorfologico, ad est del centro abitato di Gualdo si rileva la presenza di un paleoalveo con direzione nord sud, mentre ad est si individuano altri paleoalvei di più ridotte dimensioni. Nella zona in esame non sono tuttavia segnalate particolari strutture superficiali, come del resto si evince dalle risultanze delle indagini effettuate.

Supporti cartografici:

- Figura 7. Stralcio Carta Geomorfologica della Provincia di Ferrara – Scala 1:100.000

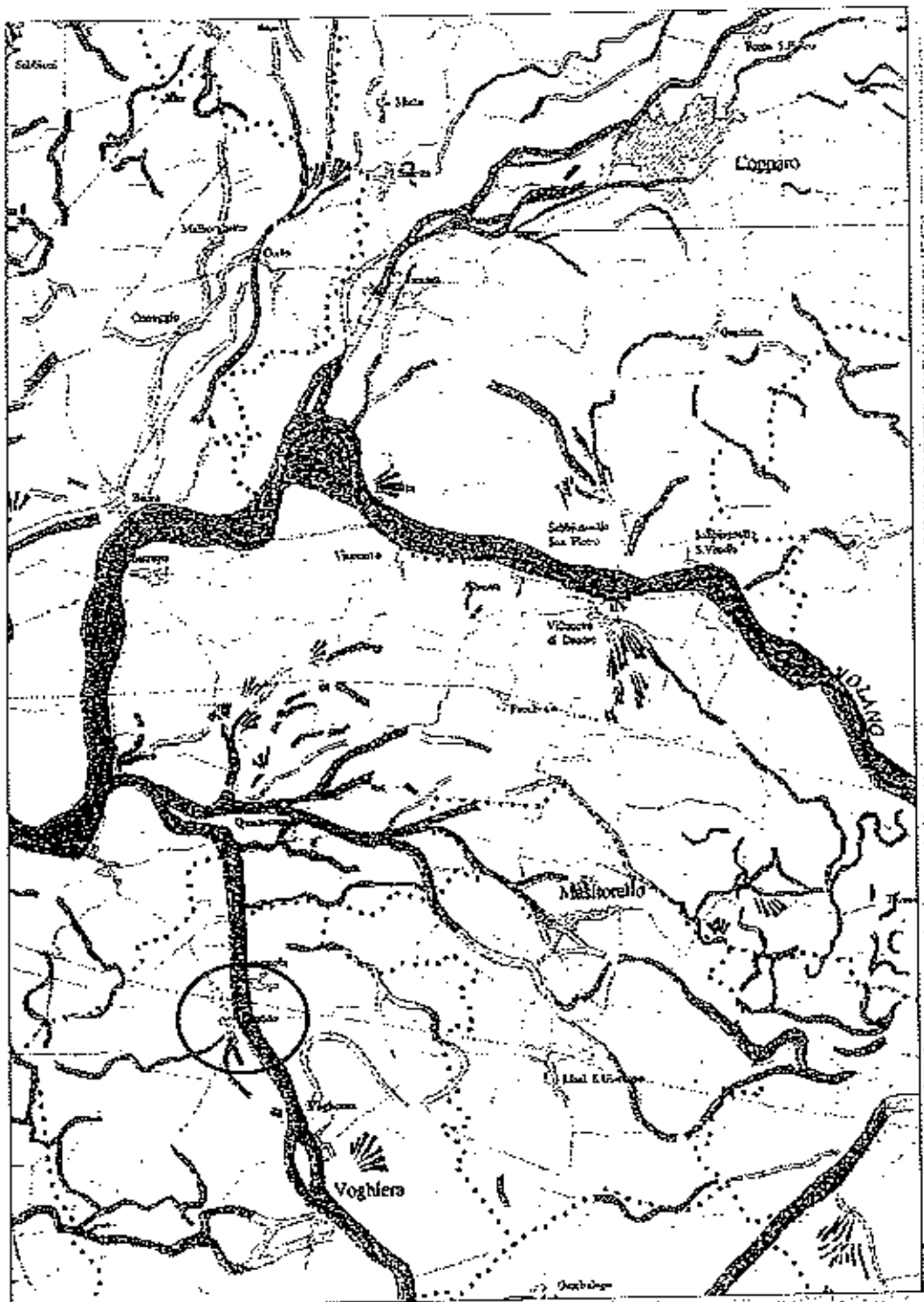


Figura 7

Stralcio Carta Geomorfologia della Provincia di Ferrara - scala 1:100.000

Ubicazione del sito



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.

In particolare, la zona oggetto di studio è caratterizzata da depositi alluvionali a granulometria fine, con alcuni livelli a granulometria medio-fine da p.c. a mt. 15.00 di profondità (massima profondità indagata).

2.3.1. PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

2.3.1.1. CARATTERI LITOLOGICI - MODALITA' DI VALUTAZIONE

Per il riconoscimento di massima dei profili litostratigrafici, 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
- Alt = argilla (inorganica) molto tenera
- Al = 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/Rl

Ai fini della valutazione dei parametri geotecnici, 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 $R_p/R_l < 15$

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

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

2.3.1.2. CARATTERI LITOLOGICI - DESCRIZIONE

Le caratteristiche litostratigrafiche esaminate per mezzo del rapporto di Begemann (1965) - norme A.G.I. (1977), escluso un primo strato di terreno agrario di spessore non superiore a mt. 0.40, evidenziano caratteristiche litologiche leggermente differenti nelle cinque prove penetrometriche eseguite.

In corrispondenza di CPT1 è possibile individuare, dopo un primo strato decimetrico di limi sabbiosi e sabbie limose compreso tra mt. 0.20 e mt. 0.60 dal piano campagna, uno spesso strato di limi ed argille fino a mt. 13.60 di profondità alternato a lenti decimetriche di torbe ed argille organiche, più frequenti nelle porzioni più superficiali e, raramente limi sabbiosi - sabbie limose. Da mt. 13.60 a mt. 15.00



(massima profondità indagata), il rapporto di Begemann ha permesso di individuare uno strato di limi sabbiosi e sabbie limose.

In corrispondenza di CPT2 si individua uno spesso strato limi ed argille alternato a strati di torbe ed argille organiche fino a mt. 13.20: da segnalare la presenza da mt. 10.60 a mt. 11.00 di uno strato di limi sabbiosi e sabbie limose.

Da mt. 13.20 si individua uno strato di limi sabbiosi e sabbie limose fino a mt. 15.00 (massima profondità indagata).

Diversamente dalle prove n. 1 e n. 2, in CPT3 si individua uno spesso strato di limi ed argille con rari livelli decimetrici limoso-sabbiosi e argilloso-organici, fino a mt. 9.00 dal piano campagna, quota di inizio di uno strato costituito prevalentemente da torbe ed argille organiche, ed individuato fino a mt. 11.60 dal piano campagna. Da mt. 11.60 risultano ancora prevalenti i limi ed argille che risultano interrotte da alcuni livelli coesivo-organici.

La verticale d'indagine n. 4 è caratterizzata da uno strato di limi sabbiosi e sabbie limose da mt. 0.20 a mt. 0.60, a cui segue uno spesso strato di limi ed argille intercalate a torbe ed argille organiche fino a mt. 13.40. Da mt. 13.40 a mt. 15.00 (massima profondità indagata), si individua uno strato di limi sabbiosi e sabbie limose.

In corrispondenza di CPT 5, infine, si individua uno strato di limi sabbiosi e sabbie limose da mt. 0.20 a mt. 0.80 a cui segue uno spesso strato di limi ed argille intercalati a torbe ed argille organiche fino a mt. 15.00 di profondità.

Le caratteristiche litologiche desunte per mezzo dell'interpretazione di Schmertmann, permettono di confermare in linea di massima quanto precedentemente evidenziato, ad eccezione di un aumento della frazione organica.

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 sostituzione con litotipi coesivi di parte dei litotipi coesivo/organici, la cui presenza in alcuni casi risulta anche molto ridotta.

Supporti Grafici:

Allegati 11 - 15. Valutazioni litologiche

Allegati 6 - 10. Diagrammi di resistenza ad istogrammi



2.3.2. SONDAGGI GEOGNOSTICI

Dalla lettura delle colonne stratigrafiche riportate in allegato, si evince come sia stata rilevata la presenza di argille e argille debolmente limose fino a mt. 2.80 di profondità (massima profondità indagata). I dati rilevati confermano in linea di massima quanto emerso per mezzo delle prove penetrometriche statiche, anche se in nessuno dei sondaggi eseguiti viene rilevata la presenza di uno strato decimetrico superficiale di limi sabbiosi e sabbie limose individuato in corrispondenza di CPT1, CPT3, CPT4 e CPT5.

I sondaggi sono stati eseguiti ad una limitata profondità, in quanto sono stati effettuati principalmente per verificare il terreno alla base del pacchetto stradale.

Supporti Grafici:

Allegati 21 - 24. Schede stratigrafiche sondaggi geognostici

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" l'acquifero che ha contatti diretti con le acque di superficie, presumendone quindi un flusso.

Nei fori residuali delle indagini, alla data di esecuzione delle stesse, è stato misurato il livello della superficie freatica, che è risultato alle profondità, riferite al piano campagna, elencate nella tabella di seguito riportata.



Identificativo indagine	Data esecuzione	Profondità della sup. freatica dal p.c. (mt)
CPT 1	29/06/2006	3.10
CPT 2	07/07/2006	Falda non rilevata
CPT3	29/06/2006	3.40
CPT4	29/06/2006	2.80
CPT5	01/08/2006	2.50
S1	30/06/2006	1.55
S2	30/06/2006	2.00
S3	30/06/2006	2.50
S4	30/06/2006	2.65

Dall'osservazione della Carta Tecnica Regionale, si osserva come a circa mt. 100 in direzione nord sia presente il Condotto A-B di Cona II Ramo, a circa mt. 200 in direzione est si individua il Condotto Galvano Gualdo A-B. mentre il Condotto Cona I Ramo attraversa con direzione est-ovest l'area in esame.

I primi due corsi d'acqua scorrono a distanze tali dal sito da non influenzare la regimazione della falda nel breve e medio periodo, se non per gli effetti indiretti di scolo e irrigazione delle acque superficiali; per quel che riguarda invece il Condotto Cona I Ramo questo, nonostante la litologia di superficie, partecipa attivamente alla regimazione della falda presente nei suoi immediati intorno e, in funzione dell'andamento idrometrico, costituirà probabilmente un limite idrodinamico a flusso imposto uscente durante i periodi di scolo e a flusso imposto entrante durante le fasi irrigue o comunque in condizioni di livello idrometrico elevato a causa di apporti meteorici.

Come già accennato, all'interno dei fori residuali di tutte le indagini eseguite, sono stati infissi n. 9 piezometri a tubo aperto tipo Norton e, in data 04 agosto 2006, è stata eseguita una campagna di misure, al fine di determinare la quota di bocca pozzo dei piezometri, la quota del piano campagna e la quota della superficie idrometrica del Condotto Cona I Ramo, rispetto ad un caposaldo di riferimento individuato al centro della strada già realizzata, posta in corrispondenza del confine est dell'area in esame. Per tale caposaldo, è stata arbitrariamente adottata la quota + 10.000 mt.

Le quote dei punti d'indagine, dei piezometri e della superficie freatica individuata nella campagna di misura del 4 agosto 2006, sono riepilogate nella tabella riassuntiva riportata nella pagina seguente.

Riferimento	Quota bocca pozzo (mt)	Quota piano campagna (mt)	Prof. sup. freatica da b.p. (mt)	Quota sup. freatica (mt)
CPT 1	9.380	9.096	2.055	7.325
CPT 2	9.266	8.955	2.450	6.816
CPT 3	9.468	9.291	1.270	8.198
CPT 4	9.599	9.365	1.865	7.734
CPT 5	-	9.295	2.530	6.765
S1	9.383	9.064	1.550	7.833
S2	9.822	9.465	1.985	7.837
S3	9.413	9.092	1.980	7.433
S4	9.840	9.574	2.355	7.485
Condotto	-	-	-	7.501

L'area oggetto di studio, in base a quanto riportato nel rilievo topografico eseguito, risulta più depressa rispetto alla strada di lottizzazione esistente.

Utilizzando le misure del piano campagna determinate nel corso del presente studio, con apposito pacchetto software è stato ricostruito l'andamento morfologico sia bidimensionale che tridimensionale e, per mezzo di tali elaborati, riportati in figure 10 e 11, si evince chiaramente come sia presente un alto morfologico in corrispondenza dell'area compresa tra S4, S2 e CPT4 e una zona più depressa in corrispondenza delle zone di CPT1 e CPT2 e di S1.

Per mezzo dello stesso programma di elaborazione, è stato ricostruito l'andamento della superficie freatica del 4 agosto 2006, utilizzando i valori individuati in corrispondenza dei piezometri e del condotto.

I relativi elaborati, riportati in figure 12 e 13, evidenziano come la superficie freatica tenda a deprimersi in corrispondenza di CPT2 e di CPT5, con gradienti estremamente limitati e con velocità di flusso molto basse; di conseguenza, i principali movimenti della falda freatica saranno soprattutto verticali, regimati dai cicli di alimentazione diretta (infiltrazione) e evapotraspirazione. Il canale presente in corrispondenza del sito risulta alimentare la falda a nord e drenare quella presente



nei terreni a sud. Tale apparente anomalia è dovuta al fatto che poco prima dell'esecuzione delle misure, si sono verificati eventi meteorici, in seguito ai quali il livello idrometrico del condotto è aumentato nel giro di poche ore di circa 15-20 cm.

In base alle caratteristiche litostratigrafiche, risulta che la falda acquifera è localizzata all'interno di terreni limoso-argillosi in corrispondenza di tutte le prove effettuate, quindi, di fatto, anche se comunemente denominata "falda", si tratta in realtà di acqua di infiltrazione superficiale o acqua di saturazione a movimento prevalentemente verticale, ad eccezione degli immediati intorni del condotto.

Supporti Grafici:

- 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. Assetto morfologico dell'area di studio - elaborazione bidimensionale - scala libera
- Figura 12. Assetto morfologico dell'area di studio - elaborazione tridimensionale - scala libera
- Figura 13. Assetto morfologico della superficie freatica - elaborazione bidimensionale - scala libera
- Figura 14. Assetto morfologico della superficie freatica - elaborazione tridimensionale - scala libera

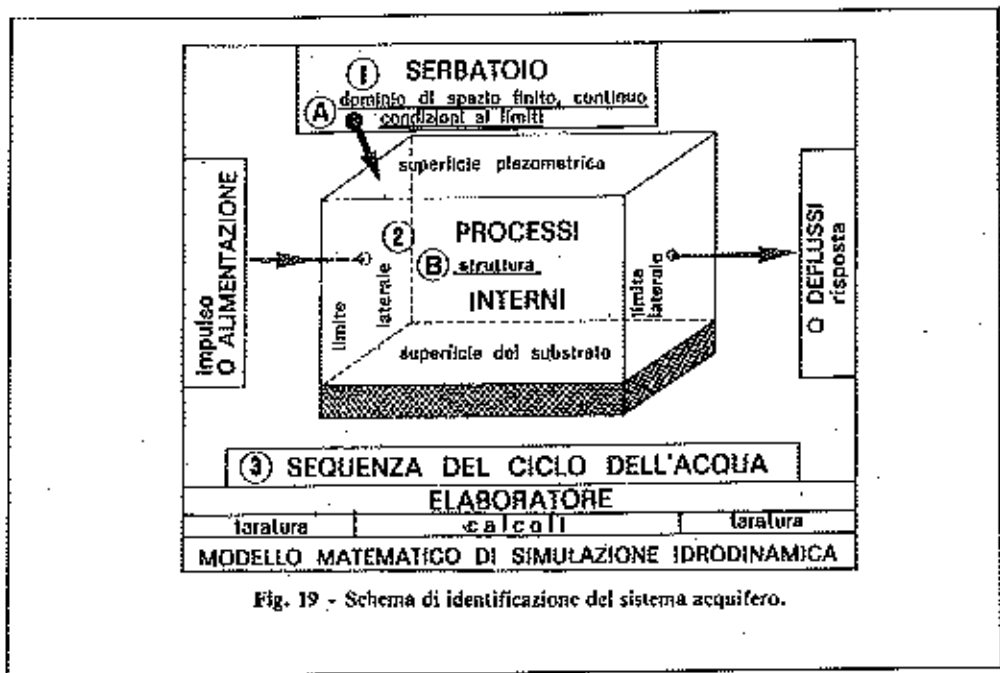


Figura 8
 Schema di identificazione del sistema acquifero

direzione	verso	fenomenologia	zone di umidità interessate
prevalentemente verticale	discendente	percofazione 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

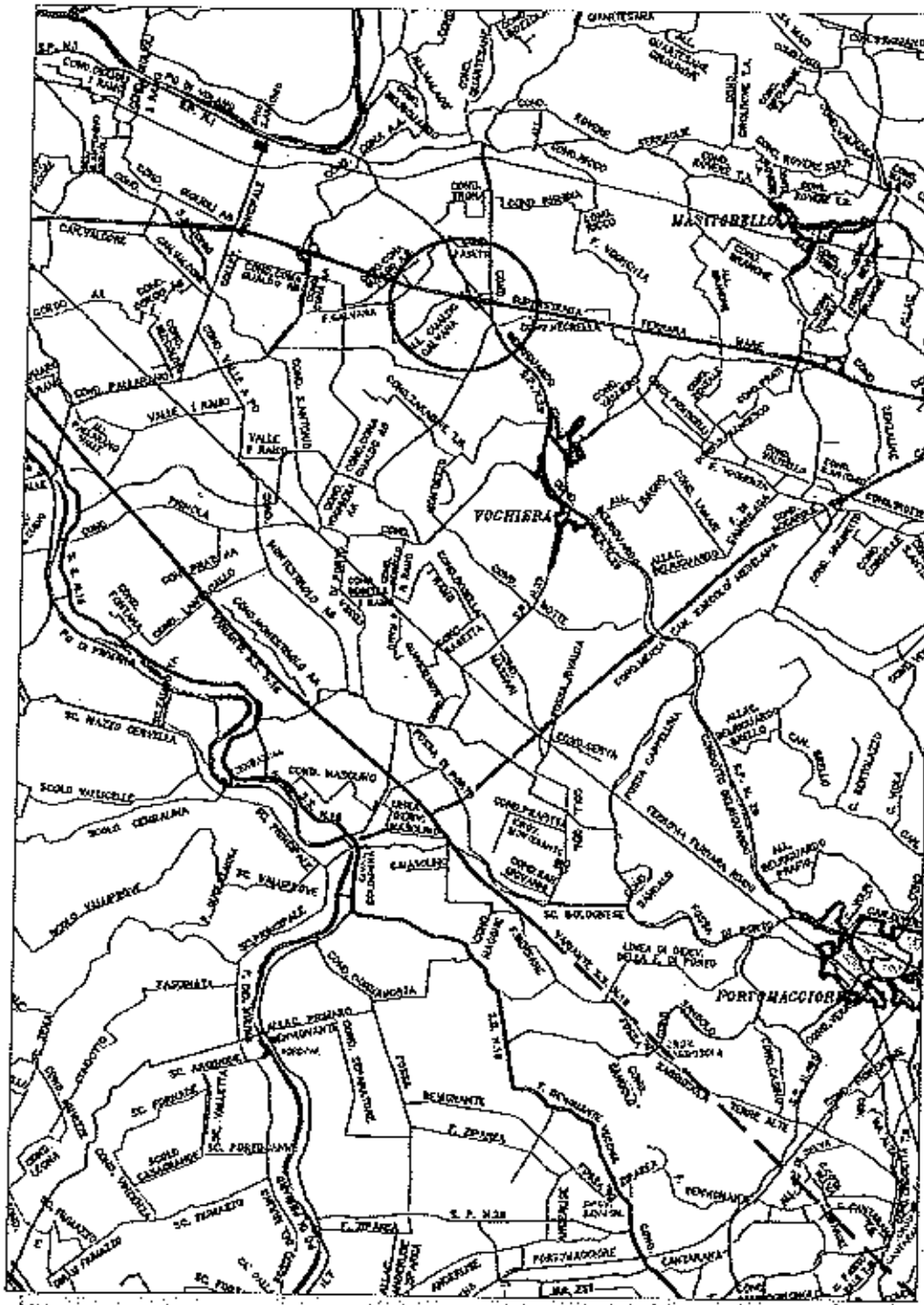


Figura 10

Stralcio Carta Idrografica del Bacino Burana-Volano-Canal Blanco

scala 1:100.000

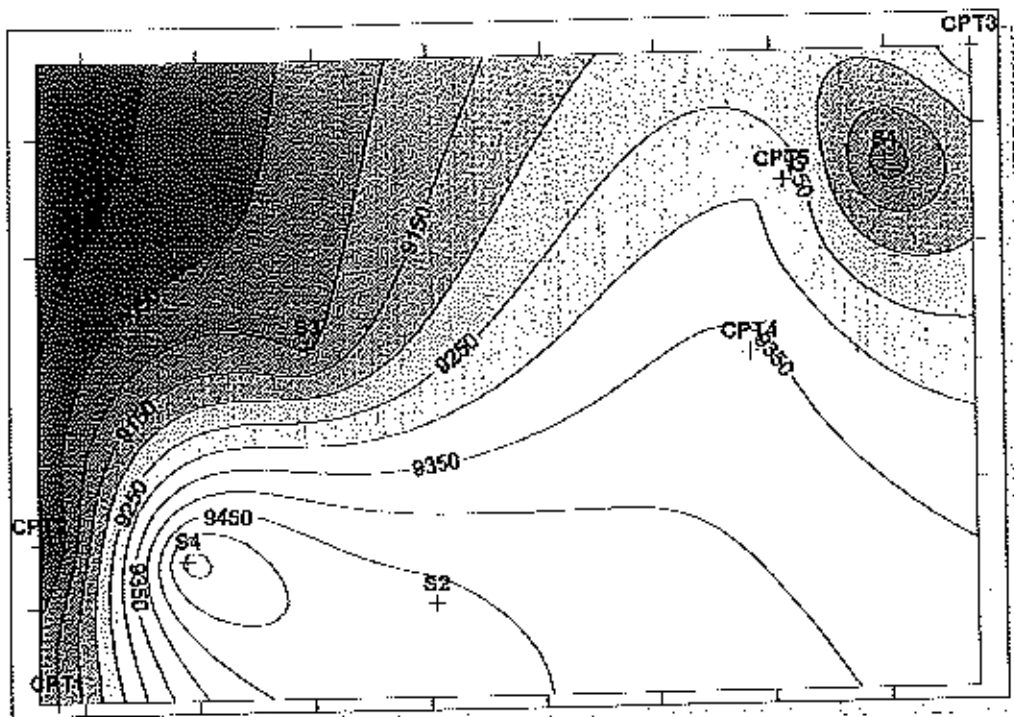


Figura 11

Assetto morfologico dell'area di studio - scala libera

Elaborazione bidimensionale

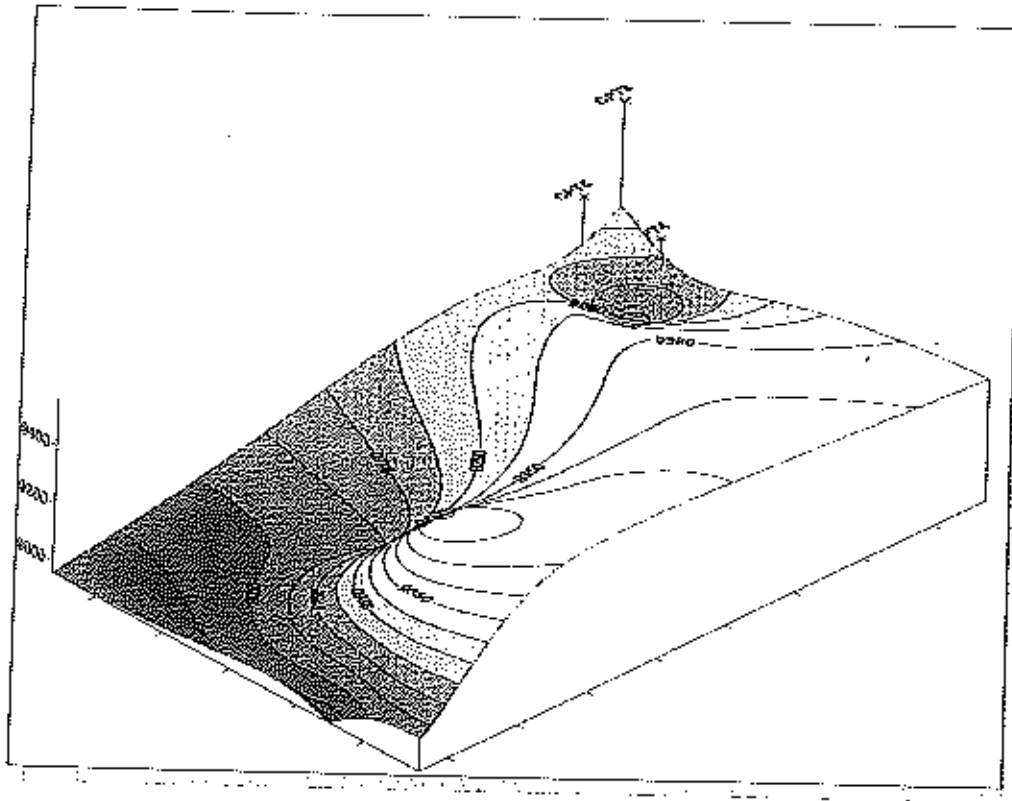


Figura 12

Assetto morfologico dell'area di studio - scala libera

Elaborazione bidimensionale

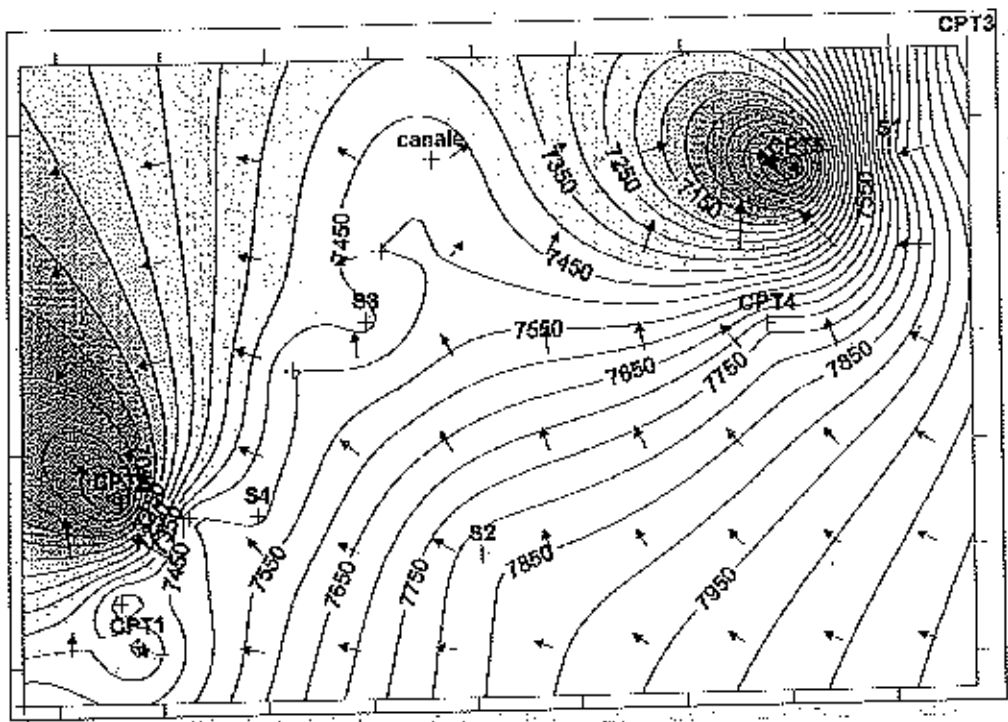


Figura 13

Assetto morfologico della superficie freatica – scala libera

Elaborazione bidimensionale - data di rilievo 04 agosto 2006

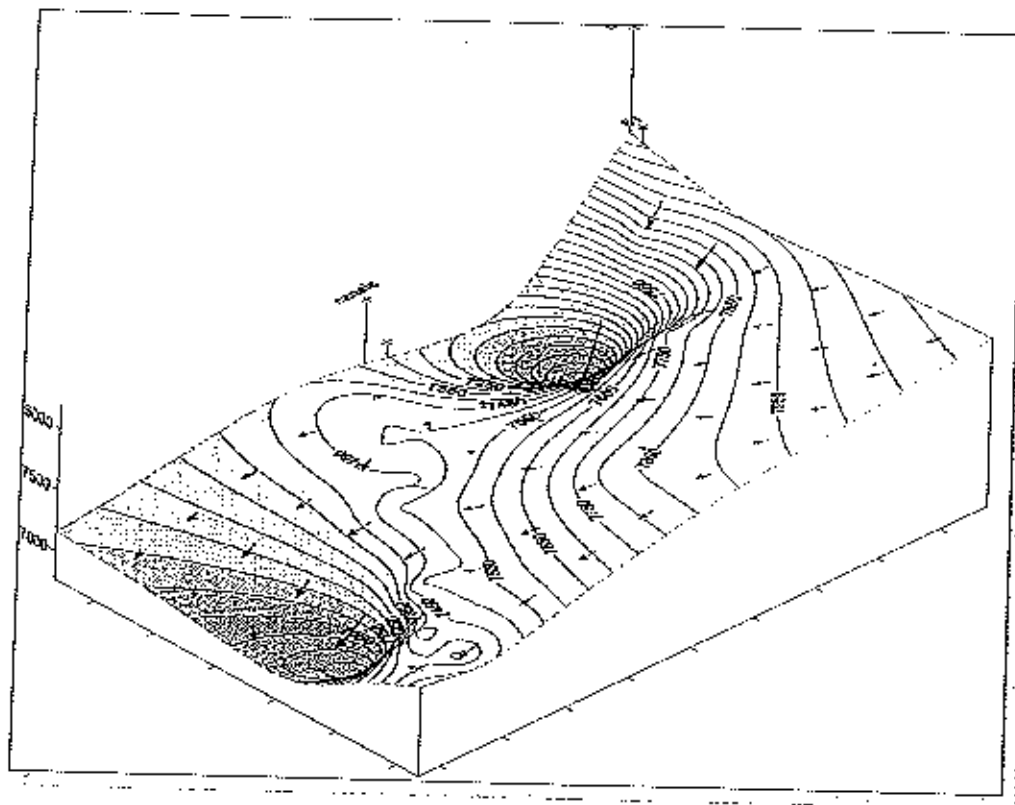


Figura 14

Assetto morfologico della superficie freatica - scala libera

Elaborazione tridimensionale - data di rilievo 04 agosto 2006



2.5. Pericolosità geologica del territorio

In seguito all'Ordinanza del Presidente del Consiglio n. 3274/03, il Comune di Voghiera 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 del lotto è stata effettuata sulla base dell'individuazione di:

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

Nel caso in esame sono stati individuati alcuni strati granulari sui quali sarà necessario effettuare la verifica alla liquefazione o determinare l'eventuale possibilità di dilatanza; per quanto riguarda la presenza di terreni con caratteristiche portanti scarse, questi sono stati verificati in tutte le prove, in particolare in corrispondenza di CPT1 da mt. 2.60 di profondità dal piano campagna. Relativamente alle condizioni idrogeologiche non si segnalano particolari criticità per la realizzazione di opere fuori terra, ad eccezione delle eventuali conseguenze di cicli di essiccazione e di imbibizione delle argille superficiali nel caso in cui fossero sensibili a tale fenomeno. Sarà comunque necessario provvedere al rapido smaltimento delle acque meteoriche, anche in ragione degli interventi che saranno necessariamente effettuati sul condotto interno al lotto in quanto, come si vedrà in seguito, oltre alle consuete ragioni per evitare l'innalzamento della falda, in questo caso le argille superficiali risultano fortemente compressibili e fortemente plastiche e quindi il loro stato fisico risulta fortemente variabile in funzione del grado di imbibizione.

Non sono presenti rilevati in corrispondenza dell'area oggetto di studio.

Supporti Grafici:

Figura 15. Nuova zonizzazione sismica

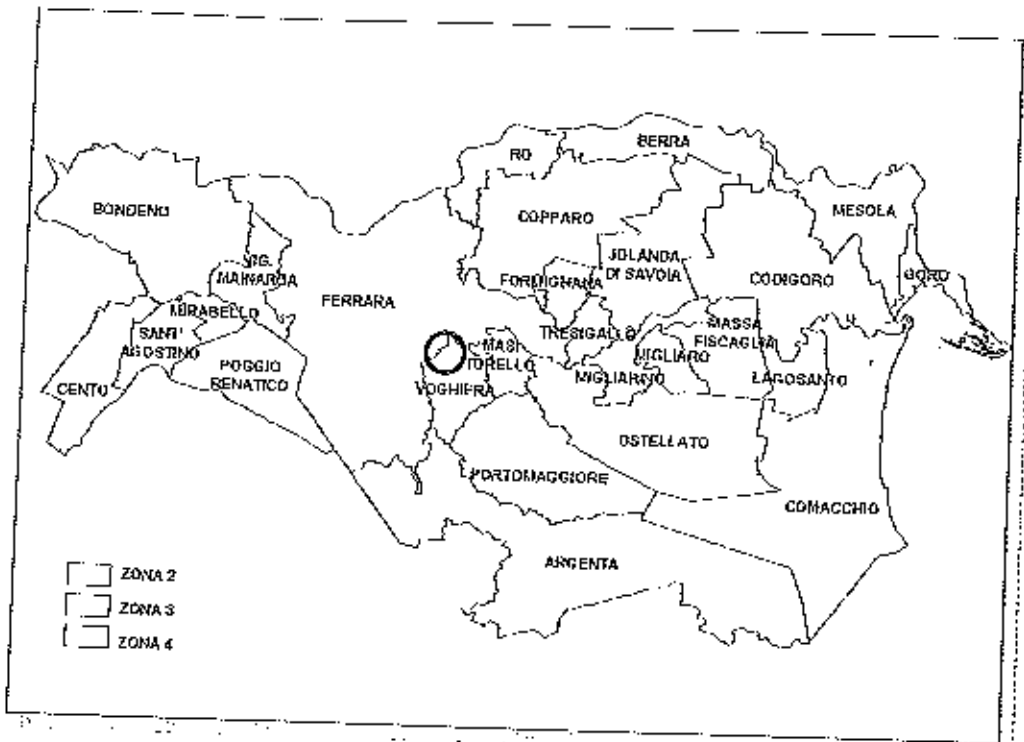


Figura 15
 Nuova zonizzazione sismica
 Ubicazione del sito



3. MODELLAZIONE GEOTECNICA

3.1. Prove penetrometriche statiche

3.1.1. PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA - MODALITA' 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: D_r - R_p - σ'_{vo}] (Schmertmann 1976);
- **Φ** - angolo di attrito interno efficace (terreni granulari) correlazioni: Φ' - D_r - R_p - σ'_{vo} (Meyerhof - sabbie limose);
- **Mo** - modulo di deformazione edometrico (terreni coesivi e granulari) [corr.: M_o - R_p natura] (Sanglerat 1972 - Mitchell & Gardner 1975 - Ricceri et al. 1974 - Holden 1973);
- **Cu** - coesione non drenata (terreni coesivi) correlazioni C_u - R_p . Raccomandazioni A.G.I. 1977 - Ricceri et al. 1974 - Marsland et al. 1974/1979;
- **OCR** - grado di sovraconsolidazione (terreni coesivi) [correlaz.: OCR - C_u - σ'_{vo}] (Ladd et al. 1972/1974/1977 - Lancellotta 1983).

Supporti Grafici:

Allegati 16 - 20. Tabelle parametri geotecnici

3.1.1.1. PARAMETRIZZAZIONE LITOLOGICA E GEOTECNICA DI MASSIMA

In base alle ultime valutazioni, i terreni indagati risultano come di seguito riepilogato (le descrizioni si riferiscono ai litotipi prevalenti).



CPT1

- da mt 0.20 a mt 0.60 granulari molto addensati:
Rp: 42.0 kg/cm²;
Dr: 98.5 %;
- da mt 0.60 a mt 1.40 coesivi consistenti:
Rp: 18.8 kg/cm²;
Cu: 0.77 kg/cm²;
- da mt 1.40 a mt 2.60 coesivi moderatamente consistenti:
Rp: 9.8 kg/cm²;
Cu: 0.49 kg/cm²
- da mt 2.60 a mt 13.60 coesivi e coesivo-organici moderatamente consistenti, localmente consistenti:
Rp: 9.9 kg/cm²;
Cu: 0.45 kg/cm²;
- da mt 13.60 a mt 15.00 granulari mediamente addensati:
Rp: 106.4 kg/cm²;
Dr: 64.0 %.

CPT2

- da mt 0.20 a mt 1.80 coesivi e coesivo-granulari consistenti:
Rp: 18.4 kg/cm²;
Cu: 0.76 kg/cm²
- da mt 1.80 a mt 10.60 coesivi, secondariamente coesivo-organici poco consistenti localmente consistenti:
Rp: 7.9 kg/cm²;
Cu: 0.39 kg/cm²;
- da mt 10.60 a mt 11.00 granulari sciolti:
Rp: 33.0 kg/cm²;
Dr: 16.5 %;
- da mt 11.00 a mt 13.20 coesivi, secondariamente coesivo-organici poco consistenti, localmente moderatamente consistenti:
Rp: 8.8 kg/cm²;
Cu: 0.41 kg/cm²
- da mt 13.20 a mt 15.00 granulari mediamente addensati:
Rp: 69.9 kg/cm²;
Dr: 35.4 %.



CPT3

- da mt 0.20 a mt 0.80 granulari addensati:
Rp: 38.0 kg/cm²;
Dr: 88.0 %;
- da mt 0.80 a mt 4.00 coesivi consistenti:
Rp: 15.1 kg/cm²;
Cu: 0.67 kg/cm² ;
- da mt 4.00 a mt 9.00 coesivi consistenti, raramente coesivo-organici
moderatamente consistenti:
Rp: 11.6 kg/cm²;
Cu: 0.54 kg/cm²
- da mt 9.00 a mt 15.00 coesivo-organici e coesivi moderatamente
consistenti:
Rp: 7.1 kg/cm²;
Cu: 0.36 kg/cm².

CPT4

- da mt 0.20 a mt 0.60 granulari molto addensati:
Rp: 34.5 kg/cm²;
Dr: 90.5 %;
- da mt 0.60 a mt 4.00 coesivi consistenti:
Rp: 13.4 kg/cm²;
Cu: 0.61 kg/cm² ;
- da mt 4.00 a mt 13.40 coesivi, localmente coesivo-organici moderatamente
consistenti, localmente consistenti:
Rp: 10.2 kg/cm²;
Cu: 0.48 kg/cm²
- da mt 13.40 a mt 15.00 granulari mediamente addensati:
Rp: 84.0 kg/cm²;
Dr: 55.8 %.

CPT5

- da mt 0.20 a mt 1.20 granulari molto addensati:
Rp: 41.6 kg/cm²;
Dr: 82.8 %;



da mt 1.20 a mt 15.00 coesivi moderatamente consistenti, localmente coesivi consistenti, raramente coesivo-organici moderatamente consistenti;
 R_p : 9.8 kg/cm²;
 C_u : 0.47 kg/cm²;

Supporti Grafici:

Allegati 6 – 10. Diagrammi di resistenza ad istogrammi

3.2. Determinazione della categoria di suolo mediante la sismica a rifrazione

Per ottenere l'informazione desiderata si è effettuata l'analisi delle onde di superficie, dal momento che tale tecnica ha dimostrato ampiamente la sua affidabilità e la capacità risolutiva.

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

Nella fattispecie per le misure è stato utilizzato un sismografo a 24 canali mod. RAS24 a 24 bits con scarico dei dati direttamente su p.c.. Sono state effettuate 10 registrazioni da 30 secondi ciascuna per il metodo Re.Mi e 2 registrazioni da 2 secondi ciascuna per il metodo masw. I geofoni usati sono di tipo verticale da 4.5 Hz e, grazie alla dinamica dello strumento (117 dB di range dinamico), consentono la registrazione delle onde di superficie con contenuto in frequenza fino a circa 2 Hz.

I dati acquisiti in campagna sono stati quindi elaborati e, grazie ai dati di taratura forniti, è stato possibile ricostruire un modello Vs/profondità attendibile.

L'indagine eseguita ha permesso la determinazione dell'andamento della velocità delle Vs fino a circa 55 m di profondità.

Di seguito si riportano le immagini relative alla curva di dispersione delle onde di Rayleigh sia per quanto riguarda il metodo ReMi che per il metodo MASW e del modello che ne deriva previa inversione dei dati. L'errore RMS calcolato è del 3.1%.

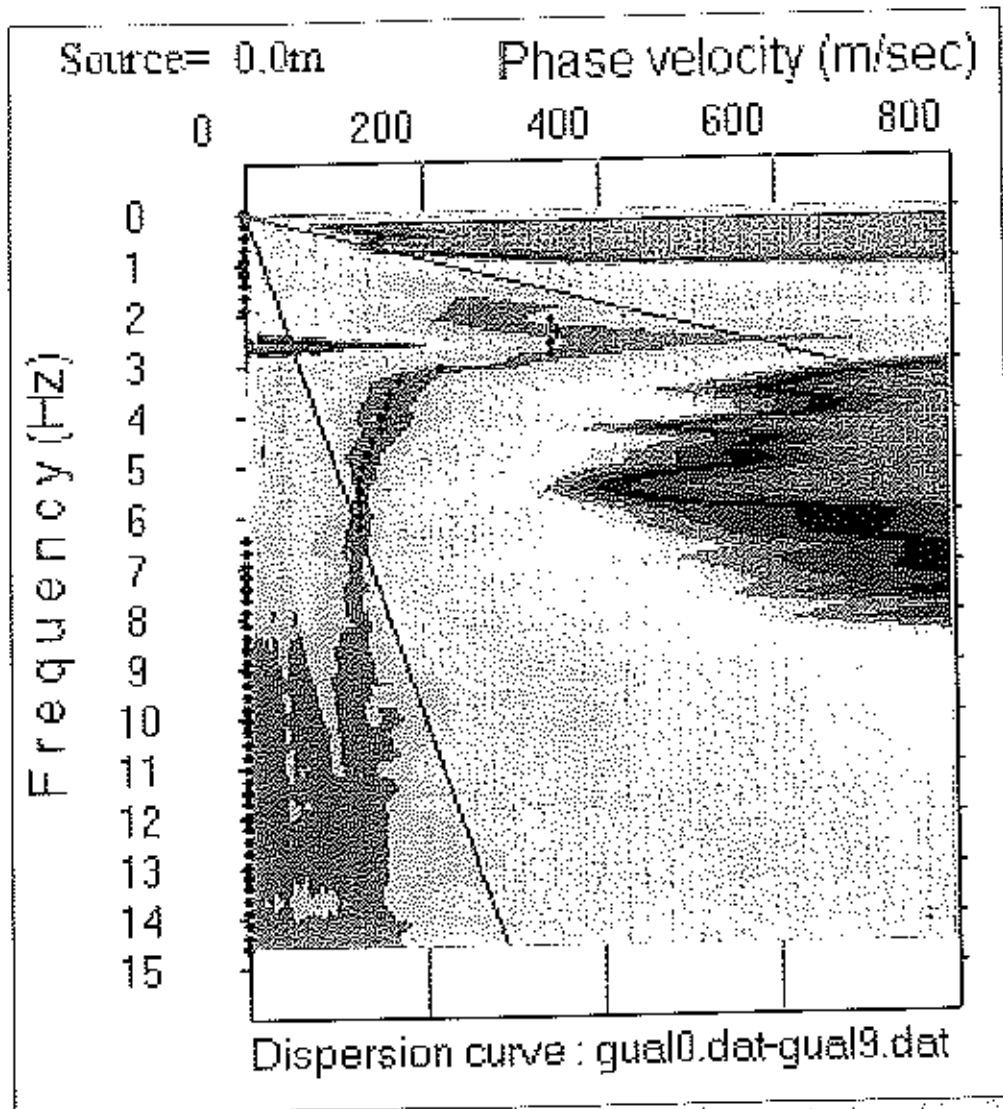


Figura 16

Curva di dispersione delle onde di Rayleigh

Metodo RE.MI

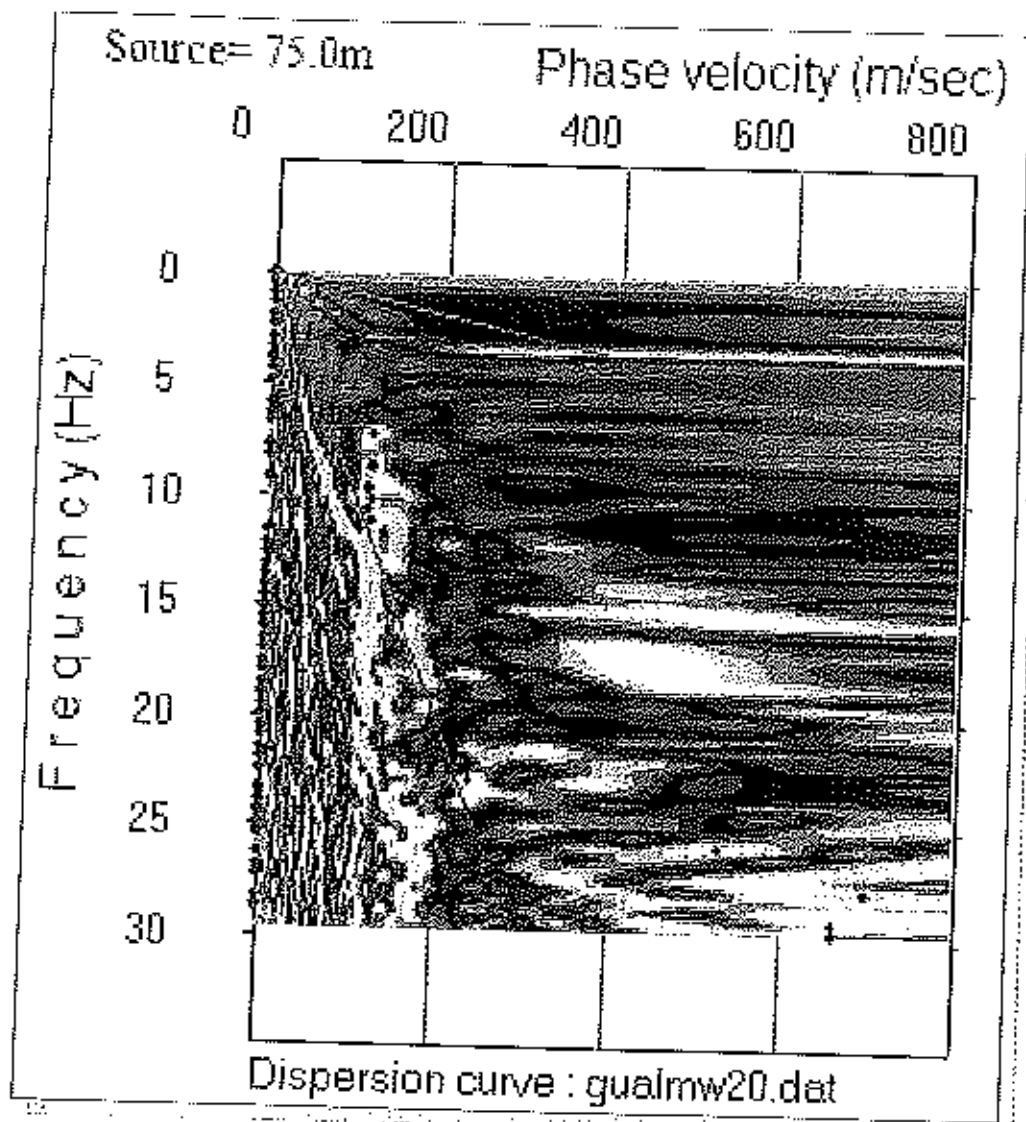


Figura 17

Curva di dispersione delle onde di Rayleigh

Metodo MASW

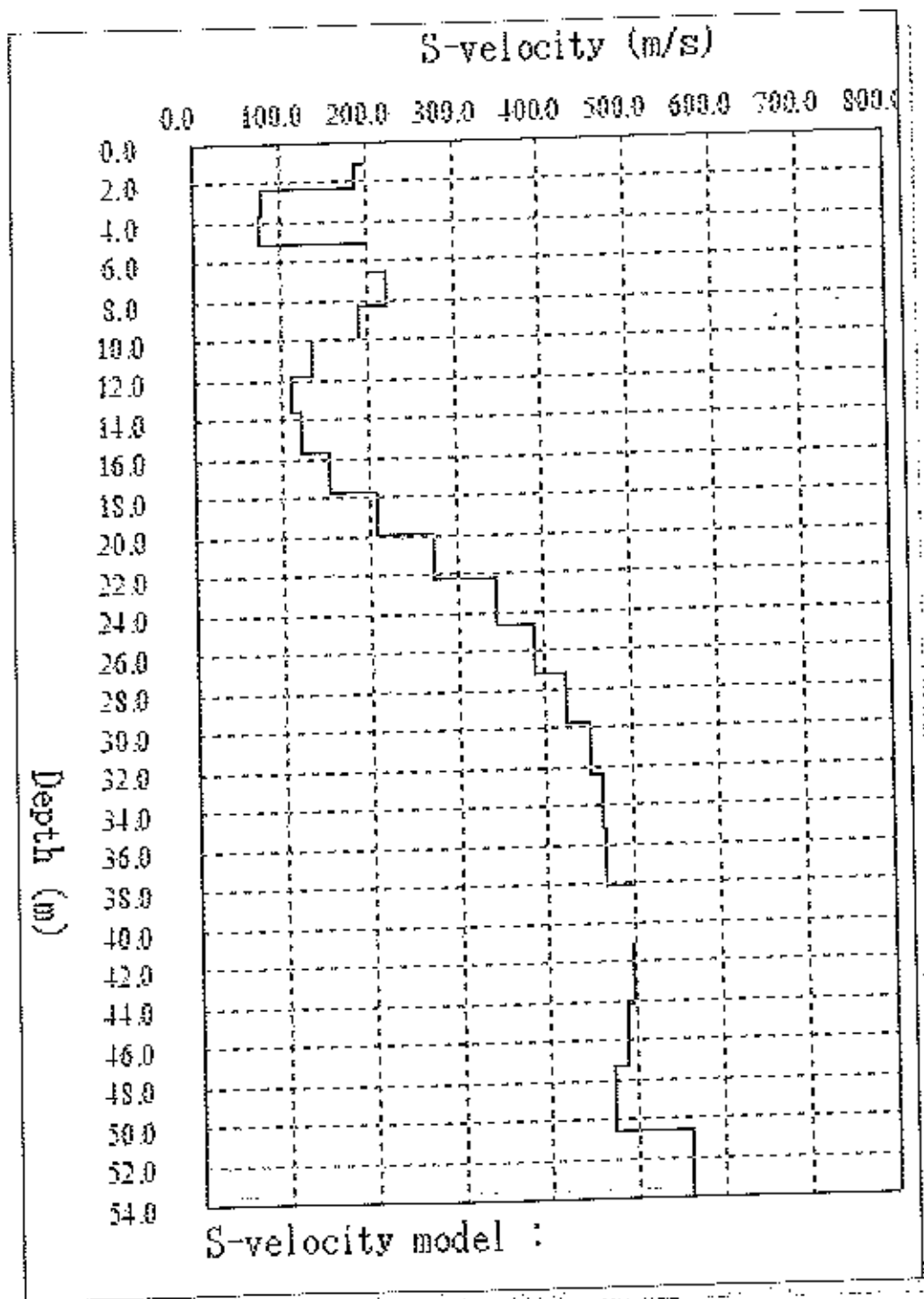


Figura 18

Modello di dispersione delle onde di Rayleigh



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

La V_{s30} è stata ricavata dalla formula:

$$V_{s30} = \frac{30}{S \cdot V_i}$$

Nel caso specifico è risultato $V_{s30} = 178$ m/s: il sito esaminato presenta quindi un suolo tipo D.

Supporti Grafici:

Allegato 25. Velocità delle onde S

CATEGORIE SUOLO DI FONDAZIONE		S
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi con valori $V_{s30} > 800$ m/s con strati di alterazione superficiale $h_{max} = 5$ m	1,00
B	Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (coesione non drenata $C_u > 250$ KPa)	1,25
C	Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (coesione non drenata C_u compresa fra 250 KPa e 70 KPa)	1,25
D	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori di $V_{s30} < 180$ m/s (coesione non drenata C_u compresa tra 70 KPa e 20 KPa)	1,35
E	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di V_{s30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con $V_{s30} > 800$ m/s	1,25
S1	Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ($PI > 40$) e contenuto di acqua, caratterizzati da valori di $V_{s30} < 100$ m/s (coesione non drenata C_u compresa fra 20 KPa e 10 KPa)	Servono studi speciali
S2	Deposito di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti	

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



3.3. 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 (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.

Nel caso in esame sono stati individuati spessori granulari in quasi tutte le prove effettuate, a differenti profondità. La densità relativa media degli strati superficiali risulta essere superiore al 70%, mentre quella degli strati più profondi risulta essere inferiore al 70%. In caso di sollecitazione sismica ci si può aspettare il fenomeno della dilatanza solo per gli strati più superficiali (se saturi). A tale proposito va segnalato che i terreni granulari superficiali sono stati evidenziati solo per mezzo dell'elaborazione delle prove penetrometriche; visto il particolare periodo climatico e la bassissima percentuale di acqua contenuta proprio nei terreni superficiali, è possibile che, nel corso delle prove, il valore delle resistenze laterali siano risultati anomali a causa dell'effetto di riduzione dell'effetto della coesione in seguito all'essiccamento. Tale condizione ha probabilmente portato ad una falsa interpretazione, spostando di fatto il rapporto R_p/R_l verso le sabbie e non verso terreni coesivi come probabilmente risulterà ad una verifica più approfondita.

Si sottolinea infine come il fenomeno della dilatanza si funzione anche della profondità alla quale si trova lo strato indagato: maggiore è la profondità dello strato minore sarà la possibilità dell'innesto del fenomeno.



3.4. Terreni suscettibili di liquefazione

Si definisce *liquefazione*, la diminuzione della resistenza al taglio e/o di rigidità, causata dall'aumento della pressione interstiziale in un terreno saluro granulare, durante una sollecitazione sismica.

Un terreno caratterizzato da materiale sciolto, è definito potenzialmente liquefacibile quando:

- granulometricamente è costituito da sabbie da fini a medie con contenuto in limo variabile generalmente dallo 0 al 25%;
- si trova sotto falda;
- è da poco a mediamente addensato;
- si trova a profondità inferiori ai 15 mt da piano campagna.

In base all'O.P.C.M. 3274/03 e all'allegato "Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni", nel caso specifico sono stati individuati alcuni strati granulari al di sotto del piano di fondazione.

In generale l'analisi della suscettibilità alla liquefazione richiede:

- La valutazione delle caratteristiche dell'evento sismico atteso (fattore scatenante);
- La caratterizzazione geotecnica del sottosuolo (fattore predisponente).

3.4.1. DEFINIZIONE DEL FATTORE SCATENANTE; DETERMINAZIONE DEL TERREMOTO DI PROGETTO

La valutazione del terremoto di progetto è stata eseguita tramite apposito software che utilizza l'approccio probabilistico e statistico di Gumbel, per ottenere la massima accelerazione di picco prevedibile nel sito, per un determinato tempo di ritorno. Tale terremoto è stato calcolato sulla base della sequenza operativa sotto riportata.

- Estrazione dal catalogo sismico degli eventi sismici con epicentro ricadente all'interno di un'area di 200/300 Km di lato centrata sul sito indagato.



➤ Trasformazione dei valori di intensità sismica degli eventi selezionati nei corrispondenti valori di magnitudo tramite la relazione consigliata dal G.N.D.T.

$$M = (I+1.93)/1.78$$

➤ Calcolo della distanza di ogni singolo epicentro dal sito indagato e quindi applicando una delle leggi di attenuazione sismica disponibili in letteratura (Pugliese e Sabetta o Kawashima), stima del moto sismico nel sito per ognuno degli eventi.

➤ Riordino dei valori di accelerazione (A) ricavati, in ordine crescente con attribuzione del numero 1 al valore massimo, e del valore N a quello minimo.

➤ Calcolo degli N rapporti $P_i = i / (N + 1)$, con i compreso tra 1 ed N . Questi rapporti indicano la probabilità che il corrispondente valore di A non venga raggiunto o superato. I valori di P_i ricavati permettono di definire la scala dei tempi di ritorno $T_i = 1 / (1 - P_i)$.

➤ Proiezione delle N coppie di valori (T_i, A_i) in un diagramma semilogaritmico, interpolando fra i punti una retta: il diagramma consente di ricavare il valore di A per qualsiasi tempo di ritorno.

E' stato così definito un terremoto di progetto caratterizzato da un'azione sismica avente un tempo di ritorno di 475 anni, a cui viene associato lo stato limite ultimo (condizione limite del danno strutturale accentuato che prelude al collasso – terremoto eccezionale) e un terremoto di progetto caratterizzato da un tempo di ritorno di 95 anni, a cui viene associato lo stato limite di danno (condizione limite di danno agli elementi non strutturali le cui conseguenze sono essenzialmente di natura economica e funzionale – terremoto probabile).

Le caratteristiche dei due terremoti di progetto ricavati per mezzo di apposito software sono riportate nella pagina seguente.



Accelerazione sismica di picco	0.2038
Magnitudo di riferimento	6.3062
Tempo di ritorno	475 anni
Legge di attenuazione sismica	Pugliese e Sabetta
Accelerazione sismica di progetto*	0,15g
TERREMOTO 1	
Accelerazione sismica di picco	0.157
Magnitudo di riferimento	6.132
Tempo di ritorno	95 anni
Legge di attenuazione sismica	Pugliese e Sabetta
Accelerazione sismica di progetto*	0,15g
TERREMOTO 2	

*L'ACCELERAZIONE SISMICA DI PROGETTO È QUELLA RIPORTATA NELLE NORME TECNICHE PER IL PROGETTO, LA VALUTAZIONE E L'ADEGUAMENTO SISMICO DEGLI EDIFICI (OPCM 3274/03, PAR. 3.2.1.)

3.4.2. DEFINIZIONE DEL FATTORE PREDISPOSIZIONE: CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO

Come già evidenziato nella caratterizzazione geotecnica precedentemente esposta, sono presenti alcuni spessori granulari saluri sotto il piano di fondazione. Tali spessori sono stati rilevati indirettamente sulla base delle risultanze delle prove penetrometriche statiche. In via del tutto cautelativa, è stata eseguita la verifica, presupponendo fossero spessori continui e potenzialmente liquefacibili.

Tali spessori fungono inoltre, per definizione, da serbatoio di una falda artesianica.

3.4.3. VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE PER MEZZO DELLE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

Il metodo utilizzato per calcolare la suscettibilità alla liquefazione, nel caso specifico è il metodo semplificato di Robertson e Wride, che 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 coefficiente di sicurezza F_s ,



dato dal rapporto tra la resistenza al taglio mobilabile nello strato (R) e lo sforzo tagliante indotto dal sisma (T).

$$F_s = R/T$$

La grandezza T dipende dai parametri del sisma di progetto (accelerazione sismica e magnitudo di progetto), R è funzione delle caratteristiche meccaniche dello strato.

Un deposito non è per definizione suscettibile a liquefazione quando $F_s \geq 1.25$.

Il calcolo di tale coefficiente è stato eseguito mediante apposito software per entrambi i terremoti di progetto, discussi nei precedenti paragrafi.

In via del tutto cautelativa è stata effettuata la verifica alla liquefazione in corrispondenza della sola CPT2, in quanto presentava il valore più basso di densità relativa rispetto alle altre prove effettuate.

Dall'elaborazione si evince che gli strati granulari rilevati nel caso in esame possono essere definiti suscettibili a liquefazione in quanto F_s , risulta essere pari a 1.12 per il caso in cui viene considerato il terremoto di progetto avente tempo di ritorno di 475 anni e pari a 1.23 per il caso in cui viene considerato il terremoto avente tempo di ritorno di 95 anni.

3.4.4. VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE TRAMITE V_{s30}

Data la natura granulare dei sedimenti da mt. 13.20 da p.c. in giù, si è reso necessario operare anche una verifica alla liquefazione anche per mezzo delle V_{s30} .

Utilizzando quindi le velocità V_s misurate e supponendo la presenza di una percentuale di limo e/o argilla pari al 15%, nonché una magnitudo di riferimento $M = 6.14$, è stato calcolato il coefficiente di sicurezza (previa una "normalizzazione" dei dati ottenuti per riportarli alla magnitudo di riferimento voluta):

$$F_s = CRR_{7.5} / CSR_{7.5}$$

dove:

$CRR_{7.5}$ = rapporto di resistenza ciclica (per $M=7.5$)

$CSR_{7.5}$ = rapporto di tensione ciclica (per $M=7.5$)



I risultati ottenuti indicano un coefficiente inferiore a 1 nella fascia compresa tra 14 e 16 m da p.c.; questo significa che a quelle profondità vi è un effettivo rischio di liquefazione. Oltre tale profondità il coefficiente è > 1 , inoltre si ha $V_{s1} > V_{s1}^*$, per cui non sussiste il rischio di liquefazione.

Supporti Grafici:

Allegato 26. Verifica alla liquefazione

3.5. Determinazione dei valori di capacità portante e cedimenti teorici

3.5.1. MODALITA' DI ANALISI

Con idoneo pacchetto software per elaborazioni geotecniche, si sono stimate le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni indagati e, sulla base di tali dati, è stata eseguita una valutazione delle portate ammissibili in relazione alle tipologie ed alle dimensioni delle fondazioni previste in questa sede.

La **resistenza allo schiacciamento R_{amm}** , è stata valutata su ogni singolo strato di 20 cm mediante correlazioni $R_{amm} = R_p/k$ dove k è funzione di R_p . Per un quadro dei valori di k consultare gli specchietti ai piedi degli allegati "capacità portante/cedimenti fondazioni".

Il **modulo edometrico M_o** utilizzato per la valutazione dei cedimenti, non è stato calcolato mediante analisi di laboratorio su campioni indisturbati, come del resto già visto nella presente, ma tramite il prodotto " $\alpha * R_p$ ", dove la valutazione del coefficiente α è stata eseguita per vie statistiche - sperimentali in base a numerose esperienze di campagna eseguite, analizzate e descritte da vari autori e assume valori diversi a seconda del tipo litologico e della R_p stessa (per un quadro dei valori di α consultare gli specchietti riportati ai piedi degli allegati "capacità portante/cedimenti fondazioni").

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

$$S = n \sum (h \sigma_v / M_o)$$



dove n = coefficiente di riduzione che tiene conto della rigidità strutturale delle opere di fondazione (nel caso specifico il valore adottato è 1.00).

Il valore di H_c nei calcoli, è stato valutato in base al bulbo d'influenza (secondo la teoria di Boussinesq) e alle caratteristiche litostratigrafiche, in tal caso considerando un volume di terreno sufficiente ad ottenere una riduzione superiore a circa il 60% del carico applicato in corrispondenza del piano di fondazione ipotizzato (pressione verticale indotta al centro della superficie di carico in corrispondenza dell'ultimo livello considerato). Nello specifico, il valore di H_c corrisponde alla differenza tra la massima profondità d'indagine e la quota di sbancamento.

Supporti Grafici:

Figura 19. Grafico delle linee isostatiche della pressione verticale, ottenute sulla base dell'equazione di Boussinesq per fondazioni quadrate e nastriformi (illimitate).

Allegati 27 - 31. Schede di calcolo capacità portante/cedimenti fondazioni.

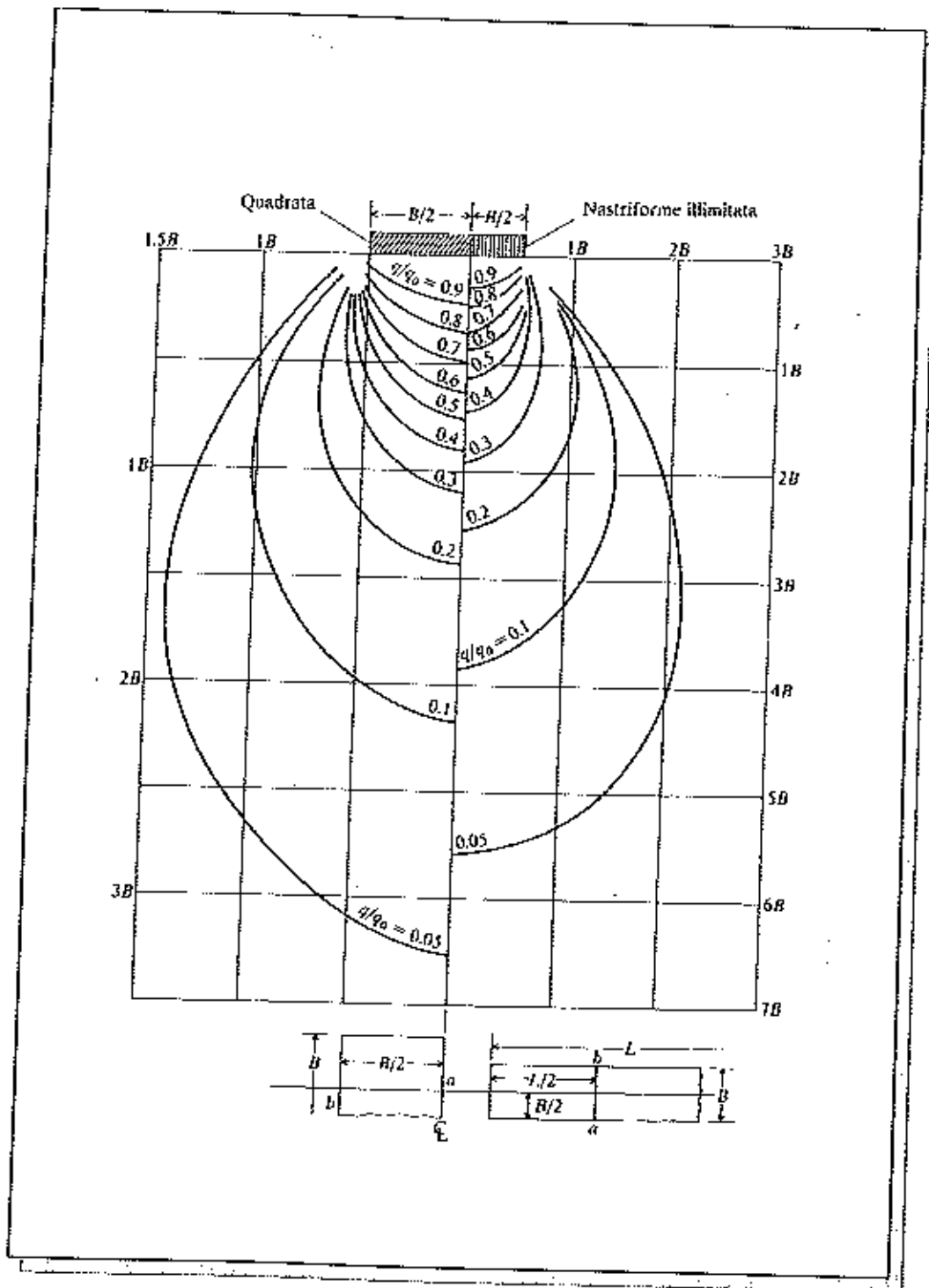


Figura 19

Linee isostatiche della pressione verticale - equazione di Boussinesq

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



3.5.2. VALORI RICAVATI

I valori ricavati e di seguito elencati, sono da considerarsi con la debita approssimazione legata al metodo sperimentale utilizzato per ricavare i dati geotecnici ed inoltre sono relativi alle singole prove, quindi, prettamente puntuali.

Tipo e dimensioni dell'opera di fondazione in base alle quali sono stati eseguiti i calcoli

Visti gli scopi del presente studio (valutazioni relative alla realizzazione delle opere primarie di urbanizzazione), è stata ipotizzata una fondazione diretta tipo trave continua di lunghezza infinita, lato $B = \text{mt } 8.00$ corrispondente alla larghezza di progetto della strada oggetto di studio, elastica, con carico uniformemente distribuito e piano di fondazione orizzontale impostato a $\text{mt } 0.20$ dal p.c. attuale. L'ipotesi è valida per tutte le prove eseguite, anche se ubicate non in corrispondenza del sedime stradale.

Carichi permanenti previsti.

In base alle quote ricavate per mezzo del rilievo topografico effettuato, si ipotizza la realizzazione di una strada in parte in rilevato di altezza media pari a 0.80 mt., rispetto al piano campagna attuale. Considerando un valore del γ_{medio} del materiale che sarà utilizzato per la costruzione del rilevato stradale, pari a 1.850 ton/m^3 , il carico permanente della porzione in rilevato corrisponde a 0.148 kg/cm^2 . Dalla valutazione viene esclusa la porzione in cassonetto, in quanto di fatto dovrà essere sostituito il terreno presente con altro più idoneo il quale, in seguito alle necessarie lavorazioni, avrà una differenza in peso trascurabile rispetto a quello in posto.

Carichi accidentali previsti.

Il carico medio conseguente al traffico, generalmente considerato nella progettazione stradale, corrisponde a 0.20 kg/cm^2 . Si tenga comunque presente come, nel caso specifico, vista la destinazione delle strade, tale valore è probabilmente cautelativo.

Risultati di calcolo

I risultati di calcolo sono riportati nelle tabelle successive, nelle quali sono state utilizzate le seguenti abbreviazioni:



B = larghezza della fondazione prevista;

L = lunghezza della fondazione prevista;

H = profondità del piano di posa della fondazione rispetto al piano campagna esistente alla data di esecuzione dell'indagine;

q.ult = incremento netto di carico, in corrispondenza del quale è prevedibile lo schiacciamento del singolo strato - dato relativo alla singola CPT;

q.es = incremento netto di pressione massimo previsto in corrispondenza del piano di posa della fondazione;

S = cedimento valutato in corrispondenza del piano di fondazione, relativo alla dimensione planimetrica della fondazione stessa ed alla q. adottata.

CPT1

B (mt)	L (mt)	H (mt)	q.ult (kg/cm ²)
8.00	Infinita	0.20	1.53

B (mt)	L (mt)	H (mt)	q.es (kg/cm ²)	S (cm)
8.00	Infinita	0.20	0.348	7.15

CPT2

B (mt)	L (mt)	H (mt)	q.ult (kg/cm ²)
8.00	Infinita	0.20	1.22

B (mt)	L (mt)	H (mt)	q.es (kg/cm ²)	S (cm)
8.00	Infinita	0.20	0.348	7.35



CPT3

B (mt)	L (mt)	H (mt)	q.ult (kg/cm ²)
8.00	Infinita	0.20	2.14

B (mt)	L (mt)	H (mt)	q.es (kg/cm ²)	S (cm)
8.00	Infinita	0.20	0.348	6.51

CPT4

B (mt)	L (mt)	H (mt)	q.ult (kg/cm ²)
8.00	Infinita	0.20	2.44

B (mt)	L (mt)	H (mt)	q.es (kg/cm ²)	S (cm)
8.00	Infinita	0.20	0.348	5.95

CPT5

B (mt)	L (mt)	H (mt)	q.ult (kg/cm ²)
8.00	Infinita	0.20	2.02

B (mt)	L (mt)	H (mt)	q.es (kg/cm ²)	S (cm)
8.00	Infinita	0.20	0.348	6.06

Commenti

Come precedentemente in parte accennato, è stata condotta la verifica allo schiacciamento dei diversi strati del sottosuolo (spessore 20 cm) nei confronti delle tensioni verticali indotte dal carico agente in superficie e valutate secondo la teoria dell'elasticità (Bousinnesq). La pressione ultima del terreno di fondazione, è quel



studio synthesis
Piazza del Popolo civ. 13 - inf. 5
44034 - Copparo - Fe
Tel. 0532 860546 - Fax 0532 385035
www.synthosisrl.com - info@synthosisrl.com

COMUNE DI VOSHERIA - LOCALITA' GUERNO
PIANO PARR'OLAREGGIATO DI INIZIATIVA PRIVATA
AMPLIAMENTO AREA PER INSEGNAMENTI PROFESSIONALI
MODULAZIONE GEOLOGICA E MODELLAZIONE GEOTECCNICA

valore che determina nel sottosuolo tensioni verticali (al centro della superficie di carico) coincidenti con la resistenza allo schiacciamento dei vari strati del banco comprimibile. Il valore di q_{ult} indicato in tabella, è relativo ai minimi verificati, corrispondenti a singoli strati di 20 cm che saranno i primi a giungere a schiacciamento per incremento di carico (Herminier 1953 - Meyerhof 1956/65 - Sanglerat 1972).

Le tabelle sopra riportate evidenziano come, in tutte le prove, l'incremento di carico massimo previsto sia nettamente inferiore all'incremento di carico massimo ultimo (carico di rottura o, in questo caso, incremento di carico in corrispondenza del quale avviene lo schiacciamento del singolo strato di 20 cm.).



3.6. Valutazioni relative al dimensionamento del pacchetto stradale

Come già accennato, nel corso della campagna d'indagine sono stati prelevati n. 4 campioni rappresentativi del terreno presente alla base della futura strada di penetrazione; su tutti i campioni è stato quindi determinato l'indice di gruppo e, sul campione ottenuto dalla miscelazione dei singoli, anche il relativo valore di CBR.

In allegati 32 - 35 sono riportati i relativi certificati di laboratorio e, di seguito, sono riepilogati i risultati delle analisi eseguite in essi riportati:

Campione n.	1
Profondità mt	0.20 - 0.40
Limite Liquido	41 %
Limite Plastico	29 %
Indice Plastico	12
Passante al setaccio 2.00 mm	99.91 %
Passante al setaccio 0.42 mm	99.33 %
Passante al setaccio 0.075 mm	95.22 %
Indice di gruppo	9.00
Classificazione U.S.C.S.	ML-OL
Classificazione C.N.R. - U.N.I. 10006	A 7-6

Campione n.	2
Profondità mt	0.20 - 0.40
Limite Liquido	49 %
Limite Plastico	26 %
Indice Plastico	23
Passante al setaccio 2.00 mm	99.43 %
Passante al setaccio 0.42 mm	98.97 %
Passante al setaccio 0.075 mm	97.86 %
Indice di gruppo	15.00
Classificazione U.S.C.S.	CL-OL
Classificazione C.N.R. - U.N.I. 10006	A 7-6



studio synthesis
Piazza del Popolo civ. 13 - int. 5
44034 - Copparo - F.e
Tel. 0532 800546 - Fax 0532 385035
www.synthesisrl.com - info@synthesisrl.com

COMUNE DI VIGGHIHA - LOCALITÀ 'GUALDO'
PIANO PARTICOLAREGGIATO DI INIZIATIVA PRIVATA
AMPLIAMENTO ARFA PER INGEGNERI PRODUTTIMI
MODELLAZIONE GEOLOGICA E MODALI AZIONE GEOTECNICA

Campione n.	3
Profondità mt	0.20 - 0.40
Limite Liquido	49 %
Limite Plastico	30 %
Indice Plastico	19
Passante al setaccio 2.00 mm	99.63 %
Passante al setaccio 0.42 mm	98.41 %
Passante al setaccio 0.075 mm	95.96 %
Indice di gruppo	13.40
Classificazione U.S.C.S.	ML-OL
Classificazione C.N.R. - U.N.I. 10006	A 7-5

Campione n.	4
Profondità mt	0.20 - 0.40
Limite Liquido	49 %
Limite Plastico	27 %
Indice Plastico	22
Passante al setaccio 2.00 mm	99.65 %
Passante al setaccio 0.42 mm	98.34 %
Passante al setaccio 0.075 mm	96.90 %
Indice di gruppo	14.60
Classificazione U.S.C.S.	CL-OL
Classificazione C.N.R. - U.N.I. 10006	A 7-6

ML = Limo inorganico e sabbia molto fine, farina di roccia, sabbia fine limosa o argillosa, o limo argilloso lievemente plastico

CL = Argilla inorganica a bassa-media plasticità, argilla ghiaiosa, argilla sabbiosa, argilla limosa, argilla "magra".

OL = Limo organico e argilla limosa organica a bassa plasticità.

A 7-5 = Argille fortemente compressibili mediamente plastiche.

A 7-6 = Argille fortemente compressibili fortemente plastiche.

Supporti Grafici:

Allegati 32 - 35. Certificati di laboratorio



Di seguito vengono ora proposti due metodi per il dimensionamento del pacchetto stradale minimo.

1. Metodo dell'Indice di Gruppo;
2. Metodo di SHELL, basato sui valori CBR ricavati in laboratorio.

3.6.1. METODO DELL'INDICE DI GRUPPO

Utilizzando l'abaco di Steele, genericamente più conservativo rispetto al metodo C.B.R., è possibile determinare lo spessore complessivo della soprastruttura, sulla base del valore dell'Indice di Gruppo riferito allo strato di sottofondo.

Le caratteristiche dei terreni analizzati sono relativamente variabili e, il valore dell'indice di gruppo più conservativo, corrisponde a 15.00 (campione n. 2). In base a tale indicazione, per mezzo dell'abaco di Steele, riportato in figura 20, lo spessore complessivo della soprastruttura risulta di circa cm 84 (traffico pesante: superiore a 300 autotreni al giorno).

Visto il traffico previsto in questa sede, le modalità costruttive e i relativi spessori minimi consigliati valutati per eccesso in base al grafico riportato in figura 21, sono i seguenti:

- sagomatura del cassonello stradale (sbancamento da definire in funzione delle caratteristiche dei terreni superficiali e della quota finale);
- rullatura del terreno di sottofondo;
- posa di uno strato di sabbia, preferibilmente A 2-4 (spessore reso non inferiore a cm 27);
- posa di uno strato di misto stabilizzato da 2" o misto riciclato di caratteristiche corrispondenti alle specifiche normative (spessore reso cm 37);
- posa di uno strato di misto stabilizzato da 1" (spessore reso cm 10);
- posa di uno strato di bynder (spessore reso cm 7);
- posa del tappeto di usura in conglomerato bituminoso fine (spessore reso cm 3).

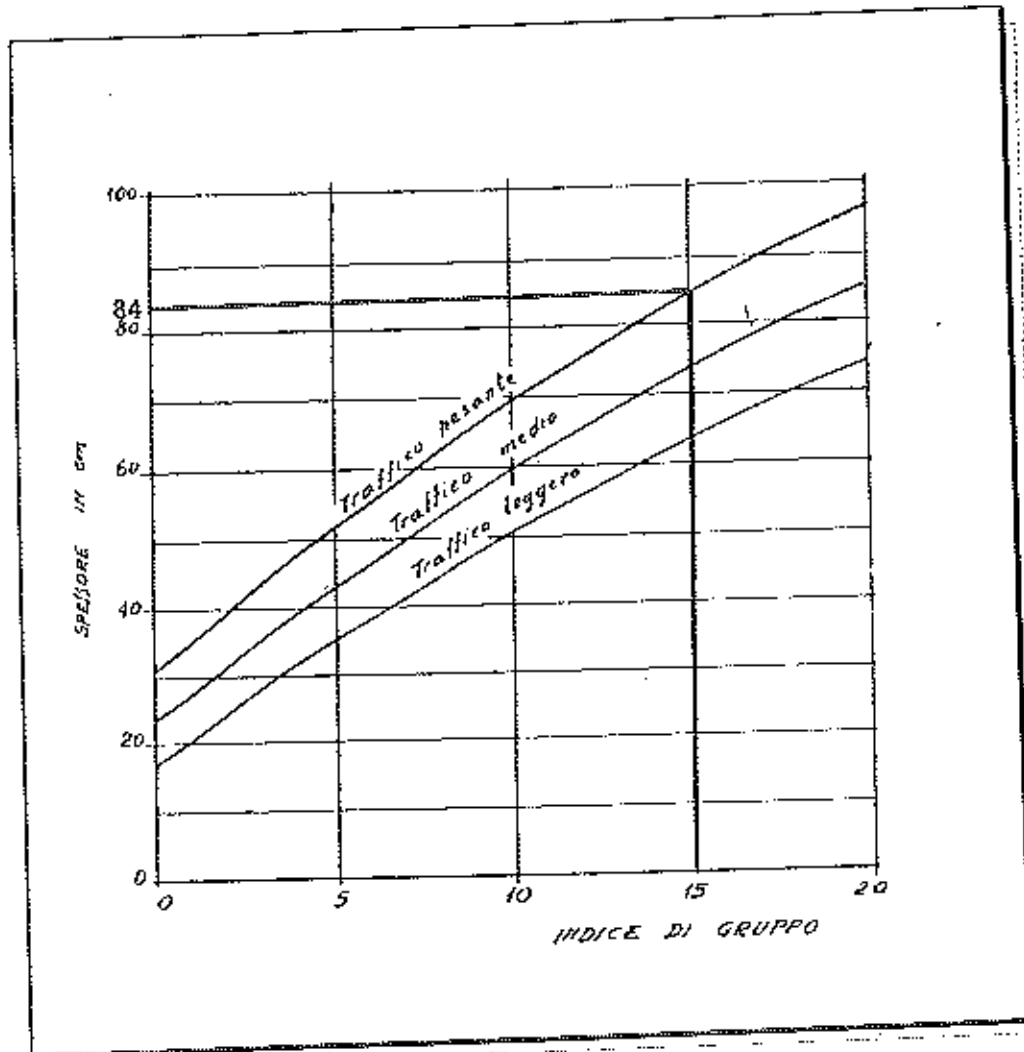


Figura 20

Abaco per il calcolo delle fondazioni flessibili con il metodo dell'indice di gruppo (Steele)

Fonte: "La meccanica del terreno applicata alle fondazioni stradali" Prof. Ing. Giuseppe Tesoriere

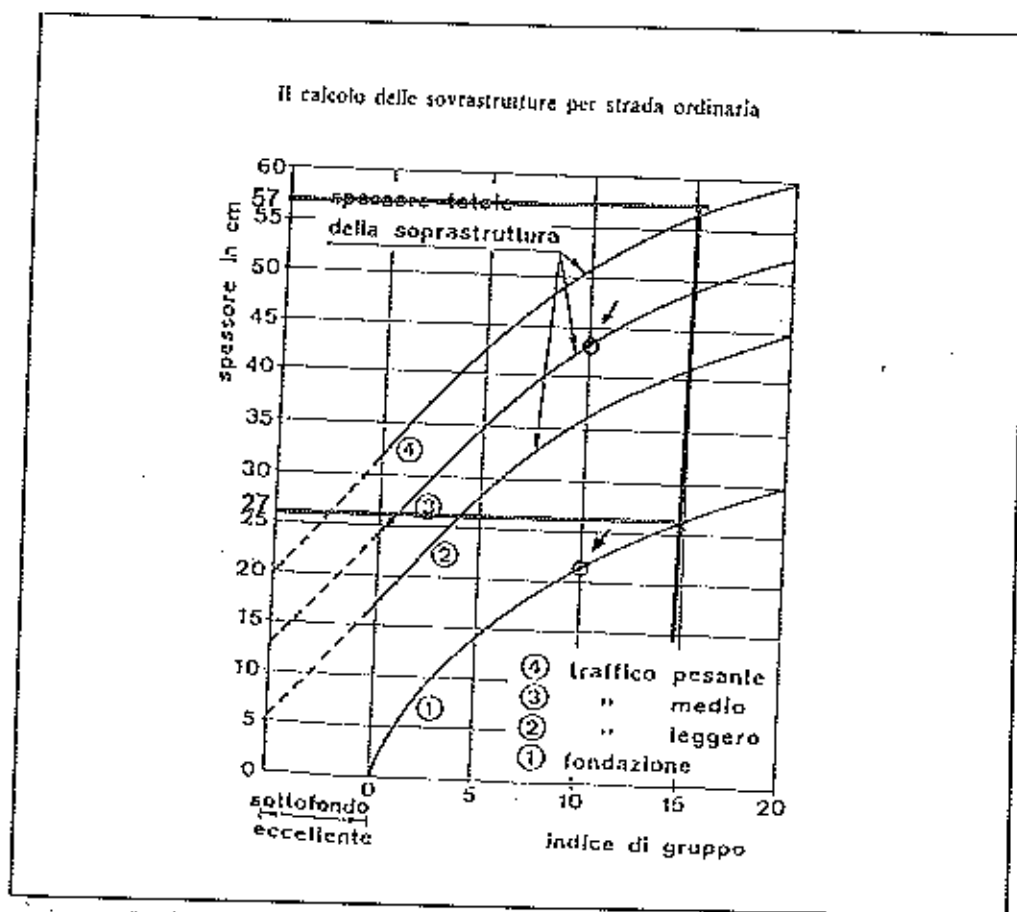


Figura 21

Abaco per la determinazione degli spessori del cassonetto stradale



3.6.2. METODO SHELL

Questa metodologia, come di seguito evidenziato, si sviluppa in più fasi successive.

A. Studio del sottofondo per determinare il valore del modulo elastico E.
Tale valore lo si ricava dalla prova C.B.R.; il diagramma in figura 22 permette di ricavare E, noto il valore di C.B.R.; nel caso specifico risulta essere circa 4000 Kg/cm², utilizzando il valore più cautelativo.

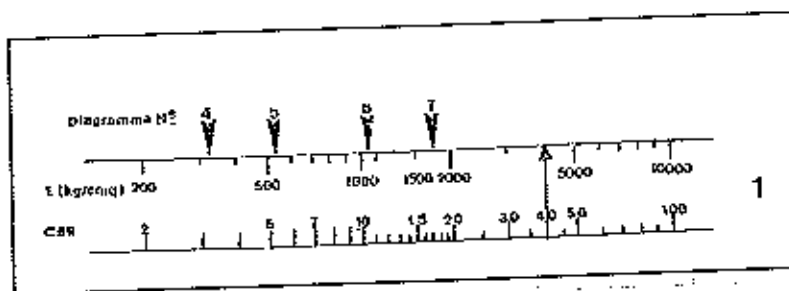


Figura 22

Diagramma per il calcolo di E

B. Analisi del totale di carichi assiali per corsia previsti nella vita della strada e loro frequenza. Tale studio si effettua sulla base del traffico presunto e sul fattore L.D.F. (fattore di distribuzione del carico), che in questo caso viene assunto da bibliografia pari a 1 per strade secondarie.

3.6.2.1. TRAFFICO PRESUNTO

Relativamente al dimensionamento della pavimentazione stradale, normalmente si tiene conto dei soli veicoli commerciali, a causa della scarsa influenza che hanno le automobili sulla tenuta della struttura. Agli effetti del calcolo si deve considerare il massimo carico di ruota e non il carico lordo del veicolo. A tale proposito si tenga conto che in Italia la pressione massima ammessa per veicoli circolanti sulle strade, corrisponde a 8 kg/cm². Vista la grande diversità di automezzi in circolazione, è prassi comune fare uso dei cosiddetti carichi equivalenti (di ruota od assiali), in cui vengono trasformati i carichi effettivi degli automezzi. In pratica si trasforma il carico di un automezzo in un carico equivalente corrispondente ad un



carico di ruota pari a 2.000 kg, o ad un carico assiale di 8.000 kg. Al fine di determinare tale parametro, nel caso in oggetto si considerano i seguenti fattori ipotetici:

- durata prevista della strada in anni = 20
- numero di passaggi giornalieri di un autocarro a cinque assali (fattore equivalente 2,77) = 100
- numero di passaggi giornalieri di un autocarro a quattro assali (fattore equivalente 3,89) = 100
- numero di passaggi giornalieri di un autocarro a tre assali (fattore equivalente 1,27) = 100
- numero di passaggi giornalieri di un autocarro a due assali (fattore equivalente 0,70) = 100
- numero di passaggi giornalieri di automobili (fattore equivalente 0,0002) = 500

Automezzo	N° passaggi in 20 anni	Fattore equivalente	N° assali equivalenti totali
Autocarro a cinque assali	100 x 365 x 20	2,7700	2.022.100
Autocarro a quattro assali	100 x 365 x 20	3,8900	2.839.700
Autocarro a tre assali	100 x 365 x 20	1,2700	927.100
Autocarro a due assali	100 x 365 x 20	0,7000	511.000
Automobile	500 x 365 x 20	0,0002	730
			6.300.630

Tabella di calcolo assali equivalenti totali

Al valore totale di assali equivalenti sopra calcolato, corrispondono 863.1 assali equivalenti al giorno per corsia

I valori fino ad ora ricavati vengono inseriti nel grafico in figura 23 per il calcolo di N, di cui alla pagina seguente, dove N corrisponde al numero equivalente di carichi assiali da 10 tonnellate.

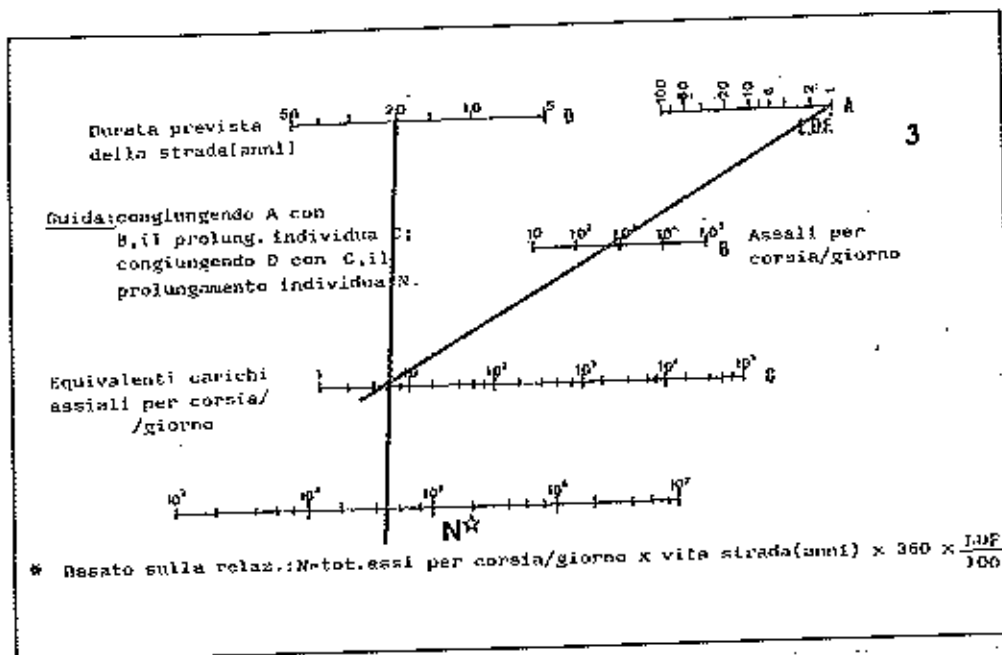


Figura 23

Diagramma per il calcolo degli assali equivalenti da 10 tonnellate

C. Noti E ed N lo spessore del pavimento è ottenuto dal diagramma riportato nella pagina successiva, nel quale lo spessore degli strati granulari (base e sottobase) è ricavato sull'ascissa principale del diagramma mentre quello degli strati bituminosi sull'ordinata. Per ogni curva del diagramma (eventualmente interpolata), l'adoneo spessore dell'intera struttura è pertanto fornito dalle due coordinate di un qualsiasi punto della curva stessa.

Nello specifico, il grafico riportato è utilizzabile in quanto il valore del C.B.R. è inferiore a quello relativo alle analisi effettuate e, considerando uno spessore totale dello strato bituminoso pari a 10 cm e il valore di N sopra calcolato, lo spessore totale minimo della struttura è molto inferiore allo spessore totale precedentemente valutato mediante l'abaco di Steele. In questo caso però il valore minimo del CBR è riferito al terreno in posto costipato mediante prova Proctor modificata ma con ridotto contenuto in acqua; viste le caratteristiche prima tabulate, è evidente come lo stato fisico del terreno sia fortemente dipendente dal grado di imbibizione. Cautelativamente si considerano quindi validi gli spessori determinati in base al precedente metodo.

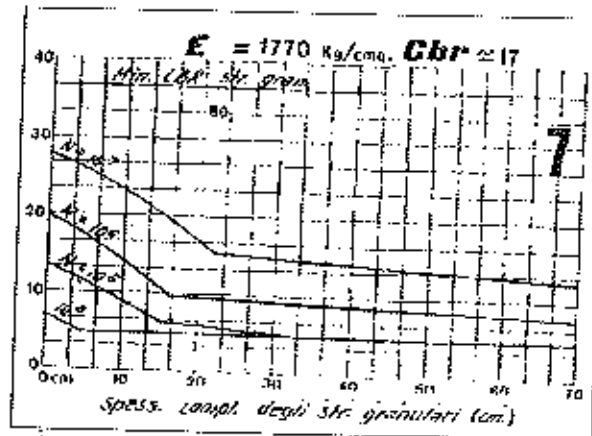


Figura 24
Diagramma per il calcolo degli spessori

Supporti Grafici:

Allegati 36 - 38. Certificati di laboratorio

3.6.3. INDICAZIONI DI MASSIMA RELATIVE ALLE MODALITA' DI REALIZZAZIONE DELLE STRADE

Vista la situazione morfologica, come accennato le strade di penetrazione dovranno essere realizzate in rilevato, facendo quindi particolare attenzione ai seguenti fattori:

1. Stabilità del rilevato in relazione alle caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione;
2. Stabilità del corpo del rilevato;
3. Caratteristiche di portanza della parte superiore del rilevato, che costituisce il piano d'appoggio della pavimentazione.

1. La stabilità del corpo del rilevato è sicuramente connessa con quella del piano di appoggio, senza dimenticare possibili deformazioni del corpo stradale dovute a:

- Assesamento del rilevato;
- Deformazione per saturazione;



- Subsidenza della fondazione;
- Estrusione laterale di uno strato di fondazione.

Per quanto riguarda l'assettamento del rilevato, conseguenza della riduzione di volume provocata dall'addensamento dei grani, dovuto alla migliore sistemazione di questi ultimi, alla frantumazione dei più grossi ed alla riduzione del contenuto d'acqua, tale fenomeno viene ridotto con un efficace costipamento meccanico tra i grani stessi durante l'esecuzione dell'opera; un eccessivo costipamento può però provocare rigonfiamenti, in presenza di terreni fini. Esiste infatti un ottimale di compattazione per cui si crea un equilibrio tra le forze di espansione dell'acqua assorbita, il carico gravante sullo strato di terreno considerato e la tensione capillare.

Il calo d'altezza che subisce un rilevato può essere calcolato con la seguente formula empirica:

$$\Delta = H \times 0.60 \times (1 - d'/d'')$$

Dove:

H = altezza iniziale del rilevato;

d' = densità iniziale della terra che lo compone;

d'' = densità finale della terra che lo compone.

3.6.3.1. COSTRUZIONE DEL RILEVATO - REQUISITI DEI MATERIALI

Il terreno utilizzato per la costruzione del rilevato, in questo caso specifico corrispondente alla fondazione stradale, dovrà essere innanzitutto esente da sostanze organiche quali radici, torbe, etc...

I materiali più idonei per rilevati di altezza inferiore a mt 1.50, sono quelli appartenenti ai gruppi A1, A2-4 e A2-5. Materiali diversi quali A2-6 e A2-7, non potranno essere utilizzati in questo caso in quanto è necessario che alla base sia presente uno strato di materiale granulare, che eviti le risalite di acqua.

Per tutti i casi, in generale si tenga presente che, per quanto riguarda lo strato superiore del rilevato, corrispondente agli ultimi 25 - 30 cm e destinato a ricevere la sovrastruttura, va evidenziato quanto segue:



- se il rilevato è formato da detriti di roccia basterà che l'ultimo strato sia costituito da materiale più fine;
- se si tratta di terre sabbiose o ghiaiose a granulometria stretta, che non temono l'acqua ma si compattano con difficoltà, si potrà stabilizzare lo strato superficiale con cemento;
- se si tratta di terre sensibili all'acqua quali limi ed argille, lo strato finale dovrà essere realizzato con materiale granulare e, nel caso in cui si tema la penetrazione dei grani di sabbia nel rilevato, dovrà essere interposto un geotessile.

3.6.3.2. CALCOLO DELLA PENDENZA STABILE DI UNA SCARPATA - ALTEZZA CRITICA

In un ammasso terroso conformato a scarpata, dotato di attrito e coesione, l'equilibrio è possibile solo se la pendenza della scarpata (α) non supera un dato angolo che dipende oltre che dall'attrito (\varnothing) e dalla coesione (c), dall'altezza della scarpata stessa.

Per altezza critica (h_c) si intende l'altezza massima compatibile con l'equilibrio la quale è funzione di α e c , più precisamente è inversamente proporzionale ad α ed è direttamente proporzionale a c .

Per un dato valore di \varnothing l'altezza critica h_c del rilevato che si rompe secondo un cerchio passante per il piede della scarpata è:

$$h_c = N_s c / \gamma$$

dove:

N_s = fattore di stabilità;

C = coesione;

γ = peso di volume della terra.

Il Taylor fornisce per il fattore di stabilità N_s il diagramma riportato alla pagina seguente, in cui si può notare che per $\varnothing = 0$, N_s resta indefinito per $\alpha < 53^\circ$.

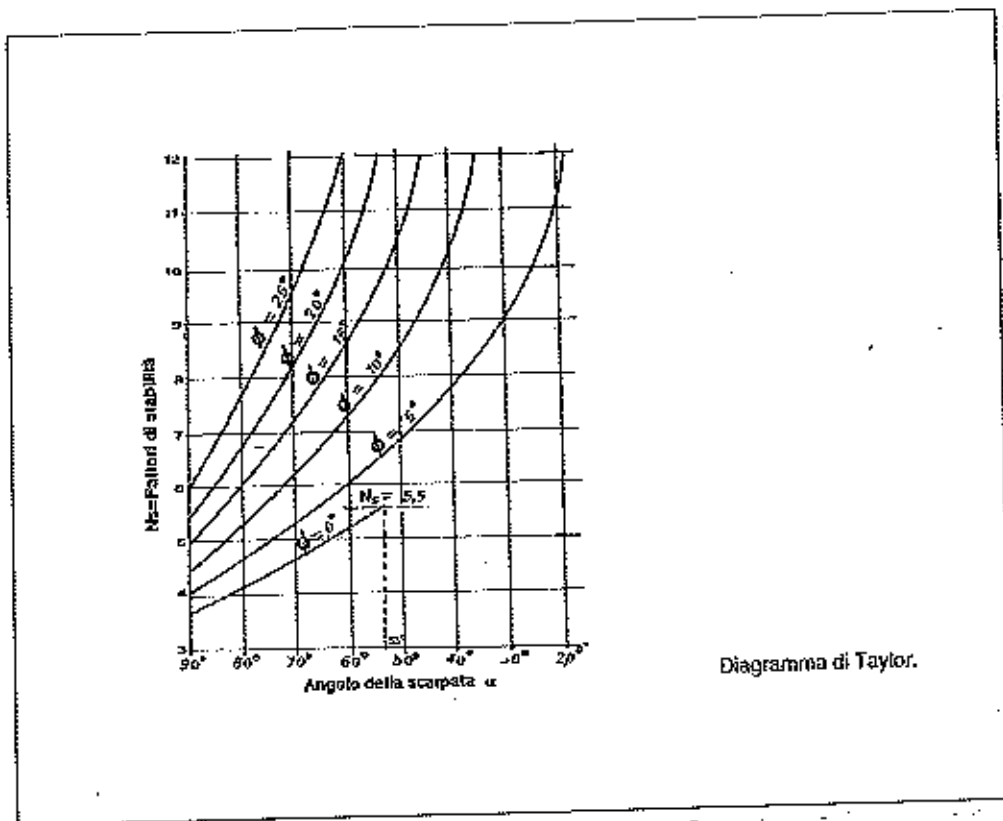


Figura 24
Diagramma di Taylor

3.6.3.3. MODALITÀ COSTRUTTIVE

Il rilevato deve essere costruito in strati orizzontali di eguale spessore ed omogenei, aventi uno spessore massimo di 25 cm.

Se il rilevato viene realizzato durante un periodo di clima secco, è consigliabile caricare sempre prima i fianchi, mantenendo la parte centrale leggermente più bassa; nel caso in cui invece si tema la pioggia, dovrà essere adottata la sagoma a tetto con pendenze comprese tra il 2% e il 4%. In ogni caso, tale profilo sarà quello da realizzarsi a rilevato finito.

Se vengono utilizzate terre fini, con grado di umidità superiore all'ottimale, non sono realizzabili operazioni di compattazione.



3.6.3.4. COSTIPAMENTO

Il costipamento dovrebbe avvenire con l'umidità ottimale determinata mediante la prova Proctor o meglio, in campagna, l'umidità non dovrebbe essere superiore a 2% dell'ottimale.

Nel caso in cui fosse necessario ridurre l'umidità, è possibile intervenire nei seguenti modi:

- costruendo il rilevato in strati di spessore limitato per facilitare l'essiccazione e ricorrendo se necessario ad erpicature;
- correggendo l'eccesso di umidità con l'apporto di materiale asciutto;
- alternando strati argillosi con strati di diversa natura;
- coltivando le cave di prestito a zone alterne erpicando la parte a riposo;
- aggiungendo calce viva.

Nelle terre limose e sabbiose, l'umidità naturale è spesso al di sotto dell'ottimale per cui è necessario l'apporto di acqua durante il costipamento.

Per quanto riguarda la scelta dei mezzi di compattazione, nel caso in cui questa avvenga per sola pressione, va tenuto presente in generale che quasi tutte le terre si costipano con pressione di circa 28 - 35 kg/cm², ad eccezione delle argille che richiedono pressioni superiori, pari a circa 40 - 50 kg/cm², oltre ad azioni taglienti e mescolanti che facilitino la rimozione dell'aria e dell'acqua spesso in eccesso.

E' sempre opportuno stabilire a priori, mediante campi prova, la proporzione tra il numero di passaggi del compattatore scelto e le caratteristiche finali del materiale costipato, quale la densità raggiunta e il modulo di deformazione. In tal modo, in fase esecutiva, sarà sufficiente controllare che il numero di passaggi sia quello prestabilito e che gli stessi avvengano in corrispondenza dell'umidità ottima che, se superiore, entro un certo limite sarà sufficiente rullare di più oppure lasciare essiccare la terra.



4. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Dalle indagini e conseguenti valutazioni eseguite, nella presente riportate e analizzate è possibile concludere che, per quanto riguarda la situazione geotecnica, i corpi stradali in progetto, quasi interamente previsti in rilevato, sono compatibili con i valori di capacità portante dei terreni presenti. In tutti i casi analizzati, il carico massimo di esercizio dei corpi stradali, è risultato nettamente inferiore alla capacità portante ultima dei terreni di fondazione.

Relativamente ai materiali, agli spessori minimi e alle modalità di realizzazione dei manufatti, si devono cautelativamente considerare le valutazioni effettuate in base all'Indice di Gruppo di seguito elencate, risultate più cautelative:

- sagomatura del cassonello stradale (sbancamento da definire in funzione delle caratteristiche dei terreni superficiali e della quota finale);
- rifinitura del terreno di sottofondo;
- posa di uno strato di sabbia, preferibilmente A 2-4 (spessore reso non inferiore a cm 27);
- posa di uno strato di misto stabilizzato da 2" o misto riciclato di caratteristiche corrispondenti alle specifiche normative (spessore reso cm 37);
- posa di uno strato di misto stabilizzato da 1" (spessore reso cm 10);
- posa di uno strato di bynder (spessore reso cm 7);
- posa del tappeto di usura in conglomerato bituminoso fine (spessore reso cm 3).

Per il raggiungimento delle quote finali di progetto, potrà essere aumentato lo spessore della sabbia di fondazione che, in questo caso, avrà anche funzione di anti-risalita capillare e quindi le caratteristiche del materiale dovranno essere valutate con cura, preventivamente al suo utilizzo.

In alternativa ai materiali sopra descritti, sarà possibile utilizzare terre stabilizzate, misti stabilizzati cementati, misti riciclati cementati, solamente dopo l'esecuzione di studi e analisi mirate.

Visto il terreno in posto e i materiali previsti, al fine di evitare problemi di stabilità dello stesso, conseguenti all'utilizzo di litotipi granulari con $C_u = 0$, sarà necessario



rivestire la struttura con terreno argilloso, creando arginature laterali con quota via via superiore a quella del rilevato.

Considerando la necessità di un futuro riempimento di tutti i settori destinati alla realizzazione dei capannoni artigianali/industriali e i conseguenti cedimenti potenzialmente indotti da tali estesi incrementi di carico, dovrà essere valutata la larghezza minima dell'arginatura calcolata tra il cordolo del marciapiede e il bordo superiore esterno della stessa, al fine di evitare che i cedimenti inducano effetti sul rilevato.

Per quanto riguarda la sezione dell'arginatura, la pendenza lato lotto potrà essere calcolata in base a quanto riportato nel paragrafo "calcolo della pendenza stabile di una scarpata - altezza critica", dopo avere effettuato la caratterizzazione geotecnica dei materiali previsti. Si tenga comunque conto che, in linea di massima, per terreni argilloso-limosi anche con una piccola frazione granulare, una pendenza pari a 1 su 2 se ben realizzata, risulterà senz'altro stabile.

Relativamente ai controlli in corso d'opera da effettuarsi per mezzo sia di prove in sito, che con prove di laboratorio sui materiali da impiegare, le prove da eseguirsi sono le seguenti:

controlli sui materiali:

- a - prove per classificazione CNR-UNI 10006 sul materiale impiegato;
- b - esecuzione di granulometrie meccaniche sul materiale impiegato;
- c - prova di compattazione tipo Proctor modificato, da eseguirsi su campioni rappresentativi di ogni tipologia di materiale impiegato.

prove in sito:

a - prove di carico su piastra, come da normativa B.U. C.N.R. 146/1992, per la verifica del livello di compattazione raggiunto, con riferimento ai valori minimi previsti dalla CNR-UNI 10006;

b - prove di densità in sito. I risultati non dovranno variare dai valori del Proctor di riferimento di percentuali superiori al 10 %.

Per quanto riguarda i rilevati stradali, va infine segnalato come dovranno essere presi tutti gli opportuni provvedimenti al fine di evitare infiltrazioni di acqua all'interno del rilevato finito in quanto, visto il generale contenimento dello stesso all'interno di



studio synthests
Piazza del Popolo civ. 13 - Int. 5
44034 - Copparo - Fe
Tel. 0532 860546 - Fax 0532 385035
www.synthestsrl.com - info@synthestsrl.com

COMUNE DI VOGHERA - LOCALITA' GUALCO
PIANO PARTICOLAREGGIATO DI INIZIATIVA PRIVATA
AMPLIAMENTO AREA PER INSEDIAMENTI PRODUTTIVI
MODELI AZIONE GEOLOGICA E MODIFICAZIONE GEOTECNICA

terreni dotati di scarsa permeabilità, eventuali acque di infiltrazione potrebbero saturare per lungo tempo il corpo del manufatto, con conseguenti possibili locali problemi di instabilità. Nello specifico, sarà particolarmente importante che venga attuato quanto necessario ad allontanare le acque meteoriche anche all'interno dei bacini che si formeranno temporaneamente in seguito alla realizzazione dei rilevati stradali, in quanto i terreni superficiali presenti anche alla base dei rilevati sono fortemente compressibili e da mediamente a fortemente plastici (Classificazione CNR-UNI 10006: A7-5 e A7-6).

Va infine segnalato come le caratteristiche geotecniche dei terreni presenti siano senz'altro compatibili con le normali modalità di realizzazione dei fabbricati industriali in zona e comunque, come tali caratteristiche, unitamente ai valori di capacità portante e cedimenti indotti, dovranno essere valutati con indagini mirate, in funzione dei singoli interventi previsti.

Copparo, 11 agosto 2006



SCHEDA DI ELABORAZIONE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

- GRAFICI PUNTO-LINEA -

Allegati 1-5

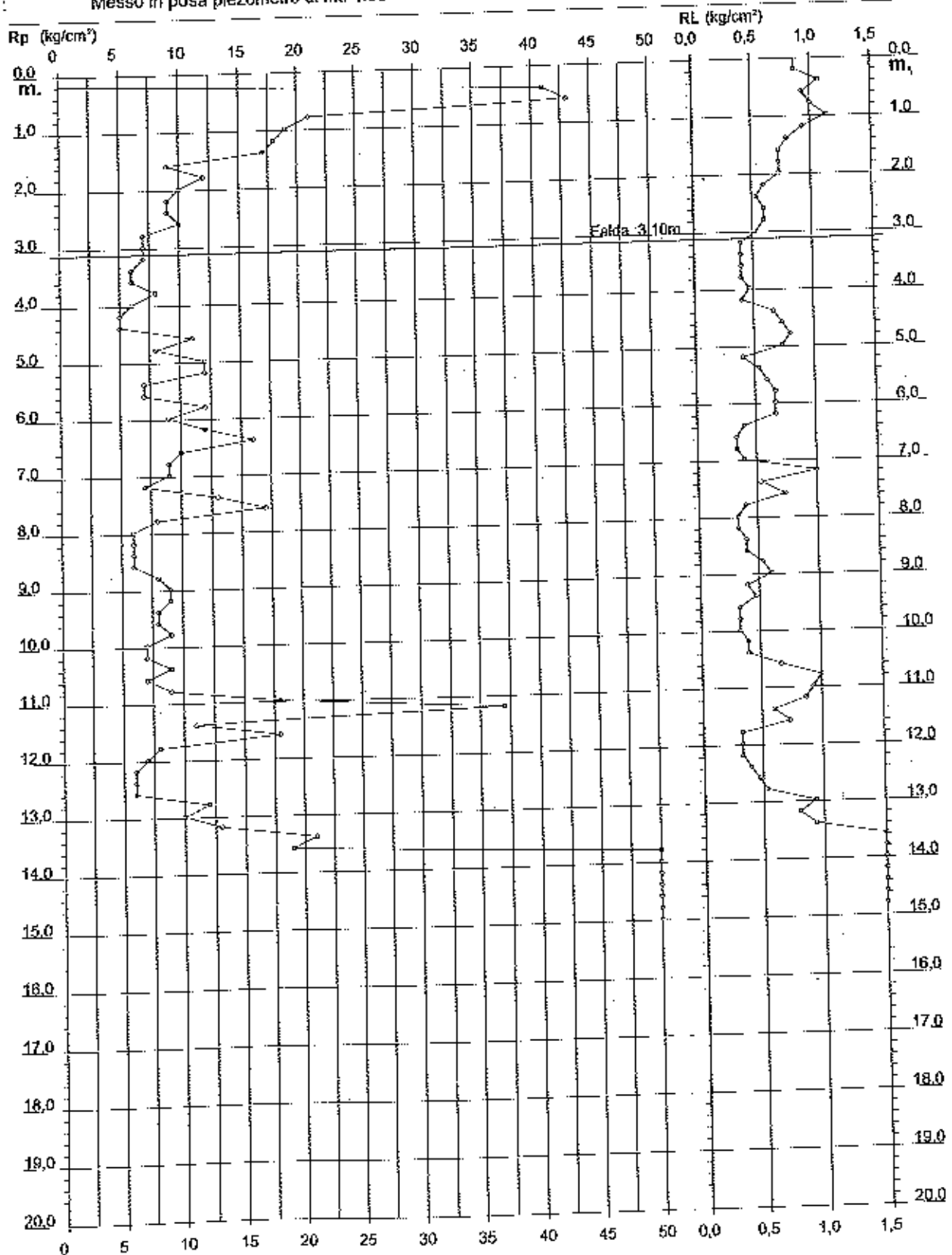
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 1

2.010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin
 - lavoro :
 - località : Gualdo (Fe)
 - note : Messo in posa piezometro di mt. 4.00

- data : 29/06/2006
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : 3,10 m da quota inizio
 - scala vert.: 1 : 100



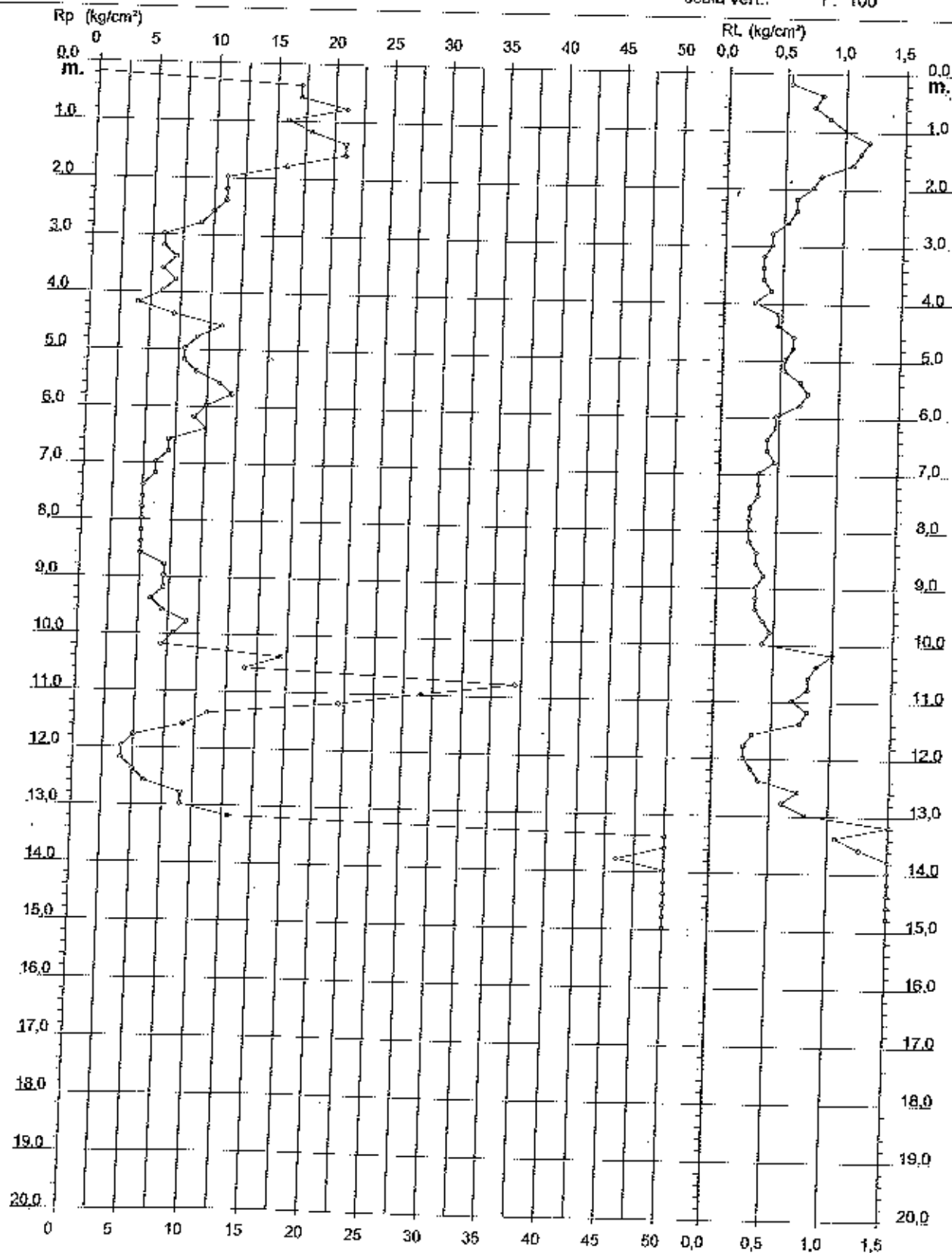
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 2

2.010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin
- lavoro :
- località : Gualdo (Fe)
- note : Messo in posa piezometro di mt. 3,00

- data : 07/07/2006
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : Falda non rilevata
- scala vert. : 1 : 100



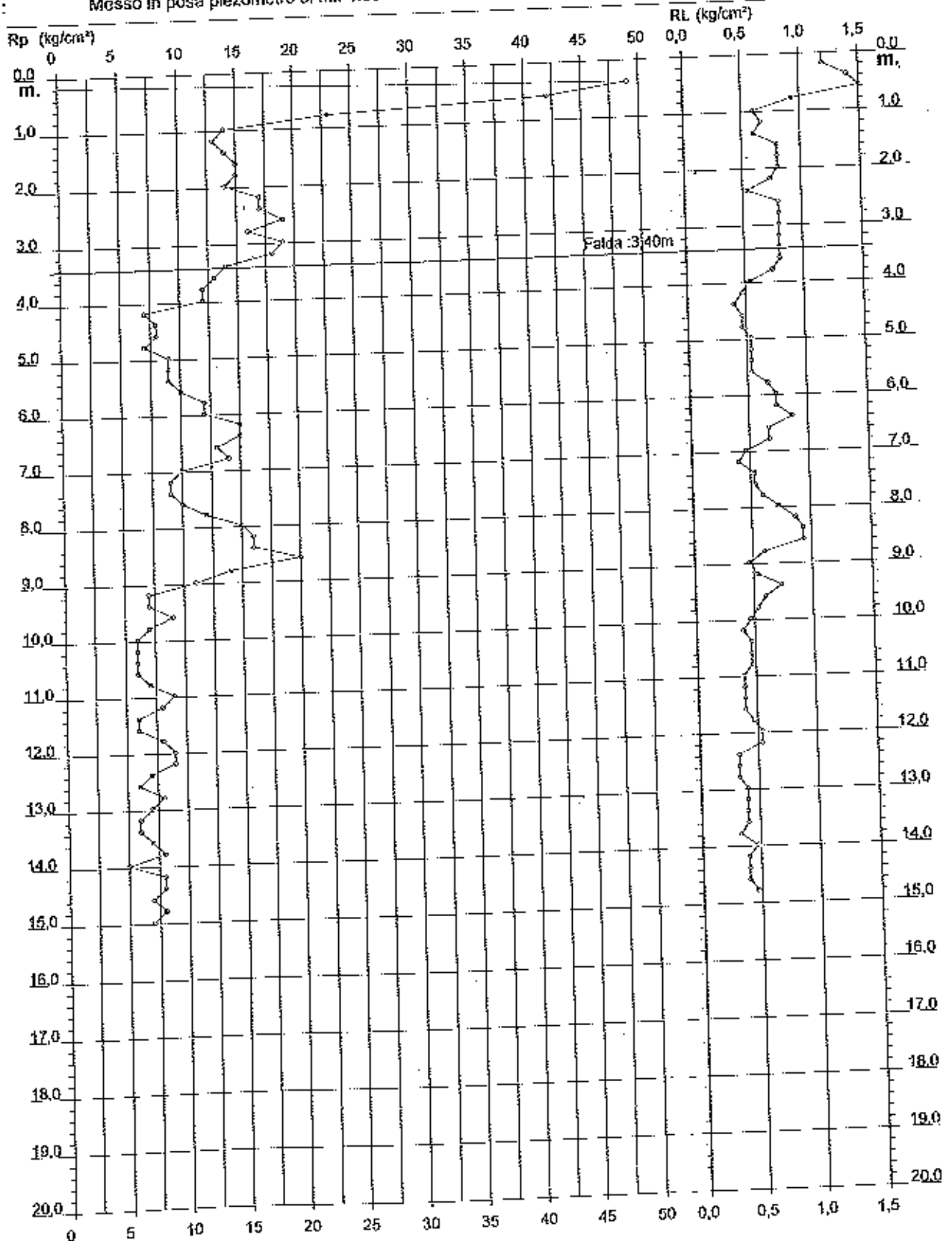
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 3

2.010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin
 - lavoro :
 - località : Gualdo (Fe)
 - note : Messo in posa piezometro di mt. 4.00

- data : 29/06/2006
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : 3,40 m da quota inizio
 - scala vert.: 1 : 100



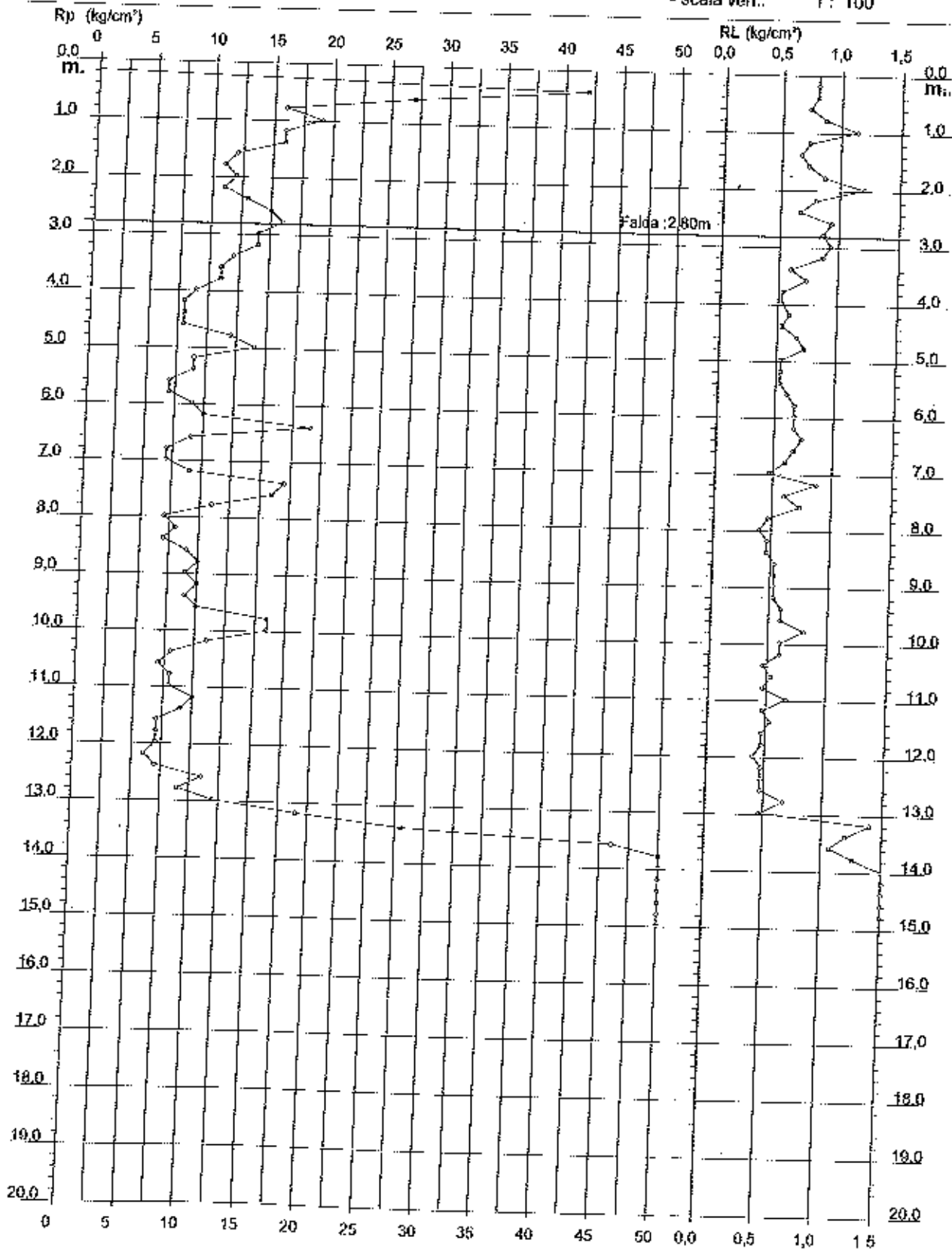
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 4

2.010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin
- lavoro :
- località : Guatlo (Fe)
- note : Messo in posa piezometro di mt. 4.00

- data : 29/06/2006
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 2,80 m da quota inizio
- scala vert.: 1 : 100



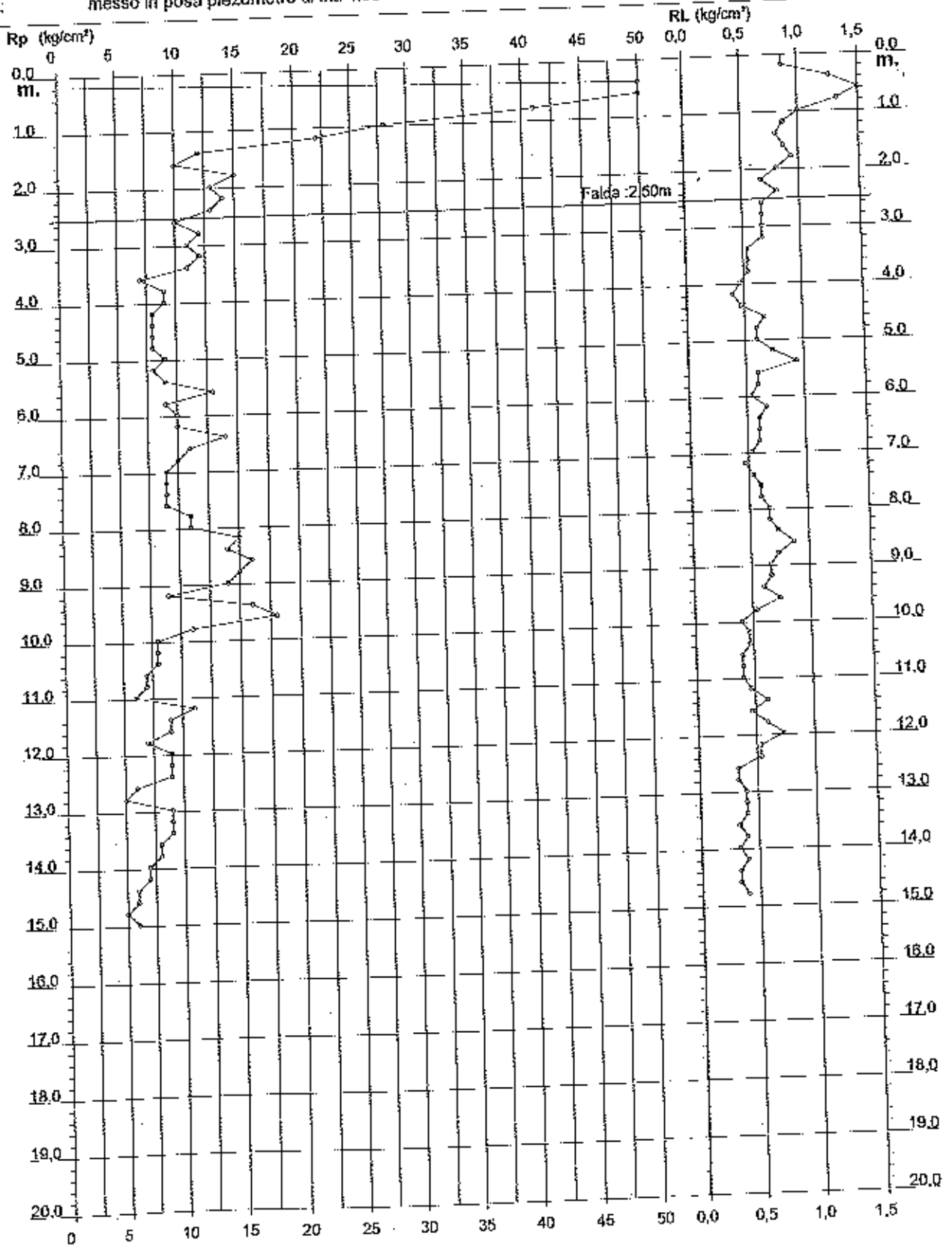
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 5

2.010496-001

- committente : Dr. Geol. Emanuele STEVANIN
 - lavoro :
 - località : Gualdo (Fe)
 - note : messo in posa piezometro di mt. 4.00

- data : 01/08/2006
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : 2,50 m da quota inizio
 - scala vert.: 1 : 100



SCHEDE DI ELABORAZIONE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

- ISTOGRAMMI e INTERPRETAZIONI LITOLOGICHE -

Allegati 6-10

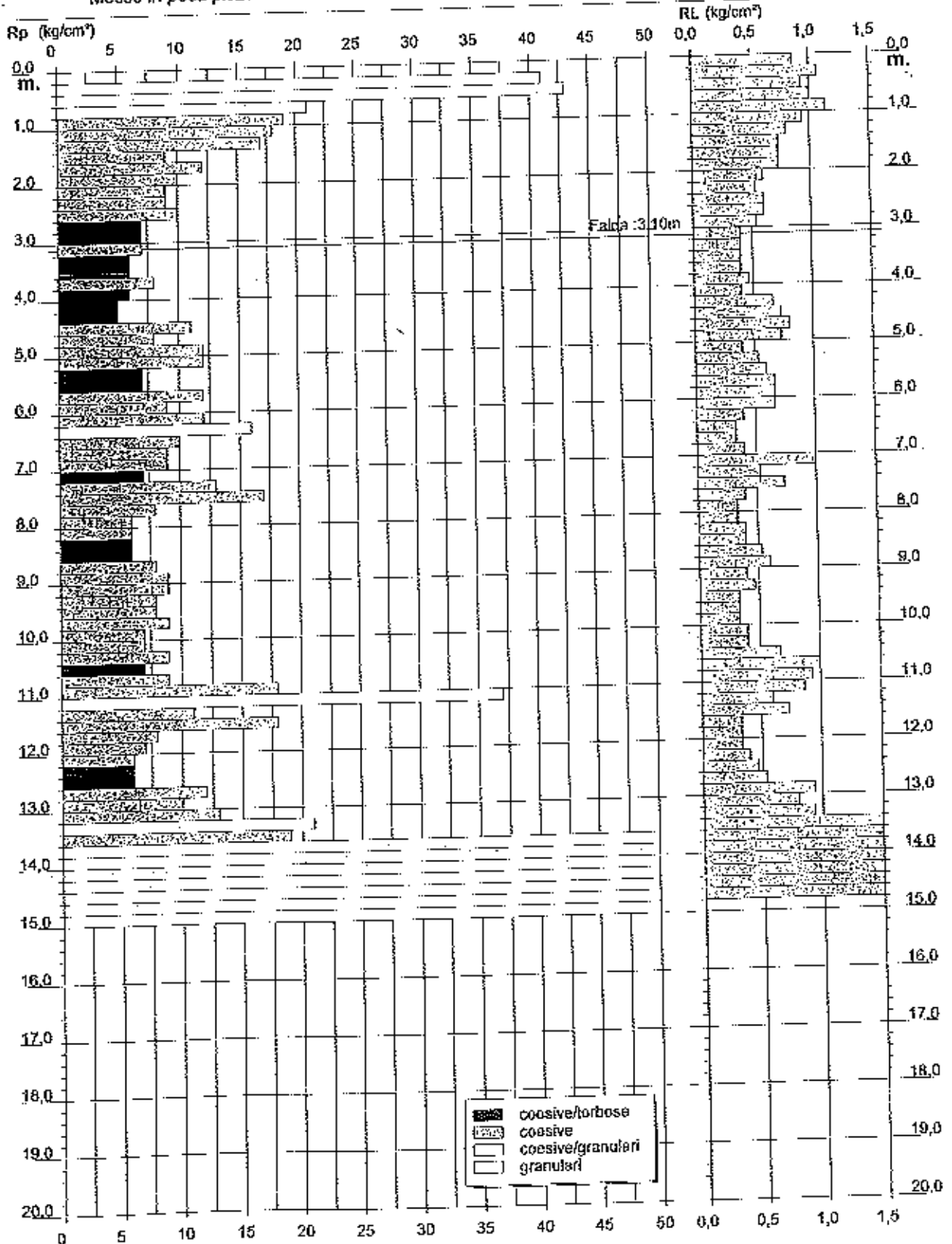
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 1

20T0496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin
 - lavoro :
 - località : Gualdo (Fe)
 - note : Messo in posa piezometro di nat. 4.00

- data : 29/06/2006
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : 3,10 m da quota inizio
 - scala vert. : 1 : 100

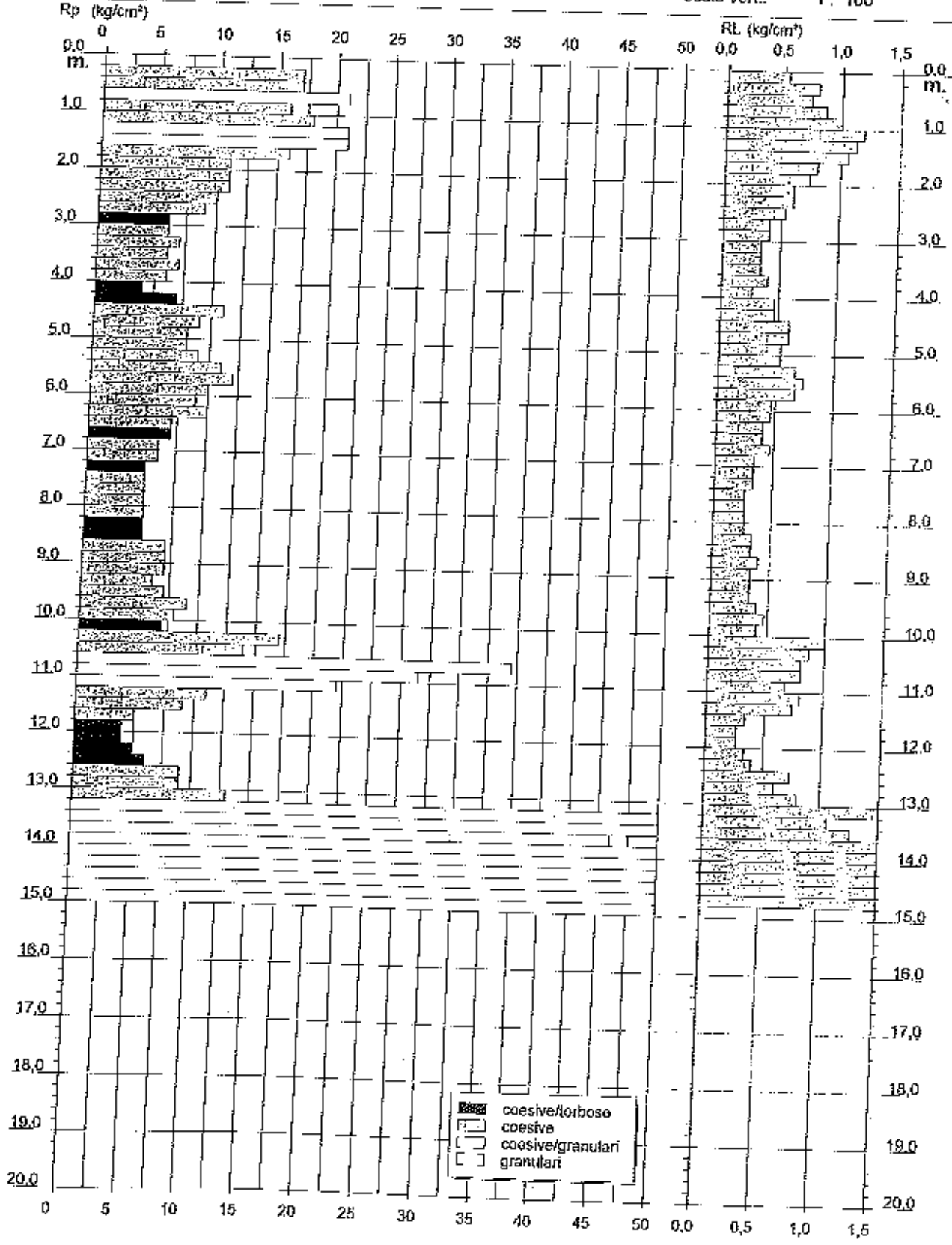


PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 2

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin
 - lavoro :
 - località : Gualdo (Fe)
 - note : Messo in posa piezometro di mt. 3,00

- data : 07/07/2006
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : Falda non rilevata
 - scala vert.: 1 : 100



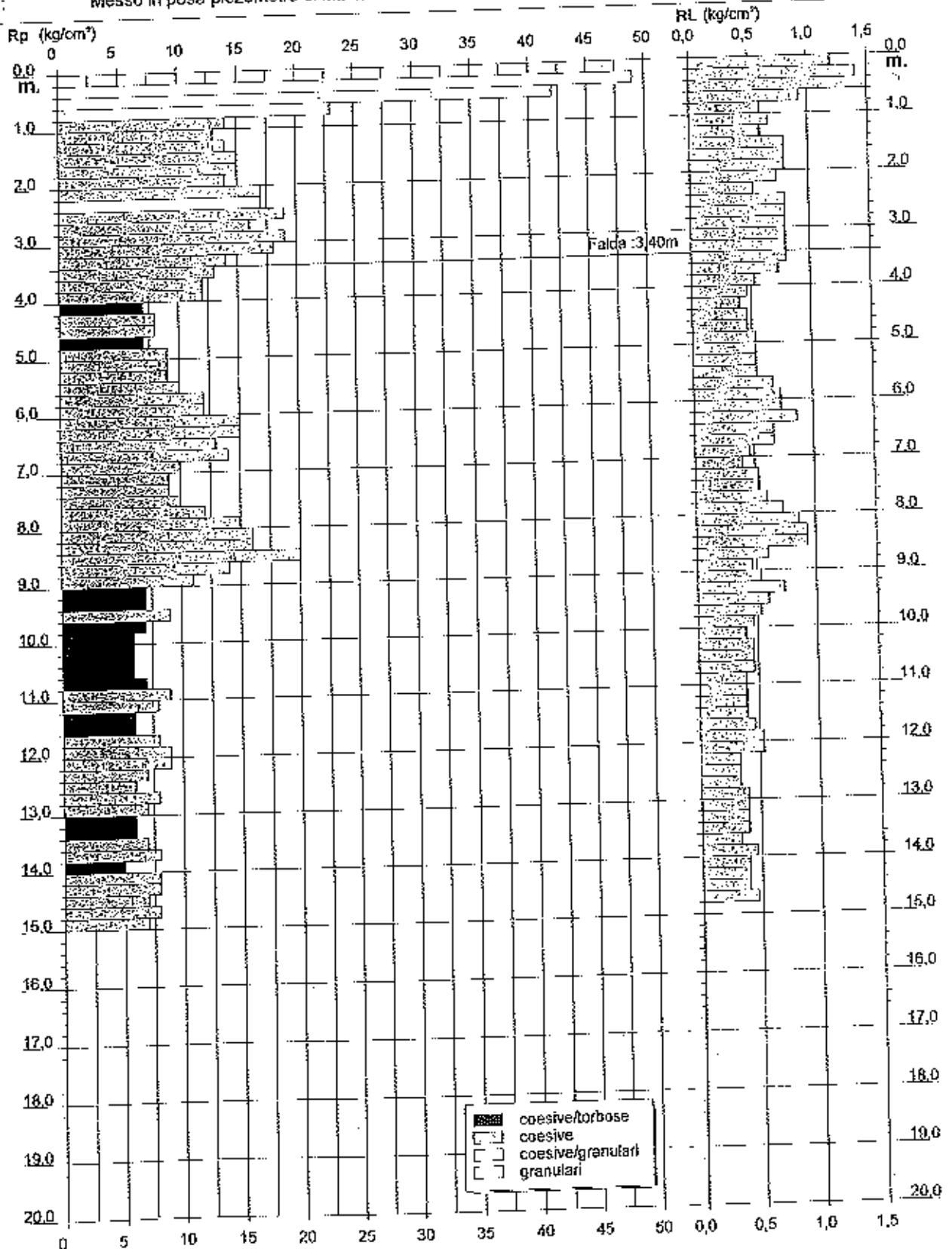
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 3

2.010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin
 - lavoro :
 - località : Gualdo (Fe)
 - note : Messo in posa piezometro di mt. 4,00

- data : 29/06/2006
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : 3,40 m da quota inizio
 - scala vert.: 1 : 100



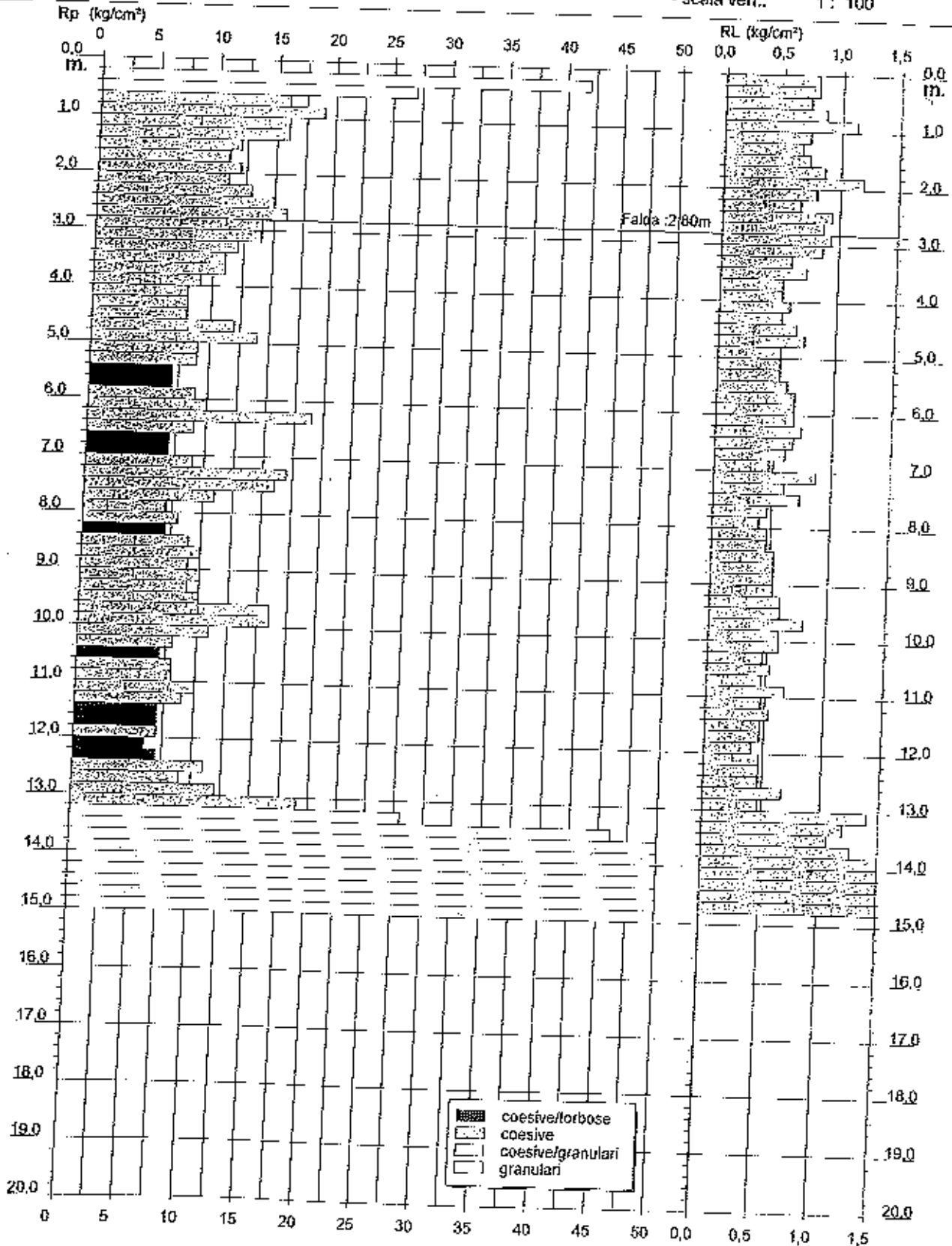
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 4

[2.010496.00]

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin
 - lavoro :
 - località : Gualdo (Fe)
 - note : Messo in posa piezometro di mt. 4.00

- data : 29/06/2006
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : 2,80 m da quota inizio
 - scala vert.: 1 : 100



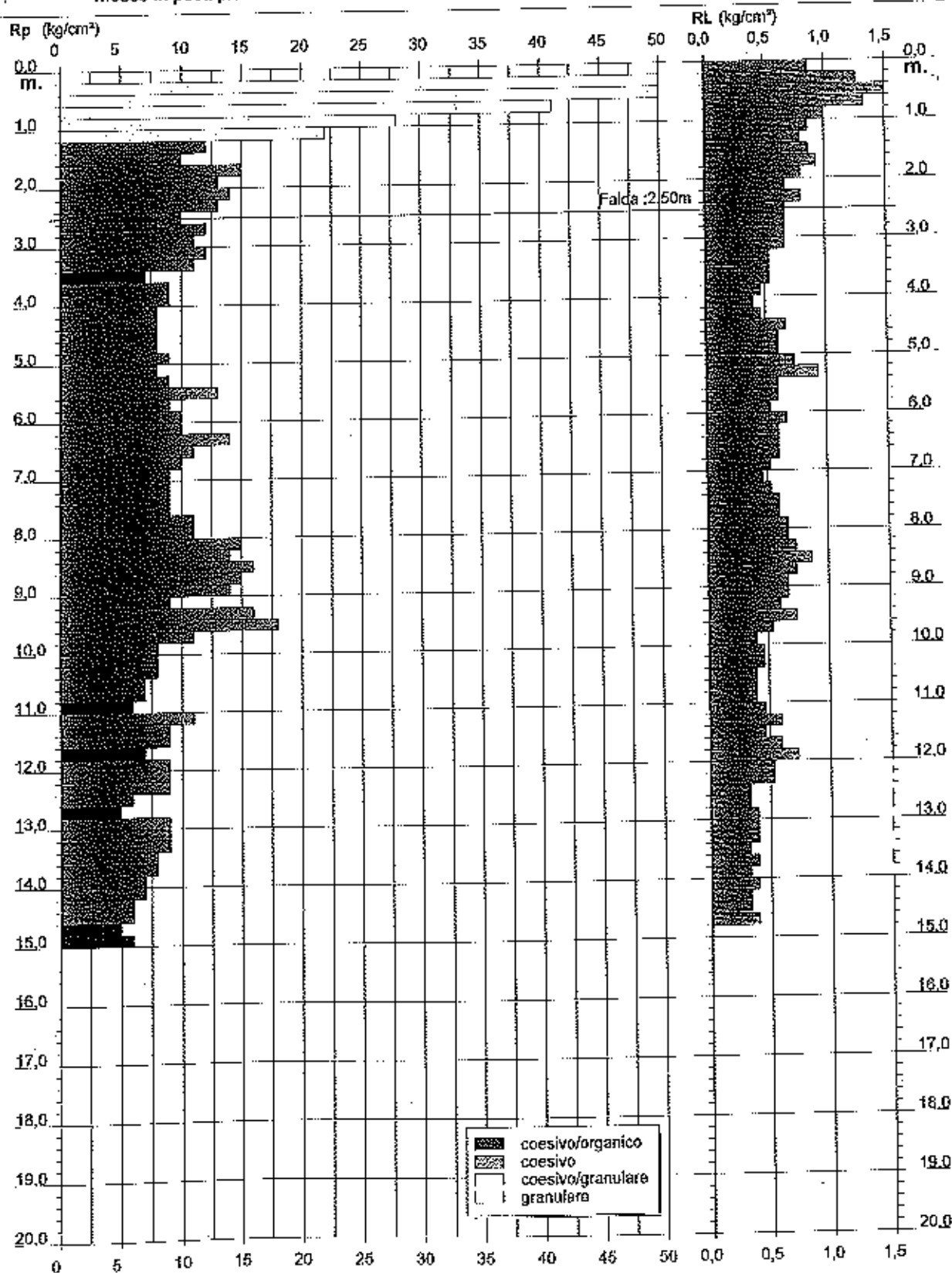
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 5

2.010496-001

- committente : Dr. Geol. Emanuele STEVANIN
 - lavoro :
 - località : Gualdo (Fe)
 - note : messo in posa piezometro di mt. 4.00

- data : 01/08/2006
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : 2,50 m da quota inizio
 - scala vert.: 1 : 100



SCHEDA DI ELABORAZIONE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

- VALUTAZIONI LITOLOGICHE -

Allegati 11-15

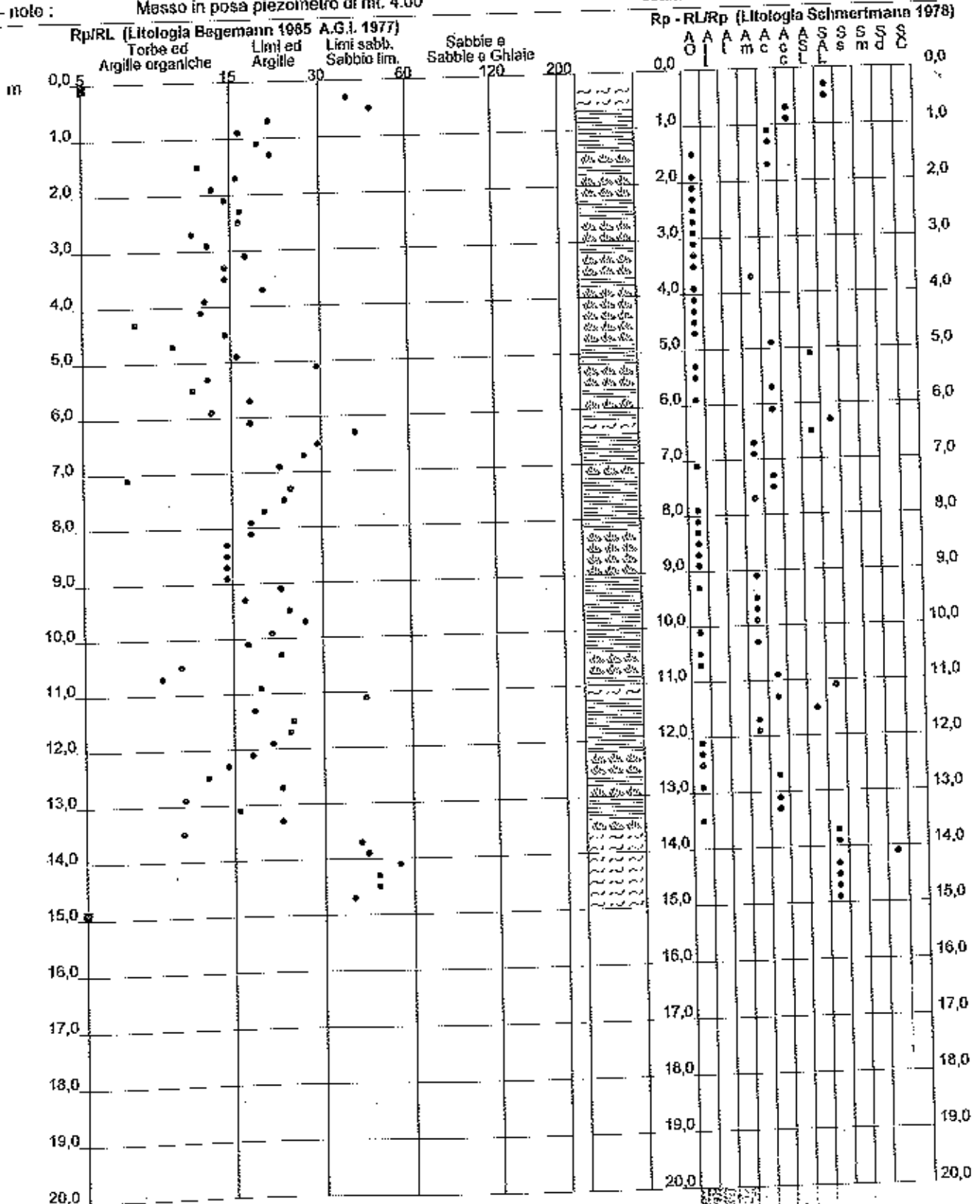
PROVA PENETROMETRICA STATICA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

CPT 1

2.010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin
 - lavoro :
 - località : Gualdo (Fe)
 - note : Messo in posa piezometro di mt. 4.00

- data : 29/06/2006
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. fatta : 3,10 m da quota inizio
 - scala vert. : 1 : 100



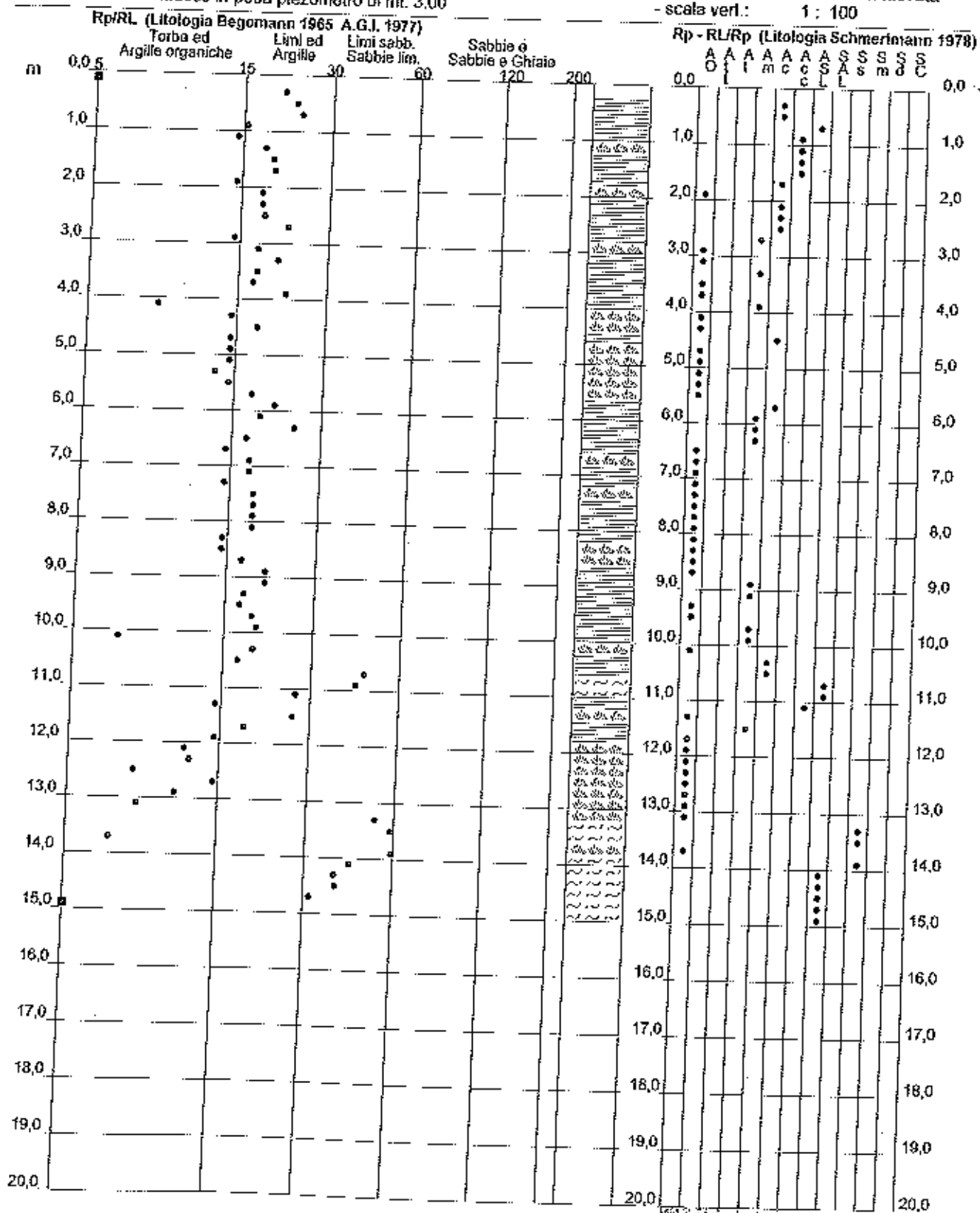
PROVA PENETROMETRICA STATICA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

CPT 2

2.010496-001

- committente : Dott. Geof. Emanuele Stevanin
 - lavoro :
 - località : Gualdo (Fe)
 - note : Messo in posa piezometro di mt. 3.00

- data : 07/07/2006
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : Falda non rilevata
 - scala vert. : 1 : 100



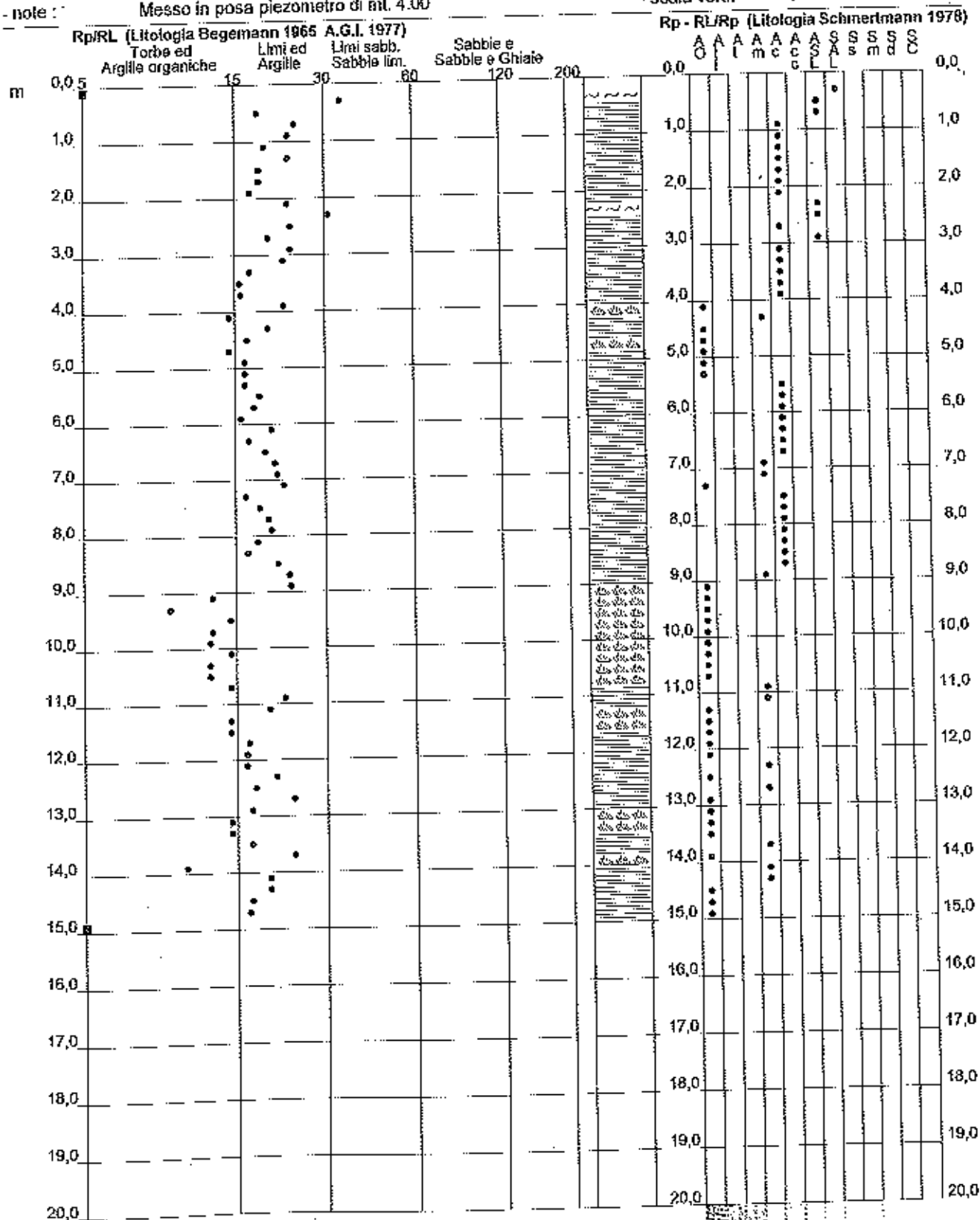
PROVA PENETROMETRICA STATICA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

CPT 3

2.010496-001

- committente : Doll. Geol. Emanuele Stevanin
 - lavoro :
 - località : Gualdo (Fe)
 - note : Messo in posa piezometro di mt. 4.00

- data : 29/06/2008
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : 3,40 m da quota inizio
 - scala vert. : 1 : 100



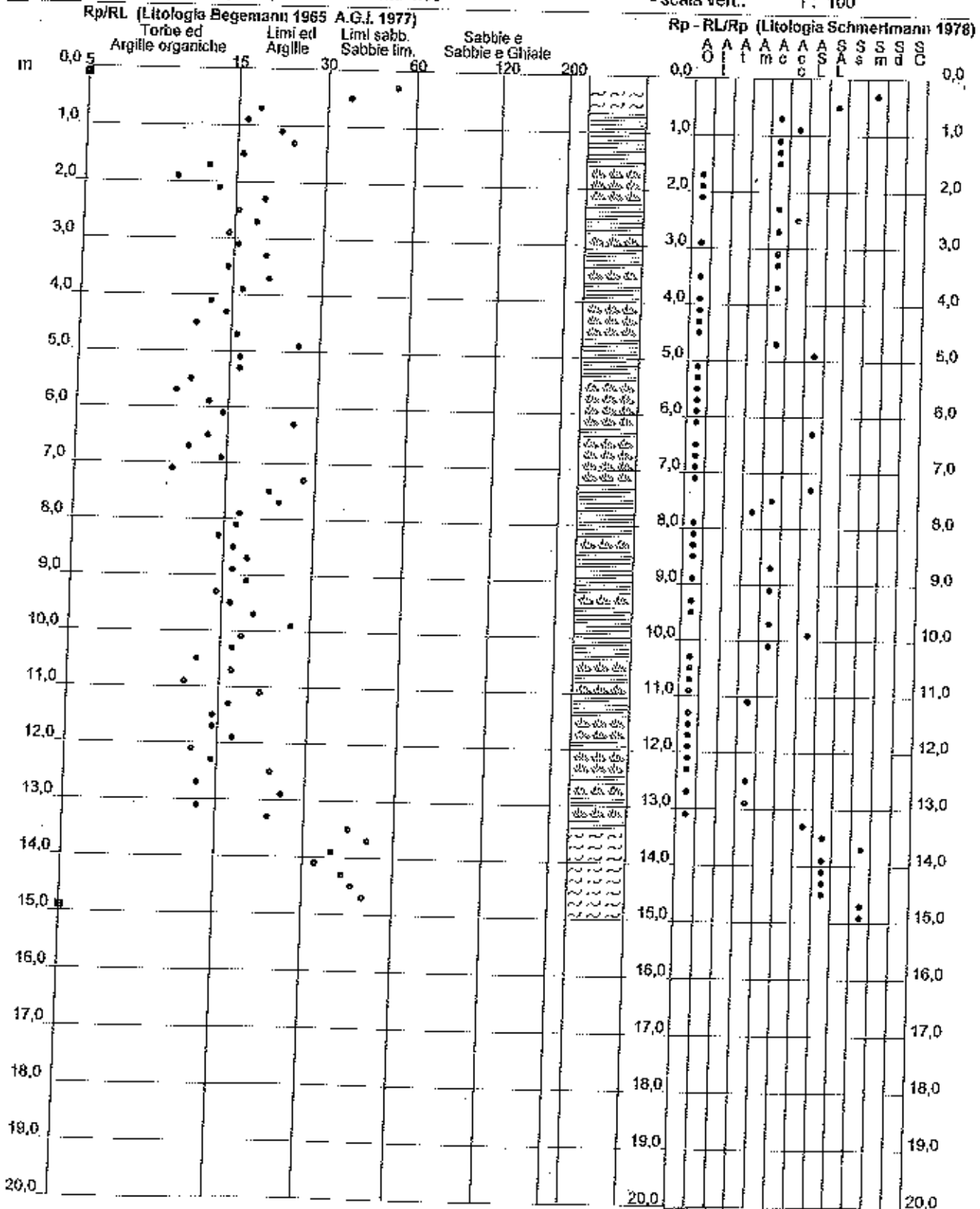
PROVA PENETROMETRICA STATICA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

CPT 4

2.010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin
 - lavoro :
 - località : Gualdo (Fe)
 - note : Messo in posa piezometro di mt. 4.00

- data : 29/06/2006
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : 2,80 m da quota inizio
 - scala vert. : 1 : 100



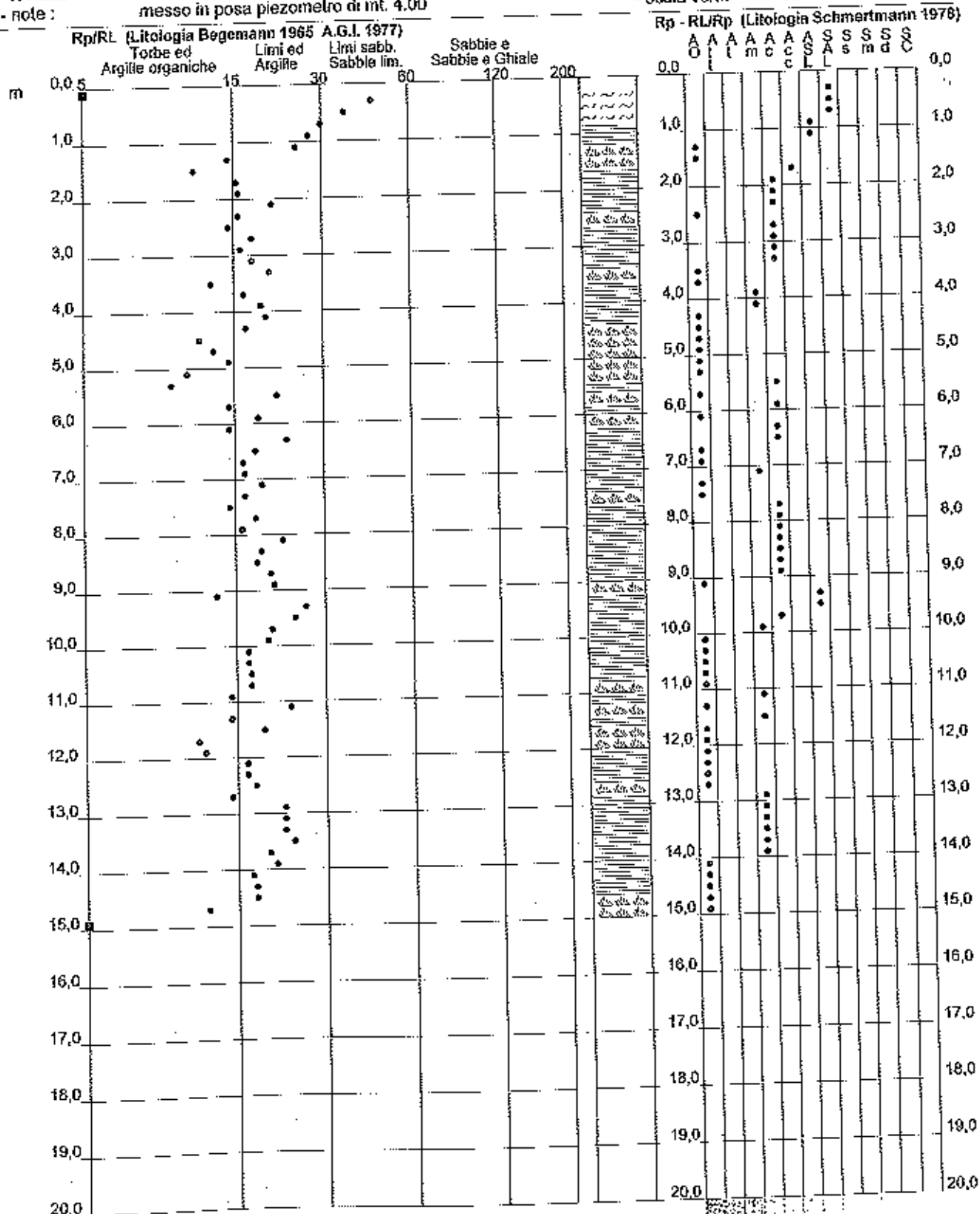
PROVA PENETROMETRICA STATICA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

CPT 5

2.010496-001

- committente : Dr. Geol. Emanuele STEVANIN
 - lavoro :
 - località : Gualdo (Fe)
 - note : messo in posa piezometro di mt. 4.00

- data : 01/08/2006
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : 2,50 m da quota inizio
 - scala vert. : 1 : 100



SCHEDE DI ELABORAZIONE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

- TABELLE PARAMETRI GEOTECNICI -

Allegati 16-20







SONDAGGI GEOGNOSTICI
- SCHEDE STRATIGRAFICHE -
Allegati 21-24

COMITENTE:
Geol. Emanuele Stevanin

CANTIERE:
Corio (Fe)

PROV.:

CAMPIONI

-  Paroli sottili
-  Osterberg
-  Carotiere semplice
-  Carotiere doppio
-  S.P.T.
-  Cocelea

SONDAGGIO: 1

Pagina: 1

Quota: p.c.

Data: 30/06/2006

Responsabile: Dott. Geol. Marco Rizzafello

Operatore: Sig. Alberto Mangherini

Falda: -1,55 m

Scala: 1:25

COORDINATE
X = 0,00 m
Y = 0,00 m
Z = 0,90 m

PIEZOMETRI

ATA Tubo aperto
CSG Casagrande

Profondità (m)	Stratigrafia	Campioni		Procteur Kg/cm ³	Sovano Kg/cm ³	S.P.T.		DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	H	Mangrova % Recup.	Hvocat	Falda	Piezo ATA
		tipo	n°			quota	colpi						
0,00								Argilla nocciola e debolmente limosa a tratti					
0,85								Argilla grigio-scuro con resti di vegetali decomposti e abbastanza consistenti (molto secca)	0,85				
1,10								Argilla grigio chiaro abbastanza consistente (forse perchè molto secca)	0,25				
1,85								Argilla grigia plastica e moderatamente consistente	0,78			-1,55	
2,80									0,89				2,70

Carotaggio: cocelea diam. 40 mm.
Sonda tipo: sonda idraulica a rotazione

QUANTITATIVE:







Geol. Emanuele Stevanin

TIPOLOGIA:

Argilla (Fe)

PROFONDITÀ:

CAMPIONI

-  Pareti sottili
-  Osterberg
-  Carotiere seccapelo
-  Carotiere doppio
-  S.P.T.
-  Coclea

SONDAGGIO: 2

Pagina: 1

Quota: p.c.

Data: 30/06/2006

Responsabile: Dott. Geol. Marco Rizzatello

Operatore: Sig. Alberto Mangherini

Falda: -2,00 m

Scala: 1:25

no:

COORDINATE

X = 0,00 m
Y = 0,00 m
Z = 0,00 m

PIEZOMETRI

ATA Turbo aperto
CSG Castgrande

Profondità (m)	Stratigrafia	Carisposti			Pocchet Kg/cm ²	Tonvene Kg/cm ²	S.P.T. colpi quota	DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	H	Manovre & Recup.	Rivest.	Falda	Picro. ATA
		tipo	n°	quota									
0,00							Argilla grigia e a tratti debolmente limosa (costante perché secca)						
0,60							Argilla grigio-occiola plastica e moderatamente consistente e debolmente limosa a tratti	0,22					
1,70							Argilla limosa grigio-occiola attenuata a limo debolmente sabbioso grigio	0,59					
2,05							Argilla grigio-occiola plastica e moderatamente consistente	0,35			-2,00		
2,80								0,75				2,70	

Carotaggio: coclea diam. 40 mm.

Sonda tipo: sonda idraulica a rotazione

COMMITTENTE: Geol. Emanuele Stevanin		CAMPIONI <input type="checkbox"/> Pareti sottili <input type="checkbox"/> Osterberg <input type="checkbox"/> Carotiere semplice <input type="checkbox"/> Carotiere doppio <input type="checkbox"/> S.P.T. <input checked="" type="checkbox"/> Coeca		SONDAGGIO: 3 Pagina: 1 Quota: p.c. Data: 30/06/2006 Responsabile: Dott. Geol. Marco Rizzatello Operatore: Sig. Alberto Mangherini							
COORDINATE X = 0,00 m Y = 0,00 m Z = 0,00 m		PIEZOMETRI ATA Tubo aperto CSG Casagrande		Falda: -2,50 m Scala: 1:25							
COORDINATE X = 0,00 m Y = 0,00 m Z = 0,00 m		PIEZOMETRI ATA Tubo aperto CSG Casagrande		Falda: -2,50 m Scala: 1:25							
Profondità 0091-023	stratigrafia	campioni tipo n° quota	Piche Kg/cm ³	Torrens Kg/cm ³	S.P.T. colpi quota	DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	H	Manigra % Recup.	Rivest	Falda	Piezo. ATA
0,00						Argilla grigio-rossiccia a tratti debolmente limosa e consistente (perchè molto secca)	0,00				
0,50						Argilla grigia plastica e moderatamente consistente	0,50				
1,20						Argilla grigio-rossiccia plastica e moderatamente consistente e debolmente limosa a tratti	1,20				
2,55						Argilla grigia plastica e moderatamente consistente	2,55			-2,50	
2,80							2,80				2,70

Cantaggio: coeca diam. 40 mm.

Sonda tipo: sonda idraulica a relazione

MITTENTE:







Geol. Emanuela Stevanin

NTIERE:

do (Fe)

AGINE:

CAMPIONI

-  Pirelli sottili
-  Osterberg
-  Carotiere semplice
-  Carotiere doppio
-  S.P.T.
-  Coe

SONDAGGIO: 4

Pagina: 1

Quota: p.c.

Data: 30/06/2006

Responsabile: Dott. Geol. Marco Rizzatello

Operatore: Sig. Alberto Mangharini

Falda: -2,65 m

Scala: 1:25

o:

COORDINATE

X = 0,00 m
 Y = 0,00 m
 Z = 0,00 m

PIEZOMETRI

ATA Tufio aperto
 GSG Casagrande

Profondità (m)	Stratigrafia	Campioni		Piezometri		S.P.T.	DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	Mancante % Recup.	Rivest.	Falda	Piezo. ATA
		tipo	n° quota	Probet	Carvane						
0,00							Argilla grigio-rossiccia a tratti debolmente limosa molto consistente perché molto secca				
0,85							Argilla debolmente limosa grigio-rossiccia stemata ad argilla limosa grigio-rossiccia ed a limo debolmente sabbioso grigio-rossiccia				
2,20							Argilla grigia plastica e moderatamente consistente con tracce di resti organici decomposti			-2,65	
3,80											3,70

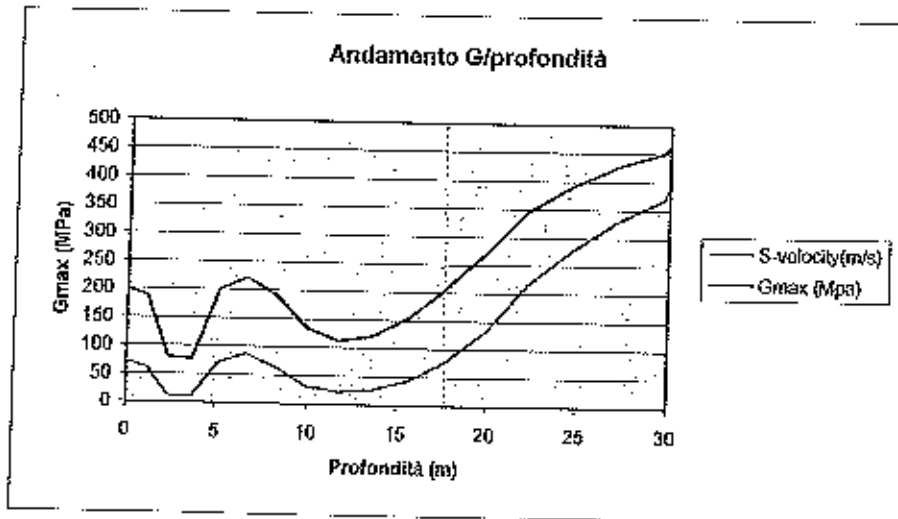
Carotaggio: coclea diam. 40 mm.

Sonda tipo: sonda idraulica a rotazione

INDAGINE SISMICA A RIFRAZIONE
- DETERMINAZIONE DELLE VELOCITA' DELLE ONDE Vs30 -

Allegato 25

Depth(m)	S-velocity(m/s)	Gmax (Mpa)	ρ (t/mc)
0.00	200	70	1.77
1.13	187	62	1.77
2.35	80	11	1.77
3.67	76	10	1.77
5.09	199	70	1.77
6.60	222	87	1.77
8.22	191	65	1.77
9.93	134	32	1.78
11.74	112	22	1.78
13.65	121	26	1.78
15.65	155	43	1.79
17.76	209	78	1.79
19.96	273	133	1.79
22.28	346	216	1.81
24.65	391	276	1.81
27.15	427	329	1.81
29.74	452	369	1.81
30.00	465	390	1.81



Vs30 (mts) = 176

CLASSIFICAZIONE DEL SITO Ordinanza 3274 del 20/3/03

Località: Gualdo (FE)
 Metodo di Indagine: RE.MI.+MASW (misura Vr)
 Strumentazione utilizzata: Sismografo ABEM RAS-24, 24 canali, 24 bits
 Metodo di energizzazione: Rumore naturale+10 kg
 Geometria sismometro: 12 geofoni - interasse 5 m

Dati i risultati, il sito in esame risulta rispondere alle caratteristiche di Suolo tipo D
 si vedano le tabelle sottostanti per ricavare i valori di a_g e del coeff. S)

per la classificazione delle zone di sismicità:

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

categorie di suolo di fondazione:

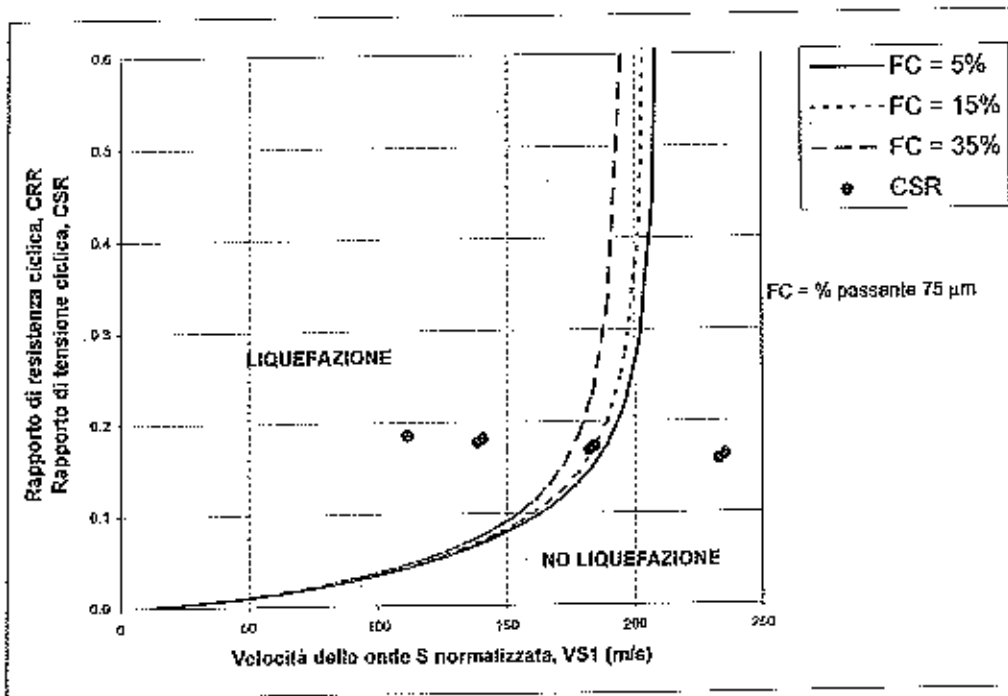
		S
A	Formazioni fidei o suoli omogenei molto rigidi con valori $V_{s30} > 800$ m/s con strati di alterazione superficiale $h_{max} = 5$ m	1.00
B	Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento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

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

INDAGINE SISMICA A RIFRAZIONE
- VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE -
Allegato 26

VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

profondità (m)	V _s	V _{s1}	CSR	F _s = CRR _{7.5} /CSR _{7.5}
14.0	121	111	0.185	0.32
15.0	155	140	0.182	0.55
16.0	155	139	0.178	0.55
17.0	209	185	0.173	1.42
18.0	209	182	0.169	1.37
19.0	273	236	0.164	0.00
20.0	273	233	0.158	-0.13



La velocità delle onde sismiche viene ricondotta ad un valore V_{s1} , ovvero ad un valore normalizzato ad una tensione efficace $p_a = 100$ kPa attraverso la:

$$V_{s1} = C_v \cdot V_s = V_s \cdot (p_a / \sigma'_v)^{0.25}$$

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

a_{max} = accelerazione di picco al piano campagna

g = accelerazione di gravità

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

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

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

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

fattore di scala per la magnitudo $MSF = 6.9 \cdot \exp(-M/4) - 0.058$

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

SCHEDA DI ELABORAZIONE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE
- SCHEDA DI CALCOLO CAPACITA' PORTANTE/CEDIMENTI FONDAZIONI -

Allegati 27-31

PROVA PENETROMETRICA STATICA CAPACITA' PORTANTE / CEDIMENTI FONDAZIONI

CPT 1

2.010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin
- lavoro :
- località : Gualdo (Fe)
- note : Messo in posa piezometro di mt. 4.00

- data : 29/06/2006
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 3,10 m da quota inizio

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

- Fondazione tipo: TRAVE CONTINUA
- Larghezza Fondazione : B = 8,00 m - Piano posa Fondazione : H = 0,20 m (da quota inizio)
- Lunghezza Fondazione : L = infinita m - Profondità banco compr. : Hc = 15,00 m (da quota inizio)

Valutazioni su: PRESSIONE AMMISSIBILE ALLO SCHIACCIAMENTO

- Coefficiente di sicurezza : F = 1,0 - Coefficiente riduzione :
- 1° minimo assoluto : q.amm = 1,53 kg/cm² (strato prof: 4,20 m)
- 2° minimo : q.amm = 1,56 kg/cm² (strato prof: 4,40 m)
- 3° minimo : q.amm = 1,70 kg/cm² (strato prof: 3,40 m)

PRESSIONE AMMISSIBILE (incremento netto) q.amm = 1,53 kg/cm²

CEDIMENTI DEL SOTTOSUOLO

n = 0,75 rigidezza struttura
- cedim. corrisp. a q.amm : 31,40 cm
- cedim. corrisp. a q.amm : 32,02 cm
- cedim. corrisp. a q.amm : 34,99 cm
- cedim. corrisp. a q.amm : 31,45 cm

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

- Fondazione tipo: TRAVE CONTINUA
- Larghezza Fondazione : B = 8,00 m - Piano posa Fondazione : H = 0,20 m (da quota inizio)
- Lunghezza Fondazione : L = infinita m - Profondità banco compr. : Hc = 15,00 m (da quota inizio)

Valutazioni su: PRESSIONE AMMISSIBILE ALLO SCHIACCIAMENTO

- Coefficiente di sicurezza : F = 1,0 - Coefficiente riduzione :
- 1° minimo assoluto : q.amm = 1,53 kg/cm² (strato prof: 4,20 m)
- 2° minimo : q.amm = 1,56 kg/cm² (strato prof: 4,40 m)
- 3° minimo : q.amm = 1,70 kg/cm² (strato prof: 3,40 m)

PRESSIONE AMMISSIBILE (incremento netto) q.amm = 0,35 kg/cm²

CEDIMENTI DEL SOTTOSUOLO

n = 0,75 rigidezza struttura
- cedim. corrisp. a q.amm : 31,40 cm
- cedim. corrisp. a q.amm : 32,02 cm
- cedim. corrisp. a q.amm : 34,99 cm
- cedim. corrisp. a q.amm : 7,15 cm

CORRELAZIONI ADOTTATE:

Modulo edometrico Mo = α Rp : 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 = Rp / K = resistenza ammissibile schiacciamento [K = 12,00 (Rp ≤ 10 kg/cm²) - K = 18,00 (Rp ≥ 30 kg/cm²)]

PROVA PENETROMETRICA STATICA CAPACITA' PORTANTE / CEDIMENTI FONDAZIONI

CPT 2

2.010496.001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin
- lavoro :
- località : Guaido (Fe)
- note : Messo in posa piezometro di mt. 3.00

- data : 07/07/2006
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : Rilevamento falda non offe

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

- Fondazione tipo: **TRAVE CONTINUA**
- Larghezza Fondazione : **B = 8,00 m** - Piano posa Fondazione : **H = 0,20 m** (da quota inizio)
- Lunghezza Fondazione : **L = infinita 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 = 1,22 kg/cm²** (strato prof: 4,20 m) - cedim. corrisp. a q.amm : **25,83 cm**
- 2° minimo : **q.amm = 1,65 kg/cm²** (strato prof: 3,00 m) - cedim. corrisp. a q.amm : **34,82 cm**
- 3° minimo : **q.amm = 1,67 kg/cm²** (strato prof: 3,20 m) - cedim. corrisp. a q.amm : **35,38 cm**

PRESSIONE AMMISSIBILE (incremento netto) **q.amm = 1,22 kg/cm²** - cedim. corrisp. a q.amm : **25,78 cm**

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

- Fondazione tipo: **TRAVE CONTINUA**
- Larghezza Fondazione : **B = 8,00 m** - Piano posa Fondazione : **H = 0,20 m** (da quota inizio)
- Lunghezza Fondazione : **L = infinita 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 = 1,22 kg/cm²** (strato prof: 4,20 m) - cedim. corrisp. a q.amm : **25,83 cm**
- 2° minimo : **q.amm = 1,65 kg/cm²** (strato prof: 3,00 m) - cedim. corrisp. a q.amm : **34,82 cm**
- 3° minimo : **q.amm = 1,67 kg/cm²** (strato prof: 3,20 m) - cedim. corrisp. a q.amm : **35,38 cm**

PRESSIONE AMMISSIBILE (incremento netto) **q.amm = 0,35 kg/cm²** - cedim. corrisp. a q.amm : **7,35 cm**

CORRELAZIONI ADOTTATE:

Modulo edometrico $M_0 = \alpha R_p$: 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 : Guaido (Fe)
- note : Messo in posa piezometro di ml. 4.00

- data : 29/06/2006
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 3,40 m da quota inizio

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

- Fondazione tipo: TRAVE CONTINUA
- Larghezza Fondazione : $B = 8,00$ m - Piano posa Fondazione :
- Lunghezza Fondazione : $L = infinita$ m - Profondità banco compr. :

$H = 0,20$ m (da quota inizio)
 $H_c = 15,00$ 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 : $q_{amm} = 2,14$ kg/cm² (strato prof: 4,20 m)
- 2° minimo : $q_{amm} = 2,27$ kg/cm² (strato prof: 4,80 m)
- 3° minimo : $q_{amm} = 2,49$ kg/cm² (strato prof: 4,40 m)

- cedim. corrisp. a q_{amm} : 39,98 cm
- cedim. corrisp. a q_{amm} : 42,43 cm
- cedim. corrisp. a q_{amm} : 46,59 cm
- cedim. corrisp. a q_{amm} : 40,80 cm

PRESSIONE AMMISSIBILE (incremento netto) $q_{amm} = 2,14$ kg/cm²

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

- Fondazione tipo: TRAVE CONTINUA
- Larghezza Fondazione : $B = 8,00$ m - Piano posa Fondazione :
- Lunghezza Fondazione : $L = infinita$ m - Profondità banco compr. :

$H = 0,20$ m (da quota inizio)
 $H_c = 15,00$ 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 : $q_{amm} = 2,14$ kg/cm² (strato prof: 4,20 m)
- 2° minimo : $q_{amm} = 2,27$ kg/cm² (strato prof: 4,80 m)
- 3° minimo : $q_{amm} = 2,49$ kg/cm² (strato prof: 4,40 m)

- cedim. corrisp. a q_{amm} : 39,98 cm
- cedim. corrisp. a q_{amm} : 42,43 cm
- cedim. corrisp. a q_{amm} : 46,59 cm
- cedim. corrisp. a q_{amm} : 6,51 cm

PRESSIONE AMMISSIBILE (incremento netto) $q_{amm} = 0,35$ kg/cm²

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) - $K = 18,00$ ($R_p > 30$ kg/cm²)]

PROVA PENETROMETRICA STATICA CAPACITA' PORTANTE / CEDIMENTI FONDAZIONI

CPT 4

2.010496-001

- committente : Dott. Geol. Emanuele Stevanin
- lavoro :
- località : Gualdo (Fo)
- note : Messo in posa piezometro di mt. 4.00

- data : 29/06/2006
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 2,80 m da quota inizio

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

- Fondazione tipo: TRAVE CONTINUA
- Larghezza Fondazione : $B = 8,00$ m
- Lunghezza Fondazione : $L = \text{Infinita}$ m
- Piano posa Fondazione : $H = 0,20$ m (da quota inizio)
- Profondità banco compr. : $H_c = 15,00$ 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 : $q_{amm} = 2,44$ kg/cm² (strato prof: 4,20 m)
- 2° minimo : $q_{amm} = 2,46$ kg/cm² (strato prof: 5,60 m)
- 3° minimo : $q_{amm} = 2,49$ kg/cm² (strato prof: 4,40 m)

PRESSIONE AMMISSIBILE (incremento netto) $q_{amm} = 2,44$ kg/cm²

- cedim. corrisp. a q_{amm} : 41,77 cm
- cedim. corrisp. a q_{amm} : 42,10 cm
- cedim. corrisp. a q_{amm} : 42,59 cm
- cedim. corrisp. a q_{amm} : 41,70 cm

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

- Fondazione tipo: TRAVE CONTINUA
- Larghezza Fondazione : $B = 8,00$ m
- Lunghezza Fondazione : $L = \text{infinita}$ m
- Piano posa Fondazione : $H = 0,20$ m (da quota inizio)
- Profondità banco compr. : $H_c = 15,00$ 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 : $q_{amm} = 2,44$ kg/cm² (strato prof: 4,20 m)
- 2° minimo : $q_{amm} = 2,46$ kg/cm² (strato prof: 5,60 m)
- 3° minimo : $q_{amm} = 2,49$ kg/cm² (strato prof: 4,40 m)

PRESSIONE AMMISSIBILE (incremento netto) $q_{amm} = 0,35$ kg/cm²

- cedim. corrisp. a q_{amm} : 41,77 cm
- cedim. corrisp. a q_{amm} : 42,10 cm
- cedim. corrisp. a q_{amm} : 42,59 cm
- cedim. corrisp. a q_{amm} : 5,95 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) - $K = 18,00$ ($R_p > 30$ kg/cm²)]

PROVA PENETROMETRICA STATICA CAPACITA' PORTANTE / CEDIMENTI FONDAZIONI

CPT 5

2.010496.001

- committente : Dr. Geol. Emanuele STEVANIN
- lavoro :
- località : Gualdo (Fe)
- note : messo in posa piezometro di mt. 4.00

- data : 01/08/2006
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 2,50 m da quota inizio

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

- Fondazione tipo: TRAVE CONTINUA
- Larghezza Fondazione : $B = 8,00$ m
- Lunghezza Fondazione : $L =$ infinita m

- Piano posa Fondazione : $H = 0,20$ m (da quota inizio)
- Profondità banco compr. : $H_c = 15,00$ 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 : $q_{amm} = 2,02$ kg/cm² (strato prof: 3,60 m)

- cedim. corrisp. a q_{amm} : 35,22 cm

- 2° minimo : $q_{amm} = 2,44$ kg/cm² (strato prof: 4,20 m)

- cedim. corrisp. a q_{amm} : 42,58 cm

- 3° minimo : $q_{amm} = 2,49$ kg/cm² (strato prof: 4,40 m)

- cedim. corrisp. a q_{amm} : 43,43 cm

PRESSIONE AMMISSIBILE (incremento netto) $q_{amm} = 2,02$ kg/cm²

- cedim. corrisp. a q_{amm} : 36,19 cm

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

- Fondazione tipo: TRAVE CONTINUA
- Larghezza Fondazione : $B = 8,00$ m
- Lunghezza Fondazione : $L =$ infinita m

- Piano posa Fondazione : $H = 0,20$ m (da quota inizio)
- Profondità banco compr. : $H_c = 15,00$ 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 : $q_{amm} = 2,02$ kg/cm² (strato prof: 3,60 m)

- cedim. corrisp. a q_{amm} : 35,22 cm

- 2° minimo : $q_{amm} = 2,44$ kg/cm² (strato prof: 4,20 m)

- cedim. corrisp. a q_{amm} : 42,58 cm

- 3° minimo : $q_{amm} = 2,49$ kg/cm² (strato prof: 4,40 m)

- cedim. corrisp. a q_{amm} : 43,43 cm

PRESSIONE AMMISSIBILE (incremento netto) $q_{amm} = 0,35$ kg/cm²

- cedim. corrisp. a q_{amm} : 6,06 cm

CORRELAZIONI ADOTTATE:

Modulo edometrico $M_o = \alpha \cdot R_p$: 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) }

CERTIFICATI DI LABORATORIO TERRE
- CARATTERISTICHE FISICHE, VOLUMETRICHE E DI CONSISTENZA -

Allegati 32-35

Committente: Stevanin dott. Emanuele
 Località: Gualdo-Fe
 Cantiere: Nuova lottizzazione

 Sondaggio: -
 Campione: C1
 Profondità: -

pagina 1 di 1

 Data ricevimento campione: 02/08/2006
 Data inizio prove: 02/08/2006

 Data emissione certificato: 10/08/2006
 Data fine prove: 08/08/2006

CARATTERISTICHE FISICHE, VOLUMETRICHE E DI CONSISTENZA

Umidità e Densità		
t	-	g
cu+t	-	g
cs+t	-	g
V. Fustella	14.884	cm ³

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

CARATTERISTICHE NATURALI			
Umidità naturale	w	-	%
Densità naturale	γ	-	kN/m ³
Densità secca	γd	-	kN/m ³
Densità minima	γ _{min}	-	kN/m ³
Peso specifico dei grani	γ _s	-	kN/m ³
Equivalente in sabbia	-	-	%
Contenuto sostanze organiche	-	-	%
Contenuto solfati	-	-	%
Contenuto carbonati	-	-	%

Peso dei grani		
Pic	-	g
Pic + camp.	-	g
pic+H ₂ O	-	g
pic+H ₂ O+cant	-	g

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

Limite liquido		
N colpi	21	n°
t	71.63	g
cu+t	109.74	g
cs+t	98.42	g

Limite plastico		
t	72.08	g
cu+t	73.65	g
cs+t	73.30	g

LIMITI DI CONSISTENZA			
Limite liquido	LL	41	%
Limite plastico	LP	29	%
Indice plastico	IP	12	-
Limite di ritiro	LR	-	%
Ritiro lineare	RL	-	%

Ritiro lineare		
Lung. iniziale	-	mm
Lung. finale	-	mm

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

Granulometria		
Peso Campione	145.71	g
2 mm	0.13	g
0.42 mm	0.84	g
0.075 mm	5.99	g

equivalente in sabbia		
H tot	-	mm
hp	-	mm

CARATTERISTICHE GRANULOMETRICHE		
Setaccio	Passante	
2.00 mm	99.91	%
0.42 mm	99.33	%
0.075 mm	95.22	%

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

PARAMETRI DERIVATI			
Indice di liquidità	IL	-	-
Indice di consistenza	IC	-	-
Indice di gruppo	IG	9.00	-
U.S.C.S.		ML-OL	-
C.N.R.-U.N.I.		A 7-6	-
Indice dei vuoti	e	-	-
Porosità	N	-	%
Umidità di saturazione	Ws	-	%
Grado di saturazione	S	-	%

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

Note:

Classe del campione: Q3

 Il Direttore
 del laboratorio

Spedimentatore

Committente: Stevanin dott. Emanuele
 Località: Gualdo-Fe
 Cantiere: Nuova lottizzazione

 Sondaggio: -
 Campione: C2
 Profondità: -

pagina 1 di 1

 Data ricevimento campione: 02/08/2006
 Data inizio prove: 02/08/2006

 Data emissione certificato: 10/08/2006
 Data fine prove: 08/08/2006

CARATTERISTICHE FISICHE, VOLUMETRICHE E DI CONSISTENZA

Umidità e Densità		
l	-	g
cu+t	-	g
cs+t	-	g
V. Fucilella	14.884	cm ³

Contenuto sostanze organiche		
l	-	g
cu+t	-	g
cs+t	-	g
cs+l	-	g

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

Peso dei grani		
Pic	-	g
Pic + camp.	-	g
pic+t+H ₂ O	-	g
pic+l+H ₂ O+camp.	-	g

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

Limite liquido		
N colpi	24	n°
l	71.96	g
cu+t	110.46	g
cs+t	97.82	g

Limite plastico		
l	72.03	g
cu+t	73.28	g
cs+t	73.02	g

LIMITI DI CONSISTENZA			
Limite liquido	LL	49	%
Limite plastico	LP	26	%
Indice plastico	IP	23	-
Limite di ritiro	LR	-	%
Ritiro lineare	RL	-	%

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

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

Granulometria		
Peso Campione	160.80	g
2 mm	0.92	g
0.42 mm	0.74	g
0.075 mm	1.77	g

equivalente in sabbia		
H ₁₀₀	-	mm
h _p	-	mm

CARATTERISTICHE GRANULOMETRICHE		
Setaccio	Passante	
2.00 mm	99.43	%
0.42 mm	98.97	%
0.075 mm	97.86	%

Limite di ritiro			
cu+t	-	-	g
cs+t	-	-	g
peso Hg	-	-	g
l	-	-	g
volume lora	-	-	cm ³
γ Hg	-	-	kN/m ³
volume Hg	-	-	cm ³
CU	-	-	g
CS	-	-	g

PARAMETRI DERIVATI			
Indice di liquidità	IL	-	-
Indice di consistenza	IC	-	-
Indice di gruppo	IG	15.00	-
U.S.C.S.		CL-OL	-
G.N.R.-U.N.I.		A 7-8	-
Indice dei vuoti	e	-	-
Porosità	N	-	%
Umidità di saturazione	W _s	-	%
Grado di saturazione	S	-	%

 Nota di riferimento: CNR-UNI 10008, CNR-UNI Anno VII n° 40,
 CNR-UNI 10013, CNR-UNI 10014, SS 1377, CNR-UNI 8520, CNR-
 UNI ANNO V N°23, Procedure interne OP 3.18, OP 3.14, OP 3.13,
 OP 3.17

Note:

Classe del campione: Q3

 Il Direttore
 del laboratorio

Sporzionatore



Committente: **Stevanin dott. Emanuele**
Località: **Gualdo-Fa**
Cantiere: **Nuova lottizzazione**

Sondaggio: -
Campione: **G3**
Profondità: -

pagina 1 di 1

Data ricevimento campione: **02/08/2006**
Data inizio prova: **02/08/2006**

Data emissione certificato: **10/08/2006**
Data fine prove: **08/08/2006**

CARATTERISTICHE FISICHE, VOLUMETRICHE E DI CONSISTENZA

Umidità e Densità		
l	-	g
cu+t	-	g
cs+t	-	g
V. Fustella	14,884	cm ³

Contenuto sostanze organiche		
l	-	g
cu+t	-	g
cs+t	-	g
cs+t	-	g

CARATTERISTICHE NATURALI			
Umidità naturale	w	-	%
Densità naturale	γ	-	kN/m ³
Densità secca	γ _d	-	kN/m ³
Densità minima	γ _{min}	-	kN/m ³
Peso specifico dei granuli	γ _s	-	kN/m ³
Equivalente in sabbia		-	%
Contenuto sostanze organiche		-	%
Contenuto solfati		-	%
Contenuto carbonati		-	%

Peso dei granuli		
Pic	-	g
Pic + camp.	-	g
pic+la+H ₂ O	-	g
pic+la+H ₂ O+camp	-	g

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

Limite liquido		
N colpi	18	n°
l	72,06	g
cu+t	104,63	g
cs+t	93,85	g

Limite plastico		
l	72,00	g
cu+t	74,44	g
cs+t	73,87	g

LIMITI DI CONSISTENZA			
Limite liquido	LL	49	%
Limite plastico	LP	30	%
Indice plastico	IP	19	-
Limite di ritiro	LR	-	%
Ritiro lineare	RL	-	%

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

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

Granulometria		
Peso campione	167,64	g
2 mm	0,82	g
0,42 mm	2,04	g
0,075 mm	4,12	g

equivalente in sabbia		
H tot	-	mm
h p	-	mm

CARATTERISTICHE GRANULOMETRICHE		
Setaccio	Passante	
2,00 mm	99,63	%
0,42 mm	98,41	%
0,075 mm	95,96	%

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

PARAMETRI DERIVATI			
Indice di liquidità	IL	-	-
Indice di consistenza	IC	-	-
Indice di gruppo	IG	13,40	-
U.S.C.S.		ML-OL	-
C.N.R.-U.N.I.		A 7-5	-
Indice dei vuoti	e	-	-
Porosità	N	-	%
Umidità di saturazione	W _s	-	%
Grado di saturazione	S	-	%

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

Note:

Classe del campione: **G3**

Il Direttore
del laboratorio

Sperimentatore

Committente: Stevanin dott. Emanuele
 Località: Gualdo-Fe
 Cantiere: Nuova lottizzazione

 Sondaggio: -
 Campione: C4
 Profondità: -

pagina 1 di 1

 Data ricevimento campione: 02/08/2006
 Data inizio prove: 02/08/2006

 Data emissione certificato: 10/08/2006
 Data fine prove: 08/08/2006

CARATTERISTICHE FISICHE, VOLUMETRICHE E DI CONSISTENZA

Umidità e Densità		
t	-	g
cu+t	-	g
cs+t	-	g
V. Fustella	14.884	cm ³

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

CARATTERISTICHE NATURALI			
Umidità naturale	w	-	%
Densità naturale	γ	-	kN/m ³
Densità secca	γ_d	-	kN/m ³
Densità minima	γ_{min}	-	kN/m ³
Peso specifico dei granuli	γ_s	-	kN/m ³
Equivalente in sabbia			%
Contenuto sostanze organiche			%
Contenuto solfati			%
Contenuto carbonati			%

Peso dei granuli		
Pic	-	g
Pic + camp.	-	g
pic+H ₂ O	-	g
pic+H ₂ O+cm	-	g

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

LIMITI DI CONSISTENZA			
Limite liquido	LL	49	%
Limite plastico	LP	27	%
Indice plastico	IP	22	-
Limite di ritiro	LR	-	%
Ritiro lineare	RL	-	%

Limite liquido		
N colpi	25	n°
t	71.80	g
cu+t	98.09	g
cs+t	89.47	g

Limite plastico		
t	71.81	g
cu+t	73.38	g
cs+t	73.03	g

Ritiro lineare		
Lung. iniziale	-	mm
Lung. finale	-	mm

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

Granulometria		
Peso Campione	177.25	g
2 mm	0.62	g
0.42 mm	2.32	g
0.075 mm	2.56	g

equivalente in sabbia		
H tot	-	mm
H p	-	mm

CARATTERISTICHE GRANULOMETRICHE		
Setaccio	Passante	
2.00 mm	99.65	%
0.42 mm	98.34	%
0.075 mm	96.90	%

Limite di ritiro			
cuH	-	-	g
cs+t	-	-	g
peso Hg	-	-	g
l	-	-	g
volume tara	-	-	cm ³
γ Hg	-	-	kN/m ³
volume Hg	-	-	cm ³
CU	-	-	g
CS	-	-	g

PARAMETRI DERIVATI			
Indice di liquidità	IL	-	-
Indice di consistenza	IC	-	-
Indice di gruppo	IG	14.60	-
U.S.C.S.		CL-OL	-
C.N.R.-U.N.I.		A 7-6	-
Indice dei vuoti	e	-	-
Porosità	N	-	%
Umidità di saturazione	Ws	-	%
Grado di saturazione	S	-	%

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

Note:

Classe del campione: Q3

 Il Direttore
 del laboratorio

Spett.le Cliente

CERTIFICATI DI LABORATORIO TERRE

- PROVA DI COMPATTAZIONE PROCTOR MODIFICATA -**
- DETERMINAZIONE DELL'INDICE DI PORTANZA C.B.R. -**

Allegati 36-38

Committente: Stevanin dott. Emanuele
Località: Guaido-Fa
Cantiere: Nuova lottizzazione

Sondaggio: -
Campione: MIX
Profondità: -

pagina 1 di 1

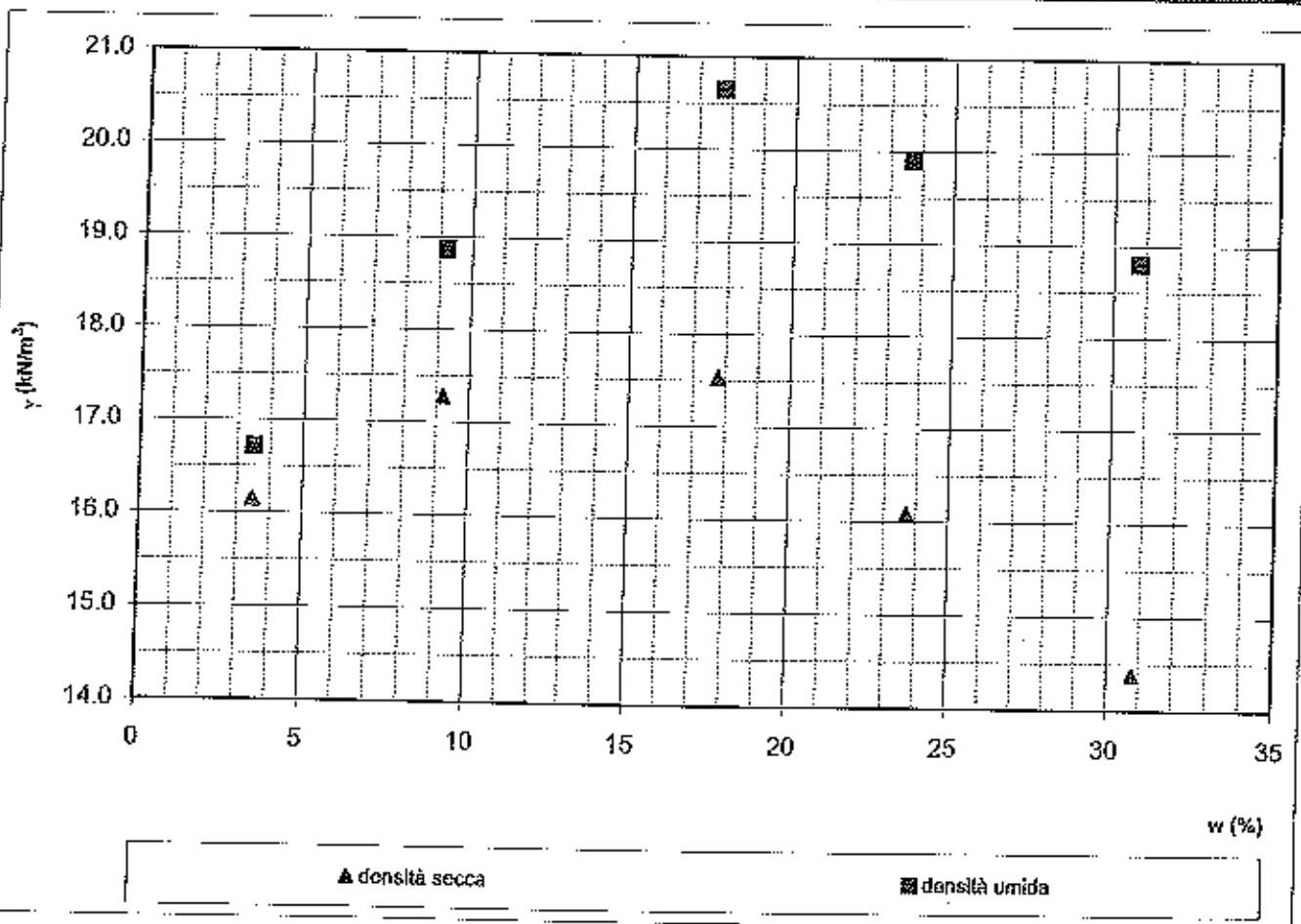
Data ricevimento campione: 02/08/2006
Data inizio prova: 04/08/2006

Data emissione certificato: 10/08/2006
Data fine prova: 08/08/2006

PROVA DI COMPATTAZIONE PROCTOR MODIFICATO

Norma di riferimento: ASTM D698-78

Volume fustella	942.39	cm ³	Prova n°						
			1	2	3	4	5		
Peso postello	4.535	kg	Peso fust.	g	2237.5	2237.5	2237.5	2237.5	2237.5
Altezza di caduta	45.7	cm	Peso camp. + fust.	g	3812.20	4015.00	4183.60	4112.60	4009.50
			Vol. fustella	cm ³	942.39	942.39	942.39	942.39	942.39
			t	g	212.36	221.44	255.83	200.59	286.83
			cu+t	g	1325.60	1082.10	1466.20	1325.88	1185.40
			cs+t	g	1288.00	1009.50	1283.50	1110.36	973.80
			w	%	3.50	9.21	17.78	23.70	30.80
			γ	kN/m ³	16.71	18.87	20.65	19.90	18.80
			γ _d	kN/m ³	16.15	17.28	17.53	16.09	14.38



note:

Classe del campione: Q3

Il Direttore
del laboratorio

Spettatore

Committente: Stevanin dott. Emanuele
Località: Gualdo-Fe
Cantiere: Nuova fottizzazione

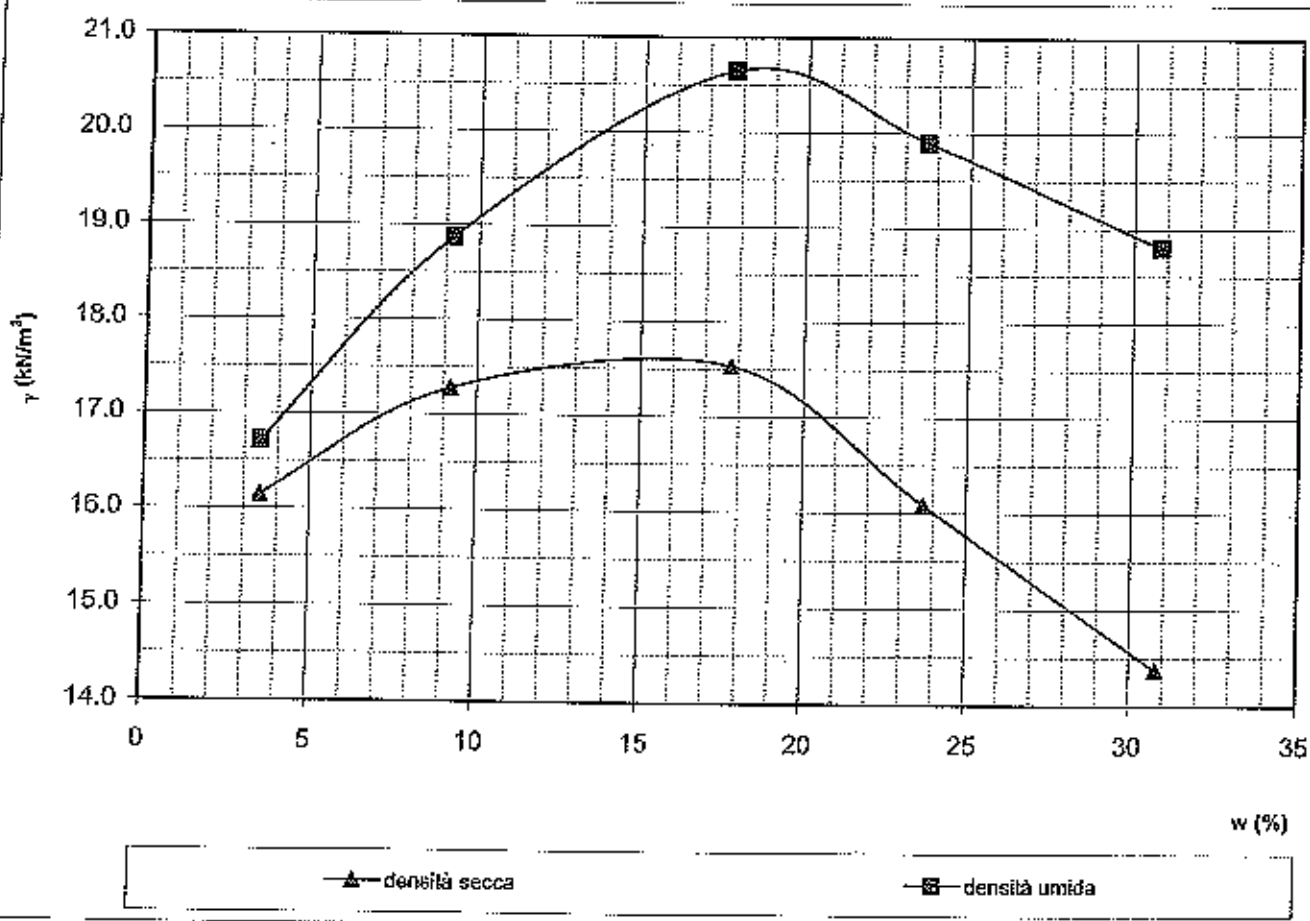
Sondaggio: -
Campione: MIX
Profondità: -

pagina 1 di 1

PROVA DI COMPATTAZIONE PROCTOR MODIFICATO

Norma di riferimento: ASTM D698-78

Volume fustella	942.39	cm ³	Provino n°						
			1	2	3	4	5		
Peso pestello	4.535	kg	Peso fust.	g	2237.5	2237.5	2237.5	2237.5	2237.5
Altezza di caduta	15.7	cm	Peso camp.+fust.	g	3812.2	4015.6	4183.6	4112.6	4009.5
			Vol. fustella	cm ³	942.4	942.4	942.4	942.4	942.4
			t	g	212.4	221.4	255.8	200.6	286.8
			cu+t	g	1325.6	1082.1	1466.2	1326.0	1185.4
			cs+t	g	1288.0	1009.5	1283.5	1110.4	973.8
			w	%	3.5	9.2	17.8	23.7	30.6
			γ	kN/m ³	16.7	18.9	20.7	19.9	18.8
			γ _a	kN/m ³	16.1	17.3	17.5	16.1	14.4



note:

w_{opt}	16	%
γ_{max}	17.6	kN/m ³

Committente: Stevanin dott. Emanuele
Località: Gualdo-Fe
Cantiere: Nuova lottizzazione

Sondaggio: -
Campione: MIX
Profondità: -

pagina 1 di 1

Data ricevimento campione: 02/08/2006
Data inizio prova: 08/08/2006

Data emissione certificato: 10/08/2006
Data fine prova: 10/08/2006

DETERMINAZIONE DELL'INDICE DI PORTANZA C.B.R.

Norma di riferimento: CNR-UNI 1009

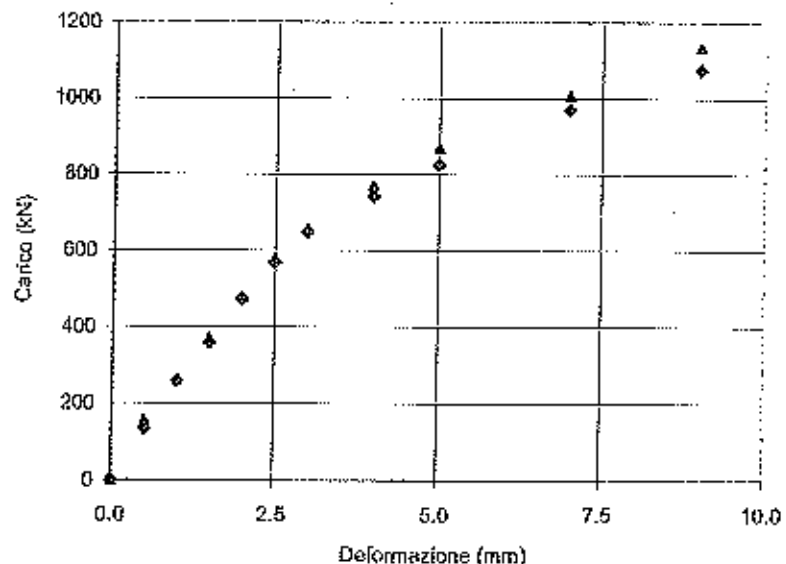
Determinazione del contenuto in acqua							
Provino n° 1				Provino n° 2			
S. stato	t (g)	71.73	S. stato	t (g)	71.51		
	cu+t (g)	129.85		cu+t (g)	118.77		
	cs+t (g)	122.00		cs+t (g)	110.62		
	w (%)	15.62		w (%)	15.72		
S. stato	t (g)	71.78	S. stato	t (g)	72.01		
	cu+t (g)	130.65		cu+t (g)	110.21		
	cs+t (g)	122.36		cs+t (g)	104.87		
	w (%)	16.39		w (%)	16.26		

Peso di volume del secco					
Provino n° 1			Provino n° 2		
Peso del provino	4435.9	g	Peso del provino	4487.2	g
Volume dello stampo	2131.8	cm ³	Volume dello stampo	2131.6	cm ³
Umidità del provino	15.67	%	Umidità del provino	16.32	%
γ_d	17.64	kN/m ³	γ_d	17.75	kN/m ³

Imbibizione					
Provino n° 1			Provino n° 2		
Altezza iniziale h	-	mm	Altezza iniziale h	-	mm
Rigonfiamento Δh	-	mm	Rigonfiamento Δh	-	mm
Rigonfiamento	-	%	Rigonfiamento	-	%

Penetrazione C.B.R.				
Deformazione	Prv.1		Prv.2	
	Lettura	Carico	Lettura	Carico
mm	div.	kN	div.	kN
0.0	0	0	0	0
0.5	95	156	82	135
1.0	160	283	157	258
1.5	225	371	218	359
2.0	290	478	287	473
2.5	350	577	345	569
3.0	397	655	394	650
4.0	466	769	450	742
5.0	527	869	500	825
7.0	611	1008	588	970
9.0	688	1136	652	1076

CBR 2.5 mm	42.42	41.82
CBR 5.0 mm	42.62	40.43
Indice CBR %	42.62	40.43



note:

Classe del campione: Q3

Il Direttore
del laboratorio

lo Sperimentatore