

**Diagramma n. 2 prove penetrometriche statiche  
eseguite il 29.09.2015 8 (Var1-CPT1 e Var1-CPT2)  
relative alla Variante 1**



## LEGENDA VALORI DI RESISTENZA FATTORI DI CONVERSIONE

**Strumento utilizzato:**
**Pagani TG63-100 - 0**
**Caratteristiche:**

- punta conica meccanica  $\varnothing$  35.7 mm, area punta  $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- punta conica meccanica angolo di apertura:  $\alpha = 60^\circ$
- manicotto laterale di attrito tipo 'Begemann' ( $\varnothing = 35.7 \text{ mm} - h = 133 \text{ mm} - A_m = 150 \text{ cm}^2$ )
- velocità di avanzamento costante  $V = 2 \text{ cm/sec}$  ( $\pm 0,5 \text{ cm / sec}$ )
- spinta max nominale dello strumento  $S_{max}$  variabile a seconda del tipo
- costante di trasformazione  $CT = \text{SPINTA (Kg)} / \text{LETTURA DI CAMPAGNA}$   
(dato tecnico legato alle caratteristiche del penetrometro utilizzato, fornito dal costruttore)

fase 1 - resistenza alla punta:  $q_c \text{ (MPa)} = (L_1) \times CT / 10$

fase 2 - resistenza laterale locale:  $f_s \text{ (kPa)} = [(L_2) - (L_1)] \times CT / 150$

fase 3 - resistenza totale :  $R_t \text{ (kPa)} = (L_t) \times CT$

- Prima lettura = lettura di campagna durante l' infissione della sola punta ( fase 1 )
- Seconda lettura = lettura di campagna relativa all'infissione di punta e manicotto ( fase 2 )
- Terza lettura = lettura di campagna relativa all'infissione delle aste esterne ( fase 3 )

N.B. : la spinta  $S \text{ (Kg)}$ , corrispondente a ciascuna fase, si ottiene moltiplicando la corrispondente lettura di campagna  $L$  per la costante di trasformazione  $CT$ .

N.B. : causa la distanza intercorrente ( 20 cm circa ) fra il centro del manicotto laterale e la punta conica del penetrometro, la resistenza laterale locale  $f_s$  viene computata 20 cm sopra la punta.

**CONVERSIONI**

1 kN (kiloNewton) = 1000 N  $\approx$  100 kg = 0,1 t

1 MN (megaNewton) = 1.000 kN = 1.000.000 N  $\approx$  100 t

1 kPa (kiloPascal) = 1 kN/m<sup>2</sup> = 0,001 MN/m<sup>2</sup> = 0,001 MPa  $\approx$  0,1 t/m<sup>2</sup> = 0,01 kg/cm<sup>2</sup>

1 MPa (megaPascal) = 1 MN/m<sup>2</sup> = 1.000 kN/m<sup>2</sup> = 1000 kPa  $\approx$  100 t/m<sup>2</sup> = 10 kg/cm<sup>2</sup>

1 kg/cm<sup>2</sup> = 10 t/m<sup>2</sup>  $\approx$  100 kN/m<sup>2</sup> = 100 kPa = 0,1 MN/m<sup>2</sup> = 0,1 MPa

1 t = 1000 kg  $\approx$  10 kN

# LEGENDA VALUTAZIONI LITOLOGICHE CORRELAZIONI GENERALI

Valutazioni in base al rapporto:  $F = (qc / fs)$

Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977

Valide in via approssimata per terreni immersi in falda :

$F = qc / fs$	NATURA LITOLOGICA	PROPRIETA'
$F \leq 1470 \text{ kPa}$	TORBE ED ARGILLE ORGANICHE	COESIVE
$1470 \text{ kPa} < F \leq 2940 \text{ kPa}$	LIMI ED ARGILLE	COESIVE
$2940 \text{ kPa} < F \leq 5880 \text{ kPa}$	LIMI SABBIOSI E SABBIE LIMOSE	GRANULARI
$F > 5880 \text{ kPa}$	SABBIE E SABBIE CON GHIAIA	GRANULARI

Vengono inoltre riportate le valutazioni stratigrafiche fornite da Schmertmann (1978), ricavabili in base ai valori di  $qc$  e di  $FR = (fs / qc) \%$  :

- AO = argilla organica e terreni misti
- Att = argilla (inorganica) molto tenera
- At = argilla (inorganica) tenera
- Am = argilla (inorganica) di media consistenza
- Ac = argilla (inorganica) consistente
- Acc = argilla (inorganica) molto consistente
- ASL = argilla sabbiosa e limosa
- SAL = sabbia e limo / sabbia e limo argilloso
- Ss = sabbia sciolta
- Sm = sabbia mediamente addensata
- Sd = sabbia densa o cementata
- SC = sabbia con molti fossili, calcareniti

Secondo Schmertmann il valore della resistenza laterale da usarsi, dovrebbe essere pari a:

- $1/3 \pm 1/2$  di quello misurato , per depositi sabbiosi
- quello misurato ( inalterato ) , per depositi coesivi.

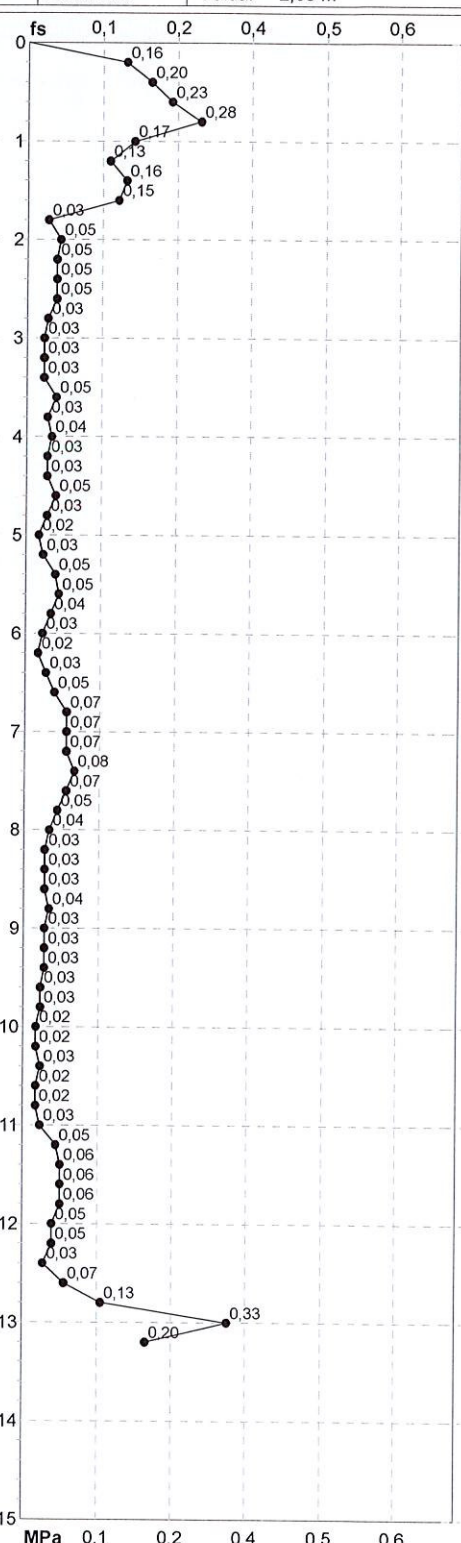
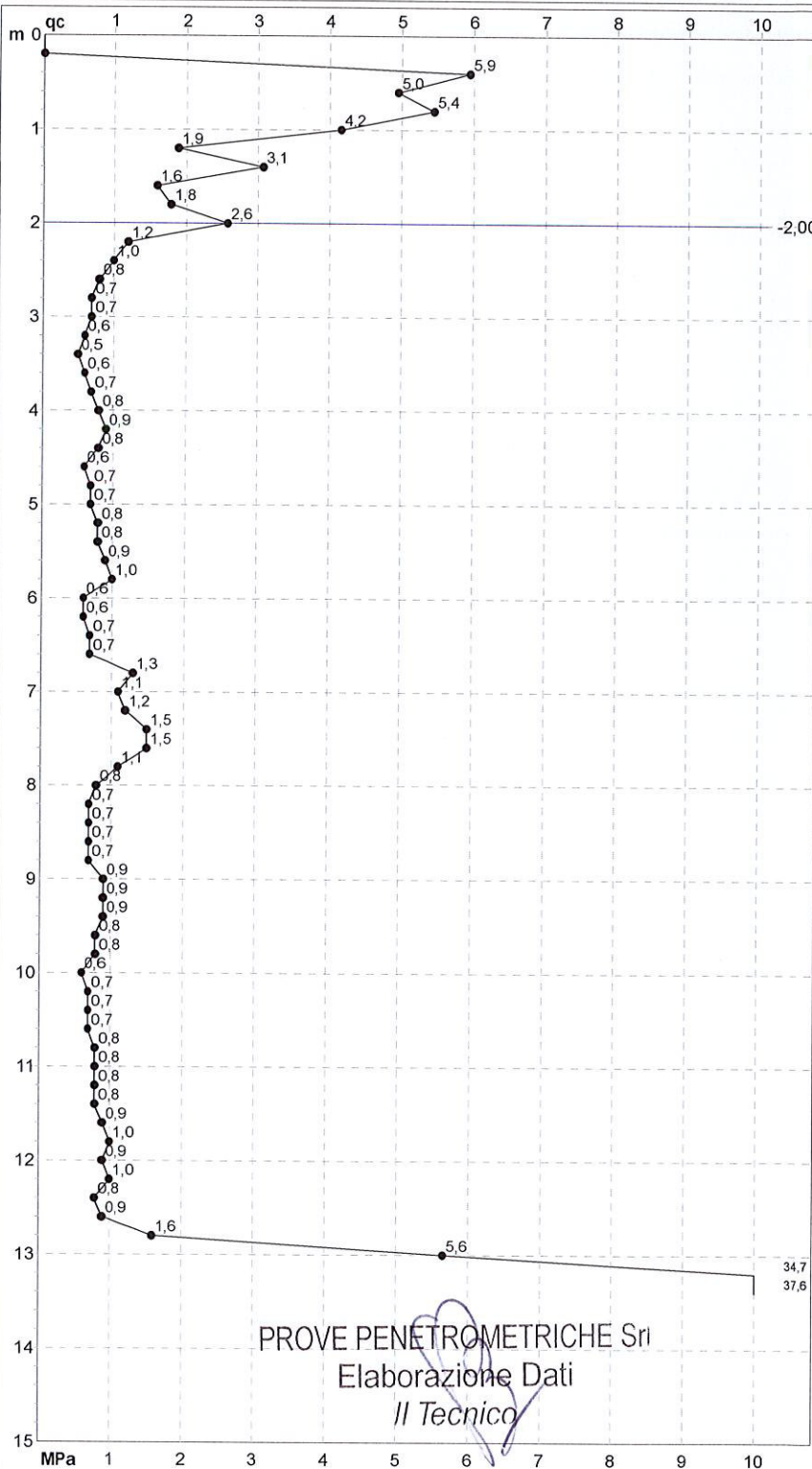
# PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

## DIAGRAMMI DI RESISTENZA

<b>CPT</b>	<b>1</b>
riferimento	<b>083-2015</b>

Committente: **Studio Arkigeo per Sig. Matteo Rossi**  
 Cantiere: **Studio terreno di fondazione**  
 Località: **San Cesario s.P. (MO), fraz. Sant'Anna, via Togliatti 11/A**

U.M.: **MPa**      Data exec.: **28/09/2015**  
 Scala: **1:75**  
 Pagina: **2/2**      Quota inizio:  
 Elaborato:      Falda: **-2,00 m**



PROVE PENETROMETRICHE Srl  
 Elaborazione Dati  
*Il Tecnico*

Penetrometro: <b>Pagani TG63-100</b>	Preforo: <b>m</b>
Responsabile: <b>Dott. Geol. Salvatore Mucci</b>	Corr.astine: <b>kN/ml</b>
Assistente:	Cod. punta:

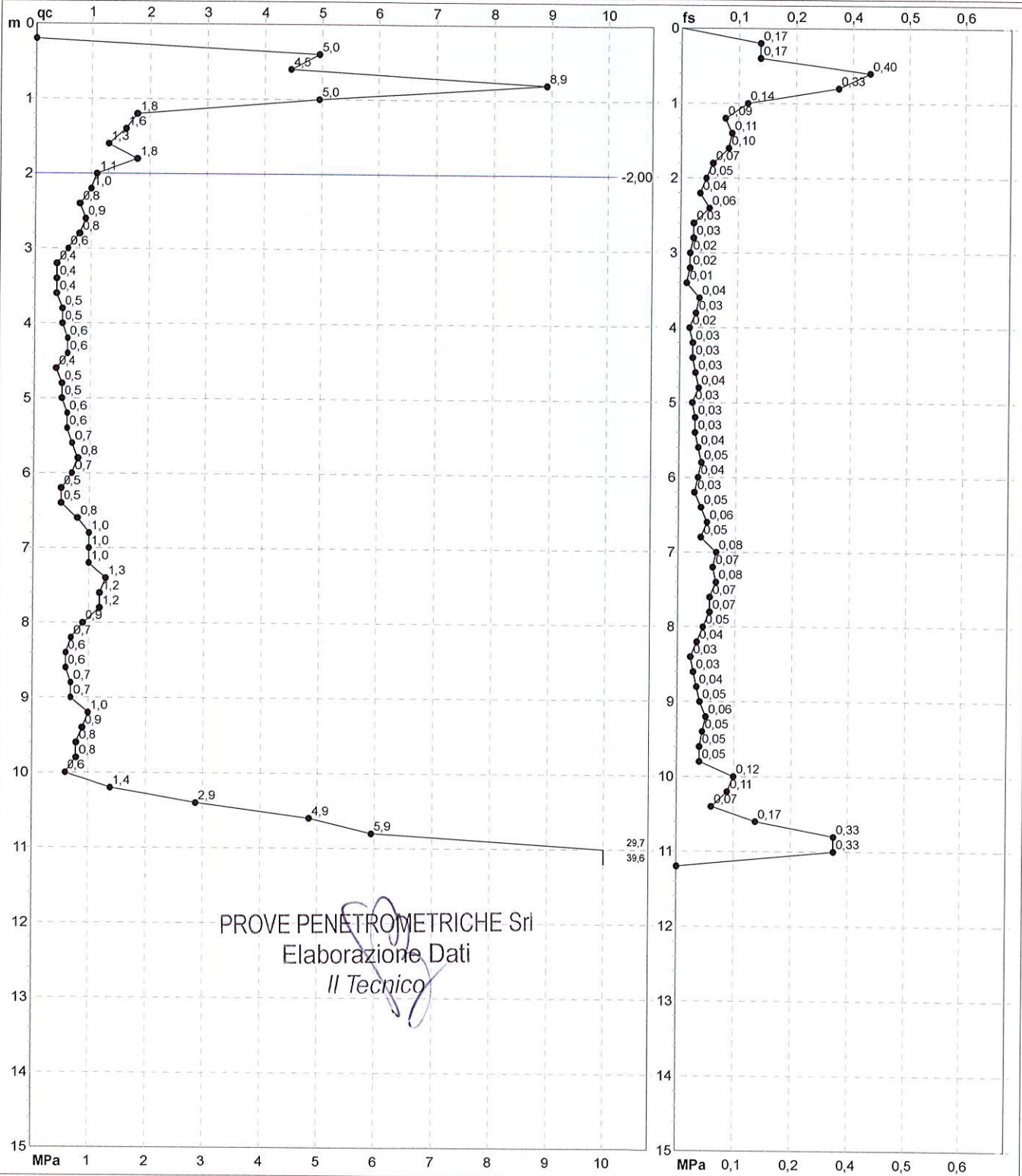
# PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

## DIAGRAMMI DI RESISTENZA

<b>CPT</b>	<b>2</b>
riferimento	<b>083-2015</b>

Committente: **Studio Arkigeo per Sig. Matteo Rossi**  
 Cantiere: **Studio terreno di fondazione**  
 Località: **San Cesario s.P. (MO), fraz. Sant'Anna, via Togliatti 13/A**

U.M.: **MPa**      Data eseg.: **28/09/2015**  
 Scala: **1:75**  
 Pagina: **2/2**  
 Elaborato:      Quota inizio:      Falda: **-2,00 m**



Penetrometro: <b>Pagani TG63-100</b>	Preforo: <b>m</b>
Responsabile: <b>Dott. Geol. Salvatore Mucci</b>	Corr.astine: <b>kN/ml</b>
Assistente:	Cod. punta:

# PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

## DIAGRAMMI LITOLOGIA

**CPT**

**1**

referimento

**083-2015**

Committente: Studio Arkigeo per Sig. Matteo Rossi

Cantiere: Studio terreno di fondazione

Località: San Cesario s.P. (MO), fraz. Sant'Anna, via Togliatti 11/A

U.M.: MPa

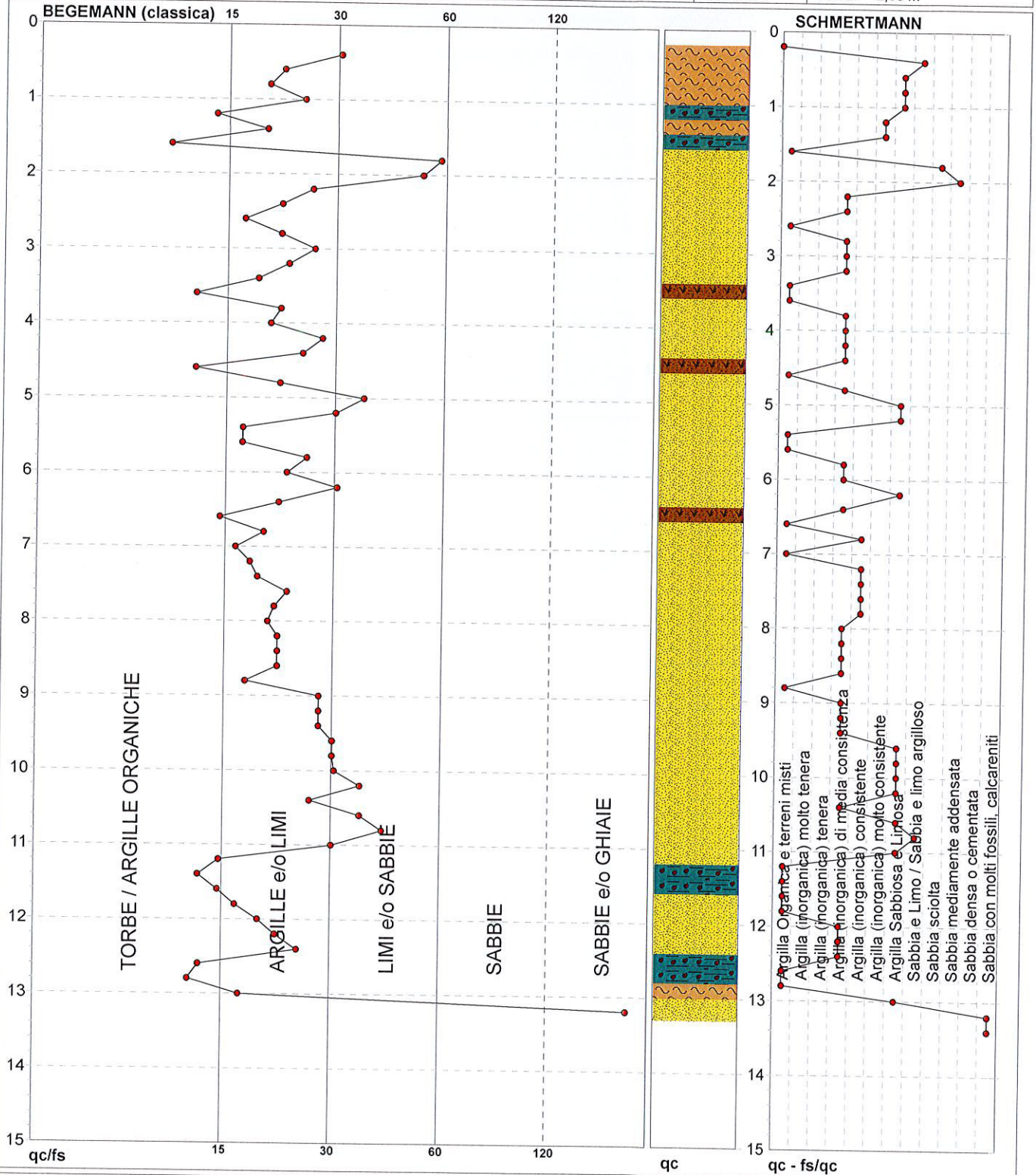
Data eseg.: 28/09/2015

Scala: 1:75

Pagina: 1

Elaborato:

Falda: -2,00 m



Torbe / Argille org. :	10 punti, 13,51%	Argilla Organica e terreni misti:	16 punti, 21,62%	Argilla Sabbiosa e Limosa:	13 punti, 17,57%
Argille e/o Limi :	49 punti, 66,22%	Argilla (inorganica) media consist.:	24 punti, 32,43%	Sabbia e Limo / Sabbia e limo arg.:	2 punti, 2,70%
Limi e/o Sabbie :	6 punti, 8,11%	Argilla (inorganica) consistente:	5 punti, 6,76%	Sabbia sciolta:	1 punto, 1,35%
		Argilla (inorganica) molto consist.:	2 punti, 2,70%	Sabbia mediamente addensata:	1 punto, 1,35%
Sabbie e/o Ghiaie :	1 punto, 1,35%			Sabbia con molti fossili, calcareniti:	1 punto, 1,35%

FON018

Software by dott. Geol. Diego Merlin 0425-840820

# PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

## DIAGRAMMI LITOLOGIA

**CPT**

**2**

riferimento

**083-2015**

Committente: Studio Arkigeo per Sig. Matteo Rossi

Cantiere: Studio terreno di fondazione

Località: San Cesario s.P. (MO), fraz. Sant'Anna, via Togliatti 13/A

U.M.: MPa

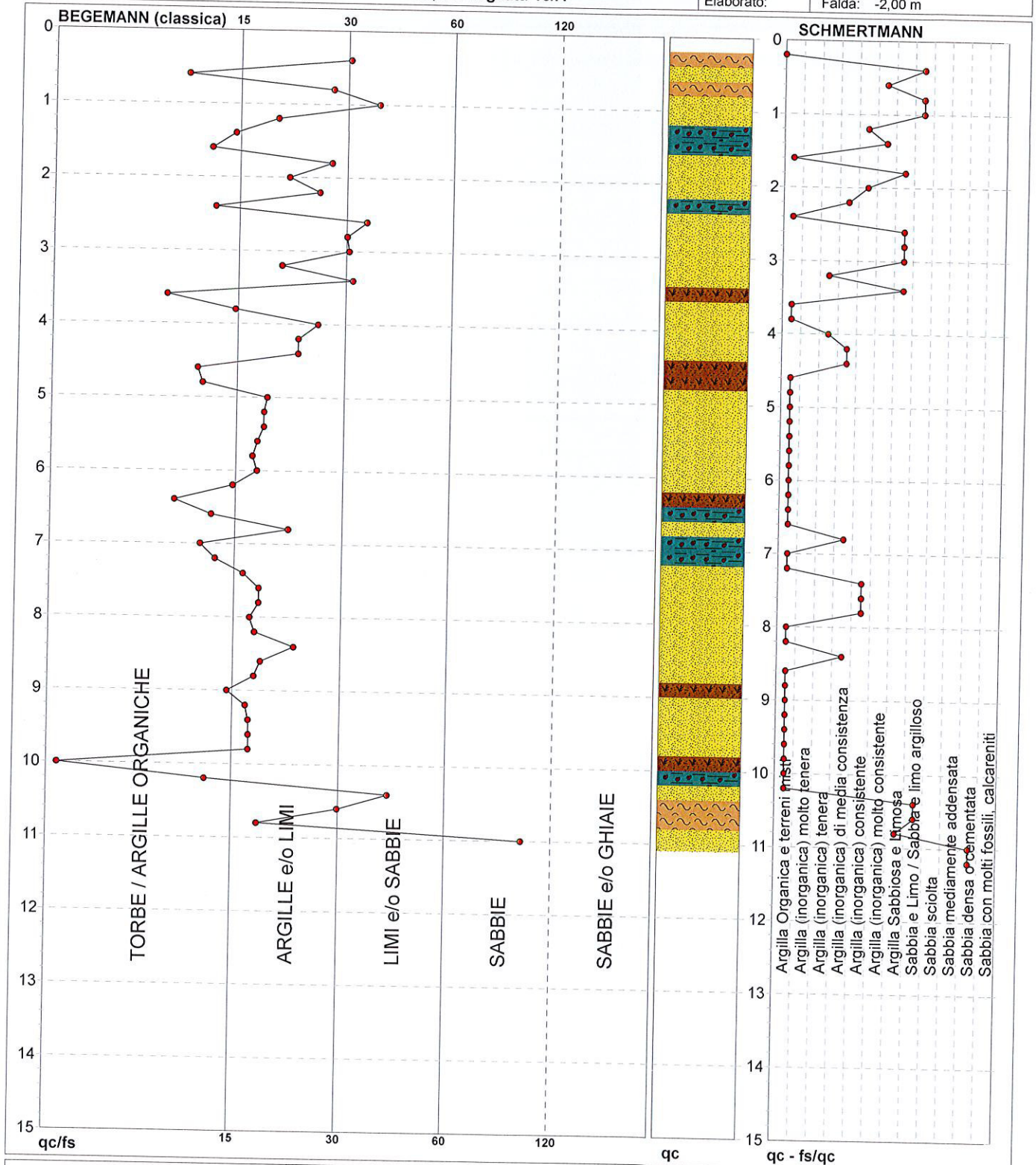
Data esec.: 28/09/2015

Scala: 1:75

Pagina: 1

Elaborato:

Falda: -2,00 m



Torbe / Argille org. :	35 punti, 47,30%	Argilla Organica e terreni misti:	28 punti, 37,84%	Argilla Sabbiosa e Limosa:	6 punti, 8,11%
Argille e/o Limi :	35 punti, 47,30%	Argilla (inorganica) tenera:	2 punti, 2,70%	Sabbia e Limo / Sabbie e limo arg.:	5 punti, 6,76%
Limi e/o Sabbie :	4 punti, 5,41%	Argilla (inorganica) media consist.:	5 punti, 6,76%	Sabbia densa o cementata:	1 punto, 1,35%
Sabbie:	1 punto, 1,35%	Argilla (inorganica) consistente:	5 punti, 6,76%		
		Argilla (inorganica) molto consist.:	2 punti, 2,70%		

FON018

Software by dott. Geol. Diego Merlin 0425-840820

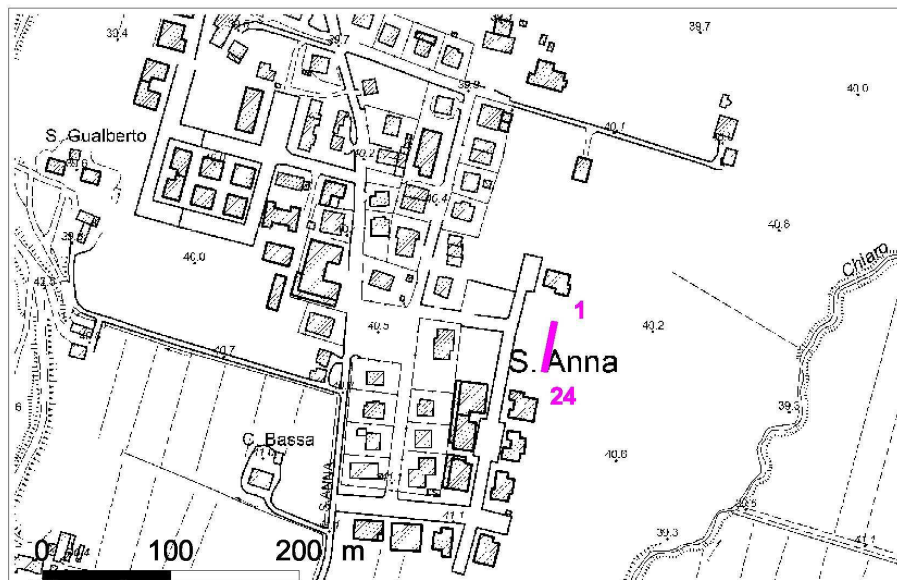


**Estratto prova sismica tipo MASW  
da Bibliografia,  
relativa alla Variante 1**



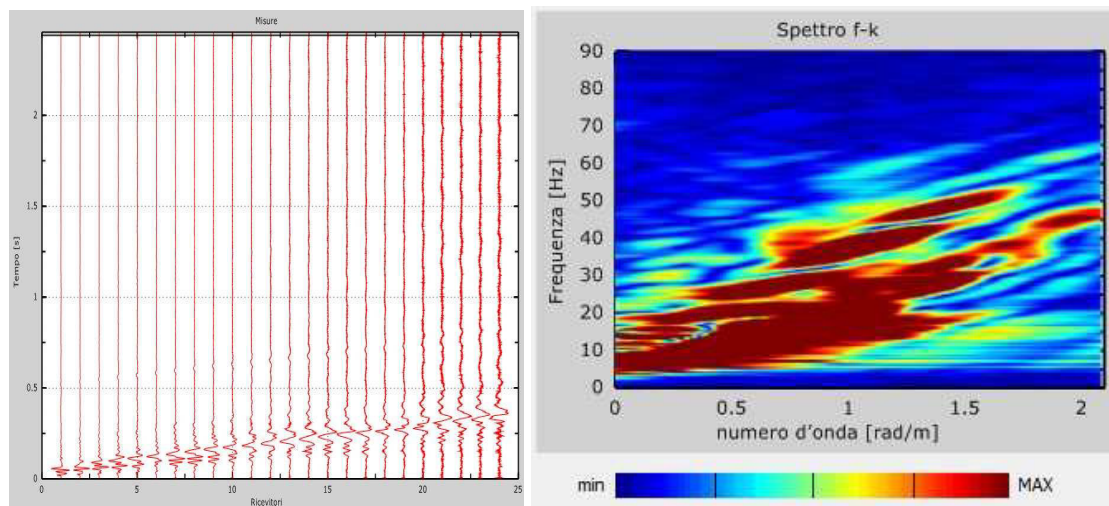
## MASW 2

### Ubicazione

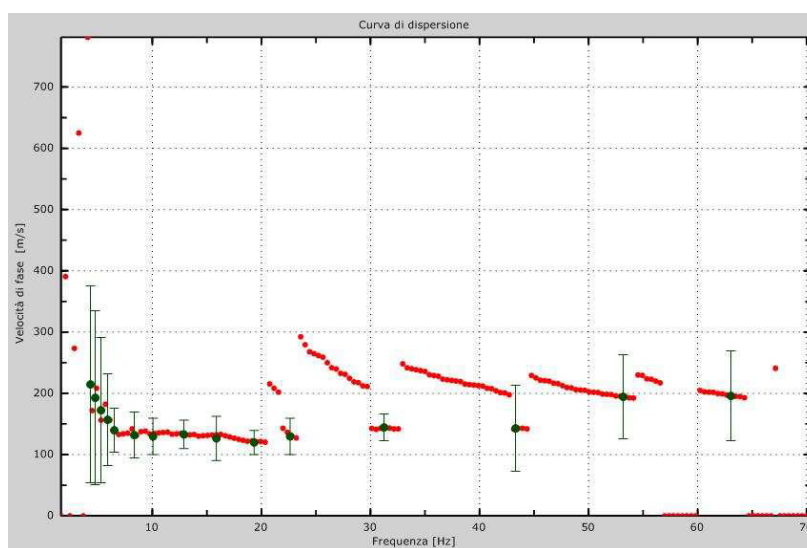


## MASW 2

### Sismogrammi e spettro f-k

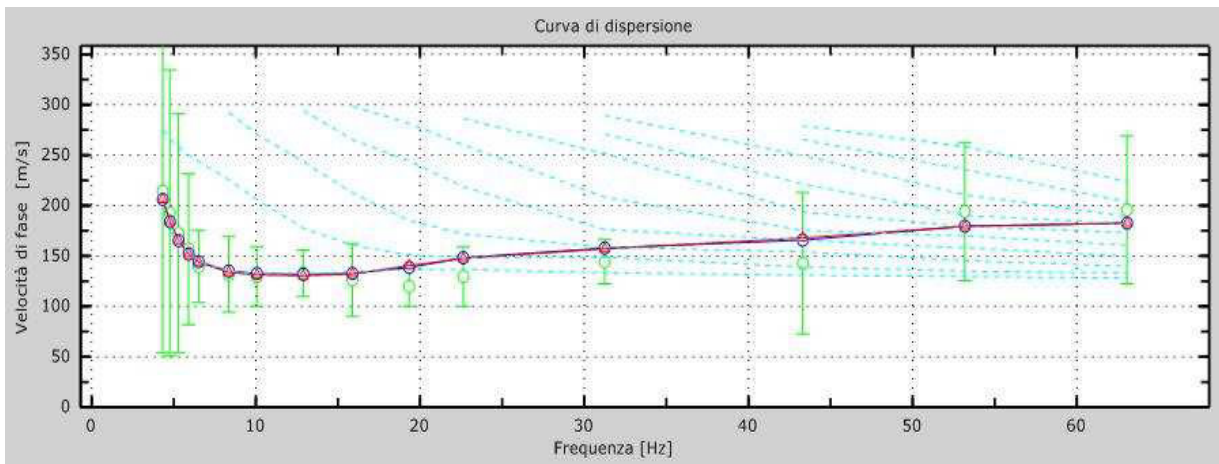


### Curva sperimentale e picking

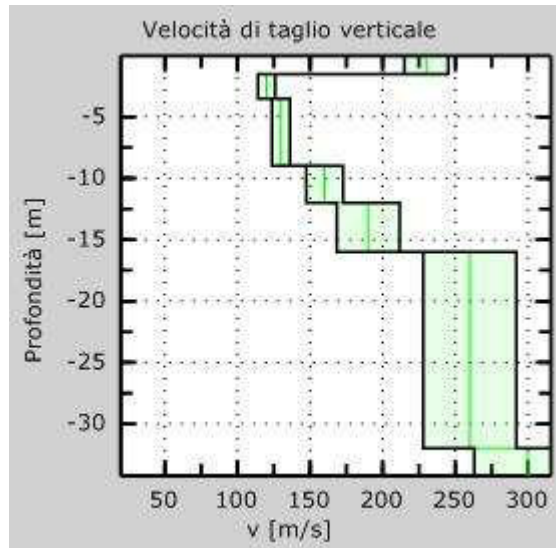


## MASW 2

Accordo tra *picking* della curva sperimentale (in verde) e curva relativa al modello di profilo verticale di velocità (curva effettiva in blu-discrepanza 8%, curva apparente in rosso-discrepanza 8%). In turchese modi di Rayleigh relativi al modello di profilo verticale di velocità.



Modello di profilo verticale di velocità (incertezza 0.1 sigma-8%)



## MASW 2

La modellazione diretta (eseguita tenendo conto anche dei dati geognostici disponibili) ha portato alla definizione di un modello di profilo verticale di velocità caratterizzato da velocità  $V_s < 200$  m/s entro una profondità di 16 m riconducibili a terreni prevalentemente limo argillosi. A profondità maggiori, il modello di velocità prevede valori di  $V_s$  più alti (260 m/s). I dati stratigrafici suggerirebbero la presenza di un banco grossolano di alcuni metri di spessore a circa 12-15 m dal p.c., sovrastante terreni prevalentemente pelitici. In zona non sono state reperite informazioni relative alla profondità del tetto del primo orizzonte significativo di ghiaie il quale potrebbe posizionarsi oltre i 20 m dal p.c.

La curva sperimentale presenta alle alte frequenze un andamento non regolare (segmenti ai modi superiori) probabilmente legato a terreni non omogenei (rimaneggiati trattandosi di parco urbano) nei primi metri superficiali di sottosuolo. Nel *picking* dei dati sperimentali si è volutamente data minore importanza al tratto di curva oltre i 20 Hz, per non esaltare la disomogeneità di questo spessore superficiale relativamente modesto.

Caratteristiche degli strati che compongono il modello di profilo di velocità per MASW2

Descrizione	Spessore (m)	Profondità base (m)	Densità (kg/m <sup>3</sup> )	Coefficiente di Poisson	Vs (m/s)	Vp (m/s)
Limi e argille prevalenti	1,5	-1,5	1800	0,3	230	430
Limi e argille prevalenti	2	-3,5	1800	0,48	120	612
Limi e argille prevalenti	5,5	-9	1800	0,48	130	663
Limi e argille prevalenti	3	-12	1800	0,48	160	816
?Ghiaie sabbiose e argille	4	-16	1800	0,48	190	969
?	14	-30	1800	0,48	260	1326

Dal modello di profilo verticale di velocità si ricava un valore di  $V_{s30}$  pari a circa 188 m/s.

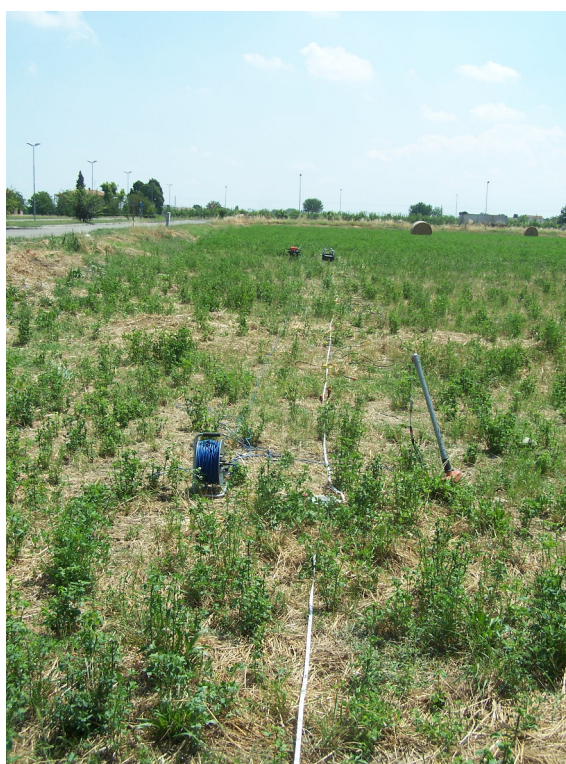
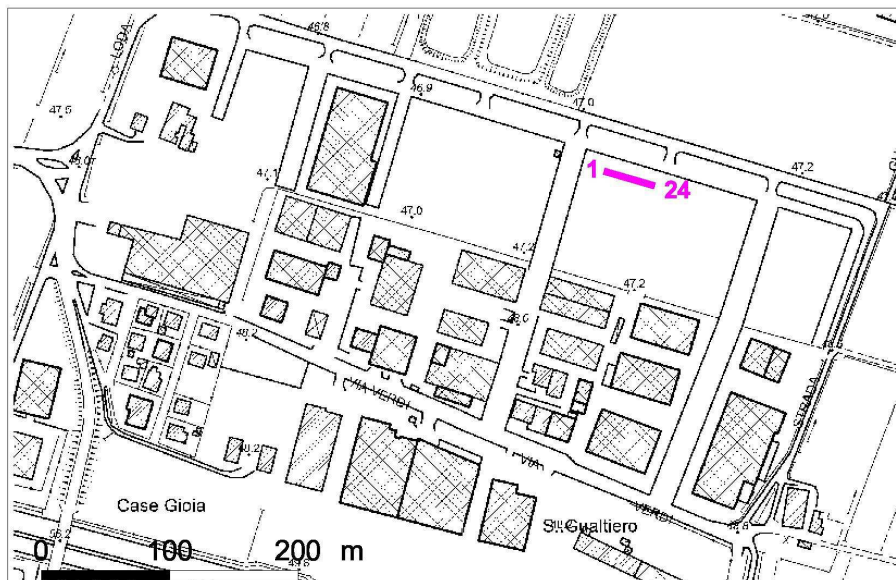
**Estratto prova sismica tipo MASW  
da Bibliografia,  
relativa alla Variante 2**





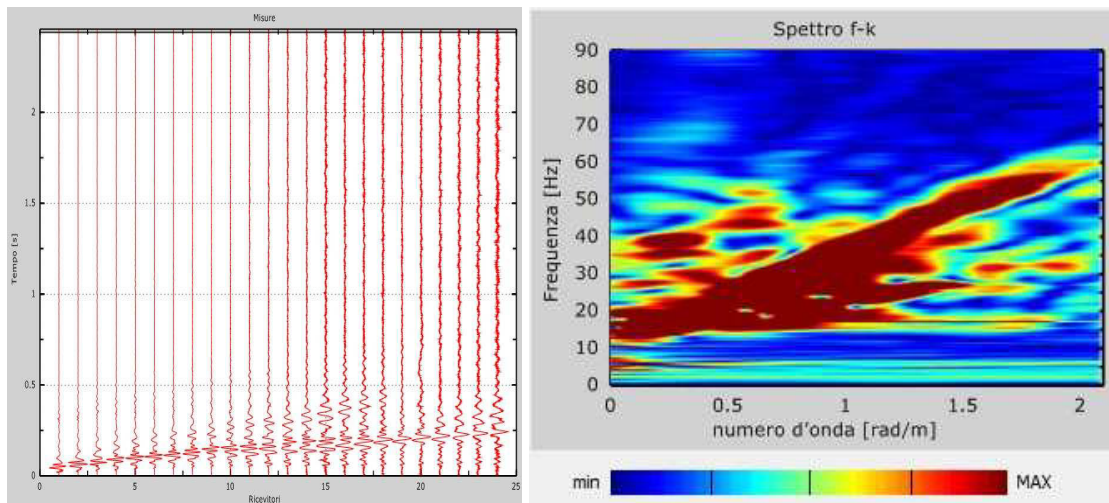
## MASW 4

### Ubicazione

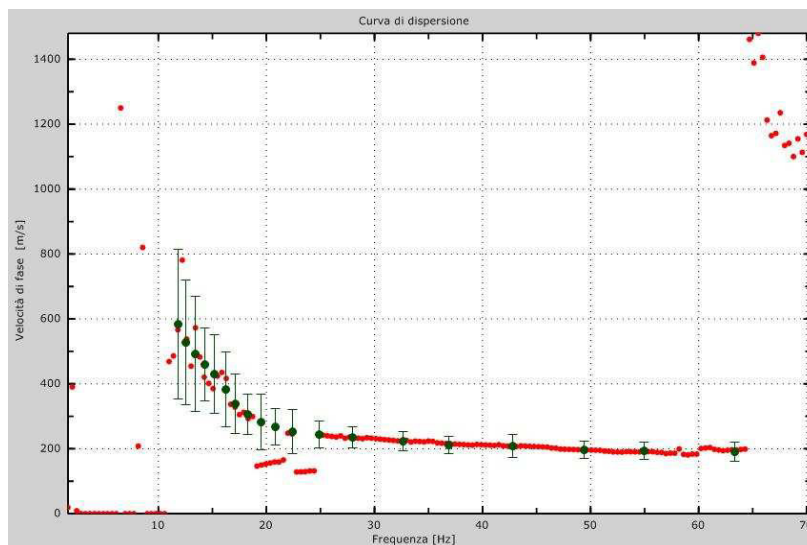


## MASW 4

### Sismogrammi e spettro f-k

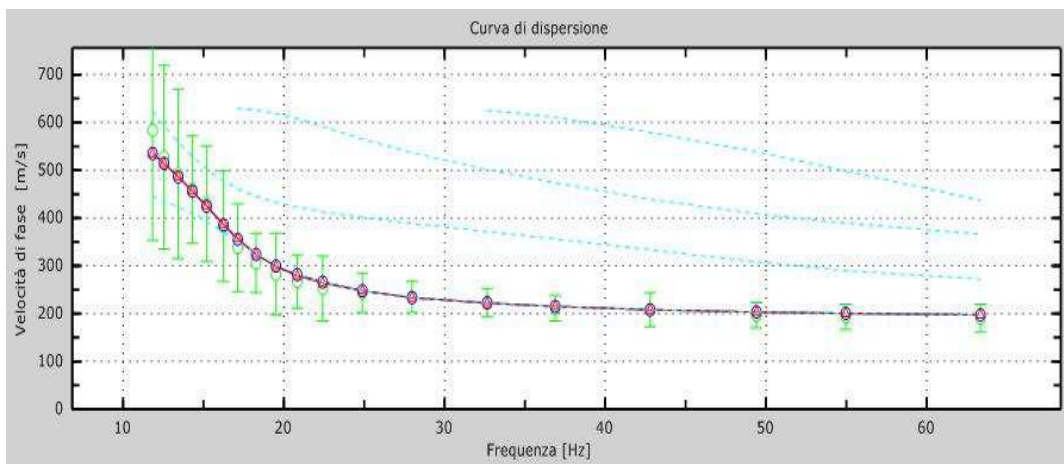


### Curva sperimentale e picking

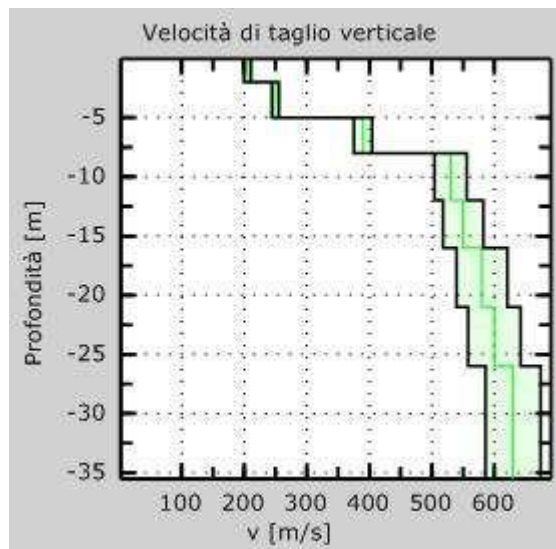


## MASW 4

Accordo tra *picking* della curva sperimentale (in verde) e curva relativa al modello di profilo verticale di velocità (curva effettiva in blu-discrepanza 4%, curva apparente in rosso-discrepanza 4%). In turchese modi di Rayleigh relativi al modello di profilo verticale di velocità.



Modello di profilo verticale di velocità (incertezza 0.1 sigma-8%)



## MASW 4

La modellazione diretta (eseguita tenendo conto anche dei dati geognostici disponibili) ha portato alla definizione di un modello di profilo verticale di velocità piuttosto semplice per la nota presenza di depositi ghiaiosi pluridecametrici a profondità relativamente bassa. Tale stratigrafia è confermata dai valori di velocità Vs relativamente alti rispetto ai depositi di copertura superficiali pedogenizzati, tanto che il modello prevede Vs di 390 m/s già a 5 m dal p.c.

Caratteristiche degli strati che compongono il modello di profilo di velocità per MASW4

Descrizione	Spessore (m)	Profondità base (m)	Densità (kg/m <sup>3</sup> )	Coefficiente di Poisson	Vs (m/s)	Vp (m/s)
Lmi e suolo limoso con ciottoli sparsi	2	-2	1800	0,35	205	427
	3	-5	1800	0,35	250	520
Ghiaie prevalenti	3	-8	1800	0,35	390	812
Ghiaie prevalenti	4	-12	1800	0,35	530	1103
Ghiaie prevalenti	4	-16	1800	0,35	550	1145
Ghiaie prevalenti	5	-21	1800	0,48	580	2957
Ghiaie prevalenti	5	-26	1800	0,48	600	3059
Ghiaie prevalenti	4	-30	1800	0,48	630	3212

Dal modello di profilo verticale di velocità si ricava un valore di Vs30 pari a circa 454 m/s.

**Estratto da «Norme di Attuazione»  
del PTCP 2009  
della Provincia di Modena**



2. Disposizioni per le zone di protezione delle acque sotterranee nel territorio di pedecollina-pianura

2.1 Nelle aree di ricarica della falda descritte al precedente comma 1 lett. a, al fine della tutela qualitativa e quantitativa delle risorse idriche sotterranee utilizzate per scopo idropotabile, valgono le disposizioni ed i divieti riportati alle successive lettere:

2.1.a nei settori di ricarica di tipo A, B, C, e D di cui al comma 1 lett. a.1, a.2, a.3, a.4 vanno rispettate le seguenti disposizioni:

a.1(D)le attività agrozootecniche ed in particolare quelle relative allo spandimento sui suoli agricoli di effluenti zootecnici e fertilizzanti, vanno effettuate nel rispetto delle disposizioni contenute nell'articolo 12B comma 4 delle presenti Norme (in relazione alla definizione delle zone vulnerabili e non vulnerabili da nitrati di origine agricola);

a.2(I) ai fini del conseguimento degli obiettivi di qualità ambientale definiti all'art. 13A delle presenti Norme, lo smaltimento di liquami zootecnici sul suolo deve essere fortemente limitato, a favore di un corretto utilizzo agronomico privilegiando, ove possibile, l'utilizzo dell'esistente impiantistica per il trattamento dei reflui zootecnici, fino ad esaurimento delle relative capacità residue di trattamento; la Provincia, nello svolgimento delle proprie funzioni amministrative connesse all'utilizzazione agronomica degli effluenti di allevamento e delle acque reflue (di cui al Capo III della L.R. 4/2007) deve adoperarsi in tal senso, anche promuovendo la realizzazione di nuovi impianti per il trattamento dei reflui zootecnici;

a.3(D)le aziende agrozootecniche che effettuano operazioni di distribuzione degli effluenti sul campo devono attivare pratiche agronomiche tali da prevenire la dispersione di nutrienti e fitofarmaci nelle falde acquifere, nonché applicare il Codice di Buona Pratica Agricola, approvato con D.M. 19 aprile 1999 (Direttiva CEE 91/676); per le aziende che ricevono il sostegno finanziario, ai sensi della Politica Agricola Comune (PAC), deve essere garantito il rispetto della condizionalità, istituita dal Reg. (CE) n.1782/2003 (D.M. 5/08/2004 "Disposizioni per l'attuazione della riforma della politica agricola comune") di seguito elencata:

- i Criteri di Gestione Obbligatoria (CGO), elencati nell'allegato III del suddetto Regolamento;
- le norme, elencate nell'allegato IV del suddetto Regolamento, finalizzate al mantenimento in Buone Condizioni Agronomiche ed Ambientali delle terre agricole (BCAA), specialmente quelle non più utilizzate a fini di produzione;

a.4(P)ai fini del monitoraggio del bilancio idrico sotterraneo, anche per le utenze irrigue si fa obbligo dell'installazione e manutenzione in regolare stato di funzionamento di dispositivi per la misurazione delle portate e dei volumi d'acqua emunta, e di comunicazione annuale dei dati al competente Servizio tecnico regionale ed alla Provincia, secondo le disposizioni di cui al successivo art. 13C, comma 2, lett. d.3.2;

a.5(D)i Comuni in sede di formazione e adozione degli strumenti urbanistici generali o di varianti di adeguamento alle presenti disposizioni, recepiscono le seguenti direttive:

- deve essere applicata, ed eventualmente approfondita con particolare riferimento agli ambiti definiti a classi di sensibilità 1 e 2 (Carta n. 3.1), la disciplina relativa alle "misure per la prevenzione, la messa in sicurezza o riduzione del rischio relative ai centri di pericolo di cui all'art. 45, comma 2 lett. a2

delle norme del PTA" riportata nell'omonimo Allegato 1.4 alle presenti norme;

- nelle aree urbane comprese nelle classi di sensibilità 1 (Carta n. 3.1) devono in particolare essere privilegiati gli interventi di completamento o ampliamento orientati a destinazioni d'uso di tipo residenziale, direzionale, commerciale o di servizio;
- i sistemi fognari pubblici e privati devono essere realizzati con tecnologie e materiali atti a garantirne la perfetta tenuta, con particolare riferimento al collegamento tra il collettore e i pozzetti d'ispezione, al fine di precludere ogni rischio d'inquinamento. Le medesime garanzie costruttive debbono essere riservate anche agli altri manufatti in rete (es. impianti di sollevamento ecc.) e alle strutture proprie degli impianti di depurazione. Per le reti ed i manufatti fognari esistenti deve essere prevista una verifica della tenuta idraulica, anche ai sensi della disciplina delle "misure per la prevenzione, la messa in sicurezza o riduzione del rischio relative ai centri di pericolo", di cui all'Allegato 1.4 alle presenti norme, cui si rimanda anche per gli scarichi di acque reflue industriali contenenti sostanze pericolose. I regolamenti urbanistici comunali devono contenere disposizioni in tal senso;

a.6(P) la localizzazione di nuovi insediamenti industriali considerati a rischio di incidenti rilevanti ai sensi del D.Lgs. 334/1999 come modificato e integrato dal D.Lgs. 238/05 ("Attuazione della direttiva 2003/105/CE, che modifica la 96/82/CE, sul controllo dei pericoli di incidenti rilevanti connessi con determinate sostanze pericolose") deve essere effettuata sulla base delle disposizioni contenute nell'art. 61 delle presenti norme

2.1.b nei settori di ricarica di tipo A, B, C e D di cui al comma 1 lett. a.1, a.2, a.3, a.4 sono vietati:

b.1(P) lo spandimento, ai sensi del D.Lgs. 99/1992, di fanghi derivanti dai processi di depurazione delle acque reflue (provenienti da insediamenti civili e produttivi, ad esclusione di quelli appartenenti al settore agro-alimentare), prodotti all'esterno dei settori suddetti;

b.2(P) gli scarichi diretti nelle acque sotterranee e nel sottosuolo ai sensi dell'art. 104, comma 1 D.Lgs. 152/2006 e s.m.i., con le deroghe previste ai successivi commi del medesimo articolo;

b.3(P) gli scarichi nel suolo e negli strati superficiali del sottosuolo fatta eccezione, oltre ai casi previsti dall'art. 103 del D.Lgs. 152/2006 e s.m.i.:

- per gli scarichi relativi alla categoria "a) dispersione sul suolo di acque reflue, anche se depurate" di cui alla disciplina delle "misure per la prevenzione, la messa in sicurezza o riduzione del rischio relative ai centri di pericolo" di cui all'Allegato 1.4 alle presenti norme;
- per gli scarichi di fognature bianche al servizio di aree a destinazione residenziale;
- per gli scarichi derivanti da scolmatori di piena, al servizio di reti fognarie unitarie, sottese ad aree ad esclusiva destinazione

residenziale, se dotati di adeguati sistemi di gestione di acque di prima pioggia, di cui al successivo art. 13B comma 3;

b.4(D) la realizzazione di nuovi allevamenti zootecnici intensivi assoggettati al regime di autorizzazione integrata ambientale come individuati nell'Allegato I del D.Lgs. 59/2005, attuazione della Direttiva 96/61/CE, nonché la realizzazione di nuovi allevamenti che non posseggano un adeguato rapporto fra capi allevati e terreno a titolo reale di godimento disponibile per lo spandimento;

b.5(P) nei settori di ricarica di tipo D sono vietati nuovi ambiti residenziali e produttivi. Il recupero a scopo residenziale del patrimonio edilizio esistente, qualora previsto dagli strumenti urbanistici comunali, è possibile nel rispetto delle prescrizioni di cui alla Delibera di Giunta Regionale n. 1053/2003.



c.4(D) nei settori di ricarica di tipo A, B e D i Comuni, al fine di favorire il processo di ricarica della falda e di limitare l'impermeabilizzazione dei suoli, devono promuovere il mantenimento delle superfici coltivate attraverso la limitazione delle destinazioni urbanistiche che comportino nuova urbanizzazione.

A tale fine nella formazione dei Piani Strutturali Comunali o nella redazione di varianti ai PRG, il comune calcola l'estensione complessiva delle aree di ricarica della falda (settori A, B, D) interessate da nuove destinazioni urbanistiche che comportano l'impermeabilizzazione del suolo, e l'estensione delle aree in cui è prevista una riduzione dell'impermeabilizzazione rispetto allo stato di fatto (ad es. aree produttive dismesse classificate come ambiti da riqualificare). Il bilancio relativo deve essere tale da garantire, anche attraverso misure compensative, il mantenimento degli apporti di ricarica naturale della falda almeno ai livelli precedenti l'adozione dello strumento urbanistico.

Il bilancio sopra citato deve essere riportato nella Relazione illustrativa del PSC o della Variante al PRG.

Nel caso in cui il bilancio delle previsioni urbanistiche evidenzii un incremento di superfici impermeabilizzate rispetto allo stato di fatto, la normativa del PSC deve prevedere espressamente (anche attraverso i necessari rimandi al RUE, al POC e agli strumenti attuativi) che in ciascun intervento urbanistico siano adottate misure compensative idonee a garantire un bilancio idrico non sfavorevole, tra cui quelle indicate alle successive lett. c.4.2.

Al fine di limitare il fenomeno dell'impermeabilizzazione dei suoli e favorire l'infiltrazione delle acque meteoriche, gli strumenti urbanistici devono inoltre recepire le seguenti disposizioni:

c.4.1 (D) i Regolamenti Urbanistico-Edilizi ed i Regolamenti Edilizi devono dettare specifiche norme con particolare riferimento alle zone corrispondenti alle classi di sensibilità 1 e 2 (Tavola n. 3.1) di maggiore rilevanza ai fini dell'alimentazione delle falde acquifere sotterranee. Per gli ambiti del territorio urbano definiti dal Capo A-3 dell'Allegato alla L.R. 20/2000, gli strumenti urbanistici comunali definiscono:

- un indice massimo di impermeabilizzazione ovvero un valore minimo di permeabilità residua (vedi art. 55 comma 3 delle norme del PTCP). Nell'Appendice 1 della Relazione di Piano è riportato un metodo per il calcolo dell'incremento teorico di superficie impermeabilizzabile date le caratteristiche del bacino di scolo,
- criteri per ridurre l'effetto dell'impermeabilizzazione delle superfici nei confronti dell'incremento dei tempi di

corrivazione dei deflussi idrici superficiali e della ricarica delle acque sotterranee, prevedendo per i nuovi spazi pubblici o privati destinati a parcheggi, piazzali, ecc. (anche in occasione di rifacimento degli stessi), di cui si prevede che le relative superfici non siano soggette a dilavamento di sostanze pericolose e/o contaminanti le acque di falda, modalità costruttive idonee a consentire l'infiltrazione o la ritenzione anche temporanea delle acque, salvo che tali modalità non debbano essere escluse per comprovati motivi di sicurezza igienico-sanitaria e statica, o per ragioni di tutela di beni culturali e paesaggistici.

- interventi tecnici da adottare per ridurre l'effetto della impermeabilizzazione delle superfici edificate sulla riduzione dei tempi di corrivazione dei deflussi idrici superficiali e della ricarica delle acque sotterranee;

c.4.2 (D) i Regolamenti Urbanistico-Edilizi ed i Regolamenti Edilizi devono recepire i criteri ed i principi della gestione sostenibile delle risorse idriche espressi nella Delibera della Giunta regionale n. 286/2005 "Direttiva concernente Indirizzi per la gestione delle acque di prima pioggia e di lavaggio da aree esterne (art. 39, D.Lgs. 11 maggio 1999, 152)". Nello specifico, con riferimento ai criteri espressi nel punto 3.5 della Direttiva, devono prevedere che nelle aree a destinazione residenziale e produttiva/commerciale debba essere effettuato, ove possibile in relazione alle caratteristiche locali del suolo e di permeabilità, lo smaltimento in loco delle acque meteoriche (eccedenti le quantità stoccate con le tecniche di cui all'art. 13C, comma 2, lett. b.1.1, quarto alinea delle presenti norme), raccolte dalle superfici coperte dei fabbricati e degli insediamenti abitativi, o da altre superfici impermeabili scoperte non suscettibili di essere inquinate con sostanze pericolose e/o contaminanti le acque di falda. Lo smaltimento di tali acque non è considerato "scarico", ai sensi della normativa vigente;

**Diagramma prova penetrometrica statica C085  
da Bibliografia,  
relativa alla Variante 3**





# intergeo s.r.l.

41100 MODENA - VIA A. NARDI, 35 - TEL. (059) 225504 - FAX (059) 220738

prova n° 8 quota P.C.

località P.R.G. S.CESARIO

committente AMM.NE COM.LE

data 22/4/93 operatore DR. REBECCHI

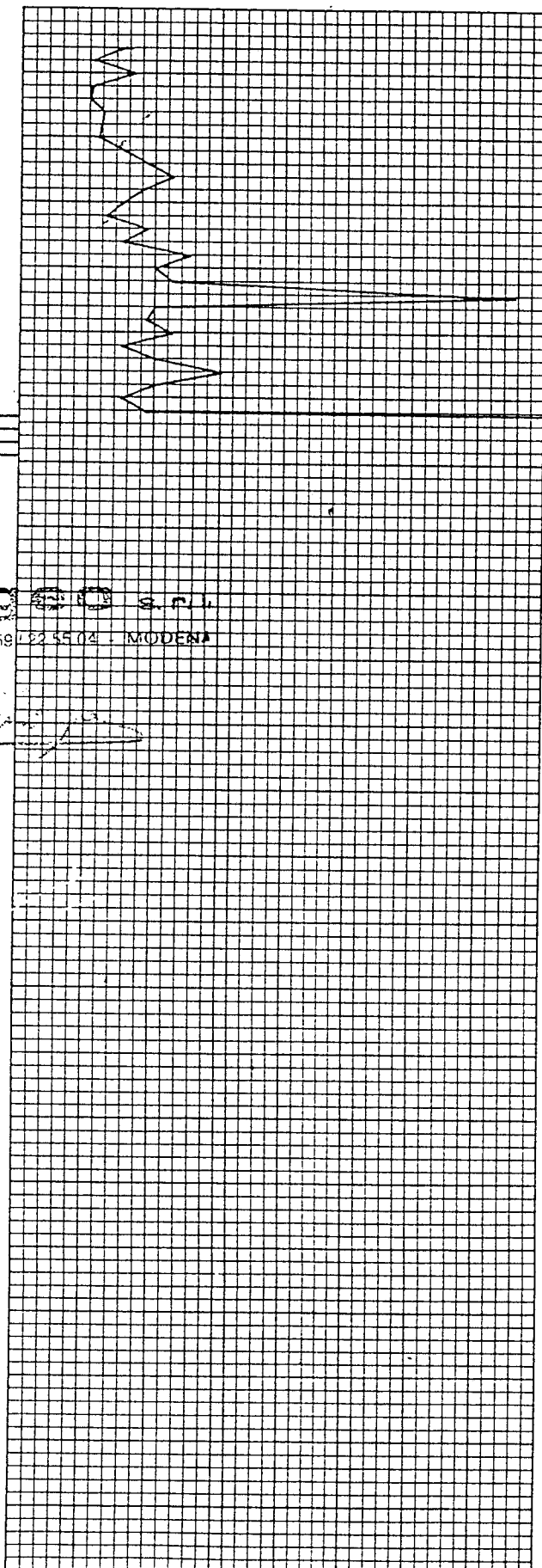
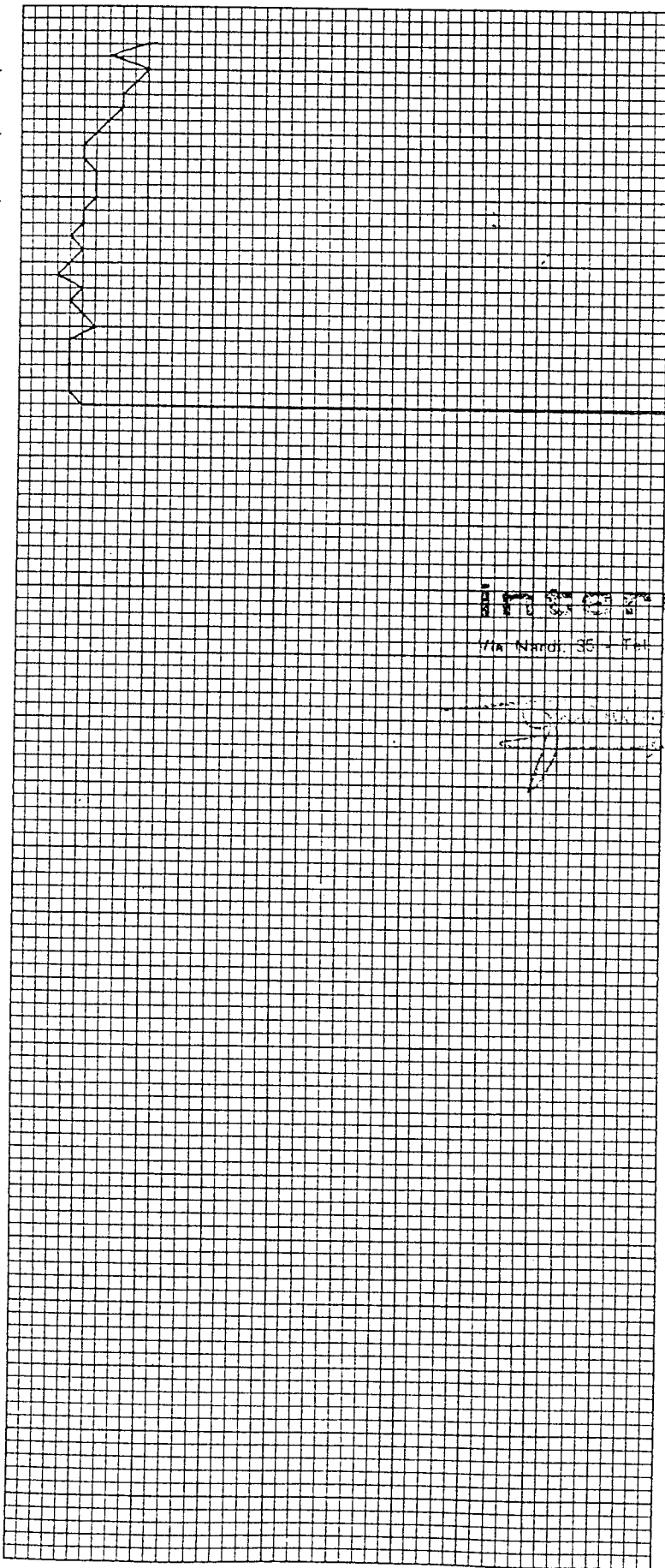
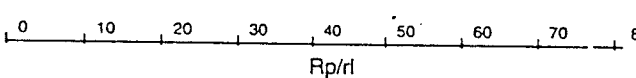
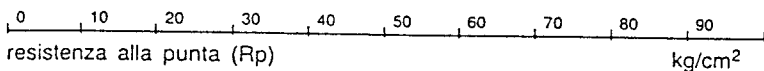
## PENETROMETRO STATICO GOUDA

**C085**

resistenza laterale totale



resistenza alla punta (Rp)



**intergeo s.r.l.**  
 Via Nardi, 35 - Tel. (059) 225504 - MODENA

*[Handwritten signature]*



**Prova sismica tipo MASW  
eseguita nel Settembre 2015,  
relativa alla Variante 3**





Indagine Sismica MASW (SET2015)	Strada Loda Comune di San Cesario (MO)	Dott. Geol. Marco Capitani
------------------------------------	---	----------------------------

## **Indagine Sismica MASW a San Cesario Strada Loda (Comune di San Cesario sul Panaro, Provincia di Modena)**

### ***Premessa***

D'intesa con il Dott. Geol. Giorgio Gasparini è stata eseguita (in data 30 settembre 2015) un'acquisizione di sismica attiva con metodologia MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) nel Comune di San Cesario sul Panaro (MO), Strada Loda (Figura 1).

### ***Strumentazione, geometria e parametri di acquisizione***

È stato utilizzato un sismografo digitale Dolang, modello DBS280, a 24 canali, munito di cavi di 60 metri (lunghezza massima) e di geofoni da 4,5 Hz, per una lunghezza complessiva di 34,5 m di stendimento (1,5 m di distanza intergeofonica). Come sistema di energizzazione è stata impiegata una mazza da 10 Kg, battente su piastra, con chiusura del circuito (*trigger*) a contatto. Sono state eseguite più acquisizioni con *offset* minimo (distanza tra il punto di energizzazione e primo geofono) pari a 3x e 5x (essendo x la distanza intergeofonica: 1,5 m), acquisendo 4096 campioni per ciascuna registrazione, con un passo di campionamento di 0,6 ms. Per verifica, è stata eseguita anche la battuta di ritorno con *offset* minimo pari a 3x.

Per l'elaborazione dei dati è stato utilizzato il *software* MASW (di "Roma e associati").

### ***Interpretazione***

A supporto dell'interpretazione delle registrazioni (eseguita per modellazione diretta) ci si è avvalsi delle informazioni geologico-stratigrafiche reperibili in bibliografia (consultabili sul sito web cartografico del Servizio Geologico Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna).



Figura 1. A sinistra: Estratto da CTR con ubicazione dello stendimento MASW (con indicazione della posizione dei geofoni 1 e 24) e inquadramento territoriale; a destra: stendimento sismico MASW di San Cesario(MO), Loc. Strada Loda, visto dall'estremità del geofono n. 1.

La figura 2 mostra le tracce dei sismogrammi dell'acquisizione sismica attiva (MASW) e lo spettro f-k da essi ricavato.

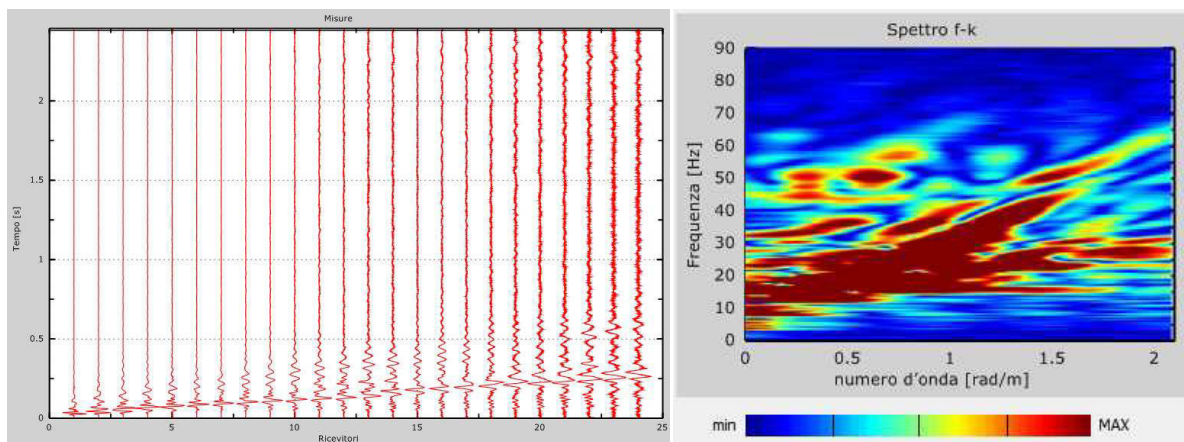


Figura 2. A destra: spettro f-k relativo ai sismogrammi riportati sulla sinistra.

Nella scheda sintetica di cui alla pagina 4 sono riportati:

- la curva di dispersione effettiva sperimentale (con la selezione dei punti per la modellazione diretta);
- il modello di profilo verticale di velocità, ottenuto attraverso la modellazione diretta (calibrata sulle conoscenze stratigrafiche disponibili);
- il confronto tra curve di dispersione sintetiche (effettiva e apparente), riferite al modello, con i punti selezionati dalla curva di dispersione effettiva sperimentale.

Indagine Sismica MASW (SET2015)	Strada Loda Comune di San Cesario (MO)	Dott. Geol. Marco Capitani
------------------------------------	---	----------------------------

La tabella di cui alla Figura 3 riassume infine i parametri descrittivi del modello del profilo verticale di velocità.

\* \* \*

I dati geologico stratigrafici (stratigrafie di pozzi in prevalenza) indicano che l'area in esame è caratterizzata dalla presenza nel primo sottosuolo, al di sotto di un primo orizzonte di coperture prevalentemente limoso, pedogenizzato, di circa 4-5 m, una sequenza di depositi grossolani (ghiaie e ciottoli prevalenti) per spessori di alcune decine di metri.

\* \* \*

L'andamento della curva di dispersione effettiva sperimentale (scheda a pagina 4) è indicativo della presenza di un sottosuolo normaldispersivo caratterizzato da valori di velocità di fase crescenti con la profondità (valori che crescono al diminuire della frequenza) con valori tendenzialmente medio-alti già a profondità dell'ordine dei 5 m dal p.c.

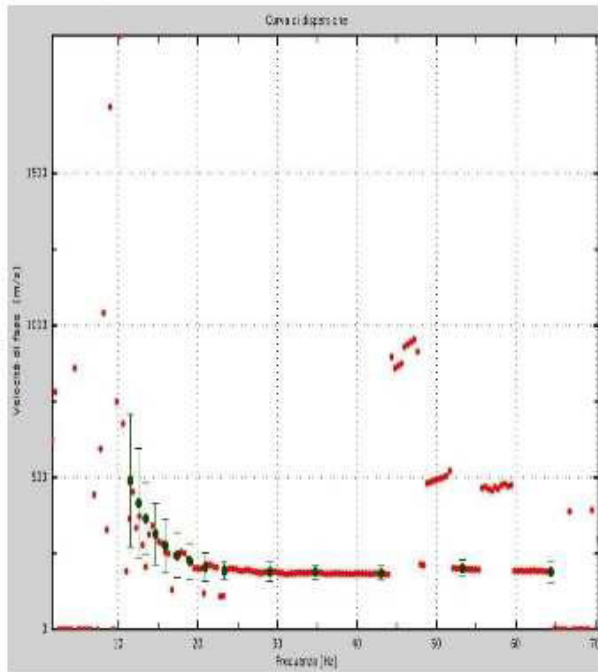
\* \* \*

La modellazione diretta dei dati (scheda a pagina 4 e tabella di cui alla figura 3) ha portato alla definizione di un modello di profilo verticale di velocità che rispecchia sostanzialmente la stratigrafia definita attraverso le prove penetrometriche:

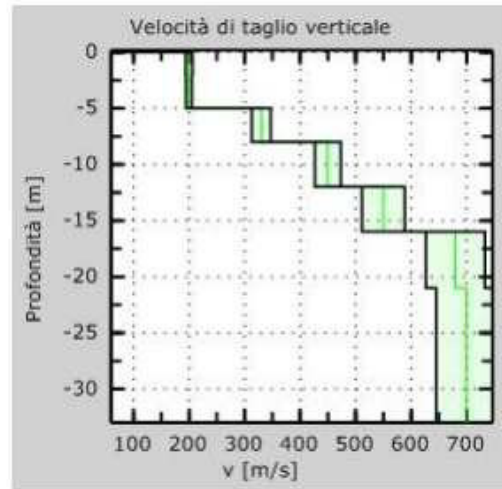
- 0-5 m: terreni limosi pedogenizzati, areati pelitici con  $V_s \approx 200$  m/s con ciottoli e ghiaie;
- 5-32 m: ghiaie e ciottoli in matrice limosa, con  $V_s$  crescente con la profondità (da 330 fino oltre 650 m/s).

Indagine sismica MASW

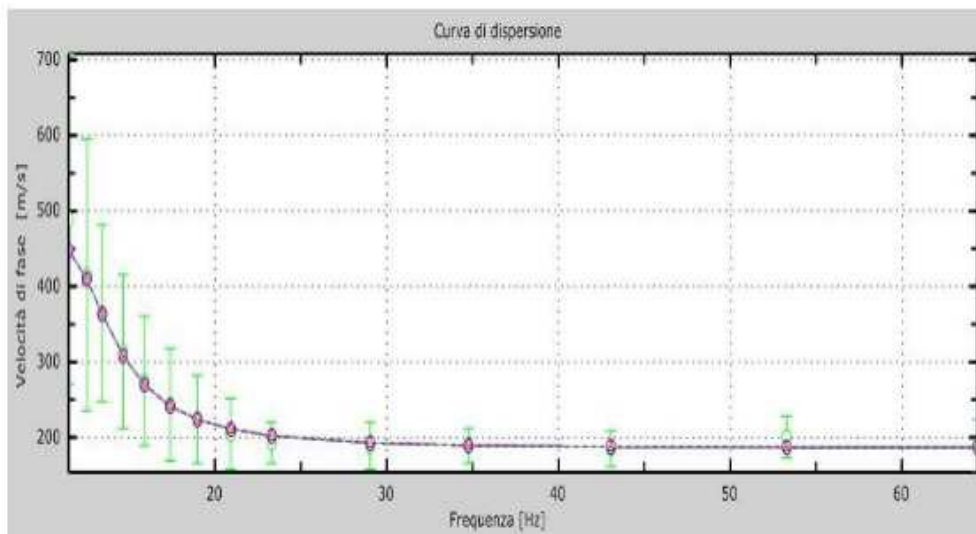
San Cesario sul Panaro-Loc. Strada Loda SET2015



Curva di dispersione sperimentale (rosso) e picking (verde)



Modello di profilo di velocità (incertezza 0,1σ)



Disallineamento tra curva di dispersione sperimentale e modello (curve effettiva e apparente): 4% e 4%  
In verde-Punti picking (curva sperimentale); in rosso-curve effettiva (modello); in blu-curve apparente (modello); in celeste (modi di Rayleigh per il modello)

Descrizione	Spessore (m)	Profondità base (m)	Densità (kg/m <sup>3</sup> )	Coefficiente di Poisson	Vs (m/s)	Vp (m/s)
Limi e suolo limoso con ciottoli sparsi	5	-5	1800	0,35	200	300
Ghiaie prevalenti	3	-8	1800	0,35	330	495
Ghiaie prevalenti	4	-12	2000	0,35	450	675
Ghiaie prevalenti	4	-16	2000	0,48	550	825
Ghiaie prevalenti	5	-21	2000	0,48	680	1020
Ghiaie prevalenti	11	-32	2000	0,48	700	1050

Figura 3. Dati riassuntivi del modello di profilo verticale di velocità.

Per quanto riguarda il parametro Vs30 (classificazione di cui al punto 3.2.2 del DM 14 gennaio 2008) dal modello di profilo verticale di velocità si ricava quanto segue:

Vs30 a partire da p.c.: 425 m/s  
Vs30 a partire da -1m da p.c.: 448 m/s  
Vs30 a partire da -2 m da pc.: 473 m/s.

Vignola, 30-09-2015

Il tecnico  
Dott. Geol. Marco Capitani



Marco Capitani



**Relazione Geologico-sismica per nuovo deposito comunale  
da Bibliografia,  
relativa alla Variante 5**





# Comune di San Cesario Sul Panaro Provincia di Modena

## **Relazione Geologica, Sismica e di parametrizzazione geotecnica a supporto del progetto di realizzazione del nuovo Magazzino Comunale di San Cesario Sul Panaro Modena**

T.U. Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14/01/2008  
LR 19 -Norme per la riduzione del rischio sismico". 30/10/2008

COMUNE DI S. CESARIO SUL PANARO  
PROT. N° 12123

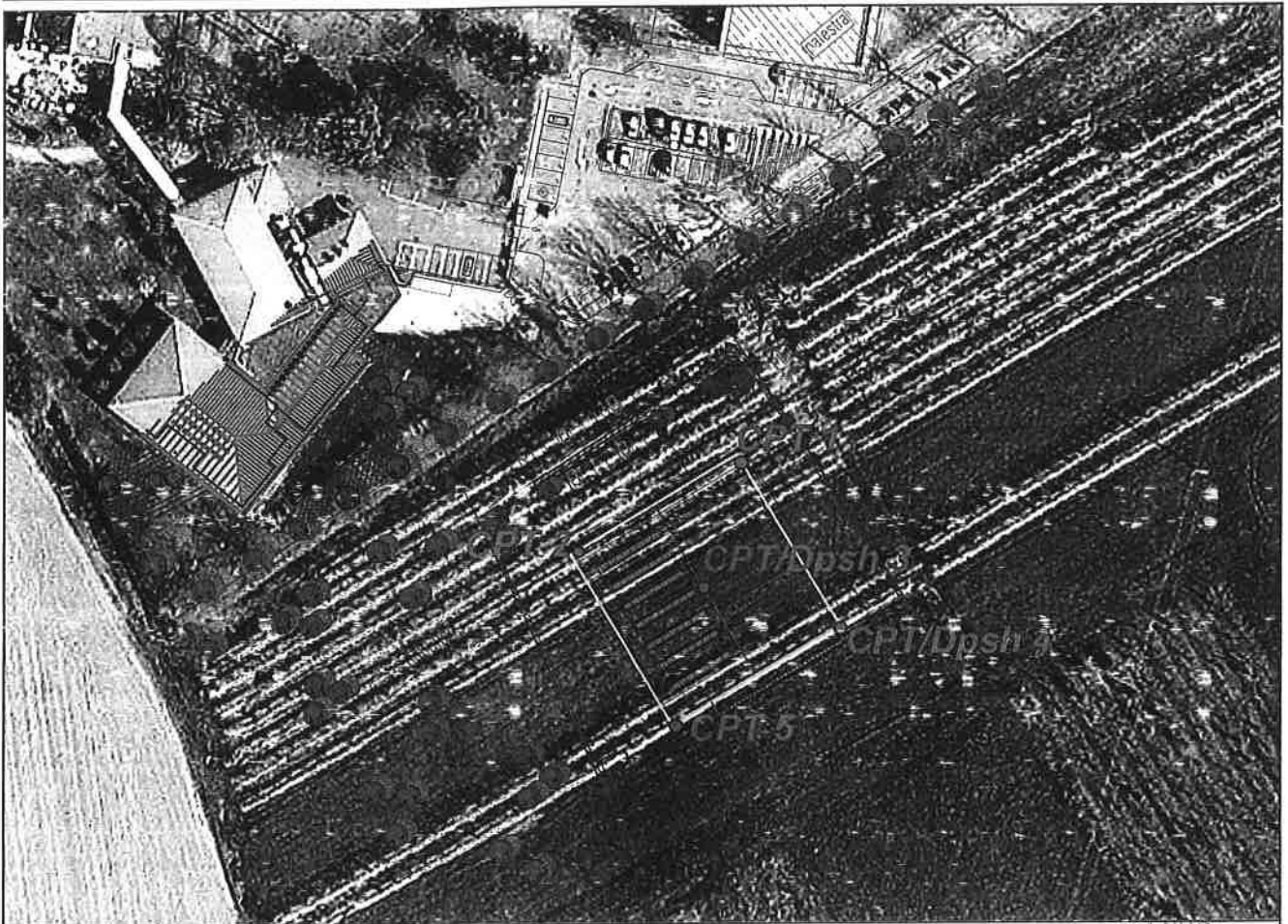
25 AGO. 2015

RELAZIONE GEOLOGICA inerente le indagini geognostiche eseguite, la definizione delle unità litotecniche, gli eventuali processi geomorfici al fine della modellazione geologica del sito (6.2.1. DM 14/01/08)

RELAZIONE GEOTECNICA basata sulle indagini eseguite, fornisce tutti i dati geotecnici necessari per il progetto e la caratterizzazione e la modellazione del volume significativo di terreno interessato (6.2.2. DM 14/01/08)

"RISPOSTA SISMICA DEL SITO" (ai sensi del D. M. 14/01/2008 NNTC) e la Verifica agli Stati Limiti Ultimi (SLU) (par. 6.4 del D.M. 14/01/08)

**Committente: Amministrazione Comunale di San Cesario Sul Panaro**



Dott. Geol. Marco Roli

via G. Gozzano n° 74 Vignola (MO); Tel. 059773706; cell 3288689554  
Studio Tecnico di Scienze Geologiche

Per P. ALESSANDRO CASARETTI  
ALBO INGEGNERI MODENA  
[Signature]

Dicembre 2014



**Relazione Tecnica** comprendente:

**RELAZIONE GEOLOGICA** inerente le indagini geognostiche eseguite, la definizione delle unità litotecniche, gli eventuali processi geomorfologici al fine della modellazione geologica del sito (6.2.1. DM 14/01/08)

**RELAZIONE GEOTECNICA** basata sulle indagini eseguite, fornisce tutti i dati geotecnici necessari per il progetto e la caratterizzazione e la modellazione del volume significativo di terreno interessato (6.2.2. DM 14/01/08)

Relazione concernente la **"RISPOSTA SISMICA DEL SITO"** (ai sensi del D. M. 14/01/2008 NNTC), la Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) (par. 6.4 del D.M. 14/01/08) e la verifica a possibili fenomeni di liquefazione

**Oggetto:**

**Relazione Geologica, Sismica e di  
parametrizzazione geotecnica  
a supporto della Progettazione del nuovo magazzino Comunale**

## Indice del contenuto

1	PREMESSE.....	3
1.1	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO .....	3
2	RELAZIONE GEOLOGICA.....	4
2.1	MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO - GEOLOGIA.....	4
2.2	INDAGINI GEOGNOSTICHE .....	4
2.2.1	Prove penetrometriche .....	5
2.3	CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE E GEOTECNICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	8
3	RELAZIONE GEOTECNICA .....	9
3.1	MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO.....	9
3.2	MODULO DI SOTTOFONDO .....	11
4	CLASSIFICAZIONE e CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO – (CALCOLO DEGLI SLU).....	11
4.1	SISMICITÀ DELL'AREA .....	11
4.2	Indagini Geofisiche .....	13
4.2.1	Indagine sismica a ritrazione – tecnica MASW .....	13
4.3	PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE - VERIFICA DELLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU) – PAR.6.4 DM 14/01/08.....	17
4.4	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE.....	21
5	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE .....	22

## Tavole

Tav. n. 1: "Carta Corografica"	scala 1: 25.000
Tav. n. 2: "Carta Topografica"	scala 1: 10.000
Tav. n. 3: "Ripresa fotografica generale dell'area di interesse"	scala grafica
Tav. n. 4: "Carta della litologia di superficie"	scala 1: 100.000
Tav. n. 5: "Ubicazione indagini eseguite"	scala grafica
Tav. n. 6: "Sezione geologica dei terreni"	scala 1:100

## Allegati

ALL. n. 1 Prova penetrometrica statica CPT corredata di interpretazione geotecnica

## 1 PREMESSE

Nel mese di dicembre 2014 è stato eseguito il presente studio geologico, geotecnico e sismico relativo allo studio del terreno di fondazione in fregio al polo scolastico di corso libertà nel Comune di San Cesario sul Panaro (MO), ai fini della costruzione del nuovo magazzino/deposito Comunale. Le proprietà dei terreni ed il committente dell'immobile è l'Amministrazione Comunale di San Cesario sul Panaro (MO)

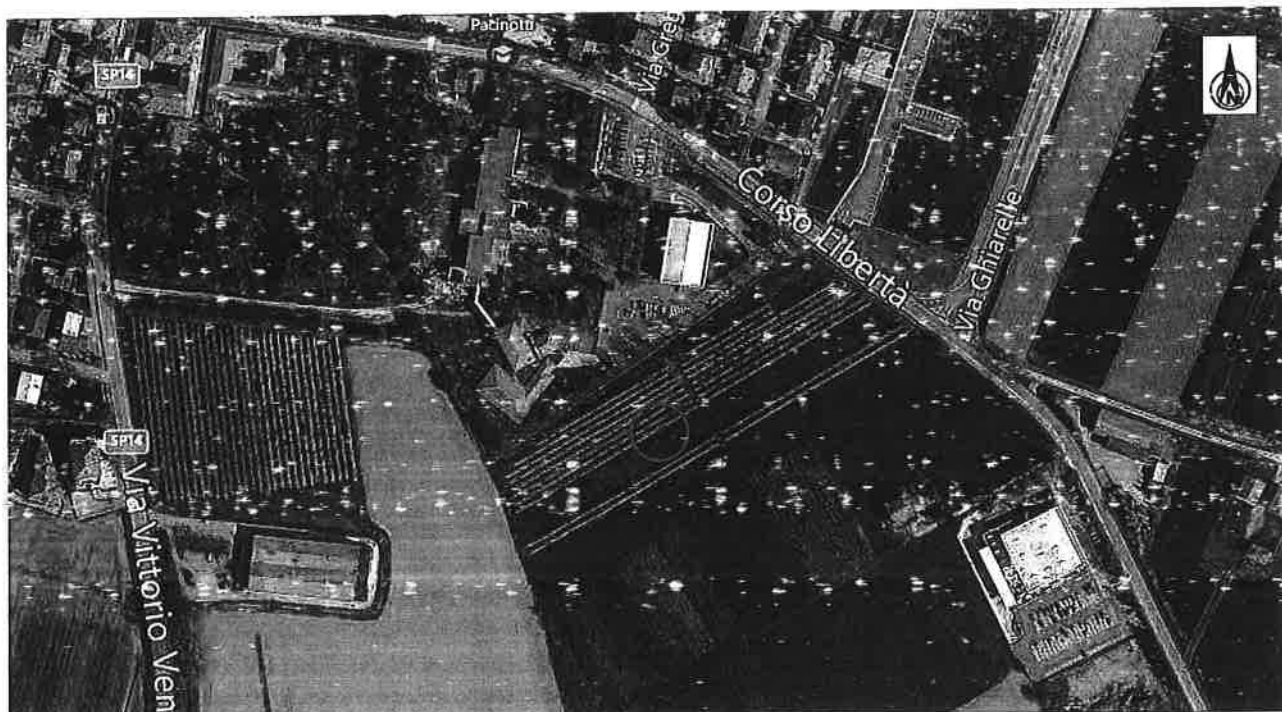


Fig. 1: Ripresa fotografica dell'area di interesse

Per ottemperare alle richieste del **D.M. 14/01/2008** il suddetto studio verrà suddiviso nei seguenti ambiti:

- 1) **RELAZIONE GEOLOGICA** riguardante le indagini geognostiche eseguite, la caratterizzazione e modellazione geologica del sito (6.2.1. DM 14/01/08);
- 2) **RELAZIONE GEOTECNICA** basata sulle indagini eseguite, fornisce la caratterizzazione e la modellazione del volume significativo di terreno interessato (6.2.2. DM 14/01/08);
- 3) Relazione concernente la "**RISPOSTA SISMICA DEL SITO**" (ai sensi del D. M. 14/01/2008 NNTC) e la verifica a possibili fenomeni di liquefazione (D.M. 14 /01/2008).

### 1.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'intervento in oggetto, è ubicato in fregio a Corso Libertà nel Comune di San Cesario sul Panaro (MO), come illustrato nella "Carta corografica" (Tav. n. 1) Tavola CTR n. 220\_NO in scala

1:25.000, nella "Carta topografica" (Tav. n. 2) in scala 1:5.000, sezioni CTR n° 220013 e nella "Ripresa fotografica aerea" (Tav. n. 3), che compaiono in allegato.

---

## 2 RELAZIONE GEOLOGICA

---

### 2.1 MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO - GEOLOGIA

---

L'area oggetto di studio è posta a sud dell'abitato di San Cesario sul Panaro (MO), in zona pianeggiante, alla quota topografica media di circa 54.00 m s.l.m.

Da quanto si osserva nella "Carta Geologica" alla scala 1:5.000, (tav. n. 4) tratta dalla "Carta geologica della Regione Emilia Romagna" nell'area oggetto di studi affiora la seguente litologia:

#### **AES8 - Subsistema di Ravenna:**

Ghiaie sabbiose, passanti a sabbie e limi organizzate in numerosi ordini di terrazzo alluvionale (Olocene). Litofacies: limoso sabbiosa

#### **AES8a - Unità di Modena**

Depositi ghiaiosi passanti a sabbie e limi di terrazzo alluvionale. Limi prevalenti nelle fasce pedecollinari di interconoide. Unità definita dalla presenza di un suolo a bassissimo grado di alterazione, con profilo potente meno di 100 cm, calcareo, grigio-giallastro o bruno grigiastro. Nella pianura ricopre resti archeologici di età romana del VI secolo d.C.. Potenza massima di alcuni metri (< 10 m). Post-VI secolo d.C.

Nell'area mancano evidenze geomorfologiche degne di nota, la zona è completamente pianeggiante con una leggera inclinazione verso nord-nord est in concordanza con l'andamento generale della Pianura Padana. Si rileva una stagnazione delle acque piovane nel lotto dovuta ad insufficienza o mancata manutenzione della rete scolante (fossi e scoli).

---

### 2.2 INDAGINI GEOGNOSTICHE

---

In relazione alla litologia presente nell'area e in base alle tipologie di interventi in progetto, la campagna geognostica è stata espletata mediante le seguenti indagini geognostiche:

- ***n. 5 prove penetrometriche con punta statica CPT; di cui n°2 approfondite con sistema dinamico DPSH***
- ***n. 1 indagine sismica MASW,***

L'ubicazione delle indagini geognostiche è illustrata nella **tav. n. 5**, riportata in allegato, mentre i diagrammi relativi alle prove penetrometriche eseguite, e l'interpretazione geotecnica generata dal software di calcolo, sono presenti nell'**allegato n. 1**.

## 2.2.1 Prove penetrometriche

Nell'area di interesse sono state eseguite, in data 12/12/2014, n. 5 prove penetrometriche statiche CPT, spinte sino al raggiungimento del primo strato ghiaioso. Le prove n°4 e n°3 sono state approfondite con sistema dinamico DPSH per verificare la continuità e lo spessore dello strato alluvionale ghiaioso.

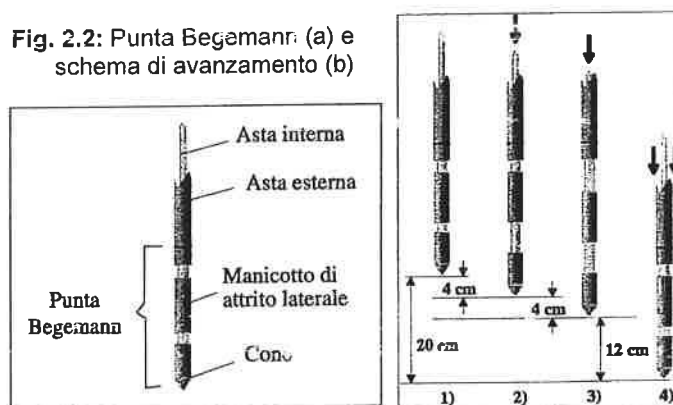
Nell'Allegato n. 1 sono riportati i grafici e le tabelle riguardanti la prova eseguita, corredata dell'elaborazione geotecnica e litostratigrafica.

Le caratteristiche tecniche dello strumento impiegato sono le seguenti:

### PROVA PENETROMETRICA STATICA

Punta meccanica	Begemann
Spinta	200 kN
Intervalli di misura	20 cm
Parametri registrati	Rp (resistenza alla punta) RI (resistenza attrito laterale)
Area punta	10 cm <sup>2</sup>
Angolo alla punta	60°

Fig. 2.2: Punta Begemann: (a) e schema di avanzamento (b)



La prova penetrometrica statica CPT (*Cone Penetration Test*) viene realizzata infiggendo nel terreno, alla velocità di 2 cm/sec, la punta meccanica Begemann (fig. 2.2a). La punta presenta alla sua estremità inferiore un cono avente un angolo al vertice di 60°, un diametro alla base di 36 mm e quindi un'area di base di 10 cm<sup>2</sup>. Esso supporta lungo il suo stelo un manicotto d'attrito, la cui superficie laterale è di 150 cm<sup>2</sup>. I valori degli sforzi di reazione che il suolo oppone alla penetrazione della punta, allo scorrimento del manicotto laterale e all'avanzamento dell'insieme punta più aste, verranno registrati ogni 20 cm di avanzamento in profondità.

L'esecuzione della prova avviene tramite il seguente schema di avanzamento (fig. 2.2b):

- 1) posizione di riposo con punta completamente chiusa;
- 2) spinta esercitata sulle aste interne con avanzamento di 4 cm del solo cono; visualizzazione dello sforzo di punta (Rp);

- 3) spinta esercitata sulle aste interne con avanzamento di 4 cm di cono + manicotto; visualizzazione dello sforzo di punta + attrito laterale (RI);
- 4) spinta esercitata sulle aste esterne con avanzamento di 12 cm e ritorno alla posizione di riposo con punta completamente chiusa; visualizzazione dello sforzo di punta + attrito + attrito della batteria di aste (Rt).

Nella fase d'avanzamento in cui viene letta la resistenza alla punta, il display restituisce automaticamente il carico unitario di resistenza (Rp) tenuto conto della superficie di infissione di circa 10 cm<sup>2</sup>. Nella fase di avanzamento in cui viene letta la somma delle resistenze alla punta ed al manicotto di frizione il display visualizza il carico assoluto espresso in kg diviso per 10 (RI).

Ad ogni profondità di misura (x), i valori reali della resistenza alla penetrazione della punta "qc" e dell'attrito laterale locale "fs" possono essere calcolati tramite le seguenti formule:

$$q_c(x) = R_p(x) \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

dove:

$$AP \text{ (Area Punta)} = 10 \text{ cm}^2$$

$$AM \text{ (Area Manicotto Laterale)} = 150 \text{ cm}^2$$

$$f_s(X) = (RI(x+1) - R_p(x+1)) \cdot (AP/AM) = (RI(x+1) - R_p(x+1)) / 15$$

La particolare punta utilizzata per la perforazione *Friction Jacket Cone* è servita a determinare, oltre al carico di rottura, anche la litologia dei terreni investigati: dal rapporto tra la resistenza penetrometrica alla punta e la resistenza laterale locale è infatti possibile risalire, attraverso l'esperienza di **Begemann**, modificata da **Schmertmann** (di seguito descritti), alla granulometria, e di conseguenza alla litologia, dei terreni attraversati dall'indagine.

#### **Metodo di Begemann:**

Il metodo di BEGEMANN considera il **rapporto tra Rp e RI** come parametro indicativo delle variazioni litologiche. In particolare l'Autore suggerisce le seguenti correlazioni:

Rapporto Rp/RI	Litologia
Rp/RI < 15	Argilla organica e torba
15 < Rp/RI < 20	Limo e/o argilla inorganica
30 < Rp/RI < 60	Limo sabbioso e sabbia limosa
Rp/RI > 60	Sabbie o sabbia più ghiaia

Va ricordato che tali correlazioni sono valide solo per terreni immersi in falda.

#### **Metodo di Schmertmann:**

Il metodo di SCHMERTMANN considera come indicativo della litologia della verticale indagata il rapporto delle resistenze **Fr** (con **Fr%=100 RI/Rp**), secondo il grafico seguente:



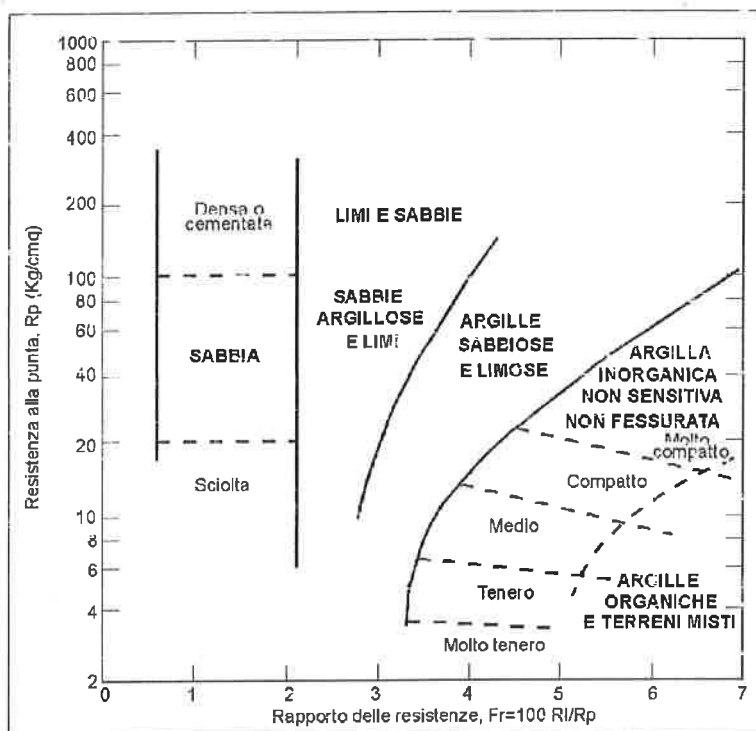


Fig. 3: Diagramma litologico Rp/fs

### PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

La prova dinamica consiste nell'infiggere una punta di acciaio posta all'estremità di una batteria di aste, mediante la caduta di un maglio da un'altezza costante e nel misurare il numero di colpi necessari a produrre avanzamenti delle aste e della punta stessa di una lunghezza prefissata nel terreno. Tale prova penetrometrica dinamica misura in continuo la resistenza alla penetrazione della punta conica, in particolare, fornisce una valutazione qualitativa del grado di addensamento e di consistenza dei terreni attraversati.

Esistono numerosi penetrometri in commercio che si differenziano principalmente per il diverso peso del maglio, l'altezza di caduta, il diametro e la forma della punta, lo step di approfondimento. Lo strumento impiegato nel caso in studio è un penetrometro PAGANI TG63-100, montato su cingoli della Pagani Equipment di Piacenza e risponde alle norme **ISSMFE-DPSH (1988)**. Le principali caratteristiche tecniche sono riassunte nella tabella seguente:

CARATTERISTICHE:	PENETROMETRO DINAMICO SUPER-PESANTE DPSH
Massa del maglio (kg):	63.5 ± 0.5
Altezza di caduta (cm):	75 ± 0.2
Diametro della punta (cm):	50.5 ± 0.05
Area della punta nominale (cm <sup>2</sup> ):	20
Apertura del cono:	90°
Diametro delle aste (cm) D:	3.2 ± 0.03
Peso del sistema di infissione, escluso il maglio (kg):	30
Penetrazione standard (cm):	20 (N <sub>10</sub> )

Tab. 1 – Principali caratteristiche dei penetrometri, secondo la classificazione dell'ISSMFE (1988)

All'estremità inferiore della batteria di aste è collocata la punta conica che può essere di due tipi: fissa e quindi recuperabile al termine dell'indagine, oppure "a perdere" che quindi, all'estrazione delle aste, rimane nel terreno. Nella successiva figura è rappresentato lo schema della punta conica fissa:

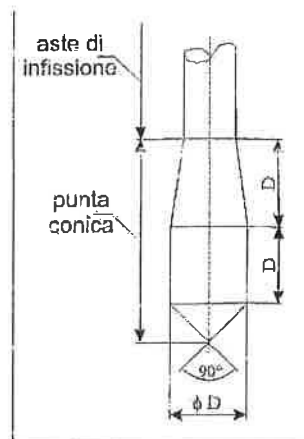


Fig. 4 - Schema della punta conica.

Ulteriori specifiche tecniche dell'attrezzatura di prova sono illustrate nel report di prova. Per le prove dinamiche eseguite è stato realizzato un modello grafico in cui sono riportati: il numero dei colpi, la profondità in metri (misure ricavate ogni cm. 20 di avanzamento del sondaggio) e la resistenza dinamica alla punta  $R_{pd}$  in  $\text{Kg/cm}^2$  calcolata attraverso la "Formula olandese":

$$R_{pd} = M^2 * H / [A * e (M+P)] = M^2 * H * N / [A * \delta (M+P)]$$

$R_{pd}$  = Resistenza dinamica punta ( $\text{Kg/cm}^2$ );  $A$  = area della punta ( $\text{cm}^2$ );

$M$  = massa battente (kg);  $H$  = altezza di caduta;

$P$  = massa totale aste e sistema di battuta;  $e$  = infissione per colpo =  $\delta / N$ .

Sempre in allegato compaiono i grafici e le relative tabelle riportanti i dati rilevati in sito e la loro interpretazione geotecnica, desunta da correlazioni tra  $N_{dpsh}$  e  $N_{spt}$  (standard penetration test).

## 2.3 CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE E GEOTECNICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione geotecnica e litostratigrafica delle indagini eseguite, illustrata nell'allegato n. 1, si può riassumere quanto segue:

La zona è alquanto eterogenea dal punto di vista dei litotipi presenti, si riscontra in superficie una copertura alluvionale (STRATO A) contraddistinta da sedimenti coesivi limoso-argillosi e limoso/sabbiosi avente spessore variabile da 1,40 m a 3,80 m. Al disotto di tale strato è presente il tetto del primo livello ghiaioso granulare ed incoerente (STRATO B - fig.5), contraddistinto da ciottoli fluviali eterogenei sostenuti da matrice limoso-sabbiosa, all'interno di tale strato si riscontrano interstrati decimetrici o metrici (Strato b1.bx), discontinui, più coesivi probabilmente

limoso sabbiosi. Le Resistenze alla Penetrazione della Punta Statica/Dinamica ( $R_p$ ) sono così riassunte;

Strato A: i primi 1,40 m sono caratterizzati da valori di  $R_p$  tra 1,1 e 2,4 Mpa, successivamente (interstrato a1) i terreni limoso argilloso sabbiosi si presentano sovraconsolidati con valori compresi tra 2,4 e 8,0 Mpa. Strato B: lo strato ghiaioso è contraddistinto da valori di Resistenza  $Q_{cd}$  variabili da 8,0 a 22,0 Mpa con grado di addensamento relativo variabile dal 50% a 80 %

Al termine delle prove penetrometriche è stata eseguita la misura della soggiacenza della falda freatica nei fori di sondaggio mediante l'utilizzo di iriatimetro elettroacustico; da tali misurazioni non si riscontrano **livelli freatici**. E' tuttavia possibile che si instaurino dei livelli sospesi nei primi metri di terreno durante episodi meteorici prolungati, pertanto è sempre consigliabile prevedere gli opportuni presidi a protezione degli apparati fondali.

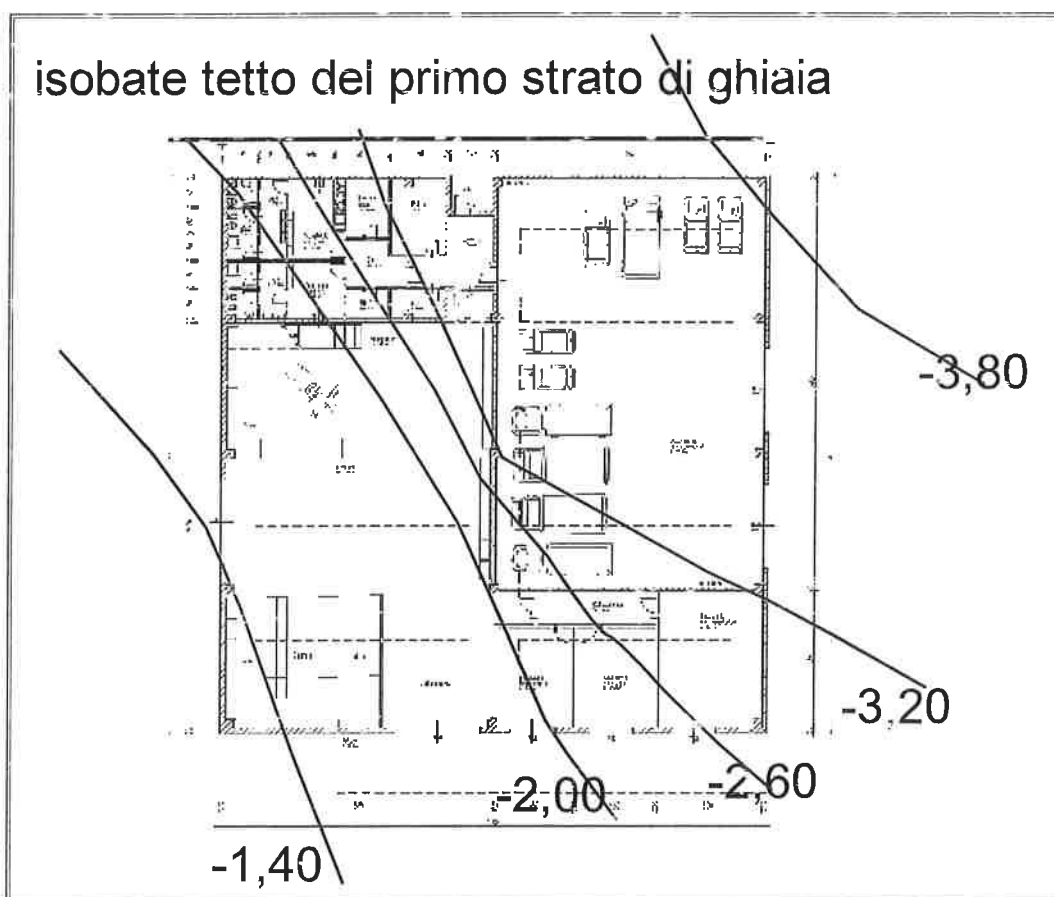


Fig. 5 – carta delle isobate del primo livello ghiaioso

### 3 RELAZIONE GEOTECNICA

#### 3.1 MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

Il modello geotecnico è finalizzato a fornire tutti i dati geotecnici necessari per il futuro intervento. Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione geotecnica e litostratigrafica dell'indagine geotecnica eseguita, illustrata nell'**allegato n. 1** e precedentemente descritta, si può riassumere il seguente modello geotecnico schematico del terreno investigato.

Strato	Profondità	fal da	Litotipo	Parametri geotecnici	
				Parametro	Valore
<b>A</b>	0.0 – 1.40 m da p.c.		Argilla o argilla limosa mediamente consistente	$\gamma$	1850 kg/m <sup>3</sup> ≈ 18.50 kN/m <sup>3</sup>
				$\gamma'$	2100 kg/m <sup>3</sup> ≈ 21.00 kN/m <sup>3</sup>
				$C_{uk}$	0.45 kg/cm <sup>2</sup> ≈ 45.0 kN/m <sup>2</sup>
				$C'_k$	0.03 kg/cm <sup>2</sup> ≈ 3.0 kN/m <sup>2</sup>
				$M_0$	47.0 kg/cm <sup>2</sup> ≈ 4700 kN/m <sup>2</sup>
				$\phi_k$	22°
				$E$	74.0 kg/cm <sup>2</sup> ≈ 7400 kN/m <sup>2</sup>
				$\nu$	0.45
<b>a1</b>	1.40 – 3.60 m da p.c.		Limo sabbioso consistente	$\gamma$	1950 kg/m <sup>3</sup> ≈ 19.50 kN/m <sup>3</sup>
				$\gamma'$	2150 kg/m <sup>3</sup> ≈ 21.50 kN/m <sup>3</sup>
				$C_{uk}$	0.75 kg/cm <sup>2</sup> ≈ 75.0 kN/m <sup>2</sup>
				$C'_k$	0.045 kg/cm <sup>2</sup> ≈ 4.5 kN/m <sup>2</sup>
				$M_0$	65.0 kg/cm <sup>2</sup> ≈ 6500 kN/m <sup>2</sup>
				$\phi_k$	25°
				$E$	89.0 kg/cm <sup>2</sup> ≈ 8900 kN/m <sup>2</sup>
				$\nu$	0.40
<b>bx</b>	Variabile all'interno di B m da p.c.		Limo sabbioso	$\gamma$	1850 kg/m <sup>3</sup> ≈ 18.50 kN/m <sup>3</sup>
				$\gamma'$	2150 kg/m <sup>3</sup> ≈ 21.50 kN/m <sup>3</sup>
				$C_{uk}$	0.35 kg/cm <sup>2</sup> ≈ 35.0 kN/m <sup>2</sup>
				$C'_k$	0.04 kg/cm <sup>2</sup> ≈ 4.0 kN/m <sup>2</sup>
				$M_0$	30.0 kg/cm <sup>2</sup> ≈ 3000 kN/m <sup>2</sup>
				$\phi_k$	23°
				$E$	52.0 kg/cm <sup>2</sup> ≈ 5200 kN/m <sup>2</sup>
				$\nu$	0.35
<b>B</b>	3.60 -10 m da p.c.		ghiaie	$\gamma$	1900 kg/m <sup>3</sup> ≈ 19.00 kN/m <sup>3</sup>
				$\gamma'$	2200 kg/m <sup>3</sup> ≈ 22.00 kN/m <sup>3</sup>
				$D_r$	60 %
				$E$	250.0 kg/cm <sup>2</sup> ≈ 25000 kN/m <sup>2</sup>
				$\phi_k$	31°
				$\nu$	0.30
Legenda			$\gamma$	=	peso specifico terreno naturale
			$\gamma'$	=	peso specifico terreno saturo
			$C_{uk}$	=	coesione non drenata caratteristica
			$C'_k$	=	coesione efficace caratteristica
			$M_0$	=	modulo di deformazione edometrico
			$\phi_k$	=	angolo d'attrito caratteristico
			$D_r$	=	densità relativa
			$\nu$	=	coefficiente di Poisson
			$E$	=	modulo elastico

$\gamma'$  = peso dell'unità di volume (efficace) del terreno [Terzaghi & Peck 1967 - Bowles 1982]

$C_{uk}$  = coesione non drenata (terreni coesivi) [Formula di Lunne & Eide]  $D_r$  = densità relativa (terreni granulari) [Schmertmann 1976]

$M_0$  = modulo di deformazione edometrico (terreni coesivi e granulari) [Sanglerat 1972 - Mitchell & Gardner 1975 - Ricceri et al. 1974 - Holden 1973]

$E$  = modulo elastico (terreni coesivi) [Trofimemkov 1974]

$\phi_k$  = angolo di attrito interno efficace (terreni granulari) [Meyerhof 1956/1976, sabbie limose]

$\phi_k$  = angolo di attrito interno efficace (terreni coesivi) [prove di laboratorio CID da Noi eseguite su analoghi litotipi presso Nostro laboratorio certificato dal "Ministero delle infrastrutture e dei trasporti n.1845" per l'esecuzione e certificazione di prove su terre e rocce, categoria A].

### 3.2 MODULO DI SOTTOFONDO

Il modello di Winkler considera il terreno come formato da una distribuzione di vincoli semplici bilaterali elastici. La relazione che ne regola il comportamento è di tipo lineare tra il cedimento ( $w$ ) e la pressione di contatto ( $p$ ):  $p = kw$ .

Il parametro  $k$  è detto costante di sottofondo. Come è noto,  $k$  non dipende solo dal terreno ma anche dai carichi applicati, dalle proprietà del terreno, dalla forma e le dimensioni della fondazione. Utilizzando la Formula di Bowles (1974):

$$k \text{ (kN/mc)} = 40 \cdot Q_{\text{lim}} \text{ effettivo applicato} \cdot F_c,$$

Per i terreni oggetto di indagini e per le tipologie di fondazione diretta da impiegare è possibile adottare un range di valori compresi tra

**STRATO A**,  $K = 1.60 \text{ kg/cm}^3 \approx 16000 \text{ kN/m}^3$  **STRATO a1**,  $K = 1.95 \text{ kg/cm}^3 \approx 19500 \text{ kN/m}^3$ .

**STRATO B**,  $K = 5.00 \text{ kg/cm}^3 \approx 50000 \text{ kN/m}^3$ . **STRATO b1**,  $K = 1.95 \text{ kg/cm}^3 \approx 19500 \text{ kN/m}^3$ .

## 4 CLASSIFICAZIONE e CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO – (CALCOLO DEGLI SLU)

### 4.1 SISMICITÀ DELL'AREA

Con l'entrata in vigore del **D.M. 14/01/2008** recante "Nuove Norme tecniche per le costruzioni", il Comune di San Felice sul Panaro è stato classificato in **classe di sismicità 3** (Fig 4.1).

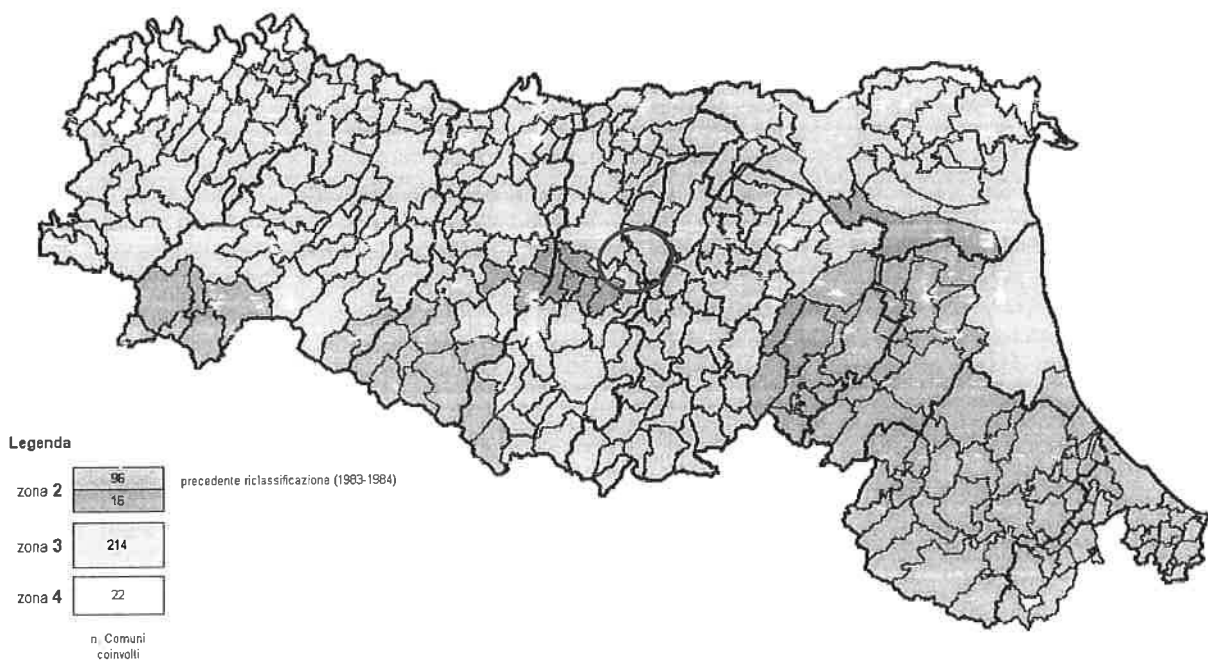


Fig. 6: Classificazione sismica vigente dei comuni della regione Emilia-Romagna Il cerchio rosso individua il Comune di San Cesario Panaro (MO).

Sulla base della nuova normativa sismica per gli edifici (**D.M. 14 Gennaio 2008**), secondo le indagini geofisiche eseguite in sito si classifica il terreno di fondazione come appartenente alla

**categoria C**, corrispondente a *depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine di media consistenza con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{530}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < N_{SP,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u30} < 250$  KPa nei terreni a grana fine).*

Ora, sulla base dei contenuti del **D.M. 14/01/2008** "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" è stato definito un parametro di accelerazione massima attesa  $a_g$  in relazione ad un tempo di riferimento  $T_R$  **stimato di 475 anni**, considerando una **classe edificio = 2** e **d'uso CU 1**. Per l'area in oggetto, identificata dalle seguenti coordinate geografiche (Sistema di riferimento ED50): Latitudine: 44.559901°, Longitudine 11.039337°, tale parametro è risultato pari ad  **$a_g$  attesa = 0.162<sub>g</sub>**.

(1)\* Coordinate ED50  
 Lat. 44,559901 Long. 11,039337

Classe dell'edificio  
 II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche  $C_u = 1$

Vita nominale 50

Stato Limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$	$T_c^*$ [s]
Operatività (SLO)	30	0,051	2,484	0,256
Danno (SLD)	50	0,063	2,504	0,270
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,162	2,380	0,305
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,209	2,419	0,309

Periodo di riferimento per l'azione sismica: 50

Categoria sottosuolo C  
 Categoria topografica T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
$S_s^*$ Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,47	1,40
$C_c^*$ Coeff. funz categoria	1,65	1,62	1,55	1,55
$S_t^*$ Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,015	0,019	0,057	0,082
kv	0,008	0,009	0,029	0,041
$A_{max}$ [m/s <sup>2</sup> ]	0,746	0,922	2,331	2,864
Beta	0,200	0,200	0,240	0,280

Tabella dei parametri sismici desunti dal programma GEOSTRU

Poiché tale valore di accelerazione sismica orizzontale  $a_g$  si riferisce al *bedrock*, per definire il valore di  $a_g$  in superficie si calcola inizialmente il fattore stratigrafico  $S_s$  caratteristico dell'area secondo il NTC 2008 D.M. 14/01/2008 da cui, essendo in classe C si avrà :

$$1,00 \leq S_s = 1,70 - (0,60 \cdot F_0 \cdot a_g/g) \leq 1,50 \quad (4.1)$$

dove:

- **F<sub>o</sub>** = Fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2; per il sito oggetto di studio tale valore, calcolato mediante l'utilizzo di apposito software, risulta pari a **2.380**;
- **a<sub>g</sub>/g** = accelerazione orizzontale del sito, con tempo di ritorno pari a **475anni**/accelerazione di gravità;
- **S<sub>s</sub>** = Coefficiente di amplificazione stratigrafica o fattore stratigrafico, calcolato tramite la relazione (4.1); per il sito oggetto di studio risulta pari a **1.47**.

Successivamente, sulla base delle condizioni topografiche del sito studiato, si ricava il fattore topografico ST dalla seguente tabella:

Categoria topografica	Ubicazione opera/intervento	ST
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$	1.0
T2	Pendii con inclinazione media $> 15^\circ$	1.2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1.2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $> 30^\circ$	1.4

Per l'area studiata, appartenente alla categoria topografica T1, si ottiene un fattore topografico **ST pari a 1.0**.

In base a tali valori del fattore stratigrafico S<sub>s</sub> e del fattore topografico ST si procede al calcolo dell'accelerazione massima orizzontale A<sub>max</sub>:

$$A_{max} = S_s \cdot a_g \cdot ST = 1.47 \cdot 0.162 \text{ g} \cdot 1.0 = 0.238\text{g}$$

## 4.2 Indagini Geofisiche

Per la classificazione sismica dell'area di studio, si è stata eseguita in sito la seguente indagine geofisica:

- **n. 1 indagine sismica Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW);**

### 4.2.1 Indagine sismica a rifrazione – tecnica MASW

Per potere classificare con precisione l'area da un punto di vista sismico, è stata eseguita nell'area in oggetto n.1 indagine sismica a rifrazione con metodo MASW, ubicata come riportato nella **tav.**

**n. 5**

Per misurare le velocità delle onde di taglio si possono eseguire prospezioni sismiche mediante stendimenti superficiali, utilizzando geofoni verticali da 4,5 Hz ed acquisendo attivamente i segnali delle onde rifratte alla superficie mediante una sorgente artificialmente provocata. Questa tecnica, nota con la sigla **MASW** (Multichannel Analysis of Surface Waves), permette di ricostruire il profilo verticale delle Vs con procedimenti di modellazione diretta delle velocità di fase delle onde, rifratte alla superficie. Partendo dal sismogramma registrato mediante sorgente energizzante in asse con lo stendimento, viene eseguita un'analisi spettrale che ha consentito di elaborare un'immagine della distribuzione del segnale di velocità sismica in funzione delle diverse frequenze che lo compongono. Da tale elaborazione, tramite una fase di "picking" del segnale ad elevata intensità è stata ottenuta la "curva di dispersione", dalla cui inversione è stato calcolato il **modello sismostratigrafico** espresso in termini di velocità delle onde di taglio (Vs). I dati sono stati registrati mediante un sismografo *Geode Geometrics* 24 bit con filtri disinseriti, velocità di campionamento (sample rate) di 0.2 millisecondi e lunghezza delle acquisizioni di 1 secondo. Si effettuano battute poste ad offset diversi (es. 10.00 m da geofono 1 e 15.00 m da geofono 1) mediante grave da 8,0 kg di massa.

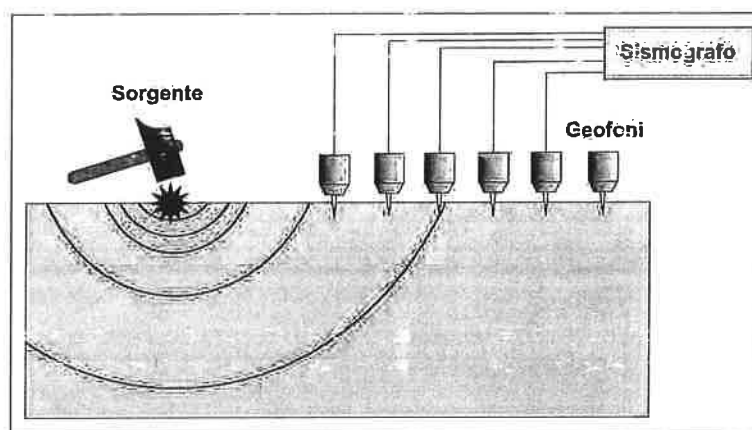


Fig. 7: Schema di Array lineare e punto energizzante.

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

L'indagine eseguita ha permesso la determinazione dell'andamento della velocità delle Vs fino a circa 35 m di profondità. Dall'indagine è stata ricavata la  $V_{s30}$  desunta dalla formula:

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

Tale valore, nell'area indagata, per la classificazione sismica dei terreni di fondazione seguendo le indicazioni del **D.M. 14/01/2008**, è risultata pari a **335 m/s**. Pertanto secondo la classificazione del



suolo, si definisce il terreno di fondazione dell'area studiata come appartenente alla categoria **C**, corrispondente a depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{S30}$  compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero  $15 < N_{SPT,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u,30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina).



Fig. 8: Ripresa fotografica dell'attrezzatura di registrazione dell'indagine sismica MASW.

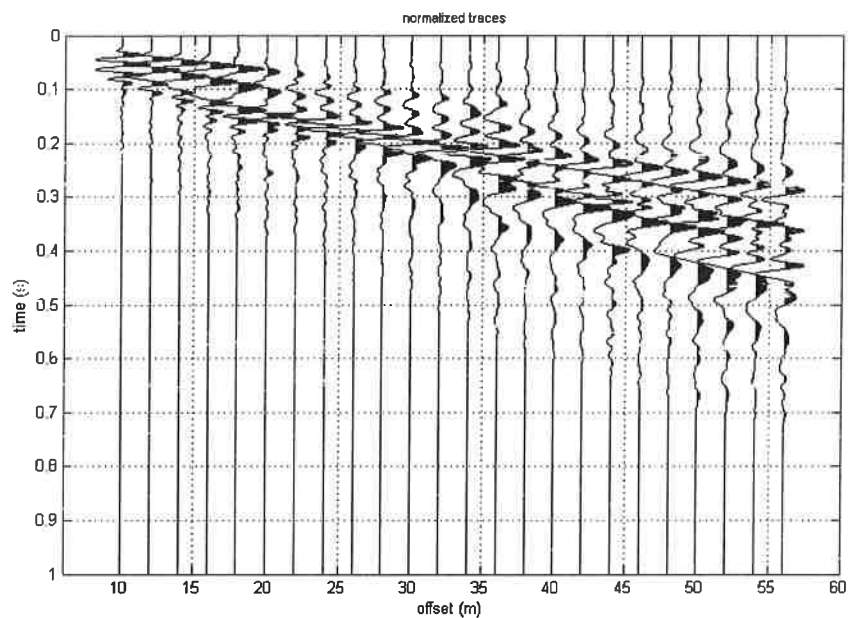


Fig. 9: sismogramma acquisito

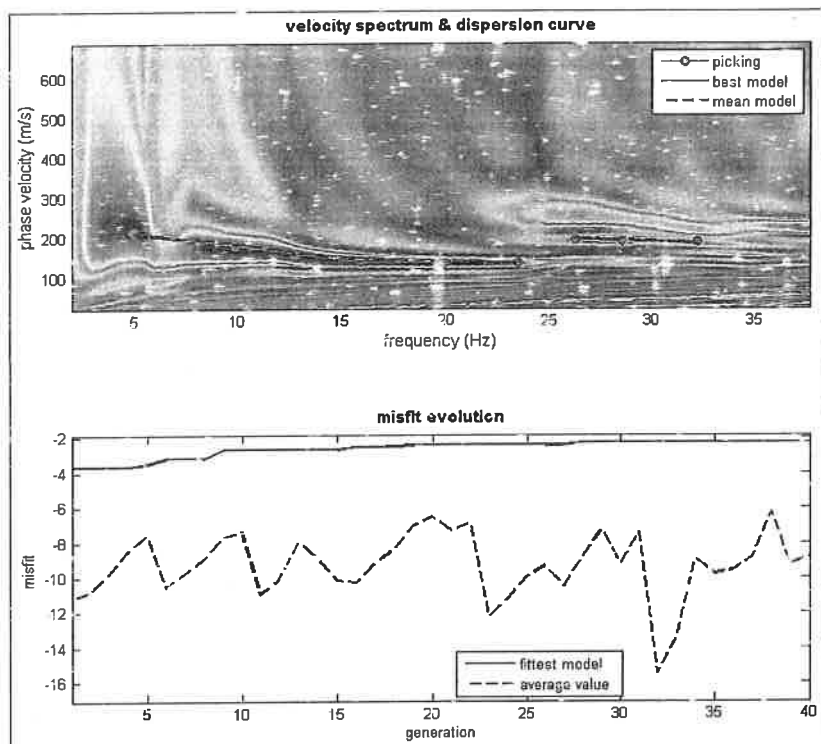


Fig. 10: spettro di potenza elaborato

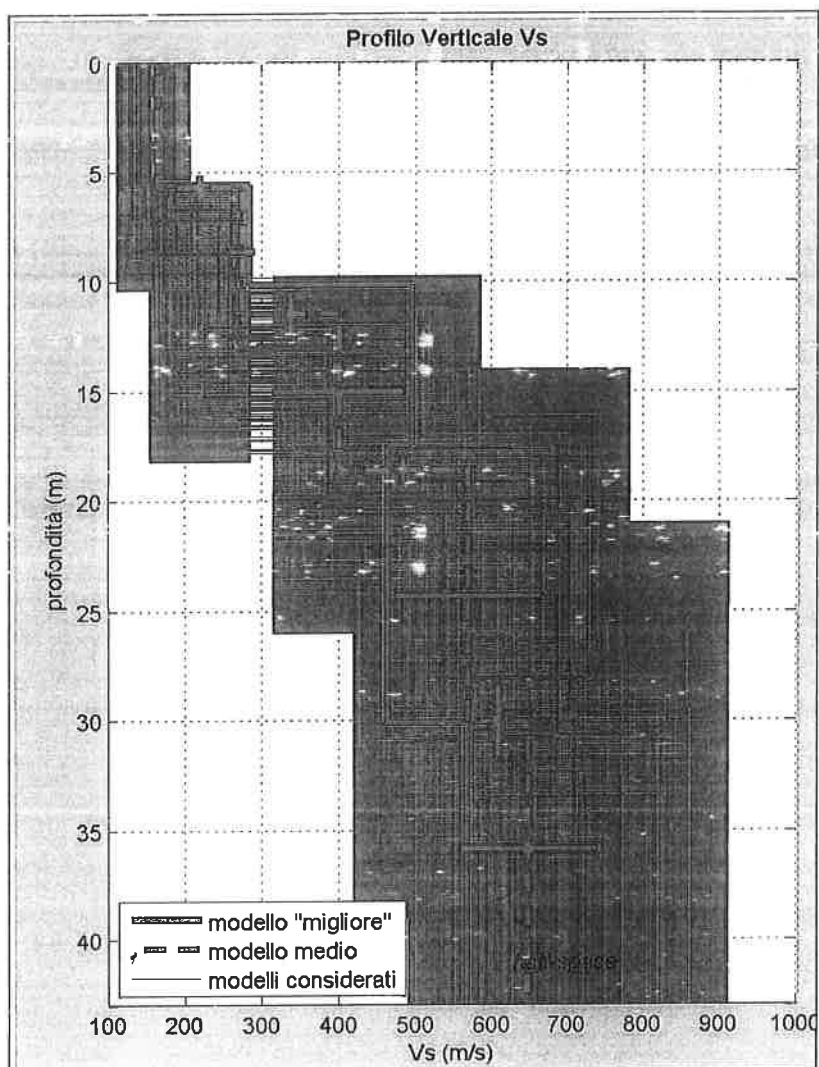


Fig. 11: Diagramma VS30 = 335 m/s

#### 4.3 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE - VERIFICA DELLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU) -- PAR.6.4 DM 14/01/08

Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione delle indagini geotecniche, in relazione alla tipologia dell'intervento in progetto, ed al fine di fornire al Progettista una simulazione propedeutica e di fattibilità del calcolo di portanza del terreno, si è considerata le seguente tipologie fondale:

**Magazzino:** fondazioni dirette superficiali di tipo plinto collegato, approfondite sino alla quota di rinvenimento dello strato di ghiaia a -3,80 m da p.c. attuale

Per il calcolo della capacità portante del terreno sono stati utilizzati i parametri geotecnici caratteristici emersi dall'elaborazione della prova penetrometrica statica CPT eseguita nell'area di studio ed è stata considerata la tipologia di fondazione qui di seguito descritta:

Schema DATI per elaborazione calcolo

- larghezza della base	B	= 3.00 m
- lunghezza della fondazione	B'	= 3.00 m
- profondità della quota di imposta	D	= -3.80 m da p.c.
- peso specifico terreno naturale sopra falda	$\gamma$	= 1950 kg/m <sup>3</sup> $\approx$ 19.50 kN/m <sup>3</sup>
- peso specifico terreno saturo	$\gamma'$	= 2150 kg/m <sup>3</sup> $\approx$ 21.50 kN/m <sup>3</sup>
- angolo d'attrito caratteristico	$\varphi_k$	= 28° (valore cautelativo)
- coesione non drenata caratteristica	$C_{uk}$	= 0
- coesione efficace caratteristica	$C'_k$	= 0.04 kg/cm <sup>2</sup> $\approx$ 4.0 kN/m <sup>2</sup>
-coefficiente di Poisson	$\nu$	= 0.35
- profondità falda freatica	$D_w$	= assente
- pendenza del terreno	$\beta$	= $\sim$ 0°
- classe di sismicità	$C_s$	= 3

In relazione a quanto esposto nel D.M. 14 Gennaio 2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", si procede alla verifica nei confronti degli stati limite ultimi (SLU).

Nelle verifiche agli stati limite si distinguono:

- EQU: stato limite di equilibrio come corpo rigido;
- STR: stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione;
- GEO: stato limite di resistenza del terreno.

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

Dove: Ed = valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni;

Rd = valore di progetto della resistenza del terreno.

Per quanto riguarda le azioni, i relativi coefficienti parziali  $\gamma_F$  sono indicati nella seguente tabella:

CARICHI	EFFETTO	Coeff. Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_F$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti

Tab. n. 4.1: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

Nella Tab. n. 4.1 il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$  = coefficiente parziale del peso proprio della struttura;

$\gamma_{G2}$  = coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

$\gamma_{Qi}$  = coefficiente parziale delle azioni variabili.

Si precisa che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

La **resistenza**  $R_d$  del terreno può essere determinata:

- 1) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  specificato nella seguente tabella e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  relativi al particolare tipo di opera:

Parametro cui applicare il coefficiente parziale		Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Descrizione	Simbolo			
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_{\kappa}$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$c'_{\kappa}$	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_{\gamma}$	1,00	1,00

Tab. 4.2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

- 2) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati delle prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  relativi al particolare tipo di opera;
- 3) sulla base di misure dirette effettuate su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  relativi al particolare tipo di opera.

Si precisa che per le rocce ed i materiali lapidei, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniassiale  $q_u$ , deve essere applicato un coefficiente parziale  $\gamma_{qu} = 1,6$ .

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali.

La verifica nei confronti degli stati limite ultimi viene effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno o al raggiungimento degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- a) SLU di tipo geotecnico (GEO):
  - Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
  - Collasso per scorrimento sul piano di posa;
  - Stabilità globale.
- b) SLU di tipo strutturale (STR):
  - Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, accertando che la condizione  $E_d \leq R_d$  sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.
  - Stabilità globale, utilizzando la combinazione "2" (A2+M2+R2) e tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali per le azioni, per i parametri geotecnici e per le resistenze globali
- c) Le rimanenti verifiche devono essere effettuate seguendo almeno uno dei seguenti approcci (ed utilizzando i valori dei coefficienti parziali):
  - **Approccio 1:** Combinazione 1 (A1+M1+R1)  
 Combinazione 2 (A2+M2+R2)
  - **Approccio 2:** Combinazione (A1+M1+R3)

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

Tab. 4.3: Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

### Fattori correttivi sismici: Paolucci e Pecker (1997)

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma nei riguardi della determinazione del  $q_{lim}$  vengono introdotti, all'interno della formula di Terzaghi, i fattori correttivi z:

$$z_c = 1 - 0.32 \cdot K_h \qquad z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \varphi}\right)^{0.35} \qquad z_\gamma = z_q$$

Dove il  $K_h$  è il coefficiente sismico orizzontale. Le verifiche sono state effettuate considerando quindi i seguenti parametri sismici:

- $A_{MAX}$  (ag/g): **0.162g** (relativa a SLV;  $T_r = 475$  anni);
- coefficiente intensità sismica del terreno  $K_h$ : **0.057**

Nel nostro caso specifico, per quanto riguarda le **opere di fondazione ipotizzate**, nelle verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi è stato calcolato lo **SLU sia a breve che a lungo termine** utilizzando i seguenti approcci di calcolo:

- 1) **Approccio 1** - combinazione 2 (A2 + M2 + R2);
- 2) **Approccio 2** - combinazione (A1 + M1 + R3).

Utilizzando l'**Approccio 1**, combinazione 2 (A2 + M2 + R2) si è calcolato lo stato limite ultimo, in condizioni "drenate", dove  $C' \neq 0$  e  $\varphi' \neq 0$ , considerando l'**angolo di attrito caratteristico**. Applicando il coefficiente di riduzione parziale per la tangente dell'angolo di attrito secondo la relazione:  $\text{tg } \varphi'd = \text{tg } \varphi'k / 1,25$ , dove  $\varphi'd$  è l'**angolo d'attrito di progetto**. Quindi, utilizzando la riduzione parziale per la tangente dell'angolo di attrito e per la coesione, secondo la formula di Terzaghi si ottiene, per l'area in esame, uno stato limite ultimo pari a:

#### CONDIZIONE STATICA (Terzaghi)

##### Carico limite ultimo SLU - Lungo Termine – Condizioni drenate

Profondità di imposta	Dimensioni della fondazione	Carico limite ultimo SLU
		F.S. = 1.8
- 3.80 m da p.c.	3.00 m x 3.00 m	2.18 kg/cm <sup>2</sup> $\approx$ 218 kN/m <sup>2</sup>

#### CONDIZIONE SISMICA PSEUDOSTATICA (PAOLUCCI E PECKER [1997])

##### Carico limite ultimo SLU SLV- Lungo Termine – Condizioni drenate

Profondità di imposta	Dimensioni della fondazione	Carico limite ultimo SLU
		F.S. = 1.8
- 3.80 m da p.c.	3.00 m x 3.00 m	1.97 kg/cm <sup>2</sup> $\approx$ 197 kN/m <sup>2</sup>

Sarà cura del Progettista implementare le verifiche geotecniche previste dal D.M. 14/01/2008 sulla base del dimensionamento esecutivo delle fondazioni.

In considerazione della eterogeneità dei terreni si consiglia comunque di non superare la capacità portante ammissibile di 1,9 kg/cm<sup>2</sup>

#### 4.4 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

Per liquefazione di un terreno s'intende il quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio, con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi. I fenomeni di liquefazione interessano i **depositi sabbiosi saturi** e dipendono da:

- proprietà geotecniche dei terreni;
- caratteristiche delle vibrazioni sismiche e loro durata;
- genesi e storia geologica dei terreni;
- fattori ambientali.

Un **terreno incoerente saturo**, in assenza di sollecitazioni sismiche, è soggetto soltanto alla pressione litostatica, dovuta al peso dei sedimenti sovrastanti (in campo libero e con superficie piana).

Durante una sollecitazione sismica vengono indotte nel terreno delle sollecitazioni cicliche di taglio, dovute alla propagazione delle onde sismiche verso la superficie, mentre la pressione litostatica resta costante. Per tutta la durata della scossa ogni elemento di terreno è soggetto ad una serie di sforzi tangenziali che cambiano ripetutamente verso ed ampiezza.

Nei terreni si possono generare fenomeni di liquefazione se la scossa sismica produce un numero di cicli tale da far sì che la pressione interstiziale uguagli la pressione di confinamento. Nei depositi la pressione di confinamento aumenta con la profondità, mentre l'ampiezza dello sforzo di taglio indotto dal sisma diminuisce. La resistenza alla liquefazione quindi è maggiore con la profondità. Di conseguenza, maggiore è la **durata di un terremoto** (maggior numero di cicli), più alta è la possibilità che si arrivi alla liquefazione. Inoltre, maggiore è l'**ampiezza della vibrazione** e della deformazione indotta e minore è il numero di cicli necessari per giungere a tale condizione.

Il terreno può essere però soggetto a sforzi di taglio statici dovuti alla presenza di strutture in superficie o alla sua particolare posizione (per es. ai di sotto di un versante). In questo caso l'instaurarsi del fenomeno della liquefazione dipende, oltre che dalle caratteristiche del sisma, anche dal rapporto che si stabilisce tra le tensioni di taglio indotte da quest'ultimo e quelle statiche preesistenti al terremoto.

La probabilità che un deposito raggiunga le condizioni per la liquefazione dipende anche dallo stato di addensamento, dalla composizione granulometrica, dalle condizioni di drenaggio, dalla storia delle sollecitazioni sismiche e dall'età del deposito stesso.

Tanto minore è il **grado di addensamento** del materiale (elevato indice dei vuoti e bassa densità relativa) tanto maggiore è la probabilità che, a parità di altre condizioni, un deposito raggiunga lo stato di liquefazione.

Anche la **distribuzione**, la **forma delle particelle** e il **grado di uniformità** influenzano notevolmente il fenomeno, per le implicazioni che questi fattori hanno sulla resistenza al taglio e per il modo di dissiparsi della pressione interstiziale in eccesso.

I terreni indagati sono caratterizzati prevalentemente da sedimenti coesivi non saturi e granulari ad altro grado di addensamento non saturi, per cui si esclude il pericolo di liquefazione dei terreni, saranno tuttavia possibili cedimenti indotti da densificazione post sismica.

## 5 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

La presente relazione, redatta ai sensi del D.M. 14 Gennaio 2008 "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni", è finalizzata alla realizzazione del nuovo magazzino comunale di San Cesario Sul Panaro.

### SISMICA

In base alla nuova classificazione sismica, redatta al fine di definire un sistema normativo per la progettazione antisismica e acquisire dei criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale, il Comune di San Cesario Panaro ricade in **classe 3**.

Sulla base dei risultati ottenuti dall'indagine sismica MASW eseguita sul sedime dell'area di studio, si è ottenuto il seguente valore:

MASW	Vs30 = 335 m/s	categoria C
------	----------------	-------------

Secondo la classificazione del suolo, ai sensi della nuova normativa sismica per gli edifici (D.M. 14 Gennaio 2008) si classifica il terreno di fondazione come appartenente alla **categoria C**, corrispondente a *depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine di media consistenza con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < N_{SPT,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u30} < 250$  KPa nei terreni a grana fine).*

Il valore di accelerazione massimo in superficie può essere determinato secondo:

$$A_{max} = S_s \cdot a_g \cdot S_T = 1.47 \cdot 0.162 \text{ g} \cdot 1.0 = 0.238 \text{ g}$$

### CAPACITÀ PORTANTE

Ai soli fini della fattibilità progettuale si è valutata la capacità portante di una soluzione fondale a plinti diretti collegati, che necessariamente dovranno essere appoggiati omogeneamente in ghiaia. Preme sottolineare che, dalle indagini eseguite, si evidenzia una situazione di forte disomogeneità litologica dell'area di sedime del futuro fabbricato, infatti la quota di rinvenimento del primo strato di ghiaia è variabile da -1,40 a -3,80 (cfr. TAV.6). In fase di scavo sarà necessario raggiungere uniformemente lo strato di ghiaia al fine di fornire alle fondazioni un appoggio dalle caratteristiche geomeccaniche omogenee (fig.12).



# ALLEGATI CARTOGRAFICI



**Dr. Geol. Marco Roli**

**Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche**  
via G. Gozzano n°74 - Tel. 059/773706 - Fax. 328508689554 - cell. 3288689554 - Email: [marcoroli@inwind.it](mailto:marcoroli@inwind.it)



Fig. 12: sezione geologica del sito

**CONDIZIONE SISMICA PSEUDOSTATICA (PAOLUCCI E PECKER [1997])**

**Carico limite ultimo SLU SLV- Lungo Termine – Condizioni drenate**

Profondità di imposta	Dimensioni della fondazione	Carico limite ultimo SLU
		F.S. = 1.8
- 3.80 m da p.c.	3.00 m x 3.00 m	1.97 kg/cm <sup>2</sup> ≈ 197 kN/m <sup>2</sup>

Sarà cura del Progettista implementare le verifiche geotecniche previste dai D.M. 14/01/2008 sulla base del dimensionamento esecutivo delle fondazioni.

In considerazione della eterogeneità dei terreni si consiglia comunque di non superare la capacità portante ammissibile di 1,9 kg/cm<sup>2</sup>

**TERRENO DI SCAVO :** La gestione formale ed autorizzativa del progetto di eventuale riutilizzo delle Terre da Scavo (T.R.S.) è demandata al Progettista/D.L. o tecnico abilitato in fase di progetto esecutivo. Il terreno di scavo, se non impiegato in loco, dovrà essere conferito in discarica o trattato ai sensi del D.Lgs. 152/2006, sulla base del D.I. 21 Giugno 2013 n°69 Art. 41- 41bis convertito con L.98-2013. Il terreno dovrà essere sottoposto ad apposita analisi chimico fisica per l'accertamento delle caratteristiche di idoneità finalizzate al corretto riutilizzo e/o smaltimento. Quanto sopra non è oggetto del presente incarico poiché il presente studio e la tipologia di indagini effettuate sono finalizzate esclusivamente alla caratterizzazione geologico-geotecnica e sismica per la modellazione di interazione terreno- struttura come da N.T.C. 2008.

**RACCOMANDAZIONI FINALI :** al fine di mantenere i luoghi nell'attuale stato di stabilità è opportuno raccogliere, canalizzare e recapitare in zone idonee le acque di scolo e gronda, dovrà essere implementata la rete di scolo e deflusso dei terreni circostanti al fine di regimare correttamente le acque meteoriche al di fuori del lotto oggetto di intervento. Per quanto riguarda la decorticazione e la posa dei granulati per la realizzazione del massetto di sottofondazione della pavimentazione, si raccomanda di utilizzare rulli vibranti e di verificare il corretto addensamento e portanza degli strati posati mediante prove di carico su piastra (PLT).

A disposizione per ulteriori chiarimenti cogliamo l'occasione per porgere distinti saluti.

Vignola 16 Dicembre 2014

Dott. Geol. Marco Roli

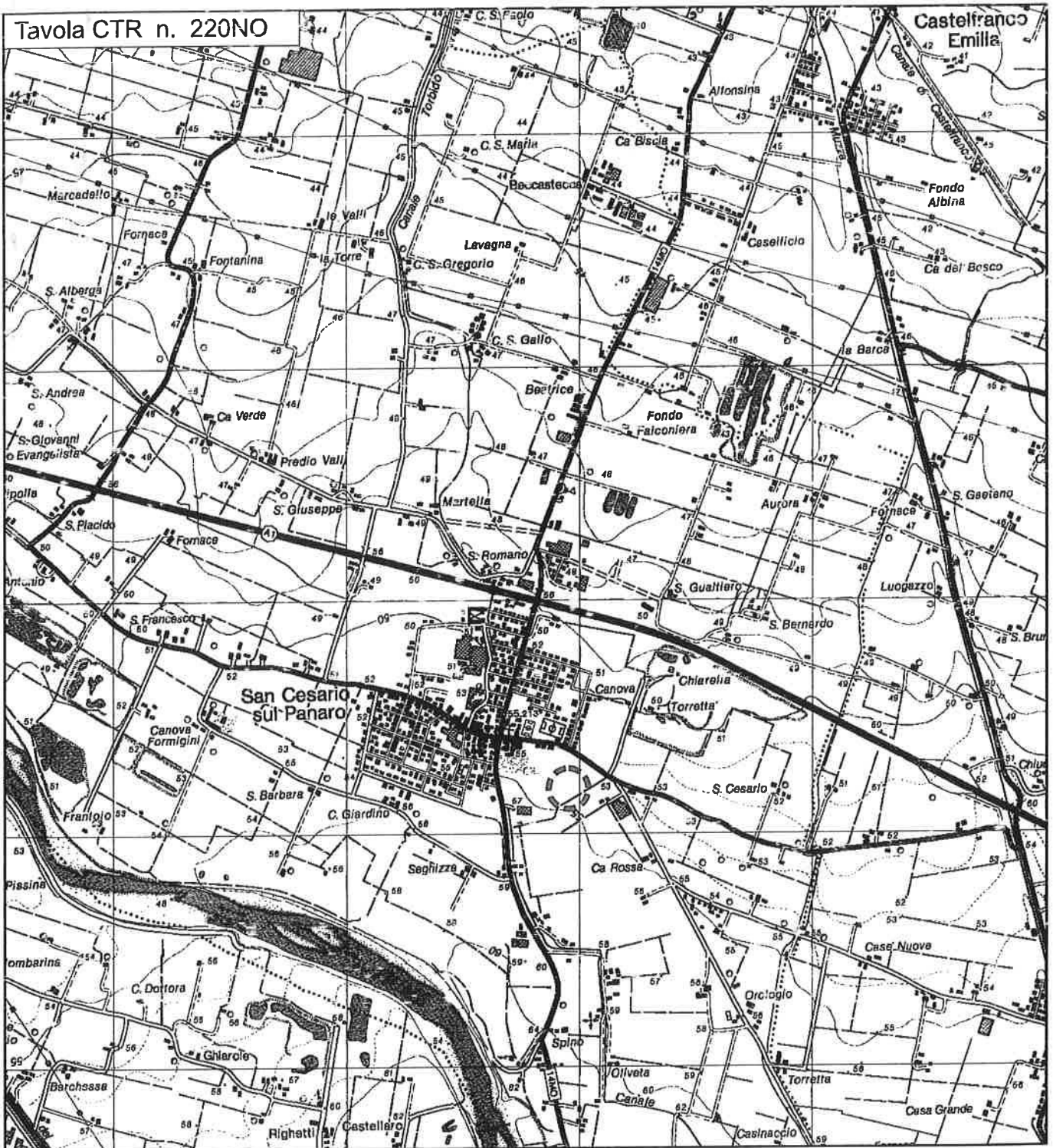


Dr. Geol. Marco Roli

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche

via G. Gozzano n°74 - Tel. 059/773706 - Fax. 328508689554 - cell. 3288689554 - Email: marcoroli@inwind.it

Tavola CTR n. 220NO



Tav. n. 1 "Carta corografica"

Scala 1: 25.000



Legenda



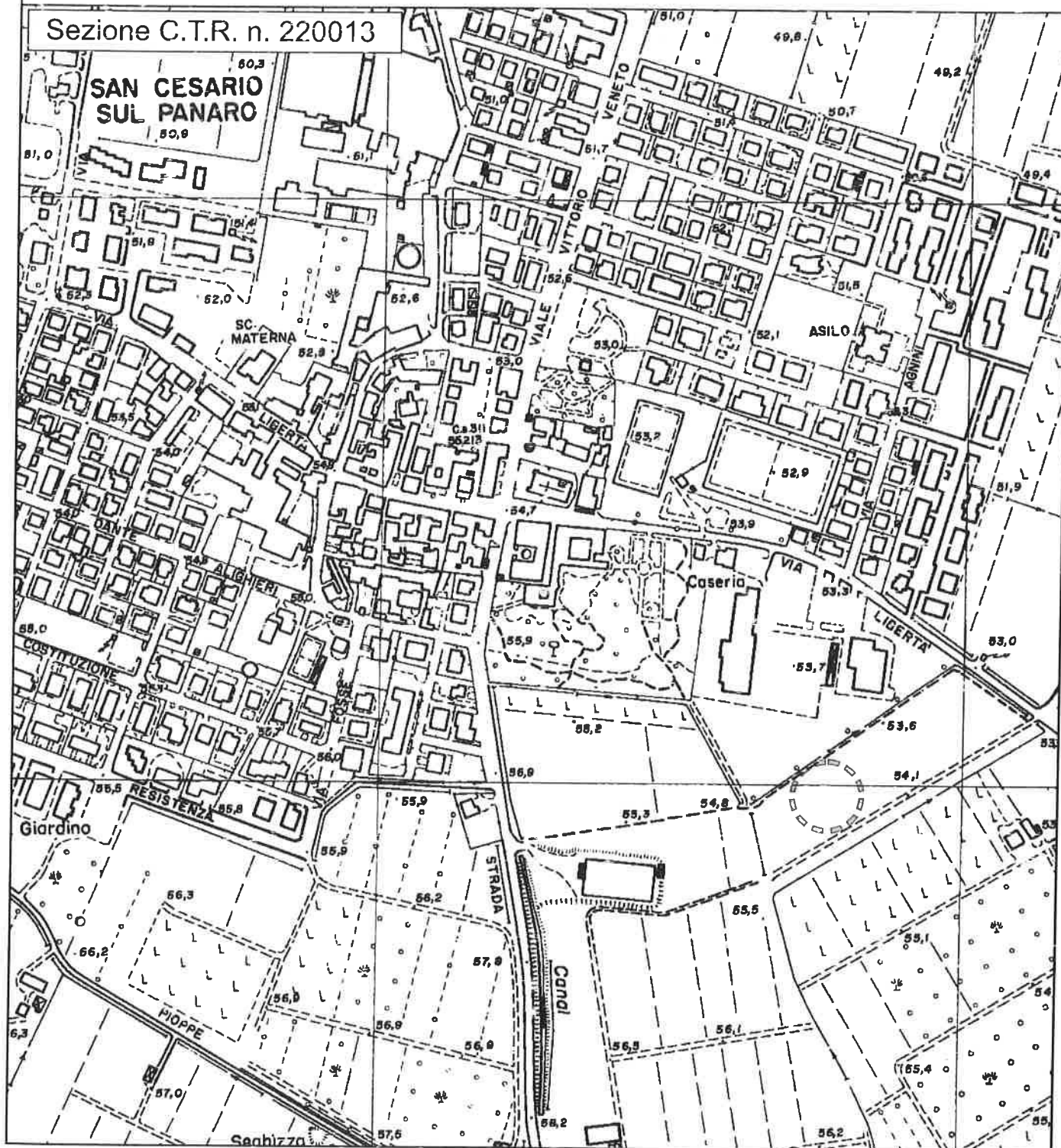
Area di interesse



Dr. Geol. Marco Roli

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche  
via G. Gozzano n°74 - Tel. 059/773706 - Fax. 328508689554 - cell. 3288689554 - Email: marcoroli@inwind.it

Sezione C.T.R. n. 220013



Tav. n. 2 "Carta topografica"

Scala 1: 5.000



Legenda



Area di interesse



Dr. Geol. Marco Roli

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche

via G. Gozzano n°74 - Tel. 059/773706 - Fax. 328508689554 - cell. 3288689554 - Email: marcoroli@inwind.it



### Tav. n. 3 "Ripresa fotografica aerea dell'area di interesse"

(tratta da archivio interattivo "viaMichelin")

Scala grafica



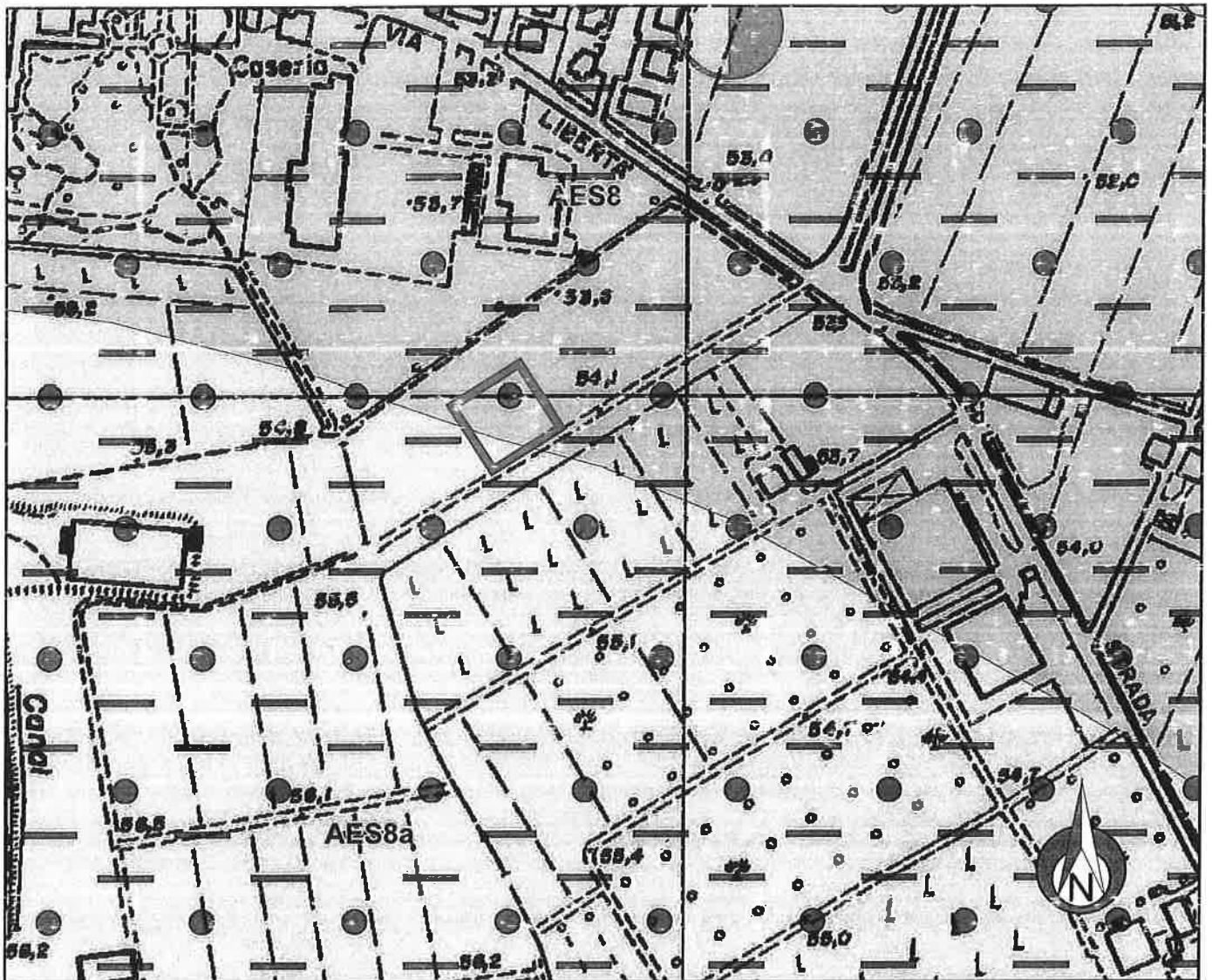
Area oggetto di studio



Dr. Geol. Marco Roli

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche

Via G. Gozzano n°74 - Tel. 059/773706 - Fax. 328508629554 - cell. 3283689554 - Email: marcoroli@inwind.it



## Tav. n. 4 "Carta della litologia di superficie"

Scala 1: 5.000



**AES8 - Subsistema di Ravenna:**

Ghiaie sabbiose, passanti a sabbie e limi organizzate in numerosi ordini di terrazzo alluvionale (*Olocene*).

*Litofacies: limoso sabbiosa*



**AES8a - Unità di Modena**

Depositi ghiaiosi passanti a sabbie e limi di terrazzo alluvionale. Limi prevalenti nelle fasce pedecollinari di interconoide. Unità definita dalla presenza di un suolo a bassissimo grado di alterazione, con profilo potente meno di 100 cm, calcareo, grigio-giallastro o bruno grigiastro. Nella pianura ricopre resti archeologici di età romana del VI secolo d.C..

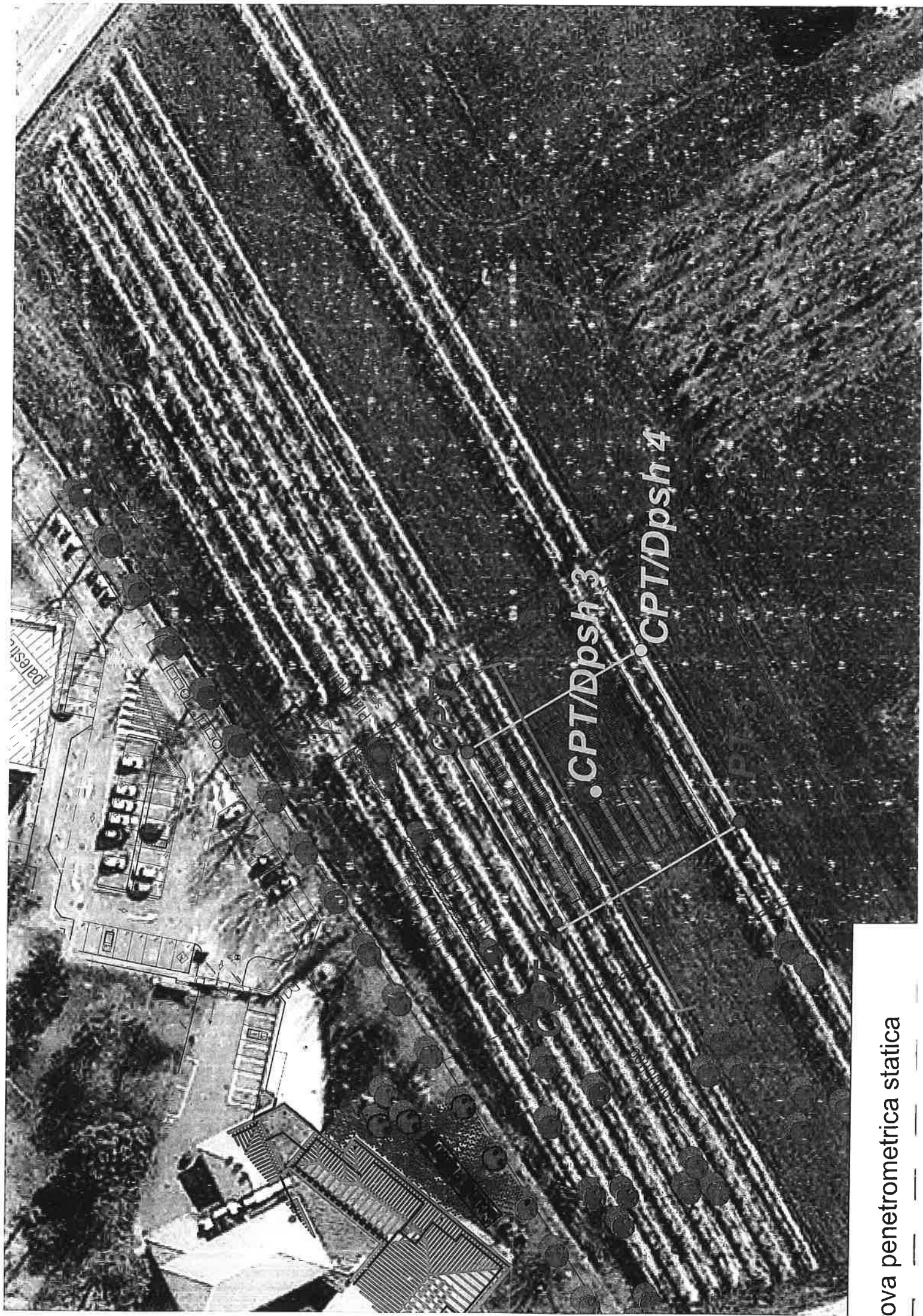
Potenza massima di alcuni metri (< 10 m).

*Post-VI secolo d.C.*

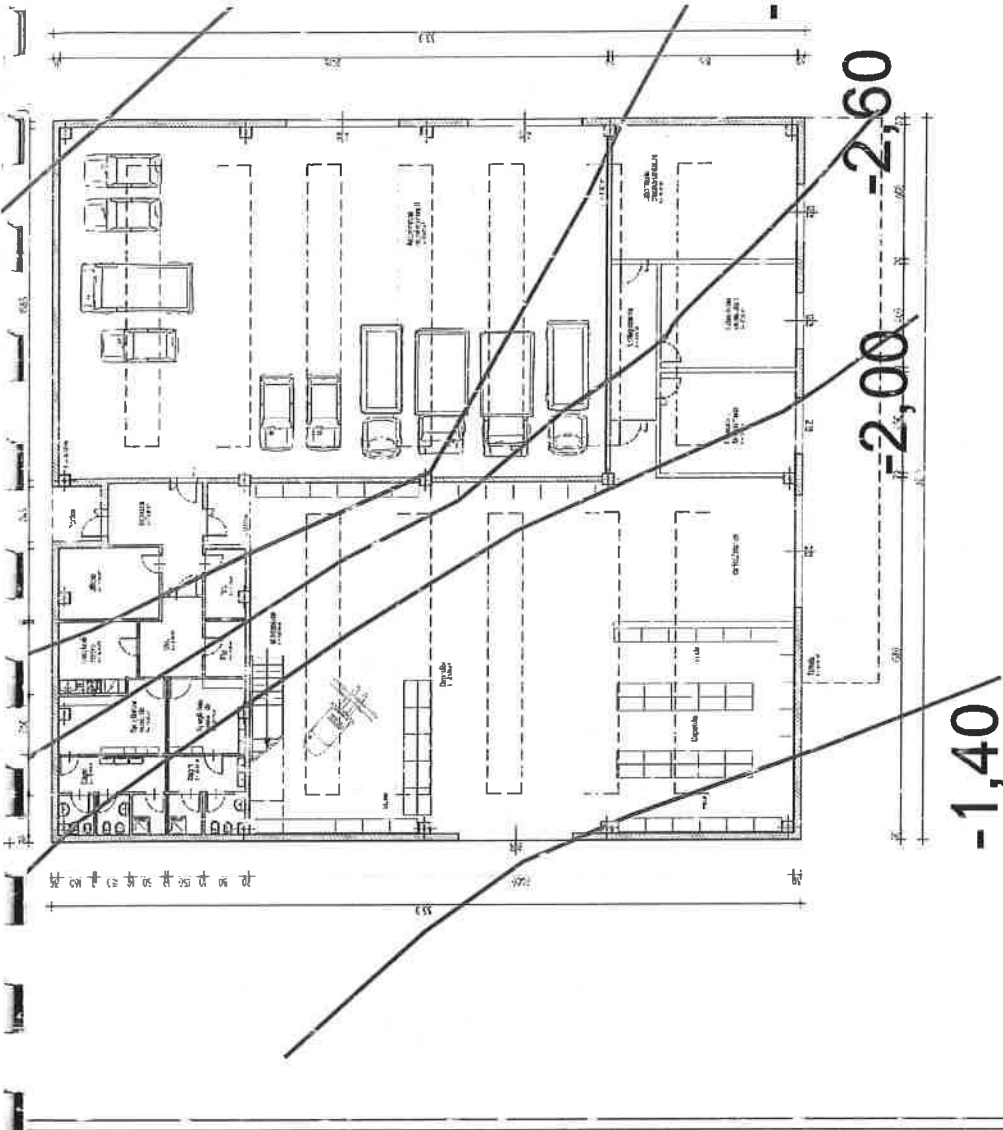
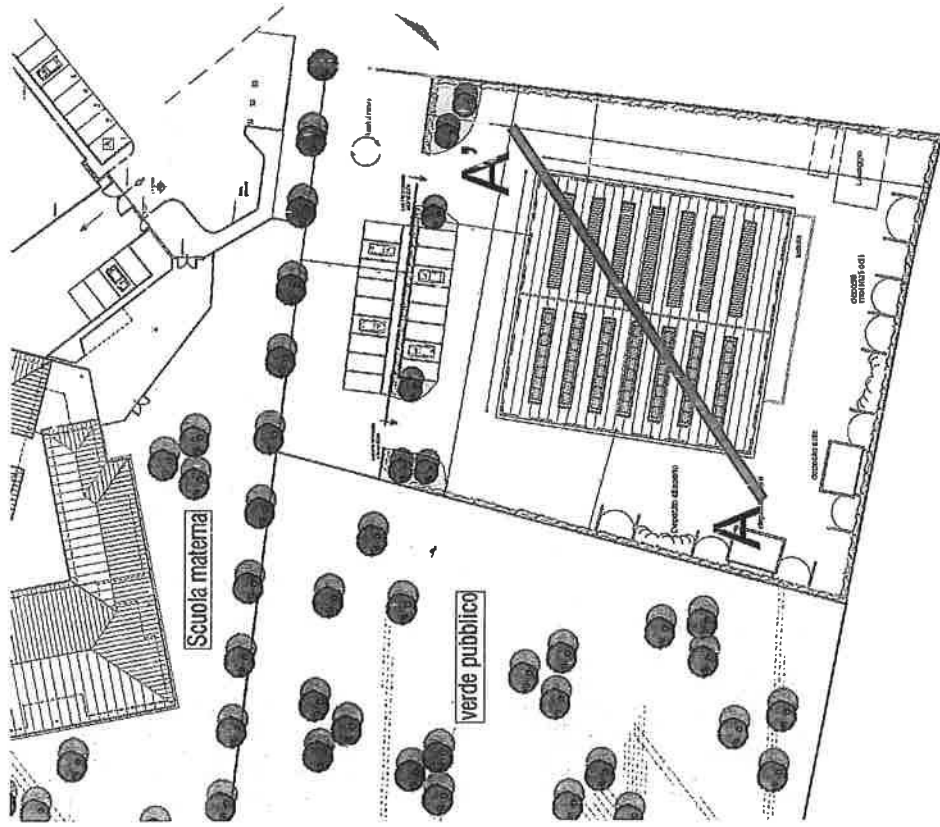
**Legenda:**



Area di interesse



ova penetrometrica statica



pavimentazione + massetto

limi e argille  
consistenti

pavimentazione + massetto

limi mediamente consistenti

limi sabbiosi  
consistenti



# PROVE PENETROMETRICHE



**Dr. Geol. Marco Roli**

**Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche**

via G. Gozzano n°74 - Tel. 059/773706 - Fax. 328508689554 - cell. 3288689554 - Email: [marcoroli@inwind.it](mailto:marcoroli@inwind.it)



**PROVE PENETROMETRICHE SRL**

Via per Modena, 8 - 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

Tel: 059-535046 - e-mail: provepenetrometriche@alice.it - www.provepenetrometriche.com

## LEGENDA VALORI DI RESISTENZA FATTORI DI CONVERSIONE

**Strumento utilizzato:**  
**Pagani TG63-100 - 0**

Caratteristiche:

- punta conica meccanica  $\varnothing$  35.7 mm, area punta  $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- punta conica meccanica angolo di apertura:  $\alpha = 60^\circ$
- manicotto laterale di attrito tipo 'Begemann' ( $\varnothing = 35.7 \text{ mm} - h = 133 \text{ mm} - A_m = 150 \text{ cm}^2$ )
- velocità di avanzamento costante  $V = 2 \text{ cm/sec}$  ( $\pm 0,5 \text{ cm / sec}$ )
- spinta max nominale dello strumento  $S_{max}$  variabile a seconda del tipo
- costante di trasformazione  $CT = \text{SPINTA (Kg)} / \text{LETTURA DI CAMPAGNA}$   
(dato tecnico legato alle caratteristiche del penetrometro utilizzato, fornito dal costruttore)

fase 1 - resistenza alla punta:  $q_c \text{ (MPa)} = (L_1) \times CT / 10$

fase 2 - resistenza laterale locale:  $f_s \text{ (kPa)} = [(L_2) - (L_1)] \times CT / 150$

fase 3 - resistenza totale:  $R_t \text{ (kPa)} = (L_t) \times CT$

- Prima lettura = lettura di campagna durante l'infissione della sola punta (fase 1)
- Seconda lettura = lettura di campagna relativa all'infissione di punta e manicotto (fase 2)
- Terza lettura = lettura di campagna relativa all'infissione delle aste esterne (fase 3)

N.B. : la spinta  $S \text{ (Kg)}$ , corrispondente a ciascuna fase, si ottiene moltiplicando la corrispondente lettura di campagna  $L$  per la costante di trasformazione  $CT$ .

N.B. : causa la distanza intercorrente (20 cm circa) fra il centro del manicotto laterale e la punta conica del penetrometro, la resistenza laterale locale  $f_s$  viene computata 20 cm sopra la punta.

### CONVERSIONI

1 kN (kiloNewton) = 1000 N  $\approx$  100 kg = 0,1 t

1 MN (megaNewton) = 1.000 kN = 1.000.000 N  $\approx$  100 t

1 kPa (kiloPascal) = 1 kN/m<sup>2</sup> = 0,001 MN/m<sup>2</sup> = 0,001 MPa  $\approx$  0,1 t/m<sup>2</sup> = 0,01 kg/cm<sup>2</sup>

1 MPa (megaPascal) = 1 MN/m<sup>2</sup> = 1.000 kN/m<sup>2</sup> = 1000 kPa  $\approx$  100 t/m<sup>2</sup> = 10 kg/cm<sup>2</sup>

1 kg/cm<sup>2</sup> = 10 t/m<sup>2</sup>  $\approx$  100 kN/m<sup>2</sup> = 100 kPa = 0,1 MN/m<sup>2</sup> = 0,1 MPa

1 t = 1000 kg  $\approx$  10 kN

# PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

## LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI

**CPT**
**1**

riferimento

**087-2014**

Committente: **Comune di San Cesario s.P.**  
 Cantiere: **Nuovo magazzino deposito comunale**  
 Località: **San Cesario s.P. (MO), C/so Libertà**

U.M.: **MPa**  
 Pagina: **1/2**  
 Elaborato:

Data exec.: **12/12/2014**  
 Falda: **Assente**

H m	L1 -	L2 -	Lt -	qc MPa	fs kPa	F -	Rf %	H m	L1 -	L2 -	Lt -	qc MPa	fs kPa	F -	Rf %
0,20	0,0	0,0		0,0	147,00	0									
0,40	15,0	37,0		1,5	127,00	12	8,5								
0,60	14,0	33,0		1,4	120,00	12	8,6								
0,80	22,0	40,0		2,2	160,00	14	7,3								
1,00	23,0	47,0		2,3	180,00	13	7,8								
1,20	24,0	51,0		2,4	160,00	15	6,7								
1,40	24,0	48,0		2,4	180,00	13	7,5								
1,60	36,0	63,0		3,5	193,00	19	5,4								
1,80	74,0	103,0		7,3	520,00	14	7,0								
2,00	75,0	153,0		7,4	393,00	19	5,2								
2,20	77,0	136,0		7,5	413,00	19	5,4								
2,40	88,0	150,0		8,6	347,00	25	3,9								
2,60	85,0	137,0		8,3	447,00	19	5,3								
2,80	52,0	119,0		5,1	340,00	15	6,5								
3,00	48,0	99,0		4,7	633,00	8	13,2								
3,20	45,0	140,0		4,4	393,00	11	8,7								
3,40	53,0	112,0		5,2	253,00	21	4,9								
3,60	50,0	86,0		4,9	33,00	152	0,7								
3,80	195,0	200,0		19,1											

PROVE PENETROMETRICHE s.r.l.

Via per Modena, 8 - CASTELNUOVO R.

H = profondità

L1 = prima lettura (punta)

L2 = seconda lettura (punta + laterale)

Lt = terza lettura (totale)

CT = 10,00 costante di trasformazione

qc = resistenza di punta

fs = resistenza laterale calcolata

0.20 m sopra quota qc

F = rapporto Begemann (qc / fs)

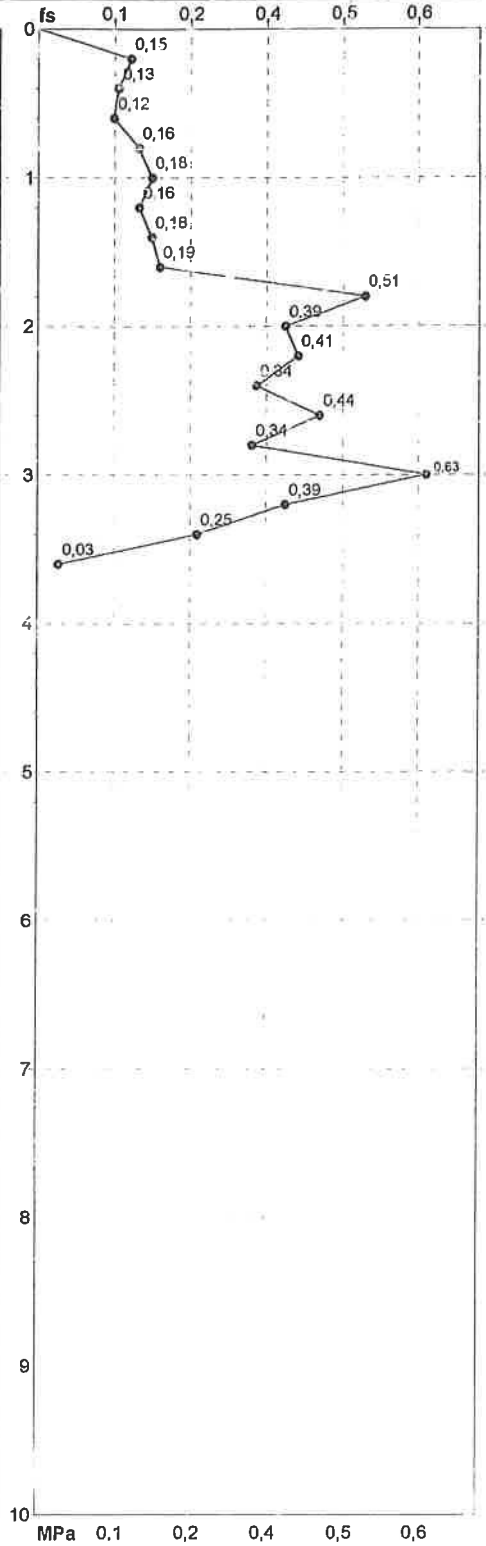
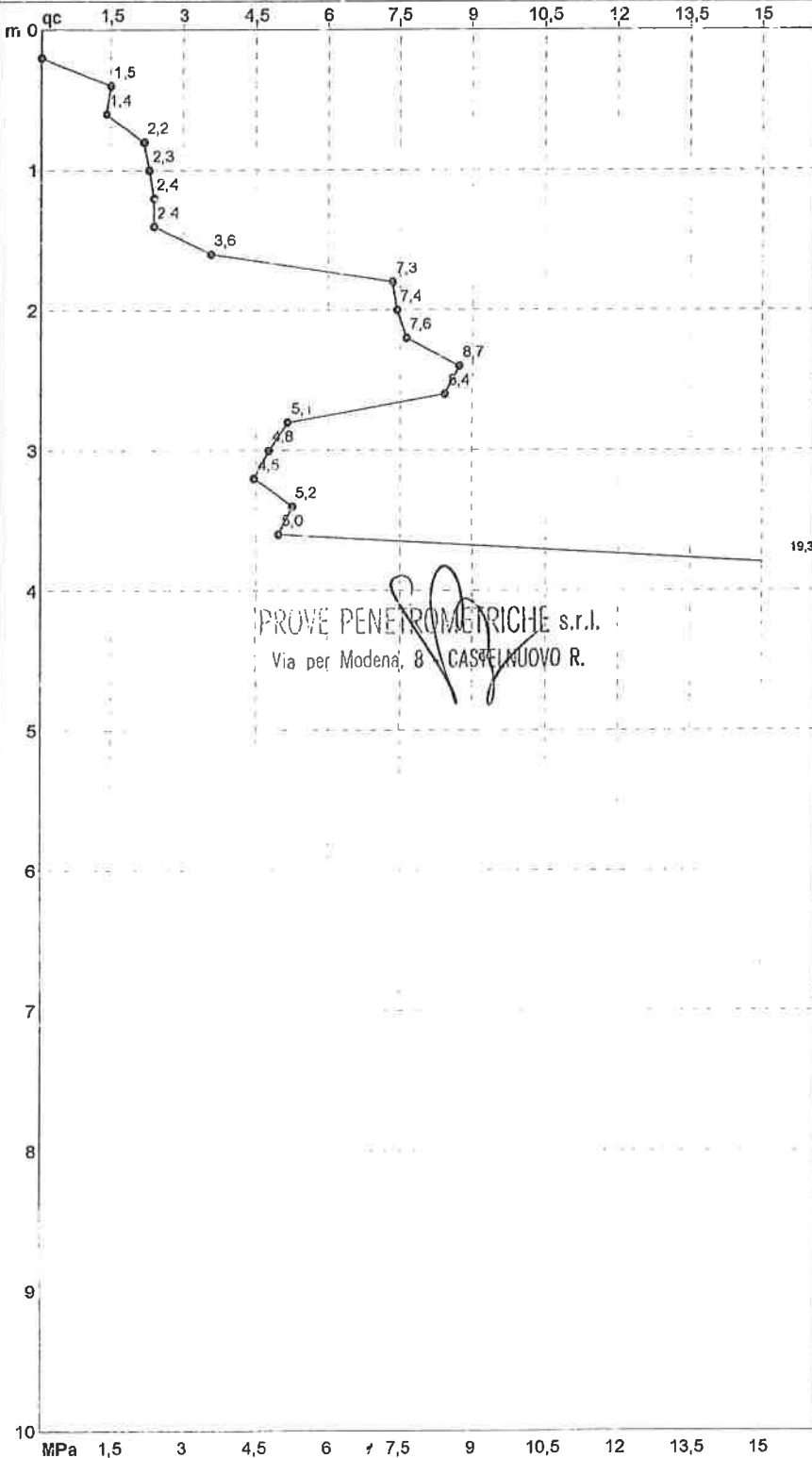
Rf = rapporto Schmertmann (fs / qc)\*100

**PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA**  
**DIAGRAMMI DI RESISTENZA**

<b>CPT</b>	<b>1</b>
riferimento	<b>087-2014</b>

Committente: **Comune di San Cesario s.P.**  
 Cantiere: **Nuovo magazzino deposito comunale**  
 Località: **San Cesario s.P. (MO), Corso Libertà**

U.M.: **MPa**      Data exec.: **12/12/2014**  
 Scala: **1:50**  
 Pagina: **2/2**      Quota inizio:  
 Elaborato:      Falda: **Assente**



PROVE PENETROMETRICHE s.r.l.  
 Via per Modena, 8 CASTELNUOVO R.

Penetrometro: **Pagani TG63-100**  
 Responsabile: **Dott. Geol. Davide Gualdi**  
 Assistente:

Preforo: **m**  
 Corr.astine: **kN/ml**  
 Cod. punta:

**PROVE PENETROMETRICHE SRL**

Via per Modena, 8 - 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

Tel: 059-535046 - e-mail: provepenetrometriche@alice.it - www.provepenetrometriche.com

**PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA  
LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI****CPT****2**

riferimento

**087-2014**

Committente: **Comune di San Cesario s.P.**  
 Cantiere: **Nuovo magazzino deposito comunale**  
 Località: **San Cesario s.P. (MO), Corso Libertà**

U.M.: **MPa**      Data esec.: **12/12/2014**  
 Pagina: **1/2**  
 Elaborato:      Faldia: **Assente**

H m	L1	L2	Lt	qc MPa	fs kPa	F	Rf %	H m	L1	L2	Lt	qc MPa	fs kPa	F	Rf %
0,20	0,0	0,0	-	0,0	140,00	0	-								
0,40	13,0	34,0	-	1,3	113,00	12	8,7								
0,60	16,0	33,0	-	1,6	167,00	10	10,4								
0,80	22,0	47,0	-	2,2	193,00	11	8,8								
1,00	23,0	52,0	-	2,3	193,00	12	8,4								
1,20	23,0	52,0	-	2,3	153,00	15	6,7								
1,40	24,0	47,0	-	2,4	227,00	11	9,5								
1,60	35,0	69,0	-	3,4	73,00	48	2,1								
1,80	33,0	47,0	-	3,5	667,00	5	18,5								
2,00	250,0	350,0	-	24,5	133,00	188	0,5								
2,20	300,0	320,0	-	29,4	-	-	-								

PROVE PENETROMETRICHE s.r.l.  
 Via per Modena, 8 - CASTELNUOVO R.

H = profondità  
 L1 = prima lettura (punta)  
 L2 = seconda lettura (punta + laterale)  
 Lt = terza lettura (totale)  
 CT = 10,00 costante di trasformazione

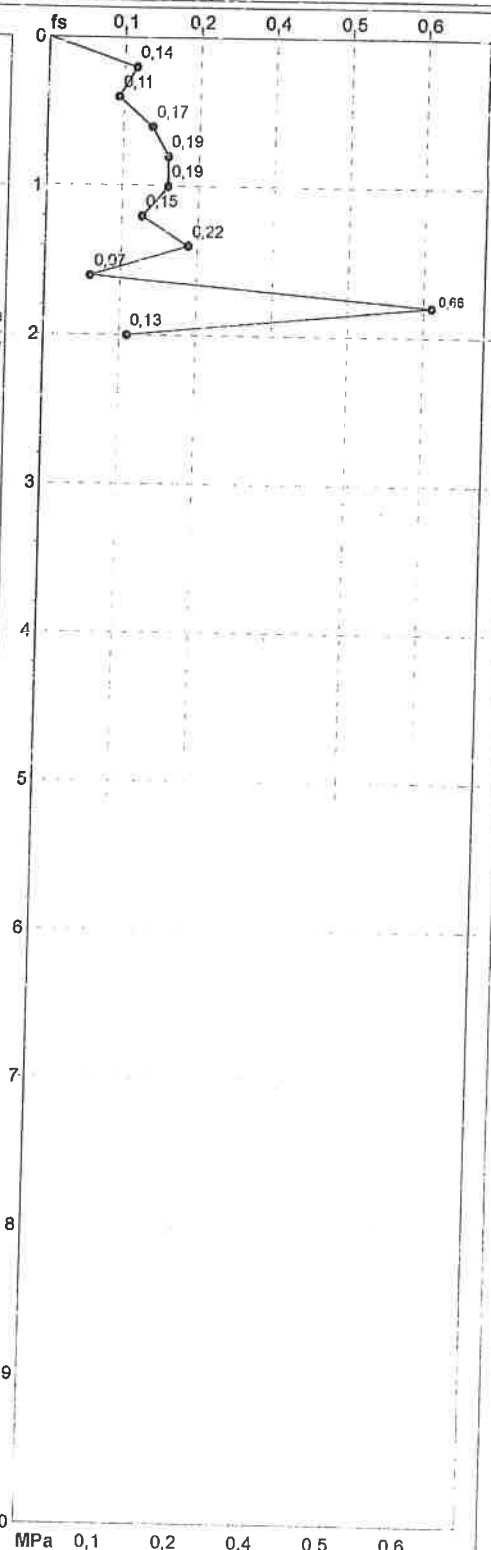
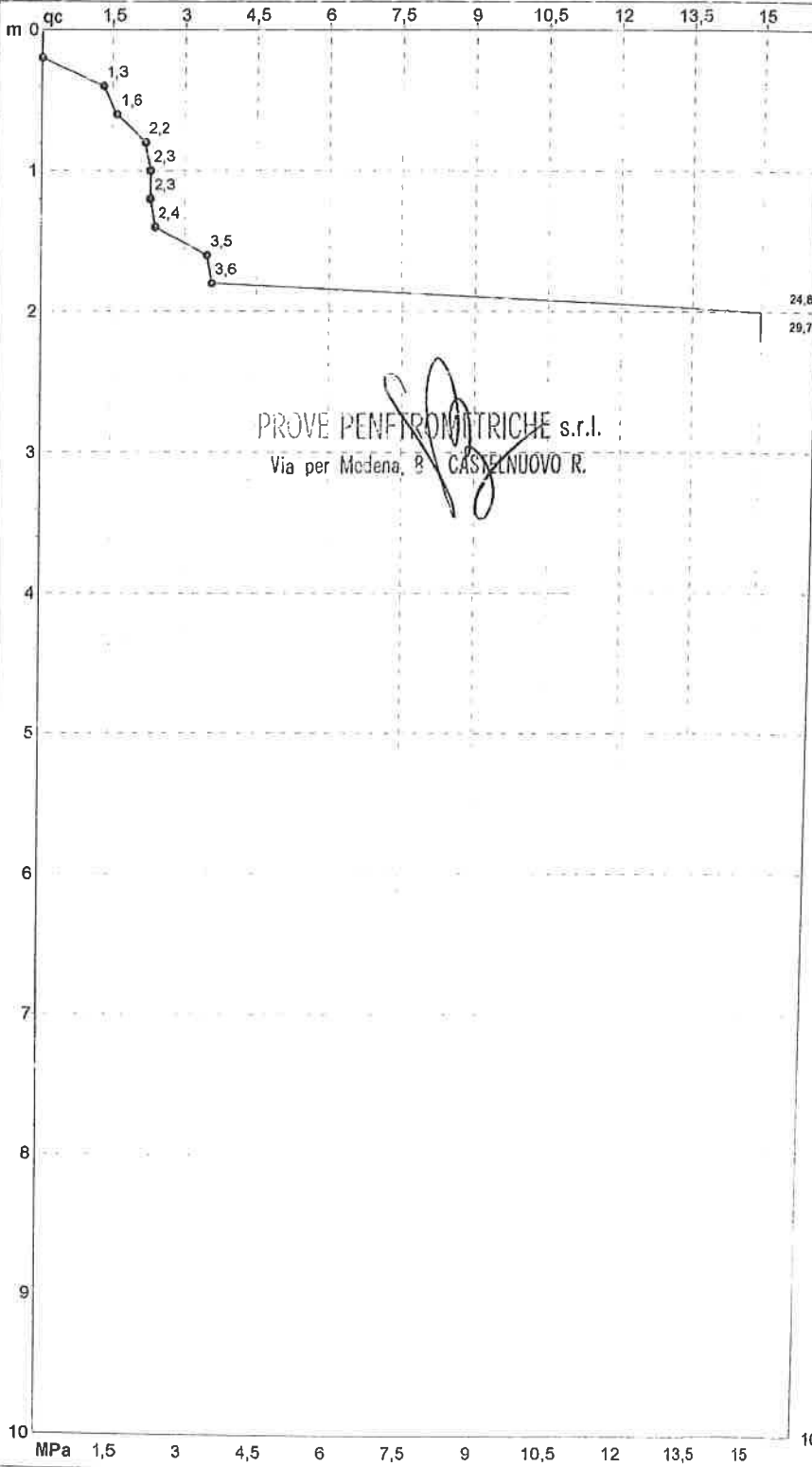
qc = resistenza di punta  
 fs = resistenza laterale calcolata  
 0.20 m sopra quota qc  
 F = rapporto Begemann (qc / fs)  
 Rf = rapporto Schmertmann (fs / qc)\*100

**PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA**  
**DIAGRAMMI DI RESISTENZA**

<b>CPT</b>	<b>2</b>
riferimento	<b>087-2014</b>

Committenzie: **Comune di San Cesario s.P.**  
 Cantiere: **Nuovo magazzino deposito comunale**  
 Località: **San Cesario s.P. (MO), Corso Libertà**

U.M.: **MPa**      Data esec.: **12/12/2014**  
 Scala: **1:50**  
 Pagina: **2/2**      Quota inizio:  
 Elaborato:      Falda: **Assente**



PROVE PENETROMETRICHE s.r.l.  
 Via per Modena, 8 CASTELNUOVO R.

Penetrometro: **Pagani TG63-100**  
 Responsabile: **Dott. Geol. Davide Gualdi**  
 Assistente:

Preforo: **m**  
 Corr.astine: **kN/ml**  
 Cod punta:

# PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

## LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI

**CPT**
**3**

riferimento

**087-2014**

 Committente: **Comune di San Cesario s.P.**  
 Cantiere: **Nuovo magazzino deposito comunale**  
 Località: **San Cesario s.P. (MO), Corso Libertà**

 U.M.: **MPa**      Data esec.: **12/12/2014**  
 Pagina: **1/2**  
 Elaborato:      Falda: **Assente**

H m	L1 -	L2 -	Lt -	qc MPa	fs kPa	F -	Rf %	H m	L1 -	L2 -	Lt -	qc MPa	fs kPa	F -	Rf %
0,20	0,0	0,0		0,0	80,00	0									
0,40	13,0	25,0		1,3	87,00	15	6,7								
0,60	11,0	24,0		1,1	113,00	10	10,3								
0,80	22,0	39,0		2,2	147,00	15	6,7								
1,00	23,0	45,0		2,3	140,00	16	6,1								
1,20	72,0	93,0		7,1	340,00	21	4,7								
1,40	74,0	125,0		7,3	373,00	20	5,0								
1,60	79,0	135,0		7,7	307,00	26	3,9								
1,80	81,0	127,0		7,9	300,00	27	3,7								
2,00	91,0	136,0		8,9	313,00	29	3,4								
2,20	75,0	122,0		7,4	253,00	30	3,4								
2,40	86,0	124,0		8,4	327,00	26	3,8								
2,60	68,0	117,0		6,7	273,00	25	4,0								
2,80	64,0	105,0		6,3	227,00	28	3,5								
3,00	77,0	111,0		7,5	400,00	19	5,2								
3,20	100,0	163,0		9,8	67,00	149	0,7								
3,40	690,0	700,0		67,6											

PROVE PENETROMETRICHE s.r.l.  
 Via per Modena, 8 - CASTELNUOVO R.

H = profondità  
 L1 = prima lettura (punta)  
 L2 = seconda lettura (punta + laterale)  
 Lt = terza lettura (totale)  
 CT = 10,00 costante di trasformazione

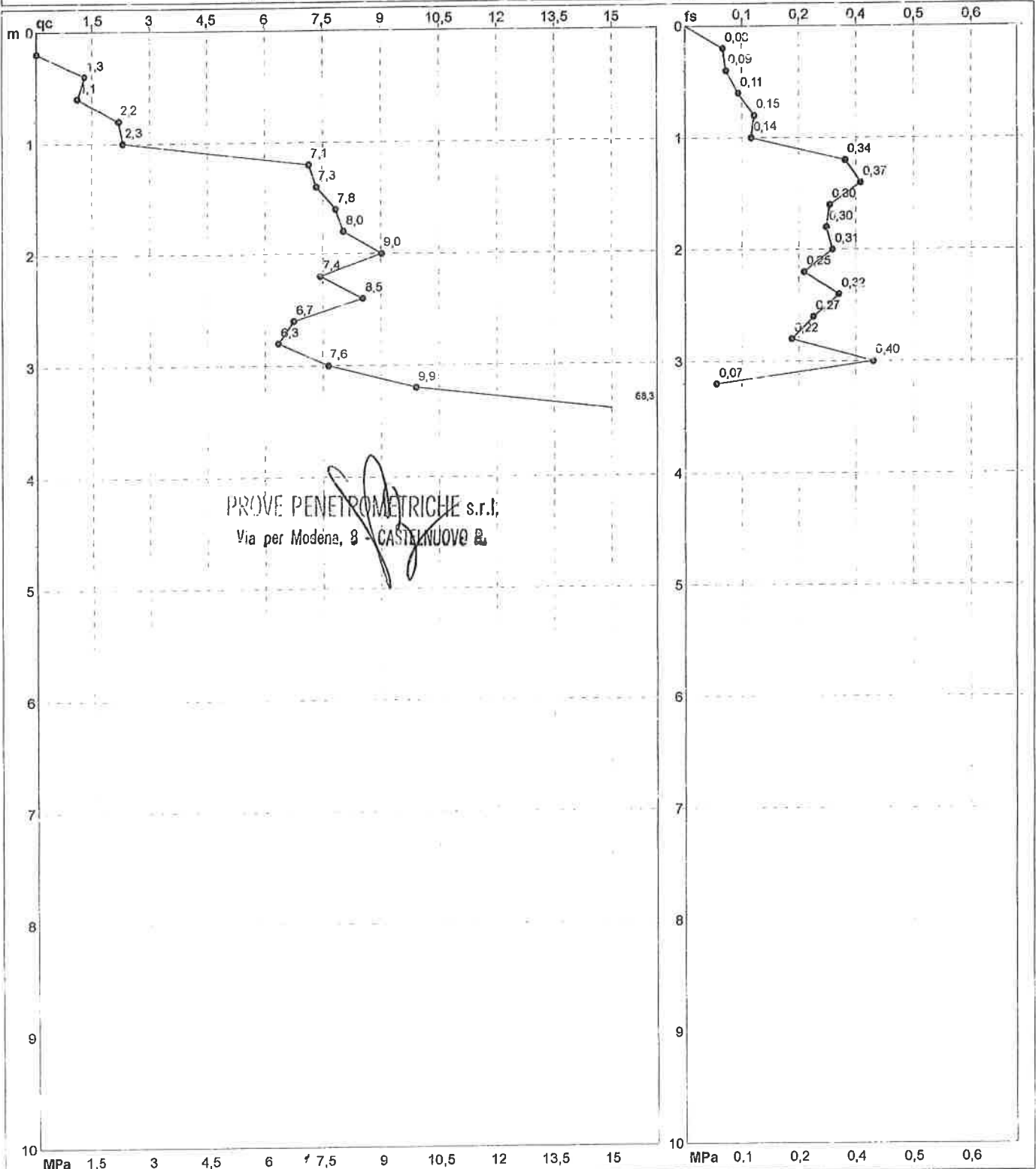
qc = resistenza di punta  
 fs = resistenza laterale calcolata  
 0.20 m sopra quota qc  
 F = rapporto Begemann (qc / fs)  
 Rf = rapporto Schmertmann (fs / qc) \* 100

**PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA**  
**DIAGRAMMI DI RESISTENZA**

<b>CPT</b>	<b>3</b>
riferimento	<b>087-2014</b>

Committente: **Comune di San Cesario s.P.**  
 Cantiere: **Nuovo magazzino deposito comunale**  
 Località: **San Cesario s.P. (MO), Corso Libertà**

U.M.: **MPa**      Data exec.: **12/12/2014**  
 Scala: **1:50**  
 Pagina: **2/2**      Quota inizio:  
 Elaborato:      Falda: **Assente**



PROVE PENETROMETRICHE s.r.l.  
 Via per Modena, 8 - CASTELNUOVO R.

Penetrometro: **Pagani TG63-100**  
 Responsabile: **Dott. Geol. Davide Gualdi**  
 Assistente:

Preforo: **m**  
 Corr.astine: **kN/ml**  
 Cod. punta:

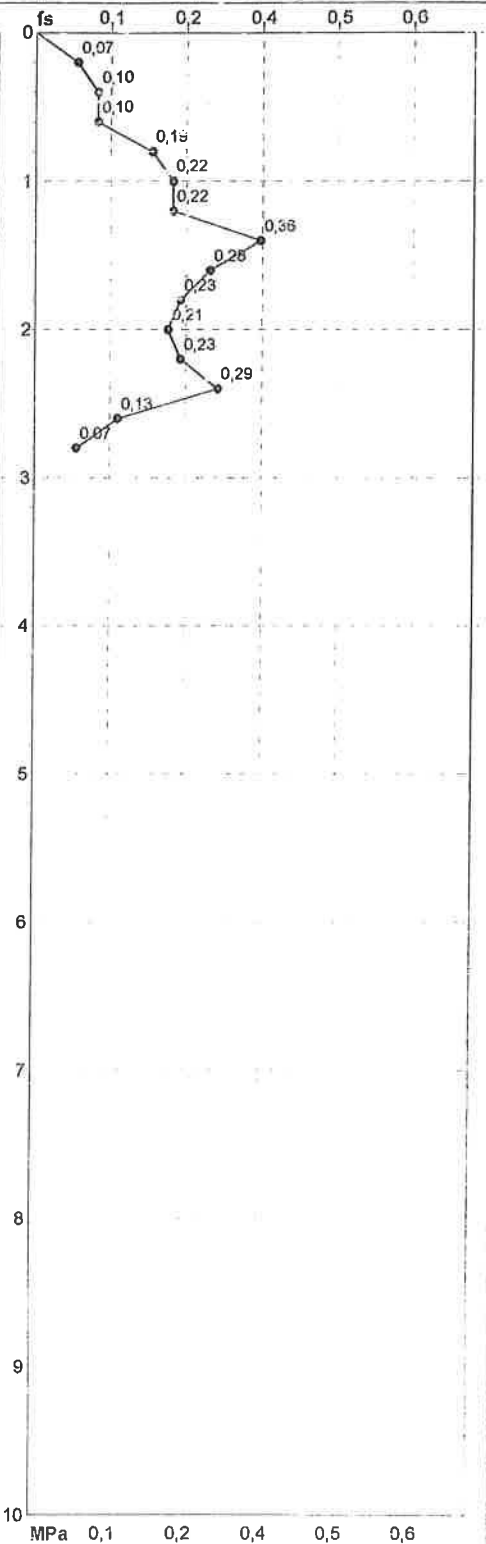
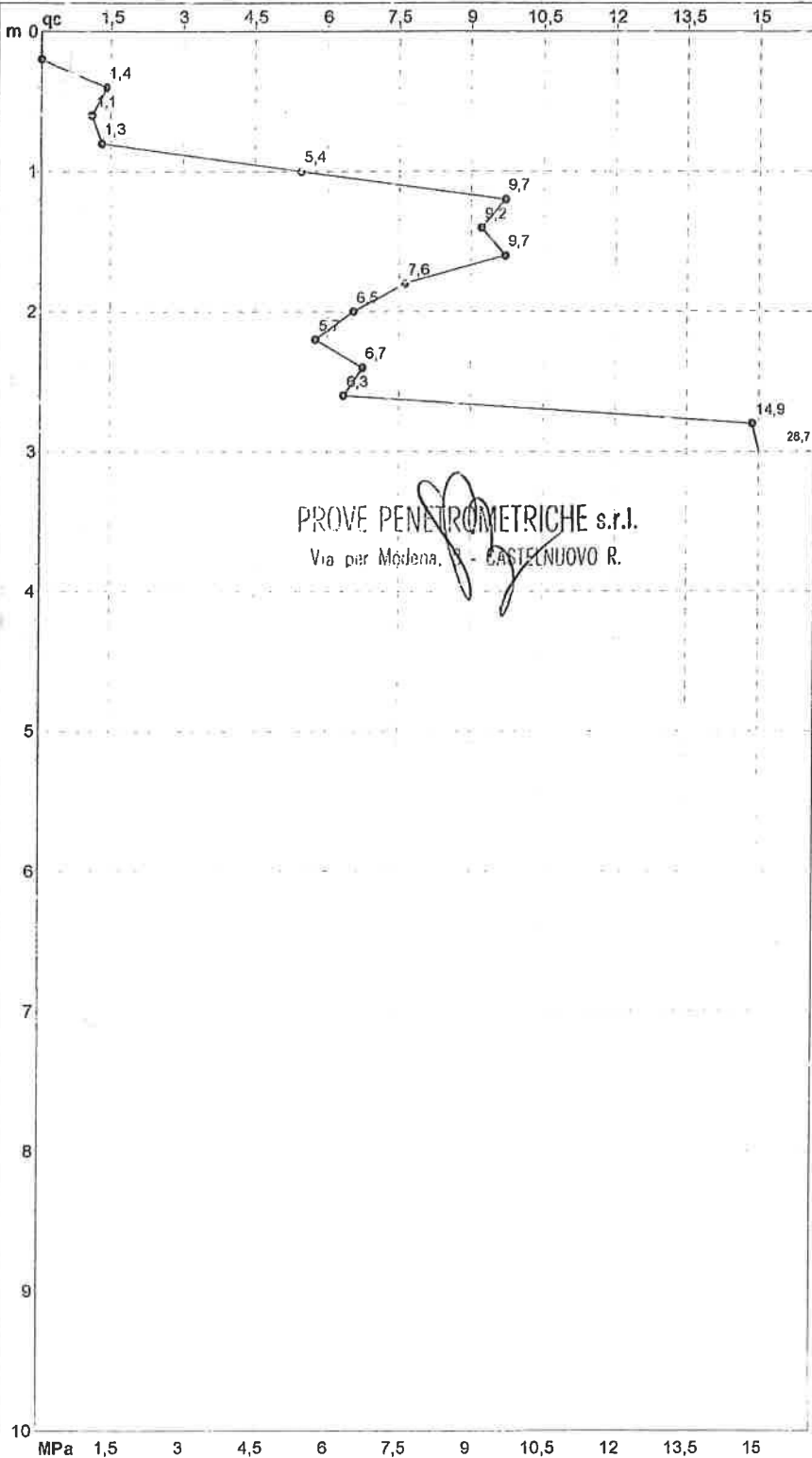


**PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA**  
**DIAGRAMMI DI RESISTENZA**

<b>CPT</b>	<b>4</b>
referimento	<b>087-2014</b>

Committente: **Comune di San Cesario s.P.**  
 Cantiere: **Nuovo magazzino deposito comunale**  
 Località: **San Cesario s.P. (MO), Corso Libertà**

U.M.: **MPa**      Data exec.: **12/12/2014**  
 Scala: **1:50**  
 Pagina: **2/2**      Quota inizio:  
 Elaborato:      Falda: **Foro chiuso**



**PROVE PENETROMETRICHE s.r.l.**  
 Via per Modena, - CASTELNUOVO R.

Penetrometro: **Pagani TG63-100**  
 Responsabile: **Dott. Geol. Davide Gualdi**  
 Assistente:

Preforo: **m**  
 Corr.astine: **kN/ml**  
 Cod. punta:

# PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

## LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI

**CPT**
**5**

riferimento

**087-2014**

 Committente: **Comune di San Cesario s.P.**  
 Cantiere: **Nuovo magazzino deposito comunale**  
 Località: **San Cesario s.P. (MO), Corso Libertà**

 U.M.: **MPa**

 Data csec.: **12/12/2014**

 Pagina: **1/17**

Elaborato:

 Falda: **Assente**

H m	L1	L2	Lt	qc MPa	fs kPa	F	Rf %	H m	L1	L2	Lt	qc MPa	fs kPa	F	Rf %
0,20	0,0	0,0	-	0,0	47,00	0	-								
0,40	16,0	23,0	-	1,6	87,00	18	5,4								
0,60	13,0	26,0	-	1,3	160,00	8	12,3								
0,80	44,0	69,0	-	4,3	193,00	23	4,4								
1,00	74,0	103,0	-	7,3	267,00	28	3,6								
1,20	130,0	170,0	-	12,7	200,00	65	1,5								
1,40	140,0	170,0	-	13,7	67,00	209	0,5								
1,60	290,0	300,0	-	28,4											

**PROVE PENETROMETRICHE srl**  
 LABORATORIO GEOTECNICO  
 IL TECNICO

H = profondità  
 L1 = prima lettura (punta)  
 L2 = seconda lettura (punta + laterale)  
 Lt = terza lettura (totale)  
 CT = 10,00 costante di trasformazione

qc = resistenza di punta  
 fs = resistenza laterale calcolata  
 0.20 m sopra quota qc  
 F = rapporto Begemann (qc / fs)  
 Rf = rapporto Schmertmann (fs / qc)\*100

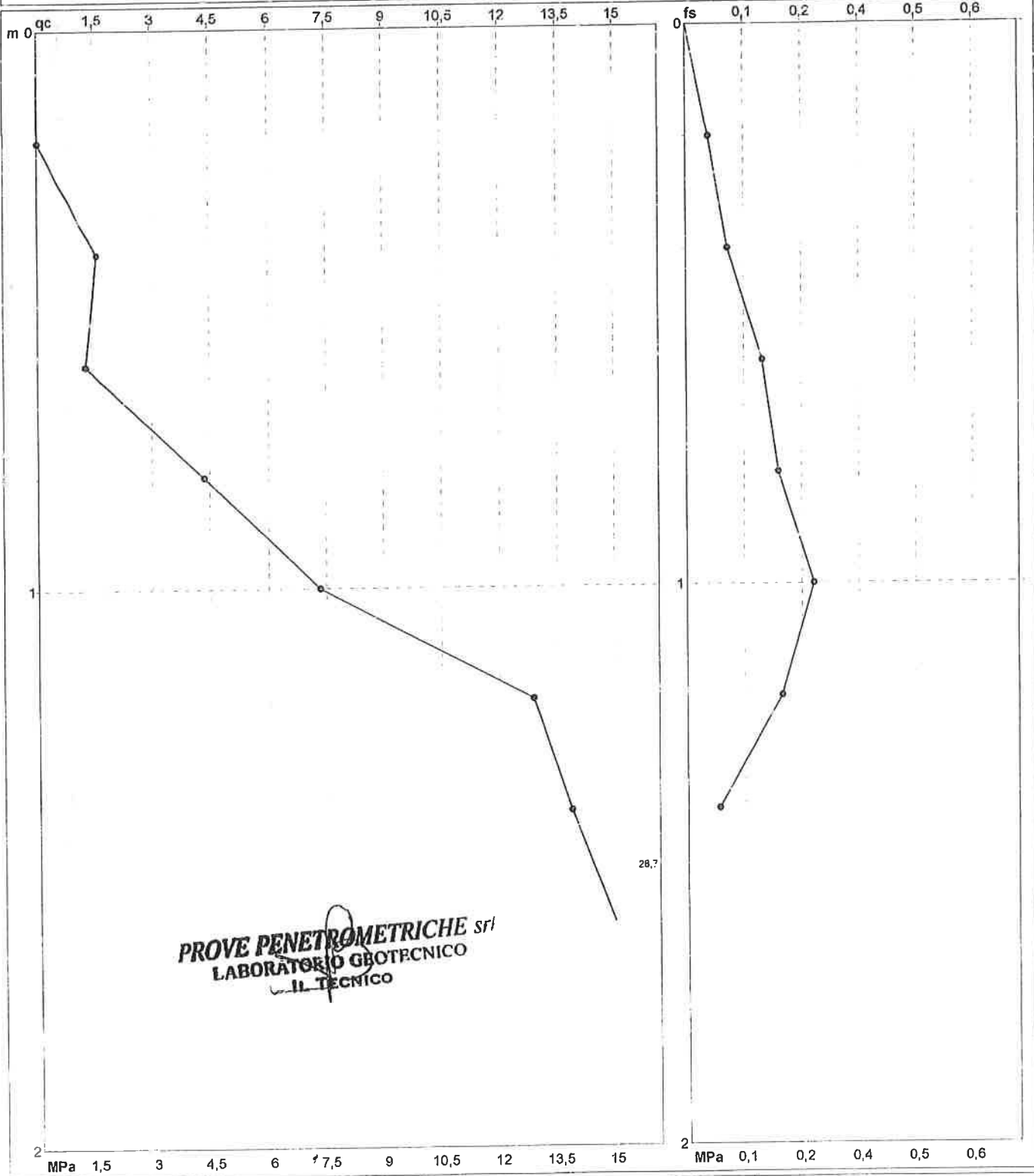


**PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA**  
**DIAGRAMMI DI RESISTENZA**

<b>CFT</b>	<b>5</b>
referimento	<b>087-2014</b>

Committente: **Comune di San Cesario s.P.**  
 Cantiere: **Nuovo magazzino deposito comunale**  
 Località: **San Cesario s.P. (MC), Corso Libertà**

U.M.: **MPa**      Data eseg.: **12/12/2014**  
 Scala: **1:10**  
 Pagina: **2/17**      Quota inizio:  
 Elaborato:      Falda: **Assente**



Penetrometro: **DPSH (S. Heavy)**  
 Responsabile: **Dott. Geol. Davide Gualdi**  
 Assistente:

Preforo: **m**  
 Corr.astine: **kN/ml**  
 Cod punta:

# LEGENDA VALUTAZIONI LITOLOGICHE CORRELAZIONI GENERALI

Valutazioni in base al rapporto:  $F = (q_c / f_s)$

Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977

Valide in via approssimata per terreni immersi in falda :

$F = q_c / f_s$	NATURA LITCLOGICA	PROPRIETA'
$F < 1470 \text{ kPa}$	TORBE ED ARGILLE ORGANICHE	COESIVE
$1470 \text{ kPa} < F < 2940 \text{ kPa}$	LIMI ED ARGILLE	COESIVE
$2940 \text{ kPa} < F < 5880 \text{ kPa}$	LIMI SABBIOSI E SABBIE LIMOSE	GRANULARI
$F > 5880 \text{ kPa}$	SABBIE E SABBIE CON GHIAIA	GRANULARI

Vengono inoltre riportate le valutazioni stratigrafiche fornite da Schmertmann (1978), ricavabili in base ai valori di  $q_c$  e di  $FR = (f_s / q_c) \% :$

- AO = argilla organica e terreni misti
- Att = argilla (inorganica) molto tenera
- At = argilla (inorganica) tenera
- Am = argilla (inorganica) di media consistenza
- Ac = argilla (inorganica) consistente
- Acc = argilla (inorganica) molto consistente
- ASL = argilla sabbiosa e limosa
- SAL = sabbia e limo / sabbia e limo argilloso
- Ss = sabbia sciolta
- Sm = sabbia mediamente addensata
- Sd = sabbia densa o cementata
- SC = sabbia con molti fossili, calcarenti

Secondo Schmertmann il valore della resistenza laterale da usarsi, dovrebbe essere pari a:

- $1/3 \pm 1/2$  di quello misurato , per depositi sabbiosi
- quello misurato ( inalterato ) , per depositi coesivi.

# PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

## DIAGRAMMI LITOLOGIA

**CPT**

**1**

referimento

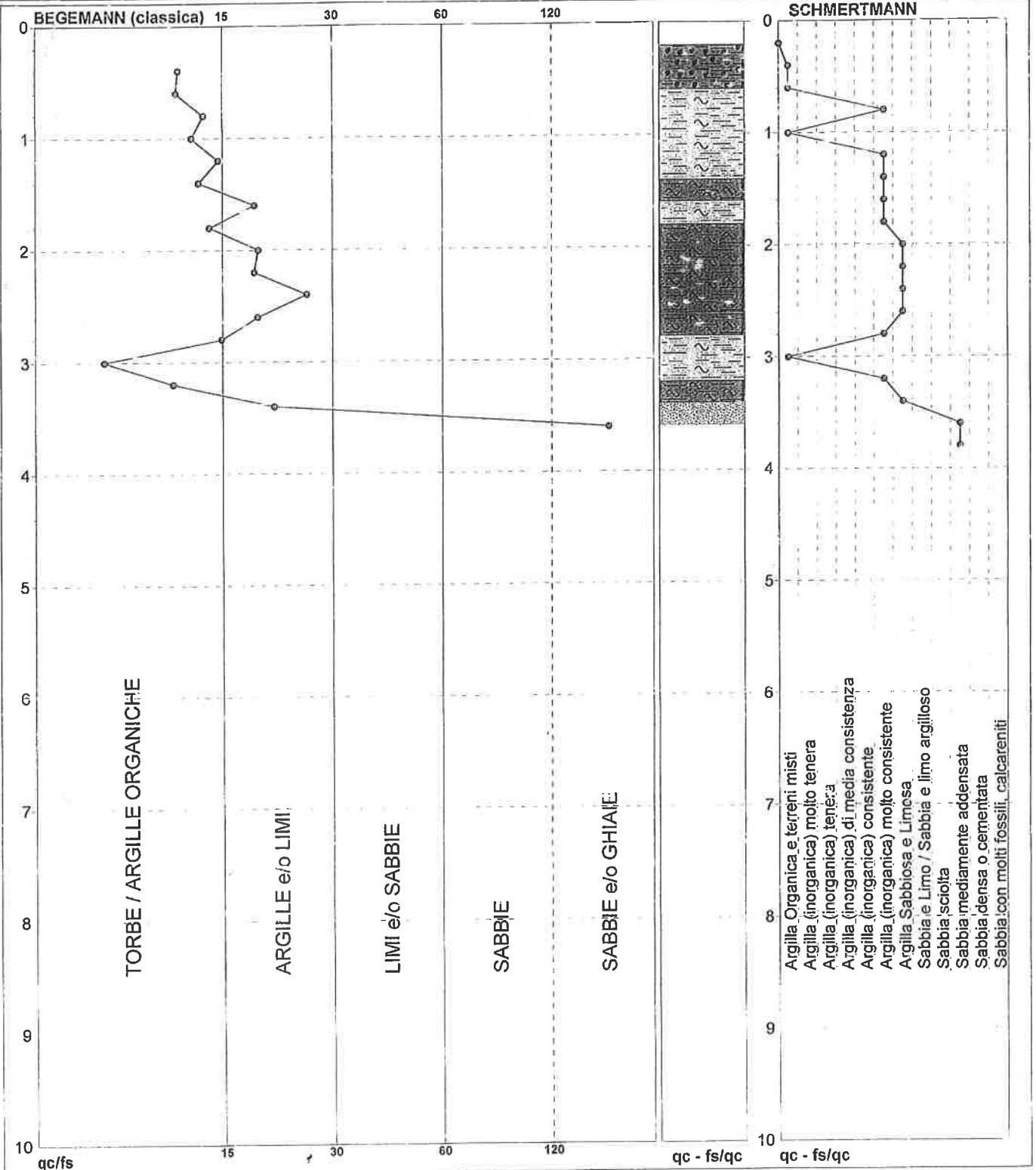
**087-2014**

Committente: Comune di San Cesario s.P.  
 Cantiere: Nuovo magazzino deposito comunale  
 Località: San Cesario s.P. (MC), Corso Libertà

U.M.: MPa  
 Scala: 1:50  
 Pagina: 1  
 Elaborato:

Data esec.: 12/12/2014

Falda: Assente



Torbe / Argille org	10 punti, 20,41%	Argilla Organica e terreni misti:	4 punti, 8,16%	Argilla Sabbiosa e Limosa:	5 punti, 10,20%
Argille e/o Limi	7 punti, 14,29%	Argilla (inorganica) molto consist :	7 punti, 14,29%	Sabbia mediamente addensata:	1 punti, 2,04%
Sabbie e/o Ghiaie	1 punti, 2,04%				

FON018

Software by dott. Geol. Diego Merlini 0425-540820

# PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

## DIAGRAMMI LITOLOGIA

**CPT**

riferimento

**2**

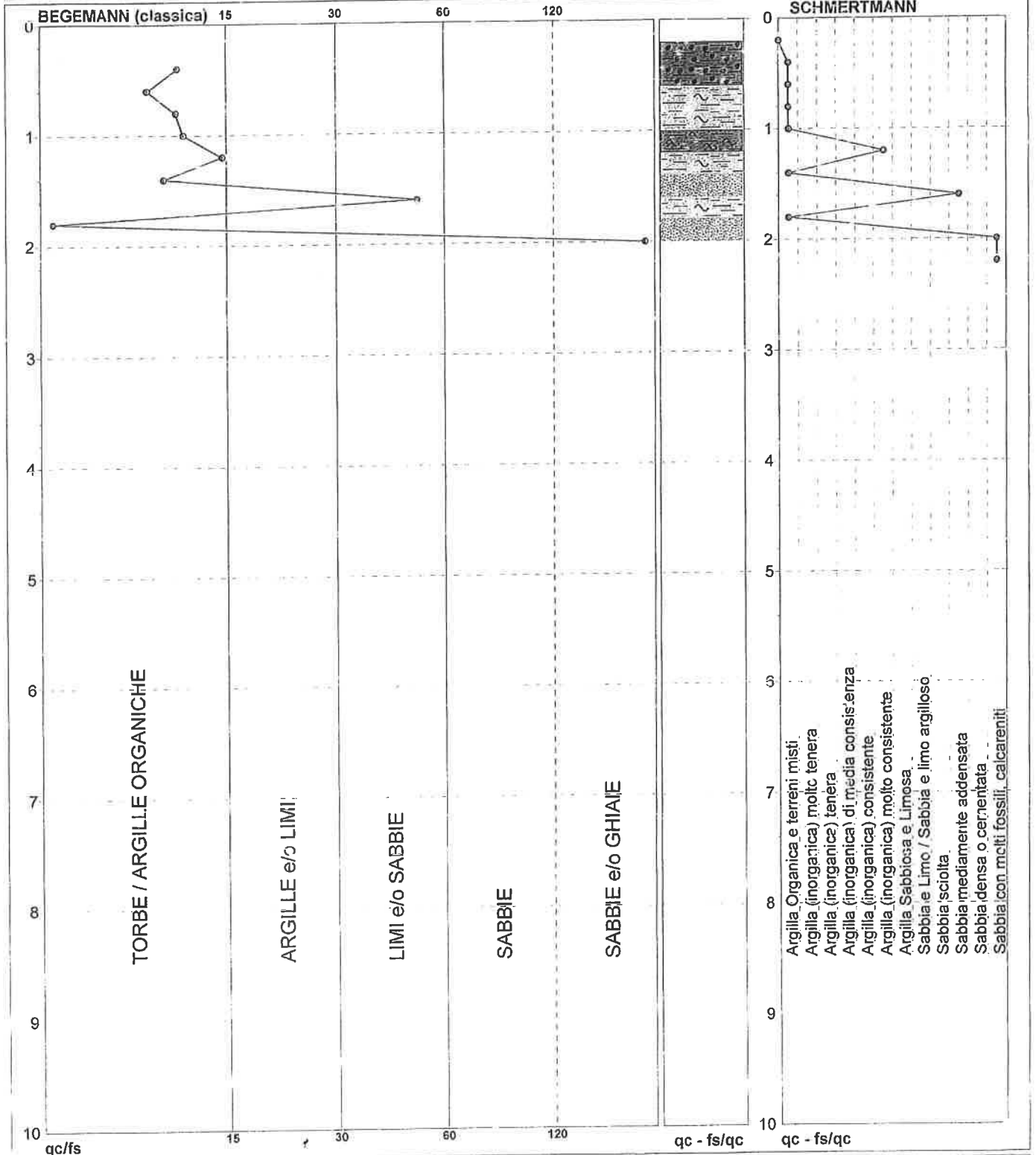
**087-2014**

Committente: Comune di San Cesario s.P.  
 Cantiere: Nuovo magazzino deposito comunale  
 Località: San Cesario s.P. (MO), Corso Libertà

U.M.: MPa  
 Scala: 1:50  
 Pagina: 1  
 Elaborato:

Data esec.: 12/12/2014

Falda: Assente



Torbe / Argille org :	7 punti, 14,29%	Argilla Organica e terreni misti:	6 punti, 12,24%	Argilla Sabbiosa e Limosa:	0 punti, 0,00%
Argille e/o Limi :	1 punti, 2,04%	Argilla (inorganica) molto consist:	1 punti, 2,04%	Sabbia mediamente addensata:	1 punti, 2,04%
Limi e/o Sabbie :	1 punti, 2,04%			Sabbia con molti fossili, calcareniti:	1 punti, 2,04%
Sabbie e/o Ghiaie :	1 punti, 2,04%				

FON018

Software by dott. Geol. Diego Merlin 0425-840520

# PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

## DIAGRAMMI LITOLOGIA

**CPT**

**3**

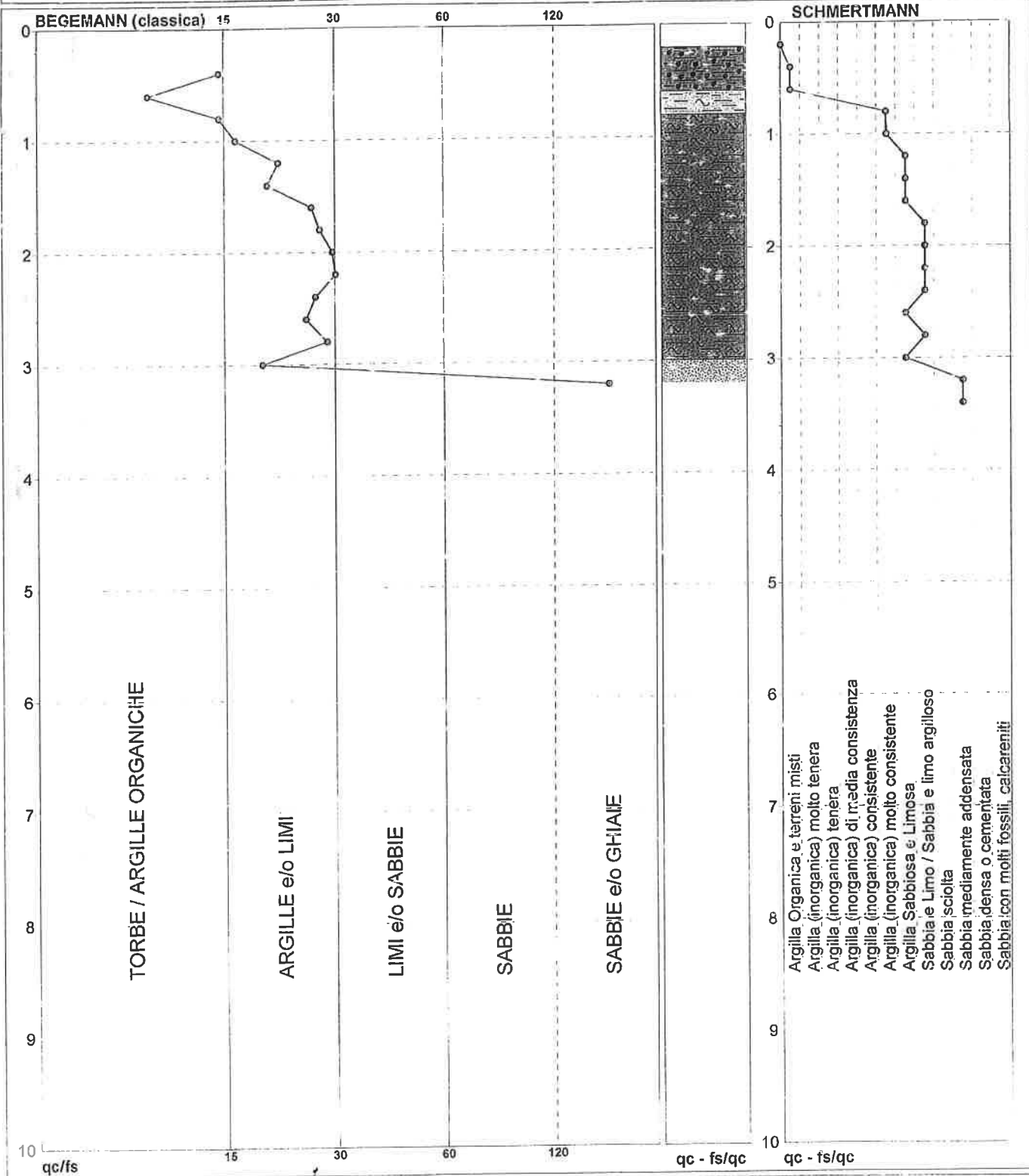
referimento

**087-2014**

Committente: Comune di San Cesario s.P.  
 Cantiere: Nuovo magazzino deposito comunale  
 Località: San Cesario s.P. (MO), Corso Libertà

U.M.: MPa  
 Scala: 1:50  
 Pagina: 1  
 Elaborato:

Data exec.: 12/12/2014  
 Falda: Assente



Torbe / Argille org	4 punti, 8,16%	Argilla Organica e terreni misti:	2 punti, 4,08%	Argilla Sabbiosa e Limosa:	5 punti, 10,20%
Argille e/o Limi :	11 punti, 22,45%	Argilla (inorganica) molto consist.	2 punti, 4,08%	Sabbia e Limo / Sabbia e limo arg	5 punti, 10,20%
Sabbie e/o Ghiaie :	1 punti, 2,04%			Sabbia mediamente addensata	1 punti, 2,04%

FON018

Software by dott. Geol. Diego Merlin 0425-840820

# PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

## DIAGRAMMI LITOLOGIA

**CPT**

4

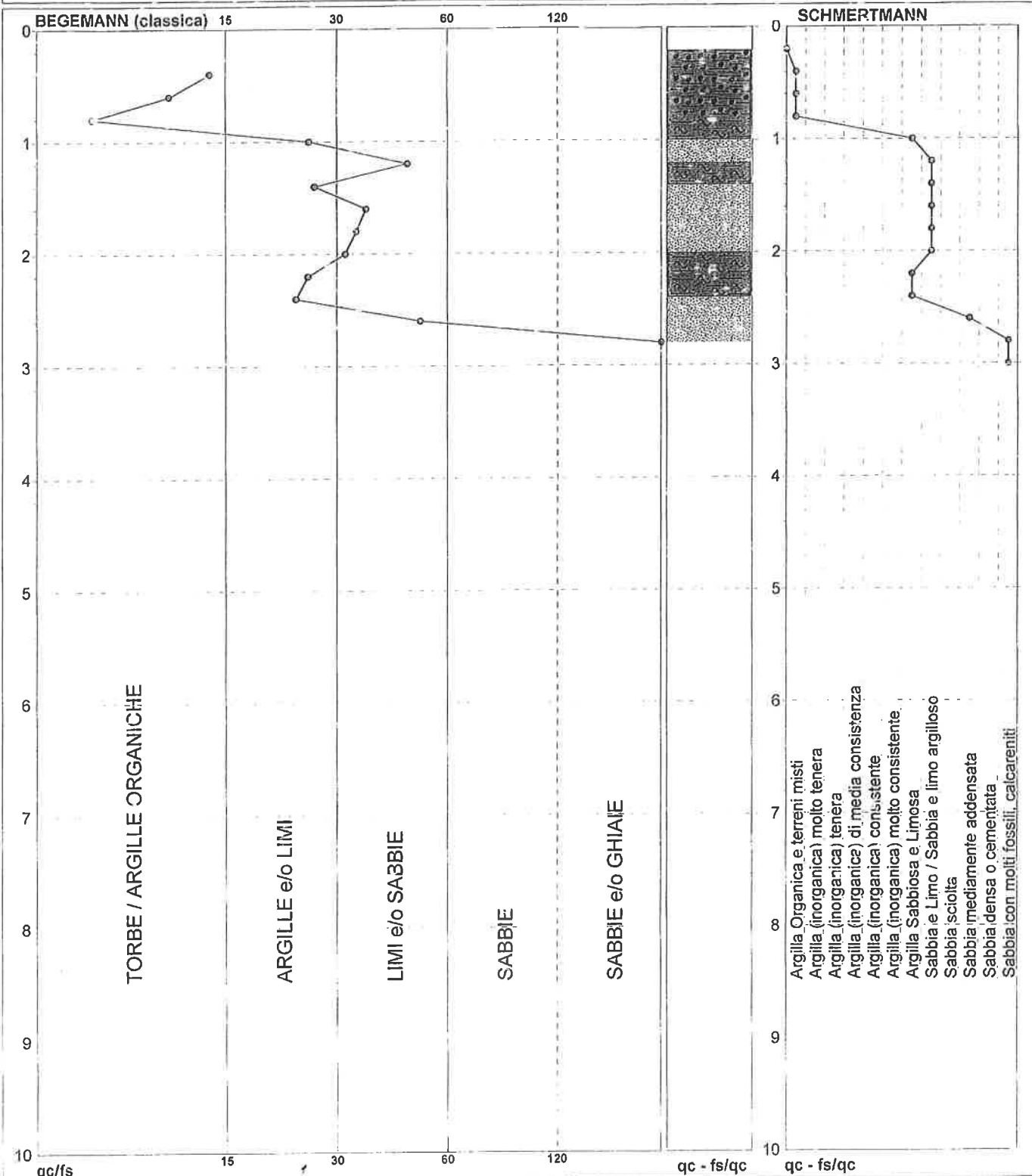
riferimento

087-2014

Committente: Comune di San Cesario s.P.  
 Cantiere: Nuovo magazzino deposito comunale  
 Località: San Cesario s.P. (MO), Corso Libertà

U.M.: MPa  
 Scala: 1:50  
 Pagina: 1  
 Elaborato:

Data esec.: 12/12/2014  
 Falda: Foro chiuso



Torbe / Argille org :	4 punti, 8,16%	Argilla Organica e terreni misti :	3 punti, 6,12%	Sabbia e Limo / Sabbia e limo arg :	5 punti, 10,20%
Argille e/o Limi :	4 punti, 8,16%			Sabbia mediamente addensata :	1 punto, 2,04%
Limi e/o Sabbie :	5 punti, 10,20%			Sabbia con molti fossili, calcareniti :	1 punto, 2,04%
Sabbie e/o Ghiaie :	1 punto, 2,04%				



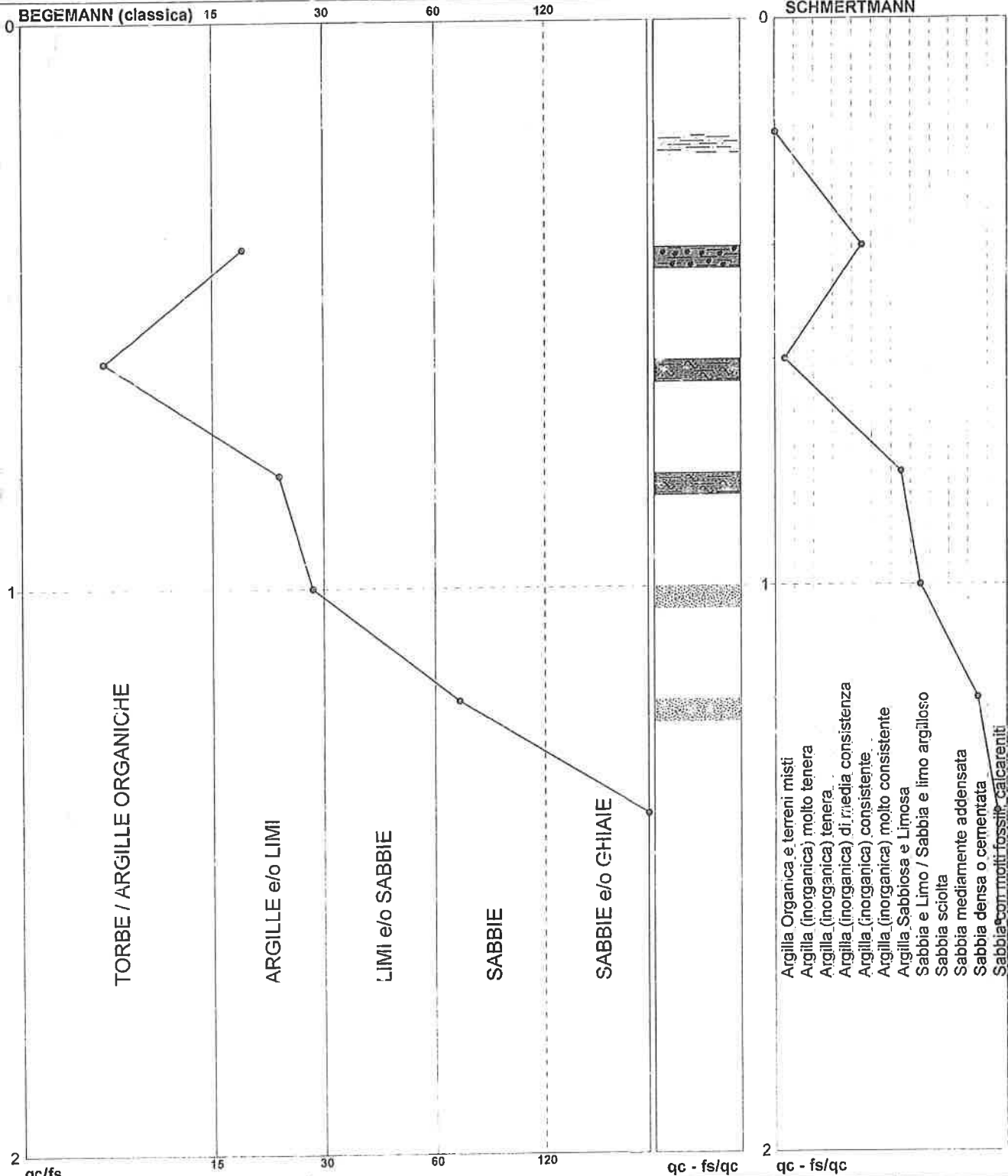
# PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

## DIAGRAMMI LITOLOGIA

<b>CPT</b>	<b>5</b>
referimento	<b>087-2014</b>

Committente: Comune di San Cesario s.P.  
 Cantiere: Nuovo magazzino deposito comunale  
 Località: San Cesario s.P. (MO), Corso Libertà

U.M.: MPa      Data eseg.: 12/12/2014  
 Scala: 1:10  
 Pagina: 3/17  
 Elaborato:      Falda: Assente



Torbe / Argille org :	2 punti, 22,22%	Argilla Organica e terreni misti:	1 punti, 11,11%	Sabbia e Limo / Sabbia e limo arg :	1 punti, 11,11%
Argille e/o Limi :	3 punti, 33,33%	Argilla (inorganica) consistente:	1 punti, 11,11%	Sabbia densa o cementata:	1 punti, 11,11%
Sabbie	1 punti, 11,11%			Sabbia con molti fossili, calcareniti:	1 punti, 11,11%
Sabbie e/o Ghiaie	1 punti, 11,11%				







## LEGENDA SPECIFICHE TECNICHE PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

### DIVERSE TIPOLOGIE DI PENETROMETRI DINAMICI

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'inghiottire nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi  $\delta$ , misurando il numero di colpi N necessari.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti :

- peso massa battente M
- altezza libera caduta H
- punta conica : diametro base cono D , area base A (angolo di apertura  $\alpha$ )
- avanzamento (penetrazione  $\delta$ )
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici) .

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella più sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente) :

### DIVERSE TIPOLOGIE DI PENETROMETRI DINAMICI Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici

Tipo	Sigla di riferimento	massa battente	prof.max indagine
Leggero	DPL (Light)	$M < 10$	8 m
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$	20-25 m
Pesante	DPH (Heavy)	$40 < M < 60$	25 m
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	$M > 60$	> 25 m

Per la visione delle caratteristiche tecniche dei penetrometri, si rimanda alla sezione EDITOR PENETROMETRI.

I PENETROMETRI dinamici in uso in Italia risultano essere i seguenti (non rientranti però nello Standard ISSMFE) :

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-30) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)  
 massa battente M = 30 kg, altezza di caduta H = 0.20 m, avanzamento  $\delta$  = 10 cm, punta conica (  $\alpha$  60-90°),  
 diametro D = 35.7 mm, area base cono A = 10 cm<sup>2</sup> rivestimento / fango bentonitico : talora previsto

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-20) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)  
 massa battente M = 20 kg, altezza di caduta H = 0.20 m, avanzamento  $\delta$  = 10 cm, punta conica (  $\alpha$  60-90°),  
 diametro D = 35.7 mm, area base cono A = 10 cm<sup>2</sup> rivestimento / fango bentonitico : talora previsto

- DINAMICO PESANTE ITALIANO (SCPT) (SUPERPESANTE secondo la classifica ISSMFE)  
 massa battente M = 73 kg, altezza di caduta H = 0.75 m, avanzamento  $\delta$  = 30 cm, punta conica (  $\alpha$  60°),  
 diametro D = 50.8 mm, area base cono A = 20.27 cm<sup>2</sup> rivestimento : previsto secondo precise indicazioni

- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA)  
 massa battente M = 63.5 kg, altezza caduta H = 0.75 m, avanzamento  $\delta$  = 20-30 cm, punta conica (  $\alpha$  60°),  
 diametro D = 50.5 mm , area base cono A = 20 cm<sup>2</sup>, rivestimento / fango bentonitico : talora previsto .

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**  
**LETTURE DI CAMPAGNA PUNTA E/O TOTALE**

<b>DIN</b>	<b>3</b>
riferimento	<b>106-2014</b>

Committente: <b>Comune di San Cesario s.P.</b>	U.M.: <b>MPa</b>	Data esec.: <b>12/12/2014</b>
Cantiere: <b>Nuovo magazzino deposito comunale</b>	Pagina: <b>1/17</b>	
Località: <b>San Cesario s.P. (MO), Corso Libertà</b>	Elaborato:	Falda: <b>Assente</b>

H m	Asta n°	L1 n°	L2 n°	qcd MN/m <sup>2</sup>	H m	Asta n°	L1 n°	L2 n°	qcd MN/m <sup>2</sup>
0,20	1	0		0,0					
0,40	1	0		0,0					
0,60	2	0		0,0					
0,80	2	0		0,0					
1,00	2	0		0,0					
1,20	2	0		0,0					
1,40	2	0		0,0					
1,60	3	0		0,0					
1,80	3	0		0,0					
2,00	3	0		0,0					
2,20	3	0		0,0					
2,40	3	0		0,0					
2,60	4	0		0,0					
2,80	4	0		0,0					
3,00	4	0		0,0					
3,20	4	0		0,0					
3,40	4	0		0,0					
3,60	5	27		15,9					
3,80	5	20		11,8					
4,00	5	16		8,9					
4,20	5	16		8,9					
4,40	5	22		12,2					
4,60	6	37		20,5					
4,80	6	47		26,1					
5,00	6	31		16,2					
5,20	6	16		8,4					
5,40	6	13		6,8					
5,60	7	9		4,7					
5,80	7	30		15,7					
6,00	7	37		18,3					
6,20	7	26		12,9					
6,40	7	22		10,9					

PROVE PENETROMETRICHE s.r.l.  
 Via per Modena, 8 - CASTELNUOVO R.

H = profondità  
 L1 = prima lettura (colpi punta)  
 L2 = seconda lettura (colpi rivestimento)  
 qcd = resistenza dinamica punta  
 Asta = numero di asta impiegata

<b>PROVA PENETROMETRICA DINAMICA</b> <b>LETTURE DI CAMPAGNA PUNTA E/O TOTALE</b>	<b>DIN</b>	<b>4</b>
	riferimento	<b>106-2014</b>

Committente: <b>Comune di San Cesario s.P.</b>	U.M.: <b>MPa</b>	Data esec.: <b>12/12/2014</b>
Cantiere: <b>Nuovo magazzino deposito comunale</b>	Pagina: <b>1/17</b>	
Località: <b>San Cesario s.P. (MO), Corso Libertà</b>	Elaborato:	Falda: <b>Assente</b>

H m	Asta n°	L1 n°	L2 n°	qcd MN/m²	H m	Asta n°	L1 n°	L2 n°	qcd MN/m²
0,20	1	0		0,0					
0,40	1	0		0,0					
0,60	2	0		0,0					
0,80	2	0		0,0					
1,00	2	0		0,0					
1,20	2	0		0,0					
1,40	2	0		0,0					
1,60	3	0		0,0					
1,80	3	0		0,0					
2,00	3	0		0,0					
2,20	3	0		0,0					
2,40	3	0		0,0					
2,60	4	0		0,0					
2,80	4	0		0,0					
3,00	4	0		0,0					
3,20	4	27		15,9					
3,40	4	18		10,6					
3,60	5	9		5,3					
3,80	5	6		3,5					
4,00	5	7		3,9					
4,20	5	7		3,9					
4,40	5	4		2,2					
4,60	6	11		6,1					
4,80	6	22		12,2					
5,00	6	26		13,6					
5,20	6	35		18,3					
5,40	6	36		19,9					
5,60	7	45		23,6					
5,80	7	42		22,0					
6,00	7	18		8,9					
6,20	7	26		12,9					
6,40	7	28		13,9					
6,60	8	33		16,4					
6,80	8	27		13,4					
7,00	8	23		10,8					
7,20	8	17		8,0					
7,40	8	13		6,1					
7,60	9	17		8,0					
7,80	9	18		8,5					
8,00	9	5		2,2					
8,20	9	9		4,0					
8,40	9	8		3,6					
8,60	10	21		9,4					
8,80	10	43		21,5					
9,00	10	55		23,5					

**PROVE PENETROMETRICHE s.r.l.**  
 Via per Modena, 8 - CASTELNUOVO R.

H = profondità  
 L1 = prima lettura (colpi punta)  
 L2 = seconda lettura (colpi rivestimento)

qcd = resistenza dinamica punta  
 Asta = numero di asta impiegata

## LEGENDA PARAMETRI GEOTECNICI SPECIFICHE TECNICHE

### VALUTAZIONI STATISTICHE - CORRELAZIONI N / N<sub>spt</sub>

il sottosuolo indagato viene suddiviso in strati .

Pravia definizione della profondità di ciascuno strato , il programma effettua (con riferimento al numero di colpi N) una serie di elaborazioni statistiche dei dati in memoria, valutando :

valore minimo  $m$  , massimo  $Max$  , media  $M$  , scarto quadratico medio  $s$  , valore medio/minimo  $(M+m)/2$   
media-scarto quadratico medio  $(M-s)$

Ciò considerato , si potrà adottare il valore caratteristico VCA per N più adatto , a seconda delle esigenze, impostando uno dei valori elaborati sopracitati o un valore a scelta.

Successivamente , con riferimento al valore caratteristico assunto per il numero di colpi N , si potrà avviare un tentativo di correlazione con il numero di colpi N<sub>spt</sub> della prova SPT :  $N_{spt} = \beta t$  [ove per il coefficiente  $\beta$  si potrà introdurre un valore sperimentale a piacere (vedi note illustrative), ovvero il coefficiente teorico di energia  $\beta t$  fornito dal programma] .

### VALUTAZIONE RESISTENZA DINAMICA E COEFFICIENTE DI ENERGIA

La resistenza alla punta dinamica Rpd viene comunemente valutata in base alla formula Olandese :

$$Rpd = (M^2 H) / [A e (M + P)] \text{ ove :}$$

N = n. colpi per avanzamento  $\delta$  Rpd = resist.dinam.punta [area A] M = massa battente [altezza caduta H]  
e = avanzamento per colpo =  $\delta/N$  P = peso tot. sistema battuta e asie ,  
ovvero in base alla formula semplificata :

$$Rpd' = (M H) / (A e) = (M H) N / (A \delta) = Q N ,$$

ove :  $Q = (M H) / (A \delta) =$  energia specifica teorica per colpo .

Ciò considerato, volendo riferire la prova in esame (N,Q) alla prova SPT (N<sub>spt</sub>,Q<sub>spt</sub>),  
dall'uguaglianza dei valori di resistenza dinamica relativi alle due prove, si ricava teoricamente :

$$Rpd' = Q N = Q_{spt} N_{spt} \Rightarrow N_{spt} = N [Q/Q_{spt}] = \beta N ,$$

ove il rapporto  $\beta t = Q/Q_{spt}$  viene definito coefficiente teorico di energia della prova in esame ,  
relativamente alla prova SPT (Q<sub>spt</sub> = 7.83 kg/cm<sup>2</sup> = 0.768 MPa ) per M = 63.5 kg, H = 0.75 m, D = 50.8 mm,  
A = 20.27 cm<sup>2</sup>, d = 0.30 m) .

Le scelte litologiche vengono effettuate in base al valore del numero dei colpi SPT equivalente prevedendo altresì la possibilità di casi dubbi :

- N<sub>spt</sub> -> Dr DENSITA' RELATIVA (Terreni granulari) - TERZAGHI & PECK (1948-1967)
- N<sub>spt</sub> ->  $\phi'$  ANGOLO DI ATTRITO EFFICACE (Terreni granulari) - PECK-HANSON-THORBURN (1953-1974)
- N<sub>spt</sub> -> E' MODULO DI DEFORMAZIONE DRENATO (Terreni granulari) - D'APPOLONIA e altri (1970)
- N<sub>spt</sub> -> Cu COESIONE NON DRENATA (Terreni coesivi) - TERZAGHI & PECK (1948-1967)
- N<sub>spt</sub> -> Y PESO DI VOLUME  
TERRENI GRANULARI (Terzaghi-Peck 1948/1967) [e.max = 1 e.min = 1/3 G = 2.65]  
TERRENI COESIVI (Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948/1967) [p.specifico G = 2.70]
- Rpd -> Qd CAPACITA' PORTANTE DINAMICA Herminier, Tchong & Lebegue(1965)
- F.L. = accelerazione al suolo che può causare liquefazione ( terreni granulari )  
( g = accelerazione gravità)(Seed & Idriss 1971 - Sirio 1976 ) [ correlazioni : (Amax/g) ]
- Vs = velocità di propagazione delle onde sismiche ( Iyisan 1996 )



# PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SUDDIVISIONE GEOTECNICA

**DIN**
**3**

riferimento

**106-2014**

Committente: Comune di San Cesario s.P.  
 Cantiere: Nuovo magazzino deposito comunale  
 Località: San Cesario s.P. (MO), Corso Libertà

U.M.: MPa      Data esec.: 12/12/2014  
 Pagina: 1  
 Elaborato:      Falda: Assente

## PARAMETRI GENERALI

n°	profondità m	statistica	VCA colpi	$\beta$	Nspt colpi	rp MPa	qc MPa	Vs m/sec	G MPa	Q MPa	natura	descrizione
1	3,40 : 4,40	Media	20	1,52	31	11,5	10,7	192	18,3	0,6	Coes/Gran	Ghiaia
2	4,40 : 5,00	Media	38	1,52	58	21,0	21,3	222	30,3	1,0	Granulare	Ghiaia
3	5,00 : 5,60	Media	13	1,52	19	6,6	6,6	171	12,4	0,3	Granulare	Ghiaia
4	5,60 : 6,40	Media	29	1,52	44	14,5	14,2	221	24,3	0,7	Granulare	Ghiaia

## NATURA COESIVA

## NATURA GRANULARE

n°	profondità m	Nspt colpi	Cu kPa	Ysat Um <sup>3</sup>	W %	e	Mo MPa	Dr %	$\phi$	E' MPa	Ysat Um <sup>3</sup>	Yd Um <sup>3</sup>	Mc MPa	Liq. %
1	3,40 : 4,40	31	190,12	2,10	20,20	0,55	9,02	66	36	42,14	2,06	1,70	37,83	---
2	4,40 : 5,00	58	---	---	---	---	---	88	42	62,52	2,17	1,88	60,37	---
3	5,00 : 5,60	19	---	---	---	---	---	49	33	33,12	1,98	1,58	27,83	---
4	5,60 : 6,40	44	---	---	---	---	---	79	40	51,94	2,12	1,80	48,71	---

# PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SUDDIVISIONE GEOTECNICA

**DIN** **4**  
riferimento **106-2014**

Committente: **Comune di San Cesario s.P.**  
Cantiere: **Nuovo magazzino deposito comunale**  
Località: **San Cesario s.P. (MO), Corso Libertà**

U.M.: **MPa** Data eseg.: **12/12/2014**  
Pagina: **1**  
Elaborato: **Falda: Assente**

## PARAMETRI GENERALI

n°	profondità m	statistica	VCA colpi	$\beta$ -	Nspt colpi	ipd MPa	qc MPa	Vs m/sec	G MPa	Q MPa	natura	descrizione
1	3,00 : 3,40	Media	23	1,52	34	13,3	12,0	188	19,8	0,7	Coes/Gran	Ghiaia
2	3,40 : 4,20	Media	7	1,52	11	4,2	3,0	146	5,0	0,2	Coes/Gran	Limo
3	4,20 : 4,40	Media	4	1,52	6	2,2	2,0	135	4,9	0,1	Coes/Gran	Limo
4	4,40 : 4,60	Media	11	1,52	17	6,1	5,5	163	11,4	0,3	Coes/Gran	Limo
5	4,60 : 5,00	Media	24	1,52	36	12,9	13,3	205	20,7	0,6	Granulare	Ghiaia
6	5,00 : 6,80	Media	32	1,52	49	16,6	17,0	225	26,5	0,8	Granulare	Ghiaia
7	6,80 : 7,80	Media	18	1,52	27	8,3	8,3	211	16,5	0,4	Granulare	Ghiaia
8	7,80 : 8,40	Media	7	1,52	11	3,3	3,0	169	8,0	0,2	Coes/Gran	Limo
9	8,40 : 8,60	Media	21	1,52	32	9,4	9,4	224	18,8	0,5	Granulare	Ghiaia
10	8,60 : 9,00	Media	52	1,52	78	22,5	23,1	263	36,4	1,1	Granulare	Ghiaia

## NATURA COESIVA

## NATURA GRANULARE

n°	profondità m	Nspt colpi	Cu kPa	Ysat t/m <sup>2</sup>	W %	e -	Mo MPa	Dr %	$\phi$ °	E' MPa	Ysat t/m <sup>2</sup>	Yd t/m <sup>2</sup>	Mo MPa	Liq. -
1	3,00 : 3,40	34	208,74	2,10	20,20	0,55	9,60	69	37	44,39	2,07	1,72	40,28	---
2	3,40 : 4,20	11	67,62	1,91	32,11	0,87	4,90	37	30	27,05	1,94	1,51	19,21	---
3	4,20 : 4,40	6	37,24	1,85	37,04	1,00	3,53	22	28	23,32	1,89	1,43	13,62	---
4	4,40 : 4,60	17	103,88	1,98	26,99	0,73	6,17	46	32	31,56	1,97	1,56	25,87	---
5	4,60 : 5,00	36	---	---	---	---	---	71	36	45,96	2,08	1,74	42,04	---
6	5,00 : 6,80	49	---	---	---	---	---	84	41	55,76	2,15	1,84	52,82	---
7	6,80 : 7,80	27	---	---	---	---	---	61	35	39,10	2,03	1,66	34,50	---
8	7,80 : 8,40	11	67,62	1,91	32,11	0,87	4,90	37	30	27,05	1,94	1,51	19,21	---
9	8,40 : 8,60	32	---	---	---	---	---	67	37	42,92	2,06	1,71	38,61	---
10	8,60 : 9,00	78	---	---	---	---	---	96	44	77,71	2,21	1,94	77,13	---