

RELAZIONE GEOLOGICO - GEOTECNICA

OGGETTO: Realizzazione ampliamento edificio industriale sito in località Fossa Renosa nel Comune di Bevagna.
Zona P.I.P. - D.G.R. 447 del 28 aprile 2008.

COMMITTENTE: COSTRUZIONI MECCANICHE CASTELLANI S.R.L.

UBICAZIONE Regione Umbria Provincia Perugia Comune Bevagna Località Fossa Renosa	P.P.V. Direttore dei lavori	IL GEOLOGO 
	P.P.V. progettista opere strutturali	

————— Dott. Geol. Giorgio Cerquiglino —————

Geologia – Geomorfologia – Geotecnica – Idrogeologia – Consulenza Ambientale

Sede Località Cerquiglino, 33 Gualdo Cattaneo (PG)

via Roberta, 1 - S. Martino in Campo (PG) - Tel. 335/5231805

e-mail: g.cerquiglino@sintagma-ingegneria.it

C.F. CRQ GRG 59S30 E2290 – P. Iva 02256160546

RELAZIONE GEOLOGICO - GEOTECNICA RELATIVA AL PROGETTO PER L'AMPLIAMENTO DI UN EDIFICIO INDUSTRIALE DI PROPRIETÀ DELLA DITTA COSTRUZIONI MECCANICHE CASTELLANI S.R.L. SITUATO IN LOCALITÀ "FOSSA RENOSA" NEL COMUNE DI BEVAGNA.

1.0 Premessa

Su incarico dello "*Studio Tecnico GeoProgetti di Lucio Conti*" e per conto della Ditta COSTRUZIONI MECCANICHE CASTELLANI S.r.l. in qualità di proprietaria del terreno è stato effettuato uno studio di carattere geologico in località **Fossa Renosa** nell'area dove è in progetto l'ampliamento di un edificio industriale; tale indagine si è resa necessaria al fine di verificare dal punto di vista geologico - geotecnico l'idoneità dei terreni in riferimento all'intervento edilizio.

Il terreno dove è situato l'edificio industriale oggetto dell'intervento si trova nel comune di **Bevagna** e precisamente nella Zona Industriale, ed è distinto al N.C.T. del suddetto Comune al foglio n° **41** e particelle n° **28, 315, 657, 705, 707** (vedi allegati).

2.0 Inquadramento geografico

L'area in oggetto si trova nella periferia Est rispetto alla città di Bevagna all'interno della pianura alluvionale del Fiume Topino e del fiume Timia, a 202 m di quota s.l.m.

L'area in oggetto è situata nelle vicinanze del centro abitato di "**BEVAGNA**"; la stessa si trova inclusa nel foglio **FOLIGNO**, n° **131** della CARTA D'ITALIA e precisamente nella Tavoletta dell'I.G.M. - **SPELLO - IV NE.**

La morfologia appare completamente pianeggiante e rispecchia la natura valliva dell'area con profilo completamente pianeggiante.

3.0 Descrizione geologica e geomorfologica

Il rilevamento geologico di dettaglio e l'esecuzione di prove penetrometriche e sondaggi, uniti all'osservazione diretta di fronti di scavo presenti nella zona circostante, ha permesso di accertare la natura e la successione stratigrafica dei terreni presenti nell'area oggetto di studio; tali sedimenti appartengono ai **Depositi Alluvionali** del fiume Topino (OLOCENE) che sovrastano stratigraficamente il complesso limnico plio-pleistocenico fluvio-lacustre del Villafranchiano Auct.

Le facies fluviali dominanti sono costituite da depositi di ghiaie e sabbie medio fini, giallo nocciola, normalmente consolidate ed intercalate da limi - sabbiosi debolmente argillosi; e lenti di argille grigio scure.

Al di sotto dei sedimenti fini di copertura (terreno vegetale) è presente uno strato di limi sabbiosi di colore giallo nocciola di media consistenza a cui sottostanno strati di ghiaia costituita da ciottoli poligenici ed eterometrici, di natura prevalentemente carbonatica ed arenacea, in matrice sabbiosa rossiccia; i ciottoli sono caratterizzati da un elevato arrotondamento; inoltre si osserva in affioramento la presenza di lenti sabbiose intercalate a livelli conglomeratici in matrice sabbiosa, la percentuale della sabbia è variabile localmente.

Le geometrie lenticolari dei depositi, la successione sedimentaria, i contatti eteropici uniti all'assetto morfologico dell'area attestano che i terreni studiati sono di chiara origine fluviale ed appartengono a cicli sedimentari dove si identificano facilmente gli apparati di **Channel Lag** (ghiaia e sabbia grossolana) sottostanti a quelli di **Point Bar** (sabbie medio - fini e limi) per terminare con quelli di **Over Banck** (argille e limi).

Alla base della serie fluviale recente ed attuale, comunque notevolmente al di sotto dei sedimenti ghiaioso-sabbiosi (25 - 30 m) si trovano in discordanza livelli limo-argillosi grigio-azzurri della serie fluviale, sovraconsolidati ed impermeabili.

La disposizione lenticolare con contatti embriciati ed eteropie di facies fra i vari termini indicano un ambiente in continua evoluzione e variabile nel tempo secondo cicli deposizionali che hanno caratterizzato la sedimentazione dei litotipi descritti; il deposito, ricollegabile a processi deposizionali da parte di paleoalvei, mostra una discontinuità sia in senso laterale che verticale.

Dal punto di vista geomorfologico la zona è ascrivibile ad un'area valliva aperta a fondo piatto con direttrice NW - SE calibrata nel tempo dall'azione modellatrice del fiume Topino (Valle Spoletana-Folignate) e del fiume Timia.

L'andamento del tracciato fluviale mostra una natura prevalentemente lineare dovuta alla canalizzazione legata soprattutto agli interventi antropici in epoca storica per la bonifica dell'intera pianura alluvionale.

La valle risulta confinata lateralmente dai rilievi collinari di Gualdo (Poggio delle Civitelle 711 m) verso OVEST e dalla struttura Appenninica verso EST.

La pendenza pressoché nulla nell'area valliva studiata ed in particolare in riferimento all'area di interesse, conferisce alla medesima una generale stabilità geomorfologica.

L'idrografia superficiale appare organizzata secondo pattern idrografici a tracciato rettilineo con divagazioni dei corsi d'acqua sulla piana alluvionale e valle con profilo simmetrico e fondo piatto, incise dai collettori che presentano una bassa energia lineare. I corsi d'acqua secondari e presenti nelle vicinanze del Fiume Topino si caratterizzano per regimi stagionali con portate spasmodiche in stretta dipendenza con i regimi pluviometrici.

4.0 Idrografia ed Idrogeologia

L'indagine geologica effettuata nei siti sopra descritti, unita ad una ricognizione degli sporadici punti d'acqua esistenti permettono di delineare la situazione idrogeologica del sito e di ipotizzare il sistema di circolazione idrica sotterranea.

Tale indagine ha permesso di verificare la presenza di una falda freatica superficiale con sede nelle ghiaie fluviali; il livello dinamico subisce significative variazioni per effetto dell'emungimento idrico sia per scopi idropotabili che irrigui stagionali.

Le misure effettuate confrontate con i valori riferiti alla carta piezometrica riportata nel lavoro del C.N.R. “ *carta della vulnerabilità degli acquiferi all'inquinamento della valle umbra sud*” confermano la presenza di una falda freatica che si attesta come livello statico a circa 6.0 m di profondità dal piano campagna naturale.

5.0 Considerazioni geotecniche

Le indagini condotte sul terreno ove è presente l'edificio industriale interessato dal progetto di ampliamento sono state estese all'intera zona di possibile influenza delle fondazioni; l'indagine è consistita in:

uno studio geologico finalizzato alla individuazione delle caratteristiche geologico-stratigrafiche, geomorfologiche ed idrogeologiche;

uno studio geotecnico esteso al volume significativo e volto alla individuazione delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni di fondazione; studio effettuato mediante l'esecuzione di N. 4 Prove Penetrometriche Dinamiche (DPSH) spinte sino alla profondità di 10.0 m dal piano campagna attuale, di N. 1 Prova

Penetrometrica Statica (CPT) spinta sino alla profondità di 12.0 m dal piano campagna attuale e di una indagine sismica (MASW).

Sulla base dei dati progettuali e delle conoscenze geologiche acquisite è stato elaborato e realizzato un programma di indagini geognostiche a corredo del progetto. Il posizionamento ed il numero dei sondaggi è stato deciso in base ai dati di progetto e soprattutto alla situazione stratigrafica riscontrata nel corso dello studio geologico, al fine di verificare le caratteristiche geotecniche dei terreni e lo spessore del terreno di riporto.

Lo studio geologico-geotecnico è stato effettuato mediante una campagna geognostica eseguita nel periodo Gennaio 2014, estesa al volume significativo e volta alla individuazione delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni interessati dall'intervento.

La prova penetrometrica dinamica eseguita sul terreno in oggetto, contrassegnata con la sigla **DPSH1**, è stata effettuata con l'attrezzatura e le modalità sotto riportate:

PENETROMETRO DINAMICO PAGANI DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Massa battente	M = 63.5 Kg
Altezza di caduta	H = 75 cm
Avanzamento prefissato	$\delta = 20$ cm
Superficie punta	A = 20 cm²
Diametro punta	$\varnothing = 51.0$ cm
Numero colpi punta	N = N(20)

PROVA PENETROMETRICA n° 1 (certificato DPSH1)

La prova è stata effettuata in corrispondenza del lato sud-est dell'ampliamento da realizzare, la posizione e la profondità di investigazione sono state mirate a verificare i litotipi e la resistenza alla compressione dei terreni posti alla profondità di posa delle fondazioni.

La prospezione è stata spinta sino alla profondità di -10.0 m ed ha evidenziato dati stratigrafici e di resistenza dei materiali che possono essere brevemente riassunti in:

- *dal piano campagna sino a 0.6 m di profondità sono presenti depositi addensati riferibili a terreno di riporto;*
- *al di sotto e fino a 5.4 m di profondità sono stati rinvenuti depositi con basse caratteristiche di resistenza riferibili a limi sabbiosi debolmente argillosi;*
- *al di sotto e fino a 7.4 m di profondità sono stati rinvenuti depositi con medie caratteristiche di resistenza riferibili a limi sabbiosi di colore nocciola;*
- *al di sotto e fino a 10.0 m di profondità sono presenti sabbie con ciottoli.*

PROVA PENETROMETRICA n° 2 (certificato DPSH1)

La prova è stata effettuata in corrispondenza del lato sud-ovest dell'ampliamento da realizzare, la posizione e la profondità di investigazione sono state mirate a verificare i litotipi e la resistenza alla compressione dei terreni posti alla profondità di posa delle fondazioni.

La prospezione è stata spinta sino alla profondità di -9.0 m ed ha evidenziato dati stratigrafici e di resistenza dei materiali che possono essere brevemente riassunti in:

- *dal piano campagna sino a 0.4 m di profondità sono presenti depositi addensati riferibili a terreno di riporto;*
- *al di sotto e fino a 4.8 m di profondità sono stati rinvenuti depositi con basse caratteristiche di resistenza riferibili a limi sabbiosi debolmente argillosi;*
- *al di sotto e fino a 5.8 m di profondità sono stati rinvenuti depositi con medie caratteristiche di resistenza riferibili a limi sabbiosi di colore nocciola;*
- *al di sotto e fino a 9.0 m di profondità sono presenti sabbie con ciottoli.*

PROVA PENETROMETRICA n° 3 (certificato DPSH1)

La prova è stata effettuata in corrispondenza del lato nord-est dell'ampliamento da realizzare, la posizione e la profondità di investigazione sono state mirate a verificare i litotipi e la resistenza alla compressione dei terreni posti alla profondità di posa delle fondazioni.

La prospezione è stata spinta sino alla profondità di -9.0 m ed ha evidenziato dati stratigrafici e di resistenza dei materiali che possono essere brevemente riassunti in:

- *dal piano campagna sino a 0.4 m di profondità sono presenti depositi addensati riferibili a terreno di riporto;*
- *al di sotto e fino a 5.0 m di profondità sono stati rinvenuti depositi con basse caratteristiche di resistenza riferibili a limi sabbiosi debolmente argillosi;*
- *al di sotto e fino a 5.8 m di profondità sono stati rinvenuti depositi con medie caratteristiche di resistenza riferibili a limi sabbiosi di colore nocciola;*
- *al di sotto e fino a 9.0 m di profondità sono presenti sabbie con ciottoli.*

PROVA PENETROMETRICA n° 4 (certificato DPSH1)

La prova è stata effettuata in corrispondenza del lato nord-ovest dell'ampliamento da realizzare, la posizione e la profondità di investigazione sono state mirate a verificare i litotipi e la resistenza alla compressione dei terreni posti alla profondità di posa delle fondazioni.

La prospezione è stata spinta sino alla profondità di -9.0 m ed ha evidenziato dati stratigrafici e di resistenza dei materiali che possono essere brevemente riassunti in:

- *dal piano campagna sino a 0.4 m di profondità sono presenti depositi addensati riferibili a terreno di riporto;*
- *al di sotto e fino a 5.0 m di profondità sono stati rinvenuti depositi con basse caratteristiche di resistenza riferibili a limi sabbiosi debolmente argillosi;*
- *al di sotto e fino a 5.8 m di profondità sono stati rinvenuti depositi con medie caratteristiche di resistenza riferibili a limi sabbiosi di colore nocciola;*
- *al di sotto e fino a 9.0 m di profondità sono presenti sabbie con ciottoli.*

La prova penetrometrica statica, contrassegnata con la sigla **CPT₁**, è stata effettuata con l'attrezzatura e le modalità sotto riportate:

PENETROMETRO STATICO PAGANI 100 KN

Rif. Norme	ASTM D3441-86
Diametro punta conica meccanica (mm)	35.7
Angolo apertura punta (°)	60
Area punta (cm²)	10
Superficie manicotto (cm²)	150
Passo letture (cm)	20
Costante di deformazione	10

L'indagine svolta ha permesso di ricostruire indirettamente la successione stratigrafica e di parametrizzare puntualmente la pressione unitaria ammissibile dei terreni incontrati.

PROVA PENETROMETRICA STATICA n° CPT1

La prova è stata effettuata in corrispondenza del lato sud – ovest dell'edificio industriale da mappare, la posizione e la profondità di investigazione sono state mirate a verificare i litotipi e la resistenza alla compressione dei terreni posti alla profondità di posa delle fondazioni.

La prospezione è stata spinta sino alla profondità di -12.0 m ed ha evidenziato dati stratigrafici e di resistenza dei materiali che possono essere brevemente riassunti in:

dal piano campagna sino a -0.6 m di profondità sono presenti depositi poco addensati riferibili a terreno vegetale;

oltre tale profondità e sino a -5.6 m si rinvencono materiali poco addensati ($q_c \approx 19.0$ Kg/cmq) da interpretare come limi sabbiosi debolmente argillosi;

oltre tale profondità e sino a -7.6 m si rinvencono materiali poco consistenti ($q_c \approx 15.0$ Kg/cmq) da interpretare come limi sabbiosi;

oltre tale profondità e sino a -12.0 m si rinvencono materiali di buona consistenza ($q_c \approx 30.0$ Kg/cmq) da interpretare come sabbie con ciottoli.

L'esecuzione delle indagini geognostiche ha permesso di definire con precisione il valore dei parametri geotecnici dei terreni interessati dalle opere in fondazione.

La natura del deposito appare costituito da sabbie limose con rari ciottoli, sovrastanti un livello di sedimenti limoso sabbiosi al di sotto del quale si rinvencono ghiaie in matrice sabbiosa, molto consistenti.

Le indicazioni ed i dati desunti durante i sondaggi geognostici hanno

consentito di verificare lo stato tessiturale dei sedimenti e di parametrizzare geotecnicamente i terreni presenti nell'area di interesse.

Le Sabbie limose con ciottoli sono presenti secondo valori medi di profondità da -0.60 m fino a 3.2 m.

Questi depositi presentano caratteristiche geotecniche di consistenza basse ($N_{SPT} = 8$).

Limi sabbiosi deb. argillosi

presenti da 0.6 a 5.4 m di profondità:

$C' = 10 \text{ KN/m}^2$
$\gamma = 20.5 \text{ KN/m}^3$
$\phi = 30^\circ$
$C_u = 35 \text{ KN/m}^2$

I limi sabbiosi sono presenti secondo valori medi di profondità da 3.2 m e 4.8 m. Questi depositi presentano caratteristiche geotecniche di consistenza medio-elevate ($N_{SPT} = 5$).

Limi Sabbiosi

presenti da 5.4 m a 7.6 m di profondità:

$C' = 1.2 \text{ KN/m}^2$
$\gamma = 19.8 \text{ KN/m}^3$
$\phi = 30^\circ$
$C_u = 9.0 \text{ KN/m}^2$

Le ghiaie con sabbie sono presenti dal piano campagna fra 4.8 m e 6.0 m. Questi depositi presentano caratteristiche geotecniche di elevata consistenza ($N_{SPT} = 15$).

Sabbie con Ciottoli

presenti da 7.6 m a 12 m di profondità:

$C' = 0.0 \text{ KN/m}^2$
$\gamma = 20.0 \text{ KN/m}^3$
$\phi = 33^\circ$
$C_u = 0.0 \text{ KN/m}^2$

Inoltre considerando lo stato tensionale geostatico dei terreni Eluvio-Colluviali si può ritenere sufficiente assumere come coefficiente di sottofondo, il valore di:

$K_0 = 5.0 \text{ Kg/cm}^3$ [costante di WINKLER]

6.0 Analisi sismica

L'intervento in oggetto è relativo al progetto per l'ampliamento di un edificio industriale situato in località Fossa Renosa - Bevagna.

Lo studio geologico ha consentito di giungere alla caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni in profondità dal punto di vista geomeccanico sia dal punto di vista geofisico come risposta alle sollecitazioni sismiche indotte mediante l'esecuzione di una campagna geognostica dettagliata; pertanto si è proceduto alla ricostruzione del profilo verticale delle velocità delle onde di taglio Vs e alla determinazione della velocità equivalente Vs30 per la definizione del sottosuolo tipo ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008 "NTC08 Norme Tecniche per le Costruzioni" e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti n.617 del 2 febbraio 2009 "Istruzioni per l'applicazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

L'ordinanza O.P.C.M. N. 3274/03 contempla cinque categorie principali di terreno di fondazione, individuate dai valori della velocità media (VS30) delle onde di taglio nei primi 30 m di sottosuolo o dalla resistenza penetrometrica N_{SPT} o dalla coesione non drenata C_u . La classificazione viene, quindi, effettuata principalmente sulla base del valore di VS30 valutato dalla seguente espressione:

$$VS30 = \frac{30}{\sum \left(\frac{h_i}{V_i} \right)}$$

con h_i e V_i rispettivamente spessore e velocità dello strato i -esimo degli N strati presenti nei primi 30 metri di sottosuolo.

Le categorie definite sono:

[A] -Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi caratterizzati da valori di VS30 superiori a 800m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5m.

[B] -Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di VS30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica NSPT > 50 o coesione non drenata $c_u > 250$ kPa).

[C] -Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di VS30 compresi tra 180 e 360 m/s ($15 < \text{NSPT} < 50$, $70 < c_u < 250$ kPa).

[D] -Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a media-mente consistenti, caratterizzati da valori di VS30 < 180 m/s ($\text{NSPT} < 15$, $c_u < 70$ kPa).

[E] -Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di VS30 simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con VS30 > 800m/s.

In aggiunta a queste categorie se ne definiscono altre due, per le quali sono richiesti studi speciali per la definizione dell'azione sismica da considerare:

[S1] -Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ($PI > 40$) e contenuto di acqua, caratterizzati da valori di VS30 < 100 m/s ($10 < c_u < 20$ kPa).

[S2] -Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.

A tal fine è stata eseguita una indagine sismica M.A.S.W. (*Multichannel Analysys of Surface Waves*) metodo di analisi dei dati sismici che sfrutta alcune proprietà delle componenti superficiali (Rayleigh e di Love) delle onde generate.

L'inversione del modello restituisce un valore **Vs30 equivalente di 288m/s alla quota P.C.** (imposta della struttura) che permettono di classificare in base alla normativa vigente, secondo l'approccio di tipo semplificato, i terreni in oggetto come **Sottosuolo di Categoria C.**

FATTORE TOPOGRAFICO.

Le caratteristiche della superficie topografica possono essere assimilate alla seguente categoria:

T1 - Pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$. = 1.0.

7.0 Verifica Liquefazione

VERIFICA POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE METODI SEMPLIFICATI

1 - INTRODUZIONE

I metodi semplificati si basano sul rapporto che intercorre fra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto; hanno perciò bisogno di valutare i parametri relativi sia all'evento sismico sia al deposito, determinati questi ultimi privilegiando metodi basati su correlazioni della resistenza alla liquefazione con parametri desunti da prove in situ. La resistenza del deposito alla liquefazione viene quindi valutata in termini di fattore di resistenza alla liquefazione

$$(1.0)F_s = \frac{CRR}{CSR}$$

dove CRR (Cyclic Resistance Ratio) indica la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico e CSR (Cyclic Stress Ratio) la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma.

I metodi semplificati proposti differiscono fra loro soprattutto per il modo con cui viene ricavata CRR, la resistenza alla liquefazione. Il parametro maggiormente utilizzato è il numero dei colpi nella prova SPT anche se oggi, con il progredire delle conoscenze, si preferisce valutare il potenziale di liquefazione utilizzando prove statiche (CPT) o prove di misurazione delle onde di taglio Vs. Questi metodi sono in genere utilizzati per la progettazione di opere di media importanza.

I metodi di calcolo del potenziale di liquefazione adottati dal programma sono:

- 1) *Metodo di Seed e Idriss (1982);*
- 2) *Metodo di Iwasaki et al. (1978; 1984);*
- 3) *Metodo di Tokimatsu e Yoshimi (1983);*
- 4) *Metodo di Finn (1985);*
- 5) *Metodo di Cortè (1985);*
- 6) *Metodo di Robertson e Wride modificato (1997);*
- 7) *Metodo di Andrus e Stokoe (1998);*
- 8) *Metodi basati sull'Eurocodice 8 (ENV 1998-5);*
- 9) *Metodo basato sull'NTC 2008.*

Seed e Idriss (1971b) per poter determinare gli sforzi di taglio indotti dal sisma propongono una semplice procedura basata sull'ipotesi di terreno omogeneo. Ipotizzando la propagazione verticale di onde sismiche di taglio, una colonna di terreno di altezza z (Fig. 1) si muove rigidamente in direzione orizzontale e pertanto lo sforzo di taglio massimo alla profondità z è dato da:

$$(1.1) \tau_{\max} = \frac{a_g}{g} \times \gamma z$$

dove a_g è l'accelerazione massima in superficie, g l'accelerazione di gravità e γ il peso di volume secco del terreno.

Poiché nella realtà il terreno è deformabile, lo sforzo di taglio è minore che nell'ipotesi di corpo rigido e quindi bisogna introdurre un coefficiente riduttivo r_d . Normalizzando con la pressione verticale effettiva e riferendosi ad un valore medio τ_{av} anziché ad un valore massimo τ_{\max} si ottiene:

$$(1.2) \frac{\tau_{av}}{\sigma_{vo}} = CSR_{7,5} = 0,65 \frac{a_g}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma_{vo}} r_d$$

espressione valida per sismi di magnitudo 7.5. Per magnitudo diverse bisogna dividere per il fattore correttivo **MSF** (Magnitudo Scaling Factor):

$$(1.3) CSR = \frac{CSR_{7,5}}{MSF}$$

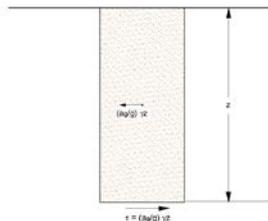


Figura 1 – Sforzo di taglio indotto dal terremoto ad una determinata quota

Il 'metodo di Seed e Idriss' (1982) è il più noto e utilizzato dei metodi semplificati e richiede solo la conoscenza di pochi parametri geotecnici: la granulometria, il numero dei colpi nella prova SPT, la densità relativa, il peso di volume. Per determinare il valore del coefficiente riduttivo r_d viene utilizzata la formula empirica proposta da Iwasaki et al. (1978):

$$(1.4) r_d = 1 - 0,015z$$

mentre per il fattore correttivo **MSF** si veda la Tabella 1 dove viene riportato il valore di questo fattore ottenuto da vari ricercatori, tra cui Seed H. B. e Idriss I. M (1982).

Tabella 1 - Magnitudo Scaling Factor

Magnitudo	Seed H. B. & Idriss I. M. (1982)	Ambraseys N. N. (1988)	NCEER (Seed R. B. et al.) (1997; 2003)
5.5	1.43	2.86	2,21
6.0	1.32	2.20	1,77
6.5	1.19	1.69	1,44
7.0	1.08	1.30	1,19
7.5	1.00	1.00	1,00
8.0	0.94	0.67	0,84
8.5	0.89	0.44	0,73

Il termine a numeratore della (1.0), cioè la resistenza alla liquefazione CRR, viene calcolato in funzione della magnitudo, del numero di colpi, della pressione verticale effettiva, della densità relativa.

Si ottiene un grafico (Fig. 2) ottenuto selezionando i casi di terreni in cui si è avuta liquefazione e non liquefazione durante i terremoti.

Si calcola inizialmente il numero dei colpi corretto alla quota desiderata per tenere conto della

pressione litostatica mediante la seguente espressione:

$$(1.5) (N_{1,60}) = C_N N_m$$

dove N_m è il numero medio dei colpi nella prova penetrometrica standard SPT e C_N un coefficiente correttivo che si calcola mediante la seguente espressione:

$$(1.6) C_N = \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^{0,5}$$

dove σ'_{v0} è la pressione verticale effettiva, Pa la pressione atmosferica espressa nelle stesse unità di σ'_{v0} ed n un'esponente che dipende dalla densità relativa del terreno (Fig. 3).

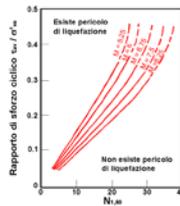


Figura 2 – Correlazione fra CSR e $N_{1,60}$

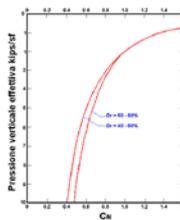


Figura 3 – Coefficiente correttivo C_N

E' stato dimostrato che per un terremoto di magnitudo pari a 7,5 CRR è:

$$(1.7) CRR \approx \frac{N_{1,60}}{90}$$

Si applica quindi la (1.0); se $F_S > 1,3$ il deposito non è liquefacibile.

Gli Autori hanno precisato che questa procedura è valida per sabbie con $D_{50} > 0,25$ mm; per sabbie limose e limi suggeriscono di correggere ulteriormente il valore di $N_{1,60}$:

$$(1.8) (N_{1,60})_{cs} = N_{1,60} + 7,5$$

Il 'metodo di Iwasaki et al.' (1978, 1984) è stato proposto basandosi sulla osservazione che la severità dei danni prodotti dalla liquefazione ai manufatti è legata al volume di terreno liquefatto all'interno del deposito.

Il metodo si basa su due quantità: il **fattore di resistenza (F_S)** e l'**indice di liquefazione (I_L)**. F_S si ottiene mediante la (1.0) e quando $F_S \leq 1$ lo strato di terreno è liquefacibile; mentre I_L , indicativo dell'estensione che il fenomeno della liquefazione può avere nel deposito, è ottenuto dalla espressione

$$(1.9) I_L = \int_0^{20} F W(z) dz$$

dove

$$F = 1 - F_S \quad \text{per } F_S \leq 1$$

$$F = 0 \quad \text{per } F_S > 1$$

$$W(z) = 10 - 0,5z$$

Per poter valutare la severità degli effetti viene proposta la scala della Tabella 2. Il fattore correttivo r_d viene calcolato mediante la (1.4) e **MSF** come nel caso precedente.

Invece per la valutazione di CRR vengono proposte le seguenti espressioni ricavate da numerose prove di resistenza ciclica non drenata:

- per terreni con $0,04 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0,6$

$$(2.0) \text{CRR} = 0,0882 \sqrt{\frac{N_m}{\sigma'_{vo} + 0,7}} + 0,225 \log_{10} \left(\frac{0,35}{D_{50}} \right)$$

- per terreni con $0,6 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 1,5$

$$(2.1) \text{CRR} = 0,0882 \sqrt{\frac{N_m}{\sigma'_{vo} + 0,7}} - 0,05$$

dove D_{50} è il diametro dei granuli al 50% (in mm).

Tabella 2

Valori di I_L	Rischio di liquefazione
$I_L = 0$	Molto basso
$0 < I_L \leq 5$	Basso
$5 < I_L \leq 15$	Alto
$15 < I_L$	Molto alto

Il 'metodo di Tokimatsu e Yoshimi' (1983) per poter tener conto della magnitudo del terremoto, a differenza dei metodi precedenti, calcola il rapporto di sforzo ciclico con la seguente espressione:

$$(2.2) \text{CSR} = 0,65 \frac{a_g}{g} \frac{\sigma'_{vo}}{\sigma'_{vo}} r_d r_n$$

dove viene introdotto un coefficiente correttivo r_n funzione della magnitudo **M**.

$$(2.3) r_d = 0,1(M - 1)$$

Invece la resistenza alla liquefazione viene calcolata, confrontando risultati di prove triassali cicliche con dati di prove SPT, con la seguente espressione:

$$(2.4) \text{CRR} = a C_r \left[\frac{16 \sqrt{N_{1,60} + \Delta N_f}}{100} + \left(\frac{16 \sqrt{N_{1,60} + \Delta N_f}}{C_s} \right)^n \right]$$

dove

$$a = 0,45$$

$$C_r = 0,57$$

$$n = 14$$

$\Delta N_f = 0$ per sabbie pulite e $\Delta N_f = 5$ per sabbie limose

$$N_{1,60} = [1,7 / (\sigma'_{vo} + 0,7)] N_m$$

C_s è una costante empirica che dipende dall'ampiezza della deformazione di taglio.

Gli Autori, ai fini progettuali, suggeriscono di adottare un valore di **F_S > 1,5** per le sabbie medio-sciolte e **F_S > 1,3** per le sabbie medio-dense.

Questo metodo è raccomandato nella proposta di Norme Sismiche Italiane avanzata dal CNR nel 1984.

Correlazioni della resistenza alla liquefazione con la magnitudo vengono proposte da Finn (1985) e Cortè (1985). Il primo propone un'espressione di CRR in funzione della magnitudo **M** e del numero dei colpi corretto **N_{1,60}**:

$$(2.5) \text{CRR} = \frac{N_{1,60}}{12,9M - 15,7}$$

Cortè invece propone di valutare CRR mediante le seguenti espressioni:

- per terreni con $0,04 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0,6$

$$(2.6) \text{CRR} = A \left\{ \left[\frac{N_m}{\sigma'_{vo} + 70} \right]^{-0,5} - 0,258 \log_{10} \left(\frac{D_{50}}{0,35} \right) \right\}$$

- per terreni con $0,6 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 1,5$

$$(2.7) \text{CRR} = A \left\{ \left[\frac{N_m}{\sigma'_{vo} + 70} \right]^{-0,5} - 0,0567 \right\}$$

Il coefficiente **A** assume valori che variano fra 0,50 e 0,66, a seconda della magnitudo del sisma e quindi del **numero di cicli equivalenti** che variano a loro volta fra 5 e 20.

In questi due ultimi metodi ovviamente il rapporto di sforzo ciclico è dato dalla (1.2).

Il 'metodo di Robertson e Wride' utilizza l'indice di comportamento per il tipo di suolo **I_C** che viene calcolato mediante l'utilizzo della seguente formula:

$$(2.8a) I_c = \left[(3,47 - \log_{10} Q)^2 + (\log_{10} R_f + 1,22)^2 \right]^{0,5}$$

$$(2.8b) Q = \frac{q_c - \sigma'_{vo}}{Pa} \left(\frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

$$(2.8c) R_f = \frac{f_s}{q_c - \sigma'_{vo}} 100$$

dove

q_c è la resistenza alla punta misurata

Pa è la tensione di riferimento (1 atmosfera) nelle stesse unità di σ'_{vo}

f_s è l'attrito del manicotto

n è un'esponente che dipende dal tipo di suolo.

Inizialmente si assume $n = 1$, come per un suolo argilloso e si procede al calcolo di **I_C** con la (2.8a).

Se $I_c > 2,6$ il suolo è probabilmente di tipo argilloso e l'analisi si ferma dato che il suolo non è liquefacibile.

Se $I_c \leq 2,6$, vuol dire che l'ipotesi assunta è errata e **I_C** deve essere ricalcolato nuovamente con la seguente formula:

$$(2.9) Q = \frac{q_c}{Pa} \left(\frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

Si presume che il terreno sia granulare e si assume $n = 0,5$.

Se è ancora $I_c \leq 2,6$, significa che l'ipotesi è giusta e il suolo è probabilmente non plastico e granulare.

Se invece $I_c > 2,6$, vuol dire che l'ipotesi è di nuovo errata e il suolo è probabilmente limoso. **I_C** deve essere nuovamente ricalcolato con la (2.8a) ponendo $n = 0,75$.

Calcolato **I_C**, si procede con la correzione della resistenza alla punta misurata q_c mediante la seguente espressione:

$$(3.0) q_{c1N} = \frac{q_c}{Pa} \left(\frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

dove n è lo stesso del calcolo di **I_C**.

La correzione alla resistenza alla punta dovuta al contenuto di materiale fine viene valutata mediante la seguente procedura:

se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride classico:

$$(3.1a) (q_{c1N})_{cs} = K_c q_{c1N}$$

$$(3.1b) K_c = -0,403 I_c^4 + 5,581 I_c^3 - 21,63 I_c^2 + 33,75 I_c - 17,88$$

se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride modificato:

$$(3.2a) (q_{c1N})_{CS} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$$

$$(3.2b) \Delta q_{c1N} = \frac{K_c}{1 - K_c} q_{c1N}$$

dove K_c dipende dal contenuto di fine, FC (%):

$$\begin{aligned} K_c &= 0 && \text{per } FC \leq 5 \\ K_c &= 0,0267(FC - 5) && \text{per } 5 < FC \leq 35 \\ K_c &= 0,8 && \text{per } FC > 35 \end{aligned}$$

FC (%) viene calcolato mediante l'espressione seguente:

$$(3.3) FC (\%) = 1,75 (I_c)^{3,25} - 3,7$$

La resistenza alla liquefazione per una magnitudo pari a 7,5 (**CRR_{7,5}**) si calcola con le espressioni seguenti:

se $(q_{c1N})_{CS} < 50$

$$(3.4) CRR = 0,833 \left[\frac{(q_{c1N})_{CS}}{1000} \right] + 0,05$$

se $50 \leq (q_{c1N})_{CS} < 160$

$$(3.5) CRR = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{CS}}{1000} \right]^3 + 0,08$$

Il rapporto di sforzo ciclico **CSR** si calcola con la (1.3) e **MSF** come raccomandato dal NCEER (vedi Tabella 1), mentre il coefficiente r_d è calcolato mediante la seguente procedura:

se $z < 9,15$ m

$$(3.6a) r_d = 1,0 - 0,00765 z$$

se $9,15 \leq z < 23$ m

$$(3.6b) r_d = 1,174 - 0,00267 z$$

dove z è la profondità in metri

Si calcola il fattore di sicurezza alla liquefazione con la (1.0), mentre l'indice e il rischio di liquefazione vengono calcolati con il metodo di Iwasaki et alii.

Il 'metodo di Andrus e Stokoe' è basato su dati provenienti da prove sismiche a rifrazione (**V_s**).

La velocità delle onde di taglio viene corretta con la formula (Robertson et al., 1992):

$$(3.7) V_{S1} = V_s \left(\frac{100}{\sigma_{vo}} \right)^{0,25}$$

La resistenza alla liquefazione è valutata mediante la formula di Andrus e Stokoe (1998):

$$(3.8) CRR = 0,03 \left(\frac{V_{S1}}{100} \right)^2 + 0,9 \left[\frac{1}{(V_{S1})_{CS} - V_{S1}} - \frac{1}{(V_{S1})_{CS}} \right]$$

dove la presenza di fini FC (%) è tenuta in conto mediante la seguente procedura:

$$\begin{aligned} (V_{S1})_{CS} &= 220 && \text{per } FC \leq 5\% \\ 220 < (V_{S1})_{CS} &\leq 200 && \text{per } 5\% < FC \leq 35\% \\ (V_{S1})_{CS} &= 200 && \text{per } FC > 35\% \end{aligned}$$

Il fattore di correzione della magnitudo **MSF** viene valutato come raccomandato dal NCEER (Tabella 1), il fattore di sicurezza alla liquefazione con la (1.0), mentre l'indice e il rischio di liquefazione vengono valutati con il metodo di Iwasaki et alii.

Le indicazioni della normativa europea sono contenute al punto 4.1.3 a cui si aggiungono ulteriori indicazioni che si possono trovare nell'appendice B della parte 5 dell'**Eurocodice 8 (ENV 1998-5)**.

Secondo tale normativa si può escludere pericolo di liquefazione per i terreni sabbiosi saturi che si trovano a profondità di 15 m o quando $a_g < 0,15$ e, contemporaneamente, il terreno soddisfi almeno una delle seguenti condizioni:

- contenuto in argilla superiore al 20%, con indice di plasticità > 10 ;
- contenuto di limo superiore al 10% e resistenza $N_{1,60} > 20$
- frazione fine trascurabile e resistenza $N_{1,60} > 25$

Quando nessuna delle precedenti condizioni è soddisfatta, *la suscettibilità a liquefazione deve essere verificata come minimo mediante i metodi generalmente accettati dall'ingegneria geotecnica, basati su correlazioni di campagna tra misure in situ e valori critici dello sforzo ciclico di taglio che hanno causato liquefazione durante terremoti passati.*

Lo sforzo ciclico di taglio CSR viene stimato con l'espressione semplificata:

$$(3.9) \text{CSR} = 0,65 \frac{a_g}{g} S \frac{\sigma'_{vo}}{\sigma_{vo}} \frac{r_d}{\text{MSF}}$$

dove **S** è il coefficiente di profilo stratigrafico, definito come segue:

Tabella 3

Categoria suolo	Spettri di Tipo 1 S (M > 5,5)	Spettri di Tipo 2 S (M ≤ 5,5)
A	1,00	1,00
B	1,20	1,35
C	1,15	1,50
D	1,35	1,80
E	1,40	1,60

Il fattore di correzione della magnitudo **MSF** consigliato dalla normativa è quello di Ambraseys (Tabella 1).

Nel caso vengano utilizzati dati provenienti da prove SPT la resistenza alla liquefazione viene calcolata mediante la seguente relazione di Blake, 1997:

$$(4.0) \text{CRR} = \frac{0,04844 - 0,004721 (N_{1,60})_{cs} + 0,0006136 [(N_{1,60})_{cs}]^2 - 0,00001673 [(N_{1,60})_{cs}]^3}{1 - 0,1248 (N_{1,60})_{cs} + 0,009578 [(N_{1,60})_{cs}]^2 - 0,0003285 [(N_{1,60})_{cs}]^3 + 0,000003714 [(N_{1,60})_{cs}]^4}$$

dove $(N_{1,60})_{cs}$ viene valutato con il metodo proposto da Youd e Idriss (1997) e raccomandato dal NCEER:

$$(4.1) (N_{1,60})_{cs} = \alpha + \beta N_{1,60}$$

dove $N_{1,60}$ è la normalizzazione dei valori misurati dell'indice N_m (ridotti del 25% per profondità < 3 m) nella prova SPT rispetto ad una pressione efficace di confinamento di 100 KPa ed a un valore del rapporto tra l'energia di impatto e l'energia teorica di caduta libera pari al 60%, cioè:

$$(4.2a) N_{1,60} = C_N C_E N_m$$

$$(4.2b) C_N = \left(\frac{100}{\sigma'_{vo}} \right)^{0,5}$$

$$(4.2c) C_E = \frac{ER}{60}$$

dove ER è pari al (rapporto dell'energia misurato rispetto al valore teorico) x 100 e dipende dal tipo di strumento utilizzato (Tabella 4).

Tabella 4

Attrezzatura	C _E
Safety Hammer	0,7 – 1,2
Donut Hammer (USA)	0,5 – 1,0
Donut Hammer (Giappone)	1,1 – 1,4
Automatico-Trip Hammer (Tipo Donut o Safety)	0,8 – 1,4

I parametri α e β , invece, dipendono dalla frazione fine FC:

$\alpha = 0$	per $FC \leq 5\%$
$\alpha = \exp[1,76 - (190 / FC^2)]$	per $5\% < FC \leq 35\%$
$\alpha = 5$	per $FC > 35\%$
$\beta = 1,0$	per $FC \leq 5\%$
$\beta = [0,99 + (FC^{1,5} / 1000)]$	per $5\% < FC \leq 35\%$
$\beta = 1,2$	per $FC > 35\%$

Se invece si possiedono dati provenienti da una prova penetrometrica statica (**CPT**), i valori di resistenza alla punta misurati q_c devono essere normalizzati rispetto ad una pressione efficace di confinamento pari a 100 KPa e vanno calcolati mediante la (3.0). Per poter tenere conto della eventuale presenza di fini, il software utilizza il metodo di Robertson e Wride. Poiché, come dimostrato, è possibile assumere:

$$(4.3) \frac{(q_{c1N})_{cs}}{(N_{1,60})_{cs}} = 5$$

come proposto dall'EC8, derivato $(N_{1,60})_{cs}$ dalla (4.2a), si utilizza la (4.0) per il calcolo di CRR.

Quando invece si possiedono dati provenienti da prove sismiche di rifrazione, si calcola la velocità di propagazione normalizzata con la (3.7) e la resistenza alla liquefazione mediante la formula di Andrus e Stokoe (3.8):

Rispetto alla normativa europea, la normativa italiana (NTC 2008) è meno accurata e non fornisce proposte di metodologie per valutare il potenziale di liquefazione.

La normativa richiede che il controllo della possibilità di liquefazione venga effettuato quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo-argillosa.

La normativa esclude il pericolo di liquefazione se il terreno saturo si trova ad una profondità superiore a 15 m o se $a_g S < 0,15g$ e, contemporaneamente, si verifica una delle seguenti condizioni:

- contenuto in argilla superiore al 20%, con indice di plasticità > 10 ;
- contenuto di limo superiore al 35% e resistenza $N_{1,60} > 20$;
- frazione fine trascurabile e resistenza $N_{1,60} > 25$.

Come la normativa europea, quella italiana ritiene che *la suscettibilità a liquefazione deve essere verificata come minimo mediante i metodi generalmente accettati dall'ingegneria geotecnica, basati su correlazioni di campagna tra misure in situ e valori critici dello sforzo ciclico di taglio che hanno causato liquefazione durante terremoti passati.*

Lo sforzo ciclico di taglio CSR viene stimato con l'espressione semplificata:

$$(4.4) \text{CSR} = 0,65 S \frac{a_g}{g} \frac{\sigma'_{vo}}{\sigma'_{vo}} \frac{r_d}{\text{MSF}} \frac{1}{K_\sigma}$$

dove **S** è il coefficiente di profilo stratigrafico, definito come segue:

Tabella 5

Categoria suolo	S
A	1,00
B, C, E	1,25
D	1,35

Il coefficiente riduttivo **r_d** viene valutato secondo quanto proposto da Idriss (1999):

$$(4.5a) r_d = \exp [\alpha(z) + \beta(z)M]$$

$$(4.5b) \alpha(z) = -1,012 - 1,126 \operatorname{sen} \left[\left(\frac{z}{11,73} \right) + 5,133 \right]$$

$$(4.5c) \beta(z) = 0,106 + 0,118 \operatorname{sen} \left[\left(\frac{z}{11,28} \right) + 5,142 \right]$$

Il fattore di correzione della magnitudo **MSF** utilizzato dal programma è quello raccomandato dal NCEER (Tabella 1).

K_σ è un fattore di correzione della tensione litostatica compreso fra 1 e 1,5 (Olsen, 1984):

$$K_\sigma = 1 \quad \text{per } \sigma'_{vo} < 100$$

$$K_\sigma = (\sigma'_{vo}/100)^f - 1 \quad \text{per } \sigma'_{vo} \geq 100$$

dove *f* è un parametro funzione di $(N_{1,60})$ e σ'_{vo} .

La resistenza alla liquefazione viene calcolata mediante la seguente espressione:

$$(4.6) \text{CRR} = \frac{1}{[34 - (N_{1,60})_{CS}]} \frac{(N_{1,60})_{CS}}{135} + \frac{50}{[10(N_{1,60})_{CS} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

dove $(N_{1,60})_{CS}$ viene calcolato mediante la (4.1), nella quale però $N_{1,60}$ è valutato nel seguente modo:

$$(4.7) N_{1,60} = C_N C_E C_R C_S C_B N_m$$

dove C_N e C_E sono calcolati mediante la (4.2b) e la (4.2c).

C_R è un fattore di correzione per la lunghezza *L* delle aste della prova pari a:

Tabella 6

L	C _R
≤ 3	0,75
3 < L ≤ 4	0,80
4 < L ≤ 6	0,85
6 < L ≤ 10	0,95
> 10	1,00

C_S è un fattore di correzione per il tipo di campionatore:
per campionatori di tipo standard C_S è sempre uguale a 1,0

per campionatori di tipo non-standard C_S è compreso fra 1,1 e 1,3

C_B è un fattore di correzione per il diametro del foro di sondaggio ed è pari a:

Tabella 7

Diametro foro	C_B
65 – 115 mm	1,00
115 – 150 mm	1,05
150 – 200 mm	1,15

Secondo le normative europea e italiana è suscettibile di liquefazione un terreno in cui lo sforzo di taglio generato dal terremoto supera l'80% dello sforzo critico che ha provocato liquefazione durante terremoti passati e quindi deve essere $F_S \leq 1,25$.

La probabilità di liquefazione P_L , invece, è data dall'espressione di Juang et al. (2001):

$$(4.8) P_L = \frac{1}{1 + \left(\frac{F_S}{0,72} \right)^{3,1}}$$

2 - CALCOLO DELLA SUSCETTIBILITA' DI LIQUEFAZIONE

Dati generali

Numero di strati = 3

Profondità della falda = 9.0 m

Magnitudo del sisma = 6

Accelerazione massima al suolo = 0,25

Metodo di Andrus e Stokoe. (1997), modificato.

Risultati

VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE					
(da prove sismiche a rifrazione)					
Metodo semplificato					
Metodo di Andrus e Stokoe (1997) modificato					
PARAMETRI:					
γ	=	1,9	g/cm ³		
σ_{vc}	=	1,9	kg/cm ²		
σ_{vc}	=	1,8	kg/cm ²		
profondità della prova	=	1000	cm		
profondità falda	=	900	cm		
γ_{sco}	=	1	g/cm ³		
Pressione neutra	=	0,1	kg/cm ²		
z	=	10	m		
V_s	=	332			
V_{s1c}	=	210	m/s	FC<5%	FC=20%
				220	210
					FC>35%
					200
V_{s1}	=	286,63			
M	=	6,0			
MSF	=	2,09	se Ms7.5		
		1,77	se Mb7.5		
FORMULE:			RISULTATI:		
V_{s1}	=	$V_s (1/\alpha_{vs})^{1,25}$		286,63	V_{s1}
R	=	$0,03 \cdot (Y_{s1} \cdot 100)^2 \cdot (0,9/(Y_{s1c} - Y_{s1})) \cdot (0,9/Y_{s1c})$	=	0,230437724	R
T	=	$0,65 \cdot ((a_{max}/g) \cdot (\sigma_{vc}/\sigma_{vs})) \cdot r_g \cdot 1/MSF$	se Ms7.5	0,074661258	$T_{Ms7.5}$
			se Mb7.5	0,088097898	$T_{Mb7.5}$
α_{max}/g	=	0,25			
r_g	=	0,909			
$F_S=R/T$	>	1	se Ms7.5	3,08644311	Verificato F_S
			se Mb7.5	2,615700603	Verificato F_S

8.0 Conclusioni

L'analisi completa dei dati a disposizione derivanti dal rilevamento, dall'indagine svolta mediante l'esecuzione di prove penetrometriche dinamiche (DPSH) e una prova penetrometrica statica (CPT) unita a conoscenze precedenti, consentono di ritenere il sito idoneo al progetto per l'ampliamento dell'edificio di civile abitazione sito in località "Fossa Renosa".

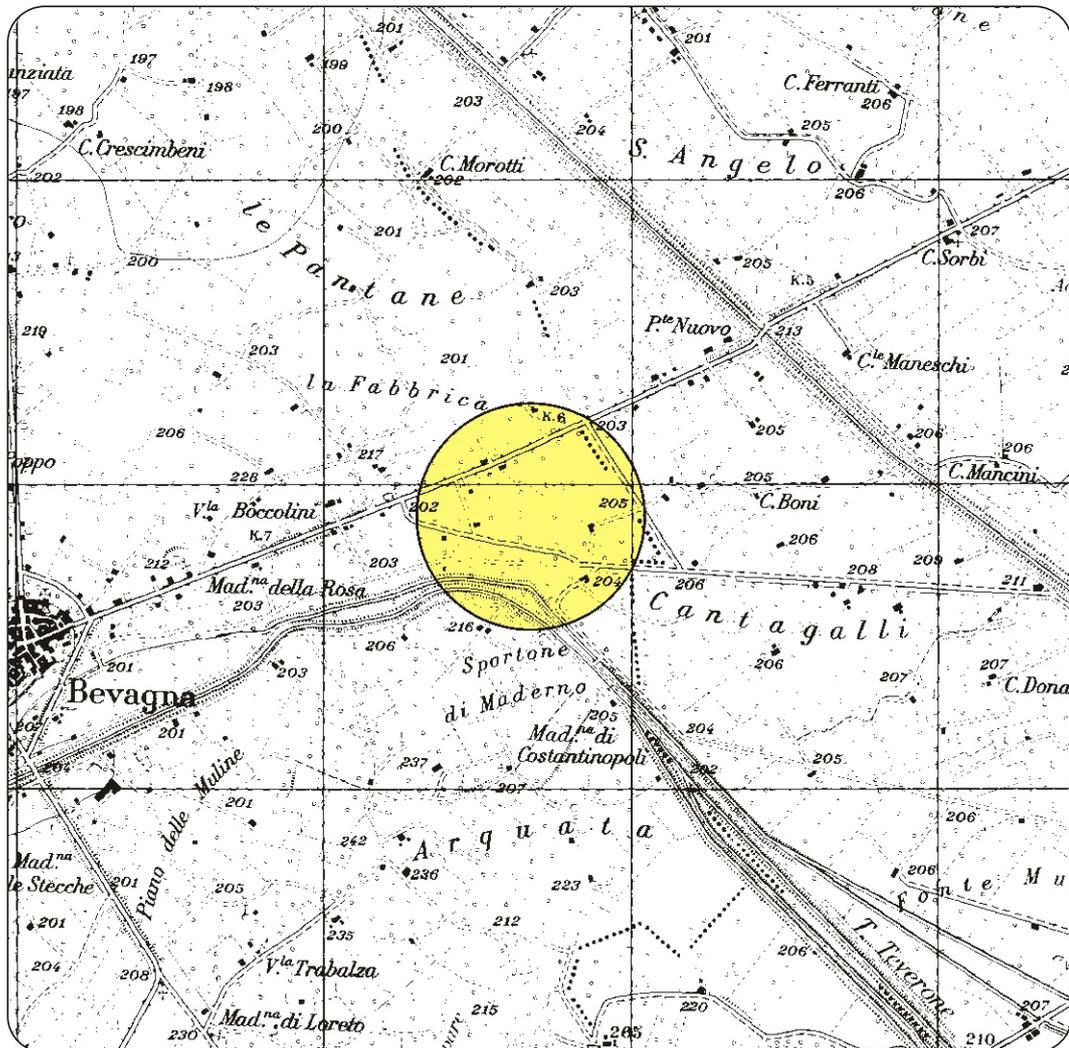
In fase esecutiva si dovrà avere cura di verificare l'omogeneità dei terreni fondali per l'attestazione delle fondazioni che dovranno essere scelte sulla base della consistenza dei terreni e dei carichi trasmessi dalla struttura, approfondendo se necessario la quota di imposta delle fondazioni.

La verifica delle condizioni geologiche e geomeccaniche dei terreni risulta di particolare importanza e dovrà essere effettuata scrupolosamente, lo studio resta peraltro a disposizione per la verifica di tali situazioni e di tutte le altre problematiche di ordine geologico e geotecnico che si potranno presentare durante la fase esecutiva.

Gualdo Cattaneo li 19.05.2014

Dott. Giorgio Cerquiglini





STRALCIO COROGRAFIA I.G.M.

Foglio: 131 FOLIGNO

Tavoletta: IV N.E. Spello

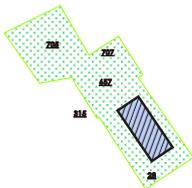
 Area rilevata

Scala 1:25000



STRALCIO PLANIMETRIA CATASTALE

Foglio: n° 41 Particelle n° 28 - 315 - 657 - 705 - 707



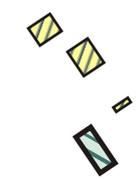
Area interessata dall'intervento

Scala 1:2000



STRALCIO PARTICOLARE PLANIMETRICO

Foglio: n° 41 Particelle n° 28 - 315 - 657 - 705 - 707



Ampliamento Edificio Industriale

Edificio Industriale esistente di proprietà della Ditta Costruzioni Meccaniche Castellani S.r.l.

DPSH 1



Ubicazione Prove penetrometriche dinamiche(DPSH)

CTP 1



Ubicazione Prove penetrometriche statiche(CPT)

G1 G24

Ubicazione indagine sismica (MASW)

Scala 1 : 1000

GEO.AP



- GEOTECNICA
- PENETROMETRIE
- GEOFISICA
- PIANIFICAZIONE INDAGINI
- INCLINOMETRIE
- CAMPIONAMENTI
- GEORADAR

- DIREZIONE LAVORI

GEO.AP s.a.s. di Cresci & c.
CORCIANO (PG)
VIA SETTEMBRINI 15

P.I. 02693820546
CCIAA N. 234944

Cell. 347.6004574
tel. 075.9071956
fax. +39.178.2717248
geoap@pec.it
info@geoap.it
www.geoap.it

**ELABORAZIONE INDAGINI
PENETROMETRICHE DPSH-CPT
E SISMICA MASW**

**ZONA INDUSTRIALE RENARE
BEVAGNA - (PG)**

**COMMITTENTE :
COSTRUZIONI MECCANICHE
CASTELLANI CLAUDIO**

**PIANIFICAZIONE INDAGINI E D.L.:
GEOL. CERQUIGLINI GIORGIO**

CORCIANO, 14.01.2014

GEO.AP s.a.s. di Cresci & c.
Indagini geognostiche-geofisiche
Via Settembrini 15
06073 - Corciano (PG)
REA 234944 PG - P.I. 02693820546

Elaborazione prove penetrometriche dinamiche superpesanti (DPSH) effettuate presso la sede della Castellani Claudio Costruzioni Meccaniche in Bevagna (PG).

Dettaglio indagini:

N. 4 DPSH di totali 39 m.l. eseguite con penetrometro cingolato Pagani TG 63-200.

N. 1 CPT di totali 12 m.l. eseguita con penetrometro cingolato Pagani TG 63-200

Profondità raggiunte

- DPSH 1: 10.0 m.l., interrotta su indicazione D.L.
- DPSH 2: 9.0 m.l., interrotta su indicazione D.L.
- DPSH 3: 9.0 m.l., interrotta su indicazione D.L.
- DPSH 4: 9.0 m.l., interrotta su indicazione D.L.
- CPT 1 : 12.0 m.l., interrotta su indicazione D.L.

Si certifica che la campagna d'indagini si è svolta regolarmente, senza problemi da segnalare e garantendo la massima verticalità della batteria di aste, secondo le normative vigenti e di seguito riportate. Le aste sono risultate lievemente umide con molta acqua nella DPSH 3 già a 1.2 m di profondità. Oltre i 6 m sono stati rinvenuti frammenti grigiastri fini (limi-argille) mentre più in superficie sono stati osservati residui limosi marroni.

Note sull'elaborazione:

La seguente elaborazione si basa sulle note correlazioni empiriche tra N_{dpsH} - N_{spt} -profondità e q_c / f_s -profondità e fornisce una ricostruzione litostratigrafica non univoca ma derivante dalle informazioni acquisite dall'operatore in cantiere, ritenuta quindi la più verosimile.

I parametri geotecnici vengono forniti per i diversi autori, lasciando al committente la scelta di quelli ritenuti idonei; la sintesi fornita è puramente indicativa, la committenza ne valuterà la bontà e la necessità di utilizzarla.

La **GEO.AP** s.a.s. non si assume responsabilità per l'utilizzo di tali dati da parte di terzi.

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente: COSTRUZIONI MECCANICHE CASTELLANI CLAUDIO

Cantiere: AMPLIAMENTO E NUOVO PROGETTO

Località: BEVAGNA , ZONA IND.LE RENARE (PG)

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63.5 Kg
Altezza di caduta libera	0.75 m
Peso sistema di battuta	0.63 Kg
Diametro punta conica	51.00 mm
Area di base punta	20.43 cm²
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	6.31 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0.40 m
Avanzamento punta	0.20 m
Numero colpi per punta	N(20)
Coeff. Correlazione	1.47
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	90 °

OPERATORE
GEOL. VITO CRESCI

RESPONSABILE
GEO.AP S.A.S. DI CRESCI & C.

GEO.AP s.a.s. di Cresci & c.
Indagini geognostiche-geofisiche
Via Settembrini n. 15
06073 - Corciano (PG)
REA 234944 PG - P.I. 02693820546

Correlazioni geotecniche terreni incoerenti

Angolo di Attrito

- Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956 - Correlazione valida per terreni non molli a prof. < 5 mt.; correlazione valida per sabbie e ghiaie rappresenta valori medi. - Correlazione storica molto usata, valevole per prof. < 5 mt. per terreni sopra falda e < 8 mt. per terreni in falda (tensioni < 8-10 t/mq)
- Meyerhof 1956 - Correlazioni valide per terreni argillosi ed argillosi-marnosi fessurati, terreni di riporto sciolti e coltri detritiche (da modifica sperimentale di dati).
- Sowers 1961)- Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. < 4 mt. sopra falda e < 7 mt. per terreni in falda) $\sigma > 5$ t/mq.
- De Mello - Correlazione valida per terreni prevalentemente sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi (da modifica sperimentale di dati) con angolo di attrito < 38° .
- Malcev 1964 - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. > 2 m. e per valori di angolo di attrito < 38°).
- Schmertmann 1977- Angolo di attrito (gradi) per vari tipi litologici (valori massimi). N.B. valori spesso troppo ottimistici poiché desunti da correlazioni indirette da Dr %.
- Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION) Angolo di attrito in gradi valido per sabbie - sabbie fini o limose e limi siltosi (cond. ottimali per prof. di prova > 8 mt. sopra falda e > 15 mt. per terreni in falda) $\sigma > 15$ t/mq.
- Shioi-Fukuni 1982 (JAPANESE NATIONAL RAILWAY) Angolo di attrito valido per sabbie medie e grossolane fino a ghiaiose .
- Angolo di attrito in gradi (Owasaki & Iwasaki) valido per sabbie - sabbie medie e grossolane-ghiaiose (cond. ottimali per prof. > 8 mt. sopra falda e > 15 mt. per terreni in falda) $s > 15$ t/mq.
- Meyerhof 1965 - Correlazione valida per terreni per sabbie con % di limo < 5% a profondità < 5 mt. e con % di limo > 5% a profondità < 3 mt.
- Mitchell e Katti (1965) - Correlazione valida per sabbie e ghiaie.

Densità relativa (%)

- Gibbs & Holtz (1957) correlazione valida per qualunque pressione efficace, per ghiaie Dr viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Skempton (1986) elaborazione valida per limi e sabbie e sabbie da fini a grossolane NC a qualunque pressione efficace, per ghiaie il valore di Dr % viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Meyerhof (1957).
- Schultze & Menzenbach (1961) per sabbie fini e ghiaiose NC , metodo valido per qualunque valore di pressione efficace in depositi NC, per ghiaie il valore di Dr % viene sovrastimato, per limi sottostimato.

Modulo Di Young (E_y)

- Terzaghi - elaborazione valida per sabbia pulita e sabbia con ghiaia senza considerare la pressione efficace.
- Schmertmann (1978), correlazione valida per vari tipi litologici .
- Schultze-Menzenbach , correlazione valida per vari tipi litologici.
- D'Appollonia ed altri (1970) , correlazione valida per sabbia, sabbia SC, sabbia NC e ghiaia
- Bowles (1982), correlazione valida per sabbia argillosa, sabbia limosa, limo sabbioso, sabbia media, sabbia e ghiaia.

Modulo Edometrico

- Begemann (1974) elaborazione desunta da esperienze in Grecia, correlazione valida per limo con sabbia, sabbia e ghiaia
- Buismann-Sanglerat , correlazione valida per sabbia e sabbia argillosa.
- Farrent (1963) valida per sabbie, talora anche per sabbie con ghiaia (da modifica sperimentale di dati).
- Menzenbach e Malcev valida per sabbia fine, sabbia ghiaiosa e sabbia e ghiaia.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977

Peso di Volume Gamma

- Meyerhof ed altri, valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Peso di volume saturo

- Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948-1967. Correlazione valida per peso specifico del materiale pari a circa $\gamma = 2,65$ t/mc e per peso di volume secco variabile da 1,33 (Nspt = 0) a 1,99 (Nspt = 95)

Correlazioni geotecniche terreni coesivi

Coesione non drenata

- Benassi & Vannelli- correlazioni scaturite da esperienze ditta costruttrice Penetrometri SUNDA 1983.

- Terzaghi-Peck (1948-1967), correlazione valida per argille sabbiose-siltose NC con $N_{spt} < 8$, argille limose-siltose mediamente plastiche, argille marnose alterate-fessurate.
- Terzaghi-Peck (1948). *Cu min-max*.
- Sanglerat, da dati Penetr. Statico per terreni coesivi saturi, tale correlazione non è valida per argille sensitive con sensitività > 5 , per argille sovraconsolidate fessurate e per i limi a bassa plasticità.
- Sanglerat, (per argille limose-sabbiose poco coerenti), valori validi per resistenze penetrometriche < 10 colpi, per resistenze penetrometriche > 10 l'elaborazione valida è comunque quella delle "argille plastiche" di Sanglerat.
- (U.S.D.M.S.M.) U.S. Design Manual Soil Mechanics Coesione non drenata per argille limose e argille di bassa media ed alta plasticità, (Cu- N_{spt} -grado di plasticità).
- Schmertmann 1975 C_u (Kg/cmq) (valori medi), valida per **argille e limi argillosi** con $N_c=20$ e $Q_c/N_{spt}=2$.
- Schmertmann 1975 C_u (Kg/cmq) (valori minimi), valida per argille NC.
- Fletcher 1965 - (Argilla di Chicago). Coesione non drenata C_u (Kg/cmq), colonna valori validi per argille a medio-bassa plasticità.
- Houston (1960) - argilla di media-alta plasticità.
- Shioi-Fukuni 1982, valida per suoli poco coerenti e plastici, argilla di media-alta plasticità.
- Begemann.
- De Beer.

Modulo Edometrico-Confinato (M_o)

- Stroud e Butler (1975) - per litotipi a media plasticità, valida per litotipi argillosi a media-medio-alta plasticità - da esperienze su argille glaciali.
- Stroud e Butler (1975), per litotipi a medio-bassa plasticità ($IP < 20$), valida per litotipi argillosi a medio-bassa plasticità ($IP < 20$) - da esperienze su argille glaciali.
- Vesic (1970) correlazione valida per argille molli (valori minimi e massimi).
- Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner Modulo Confinato - M_o (Ecd) (Kg/cmq)-, valida per litotipi argillosi e limosi-argillosi (rapporto $Q_c/N_{spt}=1.5-2.0$).
- Buismann- Sanglerat, valida per argille compatte ($N_{spt} < 30$) medie e molli ($N_{spt} < 4$) e argille sabbiose ($N_{spt}=6-12$).

Modulo Di Young (E_y)

- Schultze-Menzenbach - (Min. e Max.), correlazione valida per limi coerenti e limi argillosi con I.P. > 15
- D'Appollonia ed altri (1983) - correlazione valida per argille sature-argille fessurate.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977

Peso di Volume Gamma

- Meyerhof ed altri, valida per argille, argille sabbiose e limose prevalentemente coerenti.

Peso di volume saturo

- Correlazione Bowles (1982), Terzaghi-Peck (1948-1967), valida per condizioni specifiche: peso specifico del materiale pari a circa $G=2,70$ (t/mc) e per indici dei vuoti variabili da 1,833 ($N_{spt}=0$) a 0,545 ($N_{spt}=28$)

PROVA ...DPSH_1

Strumento utilizzato...
 Prova eseguita in data
 Profondità prova

DPSH TG 63-200 PAGANI
 09/01/2014
 10.00 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0.20	1	0.855	8.98	10.51	0.45	0.53
0.40	2	0.851	17.88	21.01	0.89	1.05
0.60	2	0.847	16.34	19.29	0.82	0.96
0.80	2	0.843	16.27	19.29	0.81	0.96
1.00	1	0.840	8.10	9.64	0.40	0.48
1.20	2	0.836	16.13	19.29	0.81	0.96
1.40	2	0.833	16.06	19.29	0.80	0.96
1.60	1	0.830	7.39	8.91	0.37	0.45
1.80	2	0.826	14.73	17.82	0.74	0.89
2.00	2	0.823	14.67	17.82	0.73	0.89
2.20	2	0.820	14.62	17.82	0.73	0.89
2.40	2	0.817	14.56	17.82	0.73	0.89
2.60	3	0.814	20.23	24.85	1.01	1.24
2.80	3	0.811	20.16	24.85	1.01	1.24
3.00	3	0.809	20.09	24.85	1.00	1.24
3.20	2	0.806	13.35	16.56	0.67	0.83
3.40	2	0.803	13.31	16.56	0.67	0.83
3.60	3	0.801	18.59	23.21	0.93	1.16
3.80	2	0.798	12.35	15.47	0.62	0.77
4.00	2	0.796	12.32	15.47	0.62	0.77
4.20	2	0.794	12.28	15.47	0.61	0.77
4.40	2	0.791	12.24	15.47	0.61	0.77
4.60	2	0.789	11.45	14.51	0.57	0.73
4.80	2	0.787	11.42	14.51	0.57	0.73
5.00	1	0.785	5.70	7.26	0.28	0.36
5.20	2	0.783	11.36	14.51	0.57	0.73
5.40	3	0.781	17.00	21.77	0.85	1.09
5.60	5	0.779	26.62	34.17	1.33	1.71
5.80	4	0.777	21.25	27.34	1.06	1.37
6.00	5	0.775	26.50	34.17	1.32	1.71
6.20	5	0.774	26.44	34.17	1.32	1.71
6.40	5	0.772	26.38	34.17	1.32	1.71
6.60	6	0.770	29.85	38.75	1.49	1.94
6.80	6	0.769	29.79	38.75	1.49	1.94
7.00	6	0.767	29.73	38.75	1.49	1.94
7.20	7	0.766	34.61	45.20	1.73	2.26
7.40	7	0.764	34.54	45.20	1.73	2.26
7.60	9	0.763	42.02	55.09	2.10	2.75
7.80	9	0.761	41.94	55.09	2.10	2.75
8.00	10	0.760	46.51	61.21	2.33	3.06
8.20	11	0.759	51.07	67.33	2.55	3.37
8.40	12	0.757	55.62	73.45	2.78	3.67
8.60	15	0.706	61.60	87.26	3.08	4.36
8.80	17	0.705	69.69	98.89	3.48	4.94
9.00	17	0.703	69.57	98.89	3.48	4.94
9.20	18	0.702	73.54	104.71	3.68	5.24
9.40	18	0.701	73.41	104.71	3.67	5.24
9.60	18	0.700	69.83	99.76	3.49	4.99
9.80	19	0.699	73.59	105.31	3.68	5.27
10.00	21	0.648	75.39	116.39	3.77	5.82

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm ²)	Tipo	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Tensione efficace (Kg/cm ²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
1.6	1.62	15.9	Incoerente - coesivo	1.56	1.85	0.12	1.46	2	A
5.4	2.21	17.72	Incoerente - coesivo	1.63	1.86	0.56	1.49	3	B
7.4	5.6	37.07	Incoerente - coesivo	1.9	1.91	1.06	1.51	8	C
8.4	10.2	62.43	Incoerente - coesivo	2.07	2.28	1.35	1.51	15	D
10	17.88	101.99	Incoerente - coesivo	2.13	2.28	1.63	1.52	27	E

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPSH_1

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Terzaghi -Peck	Sanglerat	Terzaghi -Peck (1948)	U.S.D.M .S.M	Schmert mann 1975	SUNDA (1983) Benassi e Vannelli	Fletcher (1965) Argilla di Chicago	Houston (1960)	Shioi - Fukui 1982	Begeman n	De Beer
[1] - A	2	1.60	0.13	0.25	0.00	0.08	0.19	0.48	0.18	0.59	0.10	0.18	0.25
[2] - B	3	5.40	0.19	0.38	0.15	0.12	0.29	0.53	0.27	0.66	0.15	0.00	0.38
[3] - C	8	7.40	0.54	1.00	0.25	0.32	0.78	1.11	0.71	1.04	0.40	0.42	1.00
[4] - D	15	8.40	1.01	1.88	0.50	0.59	1.48	1.87	1.30	1.63	0.75	1.44	1.88
[5] - E	27	10.00	1.82	3.38	1.00	1.02	2.68	3.06	2.22	2.77	1.35	3.30	3.38

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Stroud e Butler (1975)	Vesic (1970)	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	Buisman-Sanglerat
[1] - A	2	1.60	9.18	30.00	22.19	25.00
[2] - B	3	5.40	13.76	45.00	32.39	37.50
[3] - C	8	7.40	36.70	--	83.39	100.00
[4] - D	15	8.40	68.82	--	154.78	150.00
[5] - E	27	10.00	123.88	--	277.18	270.00

Modulo di Young (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Schultze	Apollonia
[1] - A	2	1.60	2.60	20.00
[2] - B	3	5.40	14.10	30.00
[3] - C	8	7.40	71.60	80.00
[4] - D	15	8.40	152.10	150.00
[5] - E	27	10.00	290.10	270.00

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
[1] - A	2	1.60	A.G.I. (1977)	PRIVO DI CONSISTENZA
[2] - B	3	5.40	A.G.I. (1977)	POCO CONSISTENTE
[3] - C	8	7.40	A.G.I. (1977)	MODERAT. CONSISTENTE
[4] - D	15	8.40	A.G.I. (1977)	CONSISTENTE
[5] - E	27	10.00	A.G.I. (1977)	MOLTO CONSISTENTE

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
[1] - A	2	1.60	Meyerhof ed altri	1.56
[2] - B	3	5.40	Meyerhof ed altri	1.63
[3] - C	8	7.40	Meyerhof ed altri	1.90
[4] - D	15	8.40	Meyerhof ed altri	2.07
[5] - E	27	10.00	Meyerhof ed altri	2.13

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
[1] - A	2	1.60	Meyerhof ed altri	1.85
[2] - B	3	5.40	Meyerhof ed altri	1.86
[3] - C	8	7.40	Meyerhof ed altri	1.91
[4] - D	15	8.40	Meyerhof ed altri	2.28
[5] - E	27	10.00	Meyerhof ed altri	2.28

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	Intestazione NSPT\$	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] - A	2	1.60	8.86	32.7	41.12	12.38
[2] - B	3	5.40	9.22	32.41	33.7	15.3
[3] - C	8	7.40	20.15	44.78	45.56	28.4
[4] - D	15	8.40	29.06	56.77	57.7	43.02
[5] - E	27	10.00	38.66	71.54	72.82	60.3

Angolo di resistenza al taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerh of 1956	Meyerh of (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerh of (1965)	Schmertmann (1977) Sabbie	Mitchell & Katti (1981)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japane National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
[1] - A	2	1.60	2	27.57	20.57	28.56	30.64	30.37	0	<30	20.48	27.6	24.58	21.32
[2] - B	3	5.40	3	27.86	20.86	28.84	28.04	30.81	0	<30	21.71	27.9	26.47	22.75
[3] - C	8	7.40	8	29.29	22.29	30.24	28.24	32.89	0	<30	25.95	29.4	33.13	27.65
[4] - D	15	8.40	15	31.29	24.29	32.2	28.73	35.47	35.95	30-32	30	31.5	37.5	32.32
[5] - E	27	10.00	27	34.71	27.71	35.56	29.28	38.97	38.02	32-35	35.12	35.1	41.59	38.24

Modulo di Young (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Terzaghi	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	D'Appollonia ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] - A	2	1.60	2	---	16.00	---	---	---
[2] - B	3	5.40	3	---	24.00	---	---	---
[3] - C	8	7.40	8	---	64.00	95.10	---	---
[4] - D	15	8.40	15	276.45	120.00	177.70	292.50	150.00
[5] - E	27	10.00	27	370.90	216.00	319.30	382.50	210.00

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Buisman-Sanglerat (sabbie)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
[1] - A	2	1.60	2	---	31.57	14.20	46.92
[2] - B	3	5.40	3	---	33.63	21.30	51.38
[3] - C	8	7.40	8	---	43.90	56.80	73.68
[4] - D	15	8.40	15	90.00	58.28	106.50	104.90
[5] - E	27	10.00	27	162.00	82.92	191.70	158.42

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[1] - A	2	1.60	2	Classificazione A.G.I	SCIOLTO
[2] - B	3	5.40	3	Classificazione A.G.I	SCIOLTO
[3] - C	8	7.40	8	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
[4] - D	15	8.40	15	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
[5] - E	27	10.00	27	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m ³)
[1] - A	2	1.60	2	Meyerhof ed altri	1.40
[2] - B	3	5.40	3	Meyerhof ed altri	1.45
[3] - C	8	7.40	8	Meyerhof ed altri	1.66
[4] - D	15	8.40	15	Meyerhof ed altri	1.88
[5] - E	27	10.00	27	Meyerhof ed altri	2.10

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m ³)
[1] - A	2	1.60	2	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.87
[2] - B	3	5.40	3	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.87
[3] - C	8	7.40	8	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.91
[4] - D	15	8.40	15	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.95
[5] - E	27	10.00	27	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.50

Modulo di Poisson

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[1] - A	2	1.60	2	(A.G.I)	0.35
[2] - B	3	5.40	3	(A.G.I)	0.35
[3] - C	8	7.40	8	(A.G.I)	0.34
[4] - D	15	8.40	15	(A.G.I)	0.32
[5] - E	27	10.00	27	(A.G.I)	0.3

PROVA ...DPSH_2

Strumento utilizzato...
 Prova eseguita in data
 Profondità prova
 Falda non rilevata

DPSH TG 63-200 PAGANI
 09/01/2014
 9.00 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0.20	1	0.855	8.98	10.51	0.45	0.53
0.40	2	0.851	17.88	21.01	0.89	1.05
0.60	1	0.847	8.17	9.64	0.41	0.48
0.80	1	0.843	8.13	9.64	0.41	0.48
1.00	2	0.840	16.20	19.29	0.81	0.96
1.20	2	0.836	16.13	19.29	0.81	0.96
1.40	1	0.833	8.03	9.64	0.40	0.48
1.60	1	0.830	7.39	8.91	0.37	0.45
1.80	2	0.826	14.73	17.82	0.74	0.89
2.00	2	0.823	14.67	17.82	0.73	0.89
2.20	2	0.820	14.62	17.82	0.73	0.89
2.40	3	0.817	21.84	26.73	1.09	1.34
2.60	2	0.814	13.49	16.56	0.67	0.83
2.80	3	0.811	20.16	24.85	1.01	1.24
3.00	2	0.809	13.39	16.56	0.67	0.83
3.20	2	0.806	13.35	16.56	0.67	0.83
3.40	2	0.803	13.31	16.56	0.67	0.83
3.60	2	0.801	12.39	15.47	0.62	0.77
3.80	1	0.798	6.18	7.74	0.31	0.39
4.00	1	0.796	6.16	7.74	0.31	0.39
4.20	2	0.794	12.28	15.47	0.61	0.77
4.40	3	0.791	18.37	23.21	0.92	1.16
4.60	3	0.789	17.18	21.77	0.86	1.09
4.80	3	0.787	17.14	21.77	0.86	1.09
5.00	5	0.785	28.48	36.28	1.42	1.81
5.20	5	0.783	28.41	36.28	1.42	1.81
5.40	5	0.781	28.34	36.28	1.42	1.81
5.60	7	0.779	37.27	47.84	1.86	2.39
5.80	7	0.777	37.18	47.84	1.86	2.39
6.00	9	0.775	47.70	61.51	2.38	3.08
6.20	10	0.774	52.88	68.34	2.64	3.42
6.40	10	0.772	52.76	68.34	2.64	3.42
6.60	11	0.770	54.72	71.04	2.74	3.55
6.80	11	0.769	54.61	71.04	2.73	3.55
7.00	12	0.767	59.45	77.49	2.97	3.87
7.20	12	0.766	59.33	77.49	2.97	3.87
7.40	13	0.714	59.95	83.95	3.00	4.20
7.60	13	0.713	56.71	79.57	2.84	3.98
7.80	15	0.711	65.31	91.81	3.27	4.59
8.00	14	0.710	60.83	85.69	3.04	4.28
8.20	16	0.709	69.39	97.93	3.47	4.90
8.40	18	0.707	77.92	110.18	3.90	5.51
8.60	20	0.706	82.14	116.35	4.11	5.82
8.80	20	0.705	81.99	116.35	4.10	5.82
9.00	21	0.653	79.83	122.16	3.99	6.11

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm ²)	Tipo	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Tensione efficace (Kg/cm ²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
1.6	1.38	13.49	Incoerente - coesivo	1.56	1.85	0.12	1.46	2	A
4.8	2.19	17.78	Incoerente - coesivo	1.63	1.86	0.51	1.49	3	B
5.8	5.8	40.91	Incoerente - coesivo	1.9	1.91	0.87	1.5	8	C
8	11.82	76.03	Incoerente - coesivo	2.08	2.29	1.19	1.51	17	D
9	19	112.59	Incoerente - coesivo	2.14	2.31	1.53	1.52	28	E

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPSH_2

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Terzaghi -Peck	Sanglerat	Terzaghi -Peck (1948)	U.S.D.M .S.M	Schmert mann 1975	SUNDA (1983) Benassi e Vannelli	Fletcher (1965) Argilla di Chicago	Houston (1960)	Shioi - Fukui 1982	Begeman n	De Beer
[1] - A	2	1.60	0.13	0.25	0.00	0.08	0.19	0.41	0.18	0.59	0.10	0.18	0.25
[2] - B	3	4.80	0.19	0.38	0.15	0.12	0.29	0.53	0.27	0.66	0.15	0.00	0.38
[3] - C	8	5.80	0.54	1.00	0.25	0.32	0.78	1.23	0.71	1.04	0.40	0.64	1.00
[4] - D	17	8.00	1.15	2.13	1.00	0.67	1.68	2.28	1.46	1.80	0.85	1.85	2.13
[5] - E	28	9.00	1.89	3.50	1.00	1.06	2.78	3.38	2.29	2.88	1.40	3.62	3.50

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Stroud e Butler (1975)	Vesic (1970)	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	Buisman-Sanglerat
[1] - A	2	1.60	9.18	30.00	22.19	25.00
[2] - B	3	4.80	13.76	45.00	32.39	37.50
[3] - C	8	5.80	36.70	--	83.39	100.00
[4] - D	17	8.00	78.00	--	175.18	170.00
[5] - E	28	9.00	128.46	--	287.38	280.00

Modulo di Young (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Schultze	Apollonia
[1] - A	2	1.60	2.60	20.00
[2] - B	3	4.80	14.10	30.00
[3] - C	8	5.80	71.60	80.00
[4] - D	17	8.00	175.10	170.00
[5] - E	28	9.00	301.60	280.00

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
[1] - A	2	1.60	A.G.I. (1977)	PRIVO DI CONSISTENZA
[2] - B	3	4.80	A.G.I. (1977)	POCO CONSISTENTE
[3] - C	8	5.80	A.G.I. (1977)	MODERAT. CONSISTENTE
[4] - D	17	8.00	A.G.I. (1977)	MOLTO CONSISTENTE
[5] - E	28	9.00	A.G.I. (1977)	MOLTO CONSISTENTE

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
[1] - A	2	1.60	Meyerhof ed altri	1.56
[2] - B	3	4.80	Meyerhof ed altri	1.63
[3] - C	8	5.80	Meyerhof ed altri	1.90
[4] - D	17	8.00	Meyerhof ed altri	2.08
[5] - E	28	9.00	Meyerhof ed altri	2.14

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
[1] - A	2	1.60	Meyerhof ed altri	1.85
[2] - B	3	4.80	Meyerhof ed altri	1.86
[3] - C	8	5.80	Meyerhof ed altri	1.91
[4] - D	17	8.00	Meyerhof ed altri	2.29
[5] - E	28	9.00	Meyerhof ed altri	2.31

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	Intestazione NSPT\$	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] - A	2	1.60	8.86	32.7	41.12	12.38
[2] - B	3	4.80	9.79	33.06	34.51	15.3
[3] - C	8	5.80	22.19	47.46	48.02	28.4
[4] - D	17	8.00	33.26	62.98	63.35	46.5
[5] - E	28	9.00	40.46	74.48	75.35	61.41

Angolo di resistenza al taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerh of 1956	Meyerh of (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerh of (1965)	Schmertmann (1977) Sabbie	Mitchell & Katti (1981)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japane National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
[1] - A	2	1.60	2	27.57	20.57	28.56	30.64	30.37	0	<30	20.48	27.6	24.58	21.32
[2] - B	3	4.80	3	27.86	20.86	28.84	28.24	30.81	0	<30	21.71	27.9	26.65	22.75
[3] - C	8	5.80	8	29.29	22.29	30.24	28.68	32.89	0	<30	25.95	29.4	33.86	27.65
[4] - D	17	8.00	17	31.86	24.86	32.76	29.21	36.13	36.82	30-32	30.97	32.1	39.21	33.44
[5] - E	28	9.00	28	35	28	35.84	29.48	39.21	38.43	32-35	35.49	35.4	42.29	38.66

Modulo di Young (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Terzaghi	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	D'Appollonia ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] - A	2	1.60	2	---	16.00	---	---	---
[2] - B	3	4.80	3	---	24.00	---	---	---
[3] - C	8	5.80	8	---	64.00	95.10	---	---
[4] - D	17	8.00	17	294.30	136.00	201.30	307.50	160.00
[5] - E	28	9.00	28	377.70	224.00	331.10	390.00	215.00

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Buisman-Sanglerat (sabbie)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
[1] - A	2	1.60	2	---	31.57	14.20	46.92
[2] - B	3	4.80	3	---	33.63	21.30	51.38
[3] - C	8	5.80	8	---	43.90	56.80	73.68
[4] - D	17	8.00	17	102.00	62.38	120.70	113.82
[5] - E	28	9.00	28	168.00	84.98	198.80	162.88

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[1] - A	2	1.60	2	Classificazione A.G.I	SCIOLTO
[2] - B	3	4.80	3	Classificazione A.G.I	SCIOLTO
[3] - C	8	5.80	8	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
[4] - D	17	8.00	17	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
[5] - E	28	9.00	28	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m ³)
[1] - A	2	1.60	2	Meyerhof ed altri	1.40
[2] - B	3	4.80	3	Meyerhof ed altri	1.45
[3] - C	8	5.80	8	Meyerhof ed altri	1.66
[4] - D	17	8.00	17	Meyerhof ed altri	1.93
[5] - E	28	9.00	28	Meyerhof ed altri	2.11

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m ³)
[1] - A	2	1.60	2	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.87
[2] - B	3	4.80	3	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.87
[3] - C	8	5.80	8	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.91
[4] - D	17	8.00	17	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.96
[5] - E	28	9.00	28	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.50

Modulo di Poisson

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[1] - A	2	1.60	2	(A.G.I.)	0.35
[2] - B	3	4.80	3	(A.G.I.)	0.35
[3] - C	8	5.80	8	(A.G.I.)	0.34
[4] - D	17	8.00	17	(A.G.I.)	0.32
[5] - E	28	9.00	28	(A.G.I.)	0.3

PROVA ...DPSH_3

Strumento utilizzato...
 Prova eseguita in data
 Profondità prova
 Falda non rilevata

DPSH TG 63-200 PAGANI
 09/01/2014
 9.00 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0.20	1	0.855	8.98	10.51	0.45	0.53
0.40	1	0.851	8.94	10.51	0.45	0.53
0.60	2	0.847	16.34	19.29	0.82	0.96
0.80	2	0.843	16.27	19.29	0.81	0.96
1.00	1	0.840	8.10	9.64	0.40	0.48
1.20	2	0.836	16.13	19.29	0.81	0.96
1.40	1	0.833	8.03	9.64	0.40	0.48
1.60	2	0.830	14.78	17.82	0.74	0.89
1.80	1	0.826	7.36	8.91	0.37	0.45
2.00	1	0.823	7.34	8.91	0.37	0.45
2.20	2	0.820	14.62	17.82	0.73	0.89
2.40	2	0.817	14.56	17.82	0.73	0.89
2.60	2	0.814	13.49	16.56	0.67	0.83
2.80	2	0.811	13.44	16.56	0.67	0.83
3.00	1	0.809	6.70	8.28	0.33	0.41
3.20	2	0.806	13.35	16.56	0.67	0.83
3.40	2	0.803	13.31	16.56	0.67	0.83
3.60	2	0.801	12.39	15.47	0.62	0.77
3.80	1	0.798	6.18	7.74	0.31	0.39
4.00	1	0.796	6.16	7.74	0.31	0.39
4.20	2	0.794	12.28	15.47	0.61	0.77
4.40	2	0.791	12.24	15.47	0.61	0.77
4.60	2	0.789	11.45	14.51	0.57	0.73
4.80	2	0.787	11.42	14.51	0.57	0.73
5.00	3	0.785	17.09	21.77	0.85	1.09
5.20	4	0.783	22.73	29.03	1.14	1.45
5.40	4	0.781	22.67	29.03	1.13	1.45
5.60	6	0.779	31.95	41.00	1.60	2.05
5.80	7	0.777	37.18	47.84	1.86	2.39
6.00	10	0.775	53.00	68.34	2.65	3.42
6.20	11	0.774	58.16	75.18	2.91	3.76
6.40	12	0.772	63.31	82.01	3.17	4.10
6.60	11	0.770	54.72	71.04	2.74	3.55
6.80	12	0.769	59.57	77.49	2.98	3.87
7.00	11	0.767	54.50	71.04	2.72	3.55
7.20	12	0.766	59.33	77.49	2.97	3.87
7.40	14	0.714	64.57	90.41	3.23	4.52
7.60	15	0.713	65.44	91.81	3.27	4.59
7.80	16	0.711	69.66	97.93	3.48	4.90
8.00	16	0.710	69.52	97.93	3.48	4.90
8.20	17	0.709	73.73	104.05	3.69	5.20
8.40	18	0.707	77.92	110.18	3.90	5.51
8.60	23	0.656	87.77	133.80	4.39	6.69
8.80	23	0.655	87.60	133.80	4.38	6.69
9.00	24	0.653	91.24	139.62	4.56	6.98

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm ²)	Tipo	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Tensione efficace (Kg/cm ²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
4	1.55	13.75	Incoerente - coesivo	1.56	1.85	0.31	1.47	2	A
5	2.2	16.35	Incoerente - coesivo	1.63	1.86	0.71	1.5	3	B
5.8	5.25	36.73	Incoerente - coesivo	1.86	1.9	0.86	1.5	7	C
7.2	11.29	74.66	Incoerente - coesivo	2.08	2.29	1.08	1.51	17	D
9	18.44	111.06	Incoerente - coesivo	2.14	2.31	1.42	1.52	28	E

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPSH_3
TERRENI COESIVI
Coesione non drenata (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Terzaghi -Peck	Sanglerat	Terzaghi -Peck (1948)	U.S.D.M .S.M	Schmert mann 1975	SUNDA (1983) Benassi e Vannelli	Fletcher (1965) Argilla di Chicago	Houston (1960)	Shioi - Fukui 1982	Begeman n	De Beer
[1] - A	2	4.00	0.13	0.25	0.00	0.08	0.19	0.41	0.18	0.59	0.10	0.00	0.25
[2] - B	3	5.00	0.19	0.38	0.15	0.12	0.29	0.49	0.27	0.66	0.15	0.00	0.38
[3] - C	7	5.80	0.44	0.88	0.25	0.28	0.68	1.10	0.63	0.96	0.35	0.48	0.88
[4] - D	17	7.20	1.15	2.13	1.00	0.67	1.68	2.24	1.46	1.80	0.85	1.97	2.13
[5] - E	28	9.00	1.89	3.50	1.00	1.06	2.78	3.33	2.29	2.88	1.40	3.62	3.50

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Stroud e Butler (1975)	Vesic (1970)	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	Buisman-Sanglerat
[1] - A	2	4.00	9.18	30.00	22.19	25.00
[2] - B	3	5.00	13.76	45.00	32.39	37.50
[3] - C	7	5.80	32.12	--	73.19	87.50
[4] - D	17	7.20	78.00	--	175.18	170.00
[5] - E	28	9.00	128.46	--	287.38	280.00

Modulo di Young (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Schultze	Apollonia
[1] - A	2	4.00	2.60	20.00
[2] - B	3	5.00	14.10	30.00
[3] - C	7	5.80	60.10	70.00
[4] - D	17	7.20	175.10	170.00
[5] - E	28	9.00	301.60	280.00

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
[1] - A	2	4.00	A.G.I. (1977)	PRIVO DI CONSISTENZA
[2] - B	3	5.00	A.G.I. (1977)	POCO CONSISTENTE
[3] - C	7	5.80	A.G.I. (1977)	MODERAT. CONSISTENTE
[4] - D	17	7.20	A.G.I. (1977)	MOLTO CONSISTENTE
[5] - E	28	9.00	A.G.I. (1977)	MOLTO CONSISTENTE

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
[1] - A	2	4.00	Meyerhof ed altri	1.56
[2] - B	3	5.00	Meyerhof ed altri	1.63
[3] - C	7	5.80	Meyerhof ed altri	1.86
[4] - D	17	7.20	Meyerhof ed altri	2.08
[5] - E	28	9.00	Meyerhof ed altri	2.14

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
[1] - A	2	4.00	Meyerhof ed altri	1.85
[2] - B	3	5.00	Meyerhof ed altri	1.86
[3] - C	7	5.80	Meyerhof ed altri	1.90
[4] - D	17	7.20	Meyerhof ed altri	2.29
[5] - E	28	9.00	Meyerhof ed altri	2.31

TERRENI INCOERENTI
Densità relativa

	Intestazione NSPT\$	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] - A	2	4.00	6.15	29.52	32.35	12.38
[2] - B	3	5.00	7.65	30.68	31.71	15.3
[3] - C	7	5.80	19.84	44.46	45.12	25.97
[4] - D	17	7.20	34.48	64.87	64.96	46.5
[5] - E	28	9.00	41.57	76.33	76.78	61.41

Angolo di resistenza al taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerh of 1956	Meyerh of (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerh of (1965)	Schmertmann (1977) Sabbie	Mitchell & Katti (1981)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japane National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
[1] - A	2	4.00	2	27.57	20.57	28.56	28.65	30.37	0	<30	20.48	27.6	23.87	21.32
[2] - B	3	5.00	3	27.86	20.86	28.84	27.54	30.81	0	<30	21.71	27.9	25.91	22.75
[3] - C	7	5.80	7	29	22	29.96	28.48	32.49	0	<30	25.25	29.1	32.71	26.83
[4] - D	17	7.20	17	31.86	24.86	32.76	29.42	36.13	37.08	30-32	30.97	32.1	39.62	33.44
[5] - E	28	9.00	28	35	28	35.84	29.64	39.21	38.69	32-35	35.49	35.4	42.7	38.66

Modulo di Young (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Terzaghi	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	D'Appollonia ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] - A	2	4.00	2	---	16.00	---	---	---
[2] - B	3	5.00	3	---	24.00	---	---	---
[3] - C	7	5.80	7	---	56.00	---	---	---
[4] - D	17	7.20	17	294.30	136.00	201.30	307.50	160.00
[5] - E	28	9.00	28	377.70	224.00	331.10	390.00	215.00

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Buisman-Sanglerat (sabbie)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
[1] - A	2	4.00	2	---	31.57	14.20	46.92
[2] - B	3	5.00	3	---	33.63	21.30	51.38
[3] - C	7	5.80	7	---	41.84	49.70	69.22
[4] - D	17	7.20	17	102.00	62.38	120.70	113.82
[5] - E	28	9.00	28	168.00	84.98	198.80	162.88

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[1] - A	2	4.00	2	Classificazione A.G.I	SCIOLTO
[2] - B	3	5.00	3	Classificazione A.G.I	SCIOLTO
[3] - C	7	5.80	7	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
[4] - D	17	7.20	17	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
[5] - E	28	9.00	28	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m ³)
[1] - A	2	4.00	2	Meyerhof ed altri	1.40
[2] - B	3	5.00	3	Meyerhof ed altri	1.45
[3] - C	7	5.80	7	Meyerhof ed altri	1.62
[4] - D	17	7.20	17	Meyerhof ed altri	1.93
[5] - E	28	9.00	28	Meyerhof ed altri	2.11

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m ³)
[1] - A	2	4.00	2	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.87
[2] - B	3	5.00	3	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.87
[3] - C	7	5.80	7	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.90
[4] - D	17	7.20	17	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.96
[5] - E	28	9.00	28	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.50

Modulo di Poisson

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[1] - A	2	4.00	2	(A.G.I.)	0.35
[2] - B	3	5.00	3	(A.G.I.)	0.35
[3] - C	7	5.80	7	(A.G.I.)	0.34
[4] - D	17	7.20	17	(A.G.I.)	0.32
[5] - E	28	9.00	28	(A.G.I.)	0.3

PROVA ...DPSH_4

Strumento utilizzato...
 Prova eseguita in data
 Profondità prova
 Falda non rilevata

DPSH TG 63-200 PAGANI
 09/01/2014
 9.00 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0.20	1	0.855	8.98	10.51	0.45	0.53
0.40	1	0.851	8.94	10.51	0.45	0.53
0.60	2	0.847	16.34	19.29	0.82	0.96
0.80	1	0.843	8.13	9.64	0.41	0.48
1.00	2	0.840	16.20	19.29	0.81	0.96
1.20	3	0.836	24.19	28.93	1.21	1.45
1.40	2	0.833	16.06	19.29	0.80	0.96
1.60	1	0.830	7.39	8.91	0.37	0.45
1.80	2	0.826	14.73	17.82	0.74	0.89
2.00	2	0.823	14.67	17.82	0.73	0.89
2.20	2	0.820	14.62	17.82	0.73	0.89
2.40	2	0.817	14.56	17.82	0.73	0.89
2.60	3	0.814	20.23	24.85	1.01	1.24
2.80	2	0.811	13.44	16.56	0.67	0.83
3.00	3	0.809	20.09	24.85	1.00	1.24
3.20	2	0.806	13.35	16.56	0.67	0.83
3.40	2	0.803	13.31	16.56	0.67	0.83
3.60	2	0.801	12.39	15.47	0.62	0.77
3.80	2	0.798	12.35	15.47	0.62	0.77
4.00	2	0.796	12.32	15.47	0.62	0.77
4.20	2	0.794	12.28	15.47	0.61	0.77
4.40	3	0.791	18.37	23.21	0.92	1.16
4.60	3	0.789	17.18	21.77	0.86	1.09
4.80	3	0.787	17.14	21.77	0.86	1.09
5.00	3	0.785	17.09	21.77	0.85	1.09
5.20	5	0.783	28.41	36.28	1.42	1.81
5.40	7	0.781	39.68	50.80	1.98	2.54
5.60	7	0.779	37.27	47.84	1.86	2.39
5.80	9	0.777	47.81	61.51	2.39	3.08
6.00	10	0.775	53.00	68.34	2.65	3.42
6.20	11	0.774	58.16	75.18	2.91	3.76
6.40	12	0.772	63.31	82.01	3.17	4.10
6.60	12	0.770	59.70	77.49	2.98	3.87
6.80	14	0.719	64.98	90.41	3.25	4.52
7.00	15	0.717	69.47	96.87	3.47	4.84
7.20	15	0.716	69.32	96.87	3.47	4.84
7.40	17	0.714	78.40	109.78	3.92	5.49
7.60	18	0.713	78.52	110.18	3.93	5.51
7.80	18	0.711	78.37	110.18	3.92	5.51
8.00	19	0.710	82.56	116.30	4.13	5.81
8.20	19	0.709	82.40	116.30	4.12	5.81
8.40	20	0.707	86.58	122.42	4.33	6.12
8.60	20	0.706	82.14	116.35	4.11	5.82
8.80	21	0.655	79.98	122.16	4.00	6.11
9.00	22	0.653	83.63	127.98	4.18	6.40

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm ²)	Tipo	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Tensione efficace (Kg/cm ²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
1.6	1.71	16.55	Incoerente - coesivo	1.56	1.85	0.12	1.46	2	A
5	2.35	18.89	Incoerente - coesivo	1.63	1.86	0.53	1.49	3	B
5.8	7	49.11	Incoerente - coesivo	1.97	2.17	0.88	1.5	10	C
7.2	12.71	83.88	Incoerente - coesivo	2.1	2.31	1.11	1.51	19	D
9	19.33	116.85	Incoerente - coesivo	2.15	2.34	1.45	1.52	29	E

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPSH_4
TERRENI COESIVI
Coesione non drenata (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Terzaghi -Peck	Sanglerat	Terzaghi -Peck (1948)	U.S.D.M .S.M	Schmert mann 1975	SUNDA (1983) Benassi e Vannelli	Fletcher (1965) Argilla di Chicago	Houston (1960)	Shioi - Fukui 1982	Begeman n	De Beer
[1] - A	2	1.60	0.13	0.25	0.00	0.08	0.19	0.50	0.18	0.59	0.10	0.18	0.25
[2] - B	3	5.00	0.19	0.38	0.15	0.12	0.29	0.57	0.27	0.66	0.15	0.00	0.38
[3] - C	10	5.80	0.68	1.25	0.50	0.40	0.98	1.47	0.89	1.20	0.50	0.97	1.25
[4] - D	19	7.20	1.28	2.38	1.00	0.74	1.88	2.52	1.62	1.99	0.95	2.31	2.38
[5] - E	29	9.00	1.96	3.63	1.00	1.09	2.88	3.51	2.36	2.98	1.45	3.80	3.63

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Stroud e Butler (1975)	Vesic (1970)	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	Buisman-Sanglerat
[1] - A	2	1.60	9.18	30.00	22.19	25.00
[2] - B	3	5.00	13.76	45.00	32.39	37.50
[3] - C	10	5.80	45.88	--	103.79	125.00
[4] - D	19	7.20	87.17	--	195.58	190.00
[5] - E	29	9.00	133.05	--	297.57	290.00

Modulo di Young (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Schultze	Apollonia
[1] - A	2	1.60	2.60	20.00
[2] - B	3	5.00	14.10	30.00
[3] - C	10	5.80	94.60	100.00
[4] - D	19	7.20	198.10	190.00
[5] - E	29	9.00	313.10	290.00

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
[1] - A	2	1.60	A.G.I. (1977)	PRIVO DI CONSISTENZA
[2] - B	3	5.00	A.G.I. (1977)	POCO CONSISTENTE
[3] - C	10	5.80	A.G.I. (1977)	CONSISTENTE
[4] - D	19	7.20	A.G.I. (1977)	MOLTO CONSISTENTE
[5] - E	29	9.00	A.G.I. (1977)	MOLTO CONSISTENTE

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
[1] - A	2	1.60	Meyerhof ed altri	1.56
[2] - B	3	5.00	Meyerhof ed altri	1.63
[3] - C	10	5.80	Meyerhof ed altri	1.97
[4] - D	19	7.20	Meyerhof ed altri	2.10
[5] - E	29	9.00	Meyerhof ed altri	2.15

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
[1] - A	2	1.60	Meyerhof ed altri	1.85
[2] - B	3	5.00	Meyerhof ed altri	1.86
[3] - C	10	5.80	Meyerhof ed altri	2.17
[4] - D	19	7.20	Meyerhof ed altri	2.31
[5] - E	29	9.00	Meyerhof ed altri	2.34

TERRENI INCOERENTI
Densità relativa

	Intestazione NSPT\$	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] - A	2	1.60	8.86	32.7	41.12	12.38
[2] - B	3	5.00	9.6	32.84	34.23	15.3
[3] - C	10	5.80	26.17	52.79	53.16	32.99
[4] - D	19	7.20	36.53	68.07	68.07	49.72
[5] - E	29	9.00	42.05	77.15	77.67	62.48

Angolo di resistenza al taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerh of 1956	Meyerh of (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerh of (1965)	Schmertmann (1977) Sabbie	Mitchell & Katti (1981)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
[1] - A	2	1.60	2	27.57	20.57	28.56	30.64	30.37	0	<30	20.48	27.6	24.58	21.32
[2] - B	3	5.00	3	27.86	20.86	28.84	28.17	30.81	0	<30	21.71	27.9	26.59	22.75
[3] - C	10	5.80	10	29.86	22.86	30.8	29	33.67	0	<30	27.25	30	35.75	29.14
[4] - D	19	7.20	19	32.43	25.43	33.32	29.55	36.77	37.53	30-32	31.88	32.7	40.49	34.49
[5] - E	29	9.00	29	35.29	28.29	36.12	29.65	39.45	38.8	32-35	35.86	35.7	42.89	39.08

Modulo di Young (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Terzaghi	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	D'Appollonia ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] - A	2	1.60	2	---	16.00	---	---	---
[2] - B	3	5.00	3	---	24.00	---	---	---
[3] - C	10	5.80	10	225.72	80.00	118.70	---	---
[4] - D	19	7.20	19	311.13	152.00	224.90	322.50	170.00
[5] - E	29	9.00	29	384.39	232.00	342.90	397.50	220.00

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Buisman-Sanglerat (sabbie)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
[1] - A	2	1.60	2	---	31.57	14.20	46.92
[2] - B	3	5.00	3	---	33.63	21.30	51.38
[3] - C	10	5.80	10	---	48.00	71.00	82.60
[4] - D	19	7.20	19	114.00	66.49	134.90	122.74
[5] - E	29	9.00	29	174.00	87.03	205.90	167.34

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[1] - A	2	1.60	2	Classificazione A.G.I	SCIOLTO
[2] - B	3	5.00	3	Classificazione A.G.I	SCIOLTO
[3] - C	10	5.80	10	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
[4] - D	19	7.20	19	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
[5] - E	29	9.00	29	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m ³)
[1] - A	2	1.60	2	Meyerhof ed altri	1.40
[2] - B	3	5.00	3	Meyerhof ed altri	1.45
[3] - C	10	5.80	10	Meyerhof ed altri	1.73
[4] - D	19	7.20	19	Meyerhof ed altri	1.97
[5] - E	29	9.00	29	Meyerhof ed altri	2.13

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m ³)
[1] - A	2	1.60	2	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.87
[2] - B	3	5.00	3	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.87
[3] - C	10	5.80	10	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.92
[4] - D	19	7.20	19	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.97
[5] - E	29	9.00	29	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.50

Modulo di Poisson

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[1] - A	2	1.60	2	(A.G.I.)	0.35
[2] - B	3	5.00	3	(A.G.I.)	0.35
[3] - C	10	5.80	10	(A.G.I.)	0.33
[4] - D	19	7.20	19	(A.G.I.)	0.32
[5] - E	29	9.00	29	(A.G.I.)	0.3

DIAGRAMMI N. COLPI-PROFONDITA'

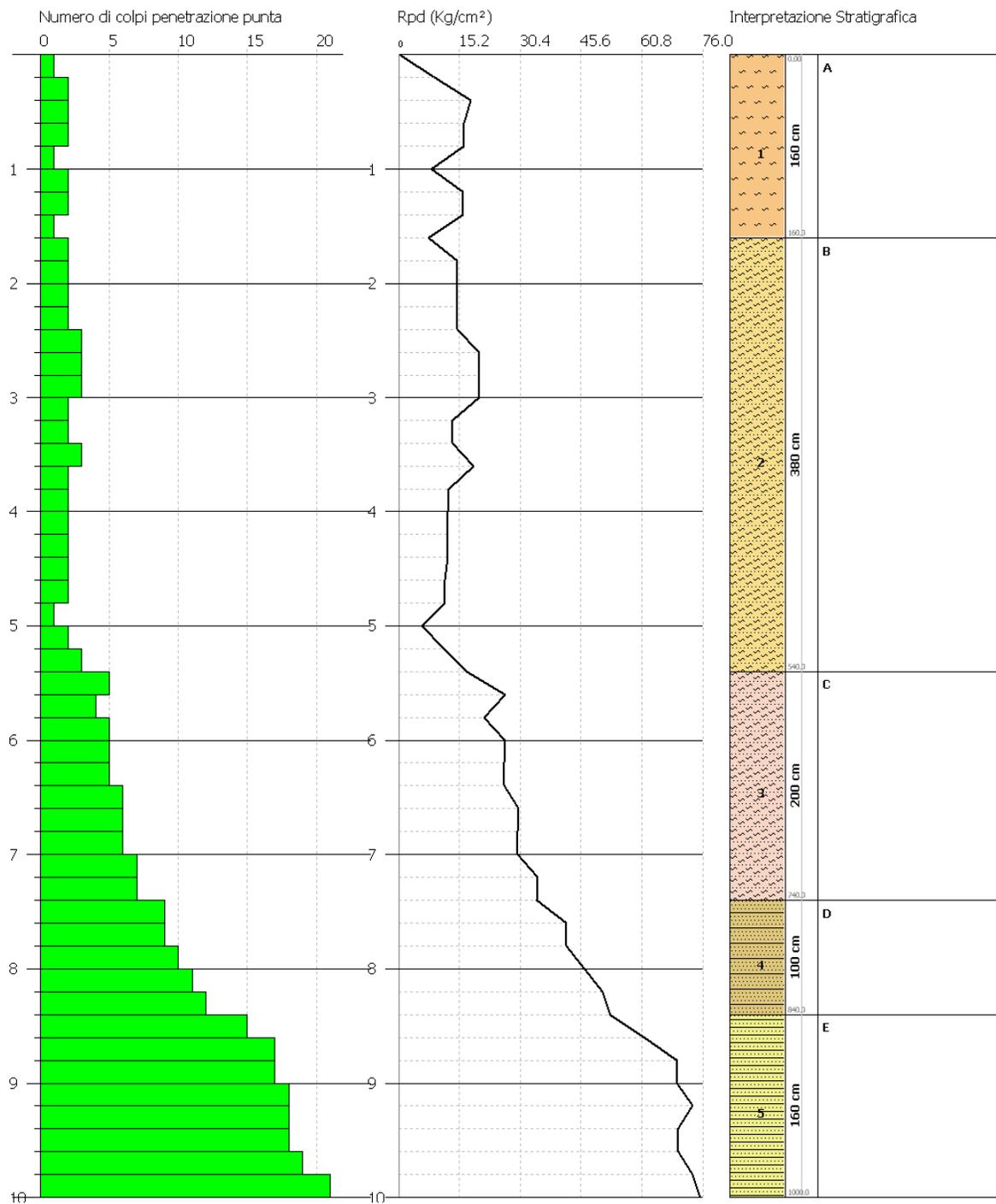
GEO.AP S.A.S.

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH_1
Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: COSTR. MECC. CASTELLANI CLAUDIO
Cantiere: AMPLIAMENTI
Località: BEVAGNA (PG)

Data: 09/01/2014

Scala 1:48

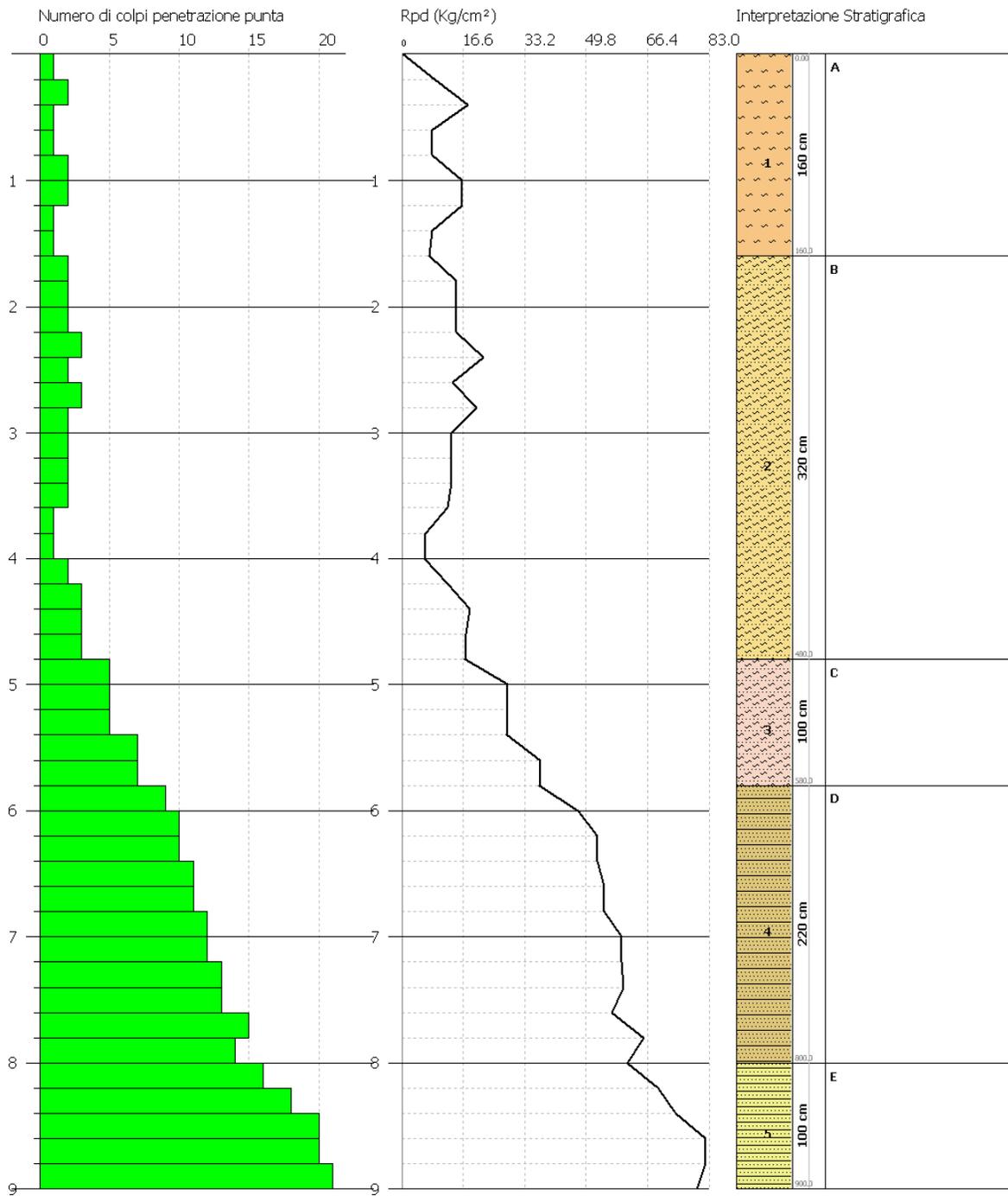


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH_2
 Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: COSTR. MECC. CASTELLANI CLAUDIO
 Cantiere: AMPLIAMENTI
 Località: BEVAGNA (PG)

Data: 09/01/2014

Scala 1:44

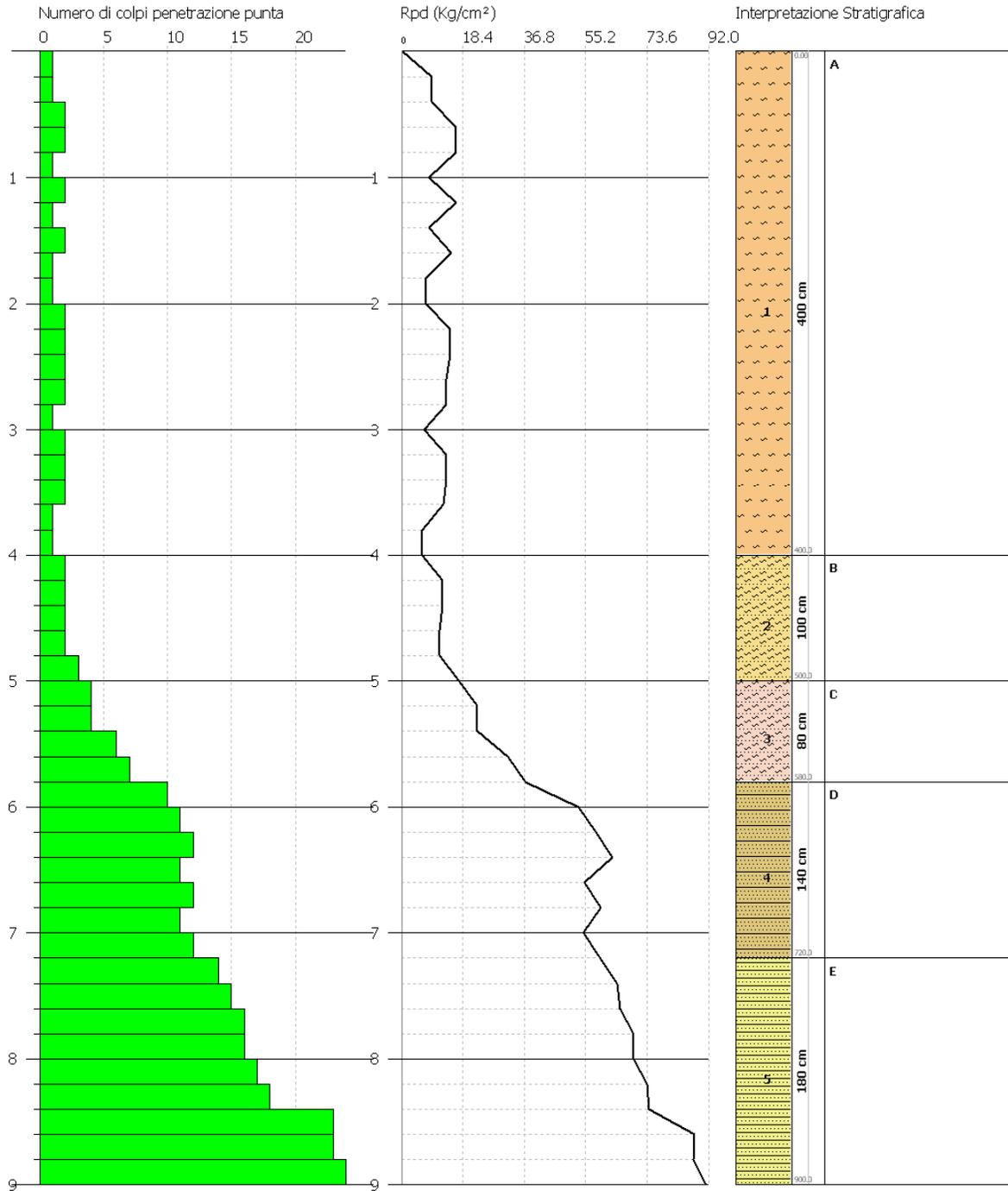


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH_3
Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: CISTR. MECC. CASTELLANI CLAUDIO
Cantiere: AMPLIAMENTI
Località: BEVAGNA (PG)

Data: 09/01/2014

Scala 1:44

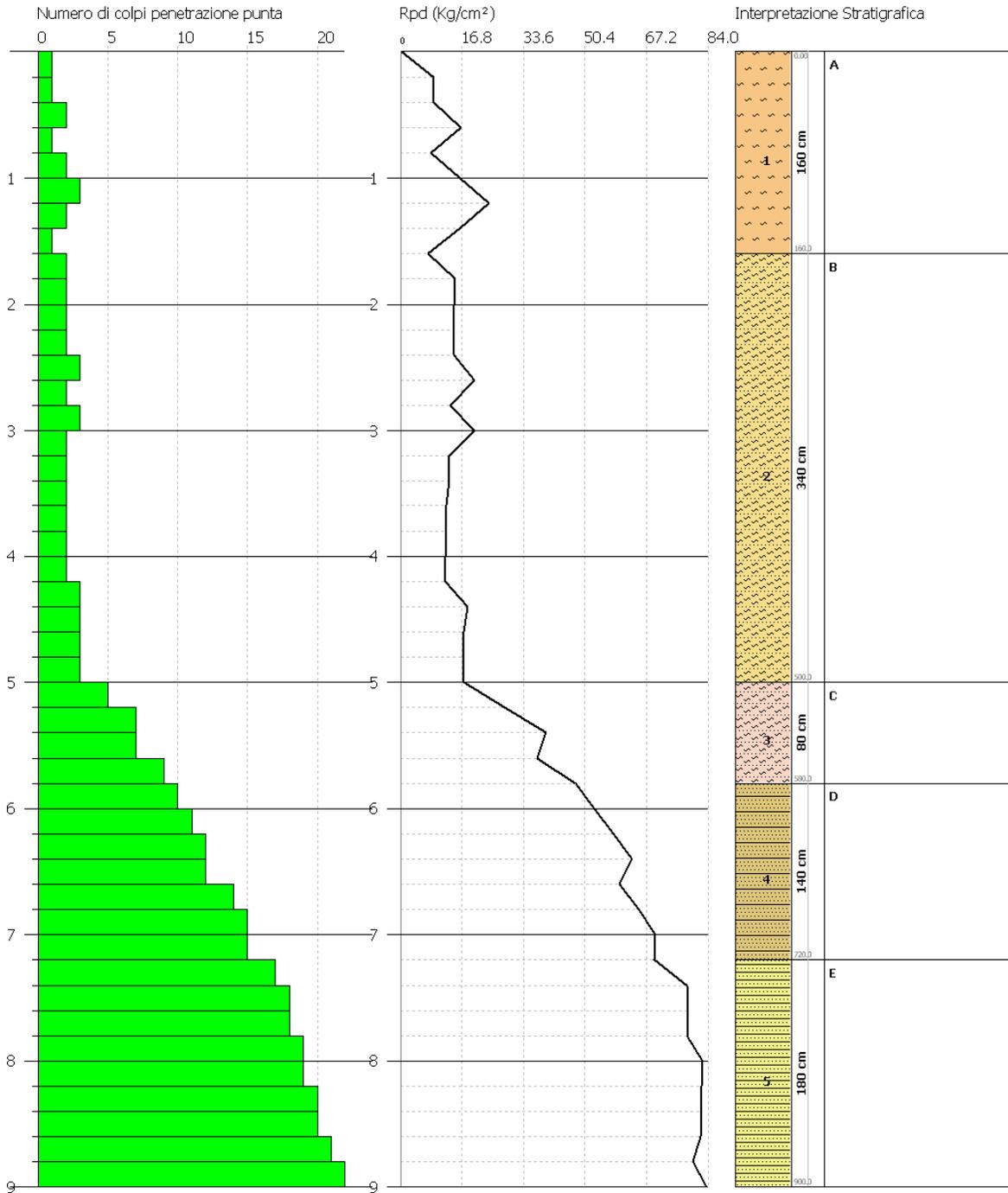


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH_4
 Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: COSTR. MECC. CASTELLANI CLAUDIO
 Cantiere: AMPLIAMENTI
 Località: BEVAGNA (PG)

Data: 09/01/2014

Scala 1:44



PROVA PENETROMETRICA STATICA

**Committente: COTRUZIONI MECCANICHE
CASTELLANI S.R.L.**

Cantiere: AMPLIAMENTI

Località: BEVAGNA, ZONA IND.LE

Caratteristiche Strumentali PAGANI TG 63 (200 kN)

Rif. Norme	ASTM D3441-86
Diametro Punta conica meccanica	35.7
Angolo di apertura punta	60
Area punta	10
Superficie manicotto	150
Passo letture (cm)	20
Costante di trasformazione Ct	10

**OPERATORE
GEOL. VITO CRESCI**

**RESPONSABILE
GEO.AP S.A.S. DI CRESCI & C.**

GEO,AP s.a.s. di Cresci & c.
Indagini geognostiche-geofisiche
Via Settembrini n. 15
06073 - Corciano (PG)
REA 234944 PG - P.I. 02693820546

TERRENI INCOERENTI

Angolo di Attrito

Angolo di Attrito (Durgunouglu-Mitchell 1973-1975) – per sabbie N.C. e S.C. non cementate

Angolo di Attrito (Meyerhof 1951) – per sabbie N.C. e S.C.

Angolo di Attrito Herminier

Angolo di Attrito (Caquot) - per sabbie N.C. e S.C. non cementate e per prof. > 2 mt. in terreni saturi o > 1 mt. non saturi

Angolo di Attrito (Koppejan) - per sabbie N.C. e S.C. non cementate e per prof. > 2 mt. in terreni saturi o > 1 mt. non saturi

Angolo di Attrito (De Beer 1965-1967) - per sabbie N.C. e S.C. non cementate e per prof. > 2 mt. in terreni saturi o > 1 mt. non saturi

Angolo di Attrito (Robertson & Campanella 1983) - per sabbie non cementate quarzose

Angolo di Attrito (Schmertmann 1977-1982) – per varie litologie (correlazione che generalmente sovrastima il valore)

Densità relativa (%)

Densità Relativa (Baldi ed altri 1978-1983 - Schmertmann 1976) - per sabbie NC non cementate

Densità Relativa (Schmertmann)

Densità Relativa (Harman 1976)

Densità Relativa (Lancellotta 1983)

Densità Relativa (Jamiolkowski 1985)

Densità Relativa (Larsson 1995) - per sabbie omogenee non gradate

Modulo di Young

Modulo di Young (Schmertmann 1970-1978) $E_y(25) - E_y(50)$ - modulo secante riferito rispettivamente al 25 % e 50 % del valore di rottura – prima fase della curva carico/deformazione

Modulo di Young secante drenato (Robertson & Campanella 1983) $E_y(25) - E_y(50)$ - per sabbie NC quarzose

Modulo di Young (ISOPT-1 1988) $E_y(50)$ - per sabbie OC sovraconsolidate e SC

Modulo Edometrico

Modulo Edometrico (Robertson & Campanella) da Schmertmann

Modulo Edometrico (Lunne-Christoffersen 1983 - Robertson and Powell 1997) - valido per sabbie NC

Modulo Edometrico (Kulhawy-Mayne 1990)

Modulo Edometrico (Mitchell & Gardner 1975) – valido per sabbie

Modulo Edometrico (Buisman - Sanglerat) – valido per sabbie argillose

Peso di Volume Gamma

Peso di Volume Gamma (Meyerhof) -

Peso di Volume Gamma saturo (Meyerhof) -

TERRENI COESIVI

Coesione Non Drenata

Coesione non drenata (Lunne & Eide)

Coesione non drenata (Rolf Larsson SGI 1995) - suoli fini granulari

Coesione non drenata (Baligh ed altri 1976-1980) in tale elaborazione occorre inserire il valore di N_k (generalmente variabile da 11 a 25)

Coesione non drenata (Marsland 1974-Marsland e Powell 1979)

Coesione non drenata Sunda (relazione sperimentale)

Coesione non drenata (Lunne T.-Kleven A. 1981)

Coesione non drenata (Kjekstad. 1978)

Coesione non drenata (Lunne, Robertson and Powell 1977)

Coesione non drenata (Terzaghi - valore minimo)

Coesione non drenata (Begemann)

Coesione non drenata (De Beer) - valida per debole coesione.

Modulo Edometrico-Confinato

Mitchell - Gardnerr (1975) M_o (Eed) (Kg/cmq) per limi e argille.

Metodo generale del modulo edometrico.

Buisman correlazione valida per limi e argille di media plasticità – Alluvioni attuali argille plastiche – suoli organici ($W = 90-130$)

Buisman e Sanglerat valida per litotipi argille compatte

Valore medio degli autori su suoli coesivi

Modulo di deformazione non drenato

Modulo di deformazione non drenato E_u (Cancelli ed altri 1980)

Modulo di deformazione non drenato E_u (Ladd ed altri 1977) – (Inserire valore $n = 30 < n < 1500$ sulla base di esperienze acquisite e del tipo litologico)

Peso di Volume Gamma

Peso di Volume terreni coesivi (t/mq) (Meyerhof)

Peso di Volume saturo terreni coesivi (t/mq) (Meyerhof)

Modulo di deformazione di taglio

Imai & Tonouchi (1982)

PROVA ...CPT_1

Committente: COTRUZIONI MECCANICHE CASTELLANI.

Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)

Prova eseguita in data: 20/01/2014

Profondità prova: 12.00 mt

Località: BEVAGNA, ZONA IND.LE

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm ²)	Lettura laterale (Kg/cm ²)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0.20	5.00	9.0	5.138	0.333	15.42943	6.5
0.40	7.00	12.0	7.138	0.467	15.2848	6.5
0.60	8.00	15.0	8.138	0.333	24.43844	4.1
0.80	9.00	14.0	9.138	0.467	19.56745	5.1
1.00	11.00	18.0	11.138	0.4	27.845	3.6
1.20	13.00	19.0	13.276	0.467	28.42827	3.5
1.40	14.00	21.0	14.276	0.467	30.56959	3.3
1.60	12.00	19.0	12.276	1.0	12.276	8.1
1.80	14.00	29.0	14.276	0.6	23.79333	4.2
2.00	22.00	31.0	22.276	0.6	37.12667	2.7
2.20	23.00	32.0	23.414	0.733	31.9427	3.1
2.40	24.00	35.0	24.414	0.867	28.15917	3.6
2.60	24.00	37.0	24.414	0.933	26.1672	3.8
2.80	22.00	36.0	22.414	0.933	24.02358	4.2
3.00	24.00	38.0	24.414	1.067	22.88097	4.4
3.20	24.00	40.0	24.552	1.067	23.01031	4.3
3.40	21.00	37.0	21.552	0.933	23.09968	4.3
3.60	19.00	33.0	19.552	0.867	22.55133	4.4
3.80	18.00	31.0	18.552	0.8	23.19	4.3
4.00	18.00	30.0	18.552	0.667	27.81409	3.6
4.20	19.00	29.0	19.69	0.733	26.86221	3.7
4.40	17.00	28.0	17.69	0.733	24.1337	4.1
4.60	16.00	27.0	16.69	0.6	27.81667	3.6
4.80	15.00	24.0	15.69	0.667	23.52324	4.3
5.00	12.00	22.0	12.69	0.533	23.80863	4.2
5.20	11.00	19.0	11.828	0.533	22.19137	4.5
5.40	13.00	21.0	13.828	0.467	29.61028	3.4
5.60	12.00	19.0	12.828	0.533	24.06754	4.2
5.80	16.00	24.0	16.828	0.8	21.035	4.8
6.00	14.00	26.0	14.828	0.8	18.535	5.4
6.20	15.00	27.0	15.966	0.6	26.61	3.8
6.40	14.00	23.0	14.966	0.667	22.43778	4.5
6.60	14.00	24.0	14.966	0.267	56.05243	1.8
6.80	11.00	15.0	11.966	0.2	59.83	1.7
7.00	9.00	12.0	9.966	0.267	37.32584	2.7
7.20	10.00	14.0	11.104	0.4	27.76	3.6
7.40	10.00	16.0	11.104	0.667	16.64768	6.0
7.60	14.00	24.0	15.104	0.6	25.17333	4.0
7.80	18.00	27.0	19.104	0.667	28.64168	3.5
8.00	17.00	27.0	18.104	0.6	30.17333	3.3
8.20	17.00	26.0	18.242	0.733	24.88677	4.0
8.40	18.00	29.0	19.242	0.733	26.25102	3.8
8.60	17.00	28.0	18.242	1.067	17.09653	5.8
8.80	19.00	35.0	20.242	1.0	20.242	4.9
9.00	24.00	39.0	25.242	0.867	29.11419	3.4
9.20	26.00	39.0	27.38	1.067	25.66073	3.9
9.40	25.00	41.0	26.38	1.133	23.28332	4.3
9.60	26.00	43.0	27.38	1.133	24.16593	4.1
9.80	28.00	45.0	29.38	1.0	29.38	3.4
10.00	26.00	41.0	27.38	1.267	21.6101	4.6
10.20	24.00	43.0	25.518	1.2	21.265	4.7
10.40	26.00	44.0	27.518	1.2	22.93167	4.4
10.60	28.00	46.0	29.518	1.133	26.05296	3.8
10.80	31.00	48.0	32.518	0.933	34.85316	2.9
11.00	32.00	46.0	33.518	1.0	33.518	3.0
11.20	29.00	44.0	30.656	1.067	28.73102	3.5
11.40	31.00	47.0	32.656	1.0	32.656	3.1
11.60	33.00	48.0	34.656	1.133	30.58782	3.3
11.80	39.00	56.0	40.656	1.133	35.8835	2.8
12.00	36.00	53.0	37.656	0.0		0.0

Prof. Strato (m)	qc Media (Kg/cm ²)	fs Media (Kg/cm ²)	Gamma Medio (t/m ³)	Comp. Geotecnico	Descrizione
1.60	10.065	0.492	1.8	Incoerente-Coesivo	Limi e argille.
5.60	18.966	0.743	2.0	Incoerente-Coesivo	Limi e argille.
7.60	13.68	0.527	1.9	Incoerente-Coesivo	Limi e argille.
8.60	18.587	0.76	1.9	Incoerente-Coesivo	Limi e argille.
12.00	29.897	1.016	2.0	Incoerente-Coesivo	Limi e argille.

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI CPT_1

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata (Kg/cm²)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Lunne & Eide	Sunda Relazione Sperimentale	Lunne T.-Kleven A. 1981	Kjekstad. 1978 - Lunne, Robertson and Powell 1977	Lunne, Robertson and Powell 1977	Terzaghi
Strato 1	1.60	10.065	0.492	0.48	0.73	0.66	0.58	0.52	0.50
Strato 2	5.60	18.966	0.743	0.88	1.23	1.22	1.08	0.96	0.95
Strato 3	7.60	13.68	0.527	0.60	0.88	0.83	0.73	0.65	0.68
Strato 4	8.60	18.587	0.76	0.82	1.15	1.13	1.00	0.90	0.93
Strato 5	12.00	29.897	1.016	1.35	1.69	1.86	1.64	1.47	1.49

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Mitchell & Gardner (1975)	Metodo generale del modulo edometrico	Buismann	Buismann Sanglerat
Strato 1	1.60	10.065	0.492	50.33	43.68	60.39	30.19
Strato 2	5.60	18.966	0.743	94.83	44.23	113.80	56.90
Strato 3	7.60	13.68	0.527	68.40	48.21	82.08	41.04
Strato 4	8.60	18.587	0.76	92.94	44.94	111.52	55.76
Strato 5	12.00	29.897	1.016	74.74	59.79	89.69	89.69

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato 1	1.60	10.065	0.492	Meyerhof	1.86
Strato 2	5.60	18.966	0.743	Meyerhof	1.96
Strato 3	7.60	13.68	0.527	Meyerhof	1.89
Strato 4	8.60	18.587	0.76	Meyerhof	1.95
Strato 5	12.00	29.897	1.016	Meyerhof	2.03

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Strato 1	1.60	10.065	0.492	Meyerhof	1.94
Strato 2	5.60	18.966	0.743	Meyerhof	2.04
Strato 3	7.60	13.68	0.527	Meyerhof	1.97
Strato 4	8.60	18.587	0.76	Meyerhof	2.03
Strato 5	12.00	29.897	1.016	Meyerhof	2.11

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa (%)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Baldi 1978 - Schmertman n 1976	Schmertman n	Harman	Lancellotta 1983	Jamiolkowski 1985
Strato 1	1.60	10.065	0.492	28.17	38.84	39.72	28.68	57.01
Strato 2	5.60	18.966	0.743	23.95	19.96	23.87	24.43	30.35
Strato 3	7.60	13.68	0.527	< 5	< 5	5	6.19	5
Strato 4	8.60	18.587	0.76	< 5	< 5	5	12.09	6.25
Strato 5	12.00	29.897	1.016	21.74	7.94	13.87	22.19	12.83

Angolo di resistenza al taglio (°)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Durgunoglu-Mitchell 1973	Caquot	Koppejan	De Beer	Schmertmann	Robertson & Campanella 1983	Herminier	Meyerhof 1951
Strato 1	1.60	10.065	0.492	34.2	30.87	27.93	26.12	33.44	38.76	25.56	21.52
Strato 2	5.60	18.966	0.743	30.21	26.25	23.08	21.69	30.79	33.17	22.99	25.52
Strato 3	7.60	13.68	0.527	25.85	21.56	18.15	17.18	28.7	25.92	21.81	23.14
Strato 4	8.60	18.587	0.76	26.42	22.08	18.7	17.69	28.7	26.91	21.91	25.35
Strato 5	12.00	29.897	1.016	27.59	23.22	19.9	18.78	29.11	29.01	22.14	30.42

Modulo di Young (Kg/cm²)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Schmertmann	Robertson & Campanella (1983)	ISOPT-1 1988 Ey(50)
Strato 1	1.60	10.065	0.492	25.16	20.13	114.13
Strato 2	5.60	18.966	0.743	47.41	37.93	258.03
Strato 3	7.60	13.68	0.527	34.20	27.36	210.67
Strato 4	8.60	18.587	0.76	46.47	37.17	286.24
Strato 5	12.00	29.897	1.016	74.74	59.79	449.87

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Robertson & Campanella da Schmertman n	Lunne-Christoffersen 1983 - Robertson and Powell 1997	Kulhawy-Mayne 1990	Mitchell & Gardner 1975	Buisman - Sanglerat
Strato 1	1.60	10.065	0.492	32.67	39.48	73.60	20.13	50.32
Strato 2	5.60	18.966	0.743	24.39	74.40	142.54	37.93	94.83
Strato 3	7.60	13.68	0.527	19.31	53.66	94.07	27.36	68.40
Strato 4	8.60	18.587	0.76	22.79	72.91	132.20	37.17	92.93
Strato 5	12.00	29.897	1.016	30.55	117.28	221.92	59.79	149.49

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato 1	1.60	10.065	0.492	Meyerhof	1.80
Strato 2	5.60	18.966	0.743	Meyerhof	1.80
Strato 3	7.60	13.68	0.527	Meyerhof	1.80
Strato 4	8.60	18.587	0.76	Meyerhof	1.80
Strato 5	12.00	29.897	1.016	Meyerhof	1.80

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Strato 1	1.60	10.065	0.492	Meyerhof	2.10
Strato 2	5.60	18.966	0.743	Meyerhof	2.10
Strato 3	7.60	13.68	0.527	Meyerhof	2.10
Strato 4	8.60	18.587	0.76	Meyerhof	2.10
Strato 5	12.00	29.897	1.016	Meyerhof	2.10

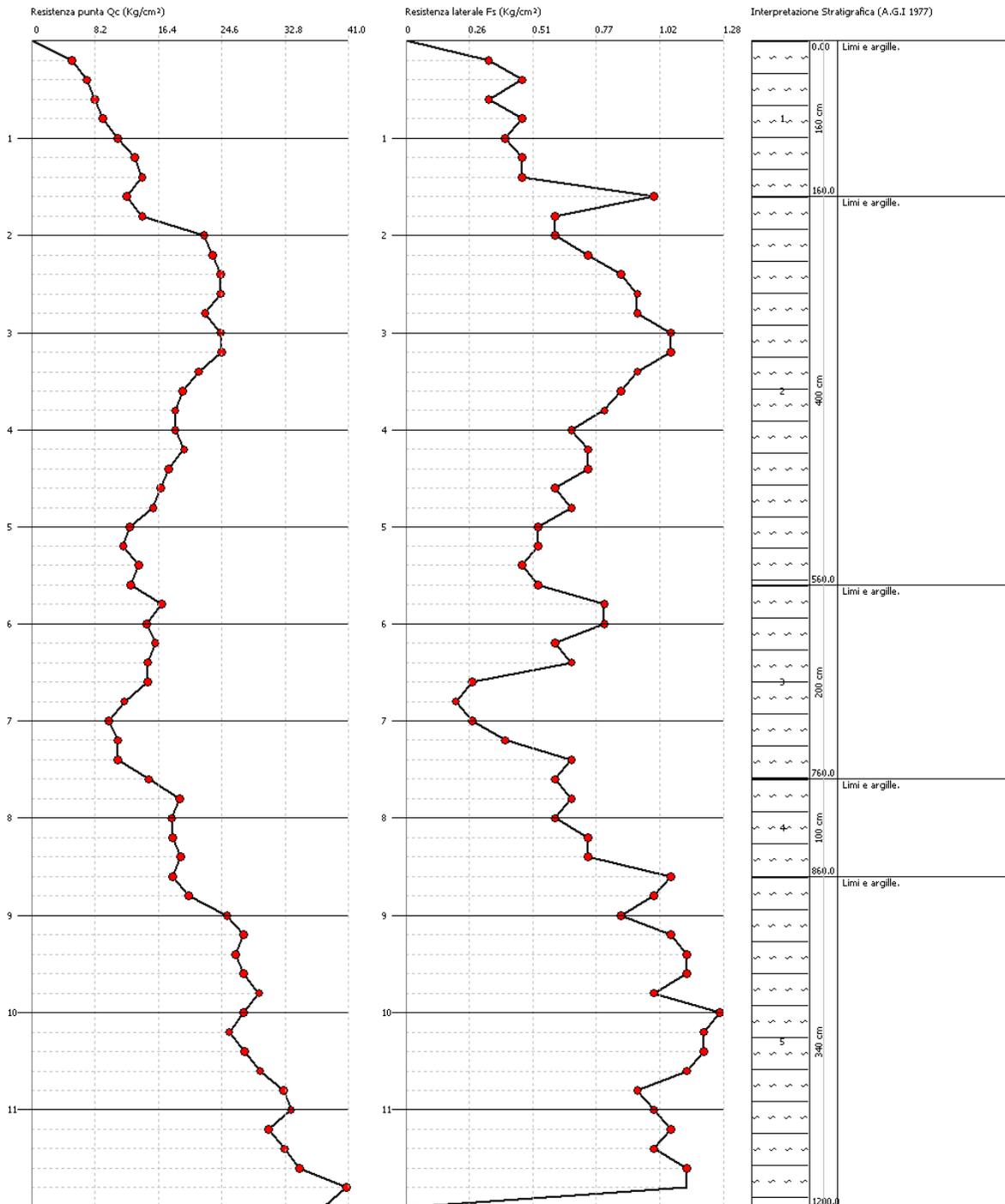
DIAGRAMMA LETTURE-STRATIGRAFIA

GEO.AP s.a.s.

Probe CPT - Cone Penetration CPT_1
Strumento utilizzato PAGANI TG 63 (200 kN)

Committente: **COTRUZIONI MECCANICHE CASTELLANI S.R.L.**
Cantiere: **AMPLIAMENTI**
Località: **BEVAGNA, ZONA IND.LE**

Data: 20/01/2014



Elaborazione indagine sismica M.A.S.W. effettuata in Bevagna (PG)

Dettaglio e scopo delle indagini:

La finalità dell'intervento è quella di determinare la stratigrafia-velocità delle onde di taglio "SH" nei primi 30 m di profondità dei terreni interessati dal progetto.

A tale scopo è stata effettuata una stesa di 24 geofoni verticali da 4.5 Hz, posti ad interasse costante di 2.0 m e con energizzazione tramite massa battente di 8 kg.

Per ottenere un dato attendibile sono state effettuate 8 energizzazioni a varie distanze (1-5 m) dai geofoni estremi (1 e 24)

In fase di elaborazione sono stati selezionati 2 scoppi, i risultati riportati tengono conto del modello migliore ricavato.

Nelle immagini seguenti si osserva come nel file di acquisizione sia stata selezionata la finestra (in grigio) delle onde superficiali, trascurando il rumore ambientale.

Note sulla metodologia d'intervento MASW

Lo studio delle onde superficiali (Rayleigh) con acquisitore multicanale (Multichannel Analysis of Surface Waves) permette la stima della velocità delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità, così come richiesto dalle NTC (euro codici), poiché si assume che $V_{sh} \cdot 0.9 = V_{Ray}$.

Operativamente si dispongono sul terreno dei sensori (geofoni) lungo i profili da indagare e si sollecita il terreno in posizioni e predeterminate a lungo i profili stessi.

I dati acquisiti vengono trasformati nel dominio della frequenza e si ricava quindi la curva di distribuzione sperimentale V_{fase} -frequenza; questa viene paragonata a quella teorica e quindi le due vengono fatte convergere (successive iterazioni) in modo da ricavare il modello medio più attendibile. Per modello medio si intende la curva che meglio approssima (giustifica) la stratigrafia "sismica" locale ed il relativo profilo di velocità.

È stato quindi realizzato un profilo sismico costituito da una stesa di 24 geofoni (verticali da 4.5 Hz delle "GEOSPACE") equispaziati di metri 2.0; la registrazione degli impulsi sismici è stata effettuata con un sismografo digitale ECHO 12-24 2002 della "AMBROGEO", ad incremento di segnale ed il T_0 è stato ottenuto con trigger meccanico. L'energizzazione è avvenuta mediante colpi di massa battente da 8 kg su piattello metallico.

Analisi dei risultati

Secondo la procedura descritta sinteticamente in precedenza, è stato ricavato il profilo di velocità medio (allegato) e sono state identificate 4 unità (strati) sismiche (si precisa che le unità sismiche, proprio per la modalità di determinazione, differiscono solitamente da quelle stratigrafiche ma forniscono la corretta velocità di propagazione delle onde di compressione e di taglio nei terreni investigati). Il modello iniziale è stato determinato con le penetrometrie DPSH-CPT effettuate contestualmente sullo stesso sito, ed infatti il risultato finale è affetto da un errore basso, <3.0 %.

Nella tabella seguente vengono riassunte le velocità sismiche ricavate:

SINTESI Vs

UNITA' SISMICHE	SPESSORE	PROFONDITA'	Vs (m/s)
Unità 1	1.2	0-1.2	103
Unità 2	4.8	1.2-6.0	167
Unità 3	8.2	6.0-14.2	290
Unità 4	---	>14.2	446

CALCOLO Vs30:

La velocità equivalente delle onde di taglio viene determinata dal piano campagna e per i possibili piani d'imposta fondale, fino a 2.5 m di profondità:

$$Vs30_{pc} = 288$$

$$Vs30_{0.5} = 299$$

$$Vs30_{1.0} = 310$$

$$Vs30_{1.5} = 319$$

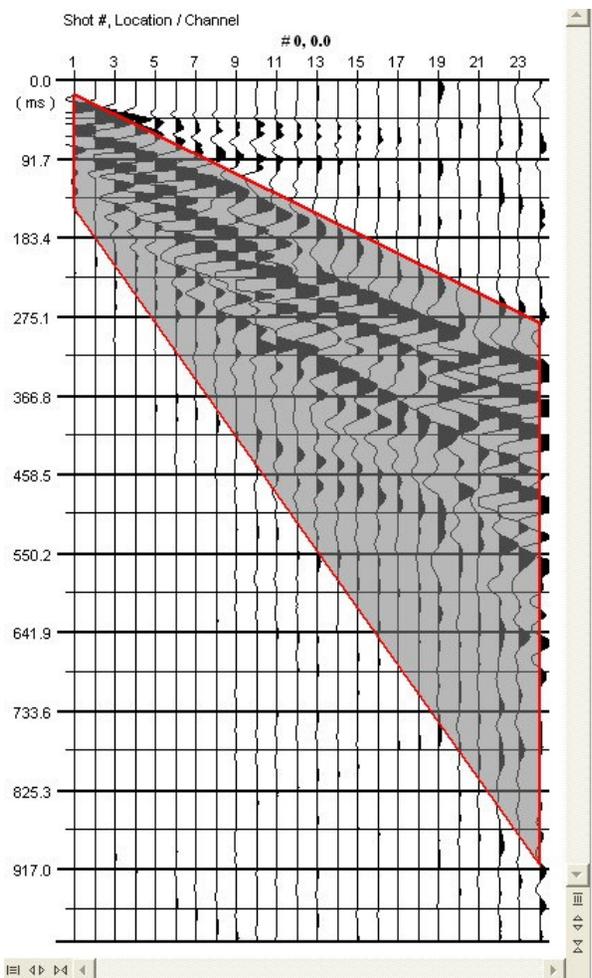
$$Vs30_{2.0} = 324$$

$$Vs30_{2.5} = 332$$

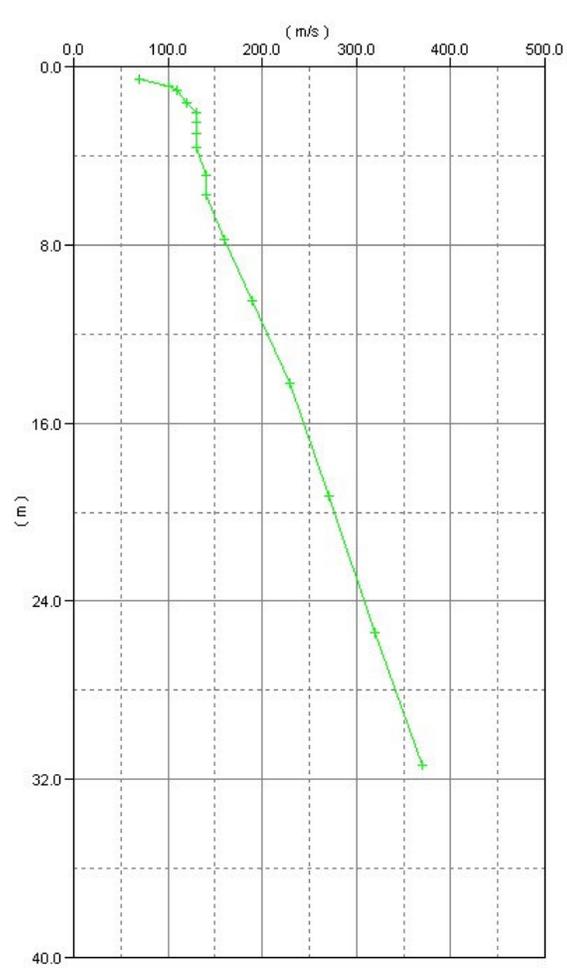
Formula utilizzata:

$$Vs30 \text{ (m/s)} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_i}} \quad \text{con } h_i = \text{spessore } i\text{-esimo strato}$$

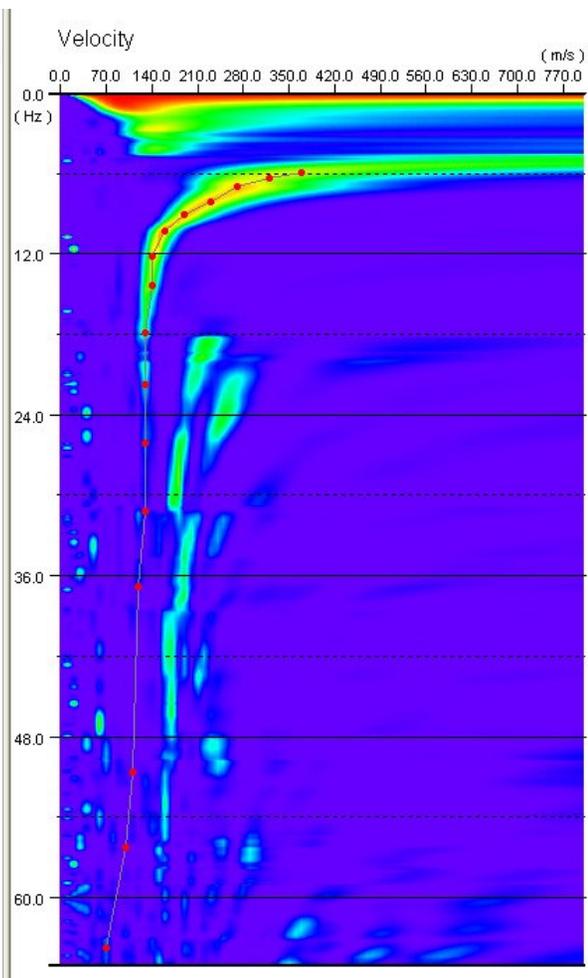
$V_i = \text{velocità onda di taglio nell' } i\text{-esimo strato}$



**DATI ACQUISITI
(CON FINESTRA DATI UTILIZZATI IN GRIGIO)**



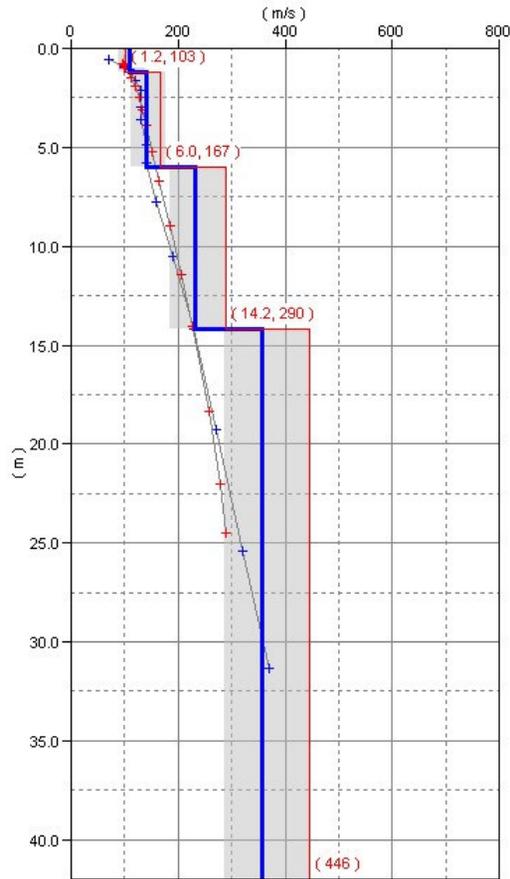
CURVA VELOCITA'-PROFONDITA'



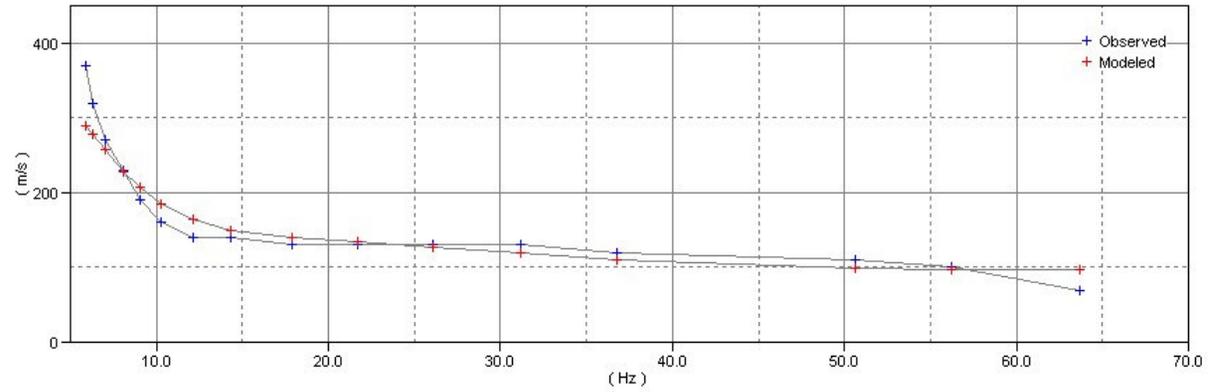
CURVA DI DISPERSIONE F-V CON PICKING



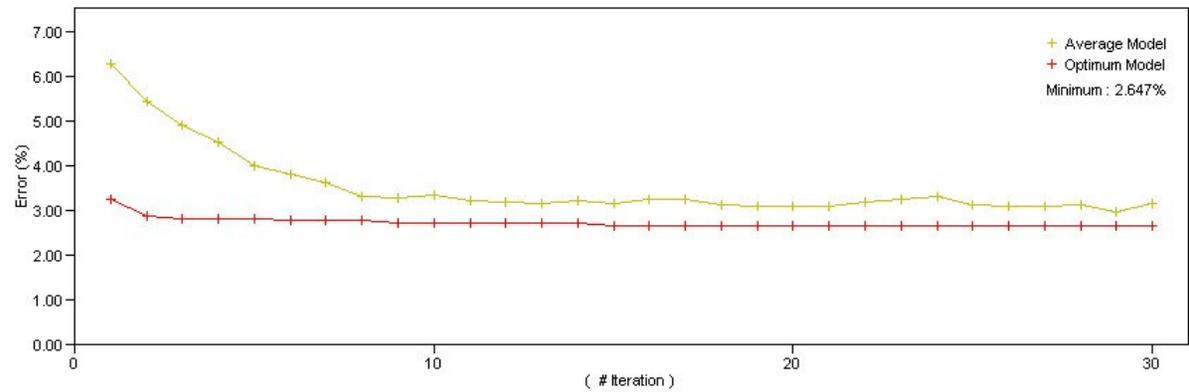
Models



Dispersion Curves

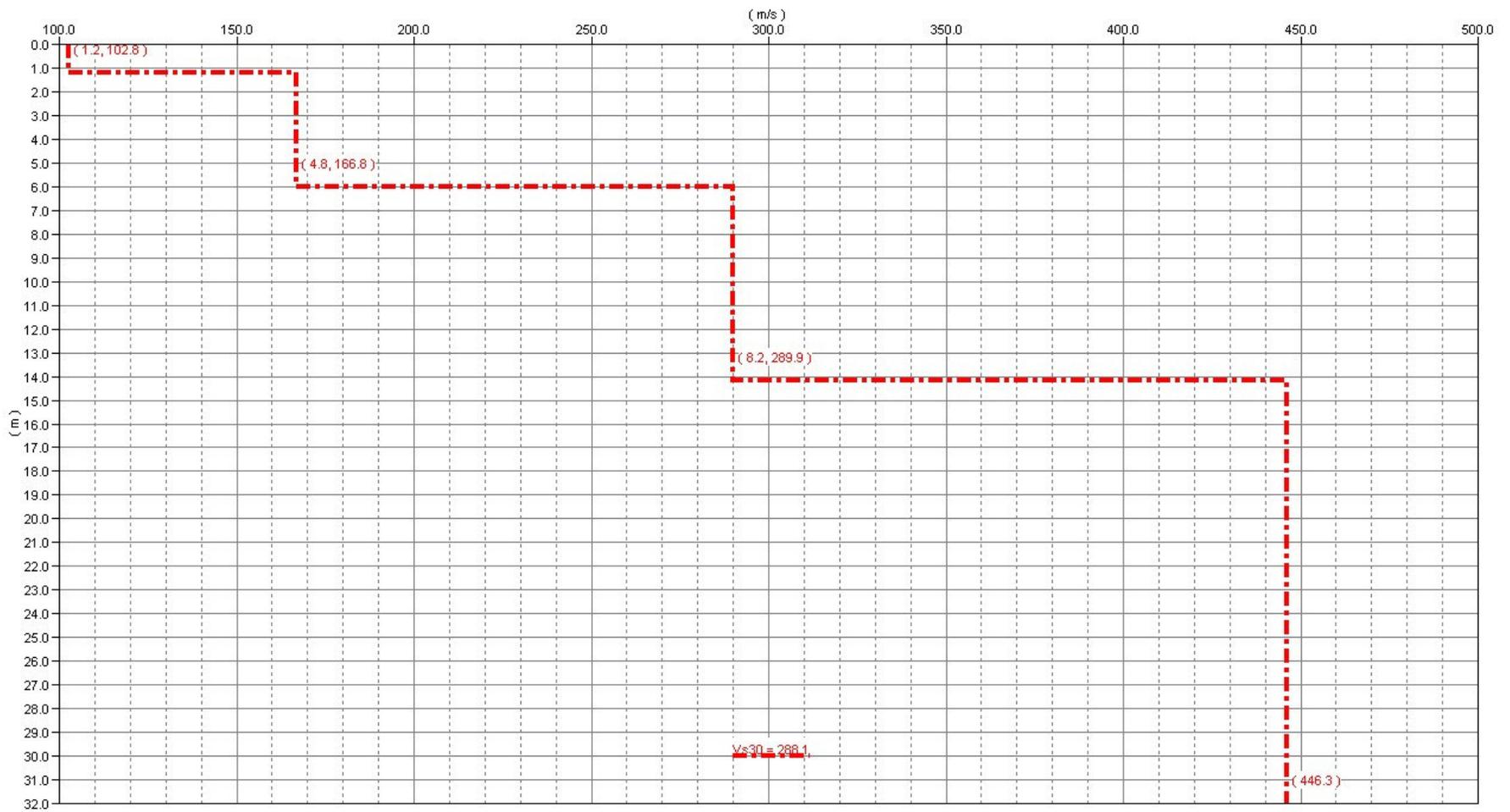


Fitting Errors



**SOVRAPPONIZIONE DI:
 MODELLO DI VELOCITA' MISURATO (BLU) E CALCOLATO (ROSSO)
 CURVA DI DISPERSIONE MISURATA (MODELLO INIZIALE) E CALCOLATA (MODELLO FINALE)
 ERRORE TRA MODELLO MEDIO ED OTTIMALE (<3.5%) COL PROCEDERE DELLE ITERAZIONI**





STRATIGRAFIA RICAVALO E CALCOLO Vs30 equivalente

Tra parentesi, nell'ordine : spessore strati, velocità.



DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



DPSH 1



CPT 1



DPSH 2



DPSH 3



PUNTA BEGEMANN IN CPT 1





DPSH 3



ACQUISIZIONE



ENERGIZZAZIONE



ALLINEAMENTO GEOFONICO



UBICAZIONE INDAGINI



● 1 PENETROMETRICA STATICA

● 1 PENETROMETRICA DINAMICA

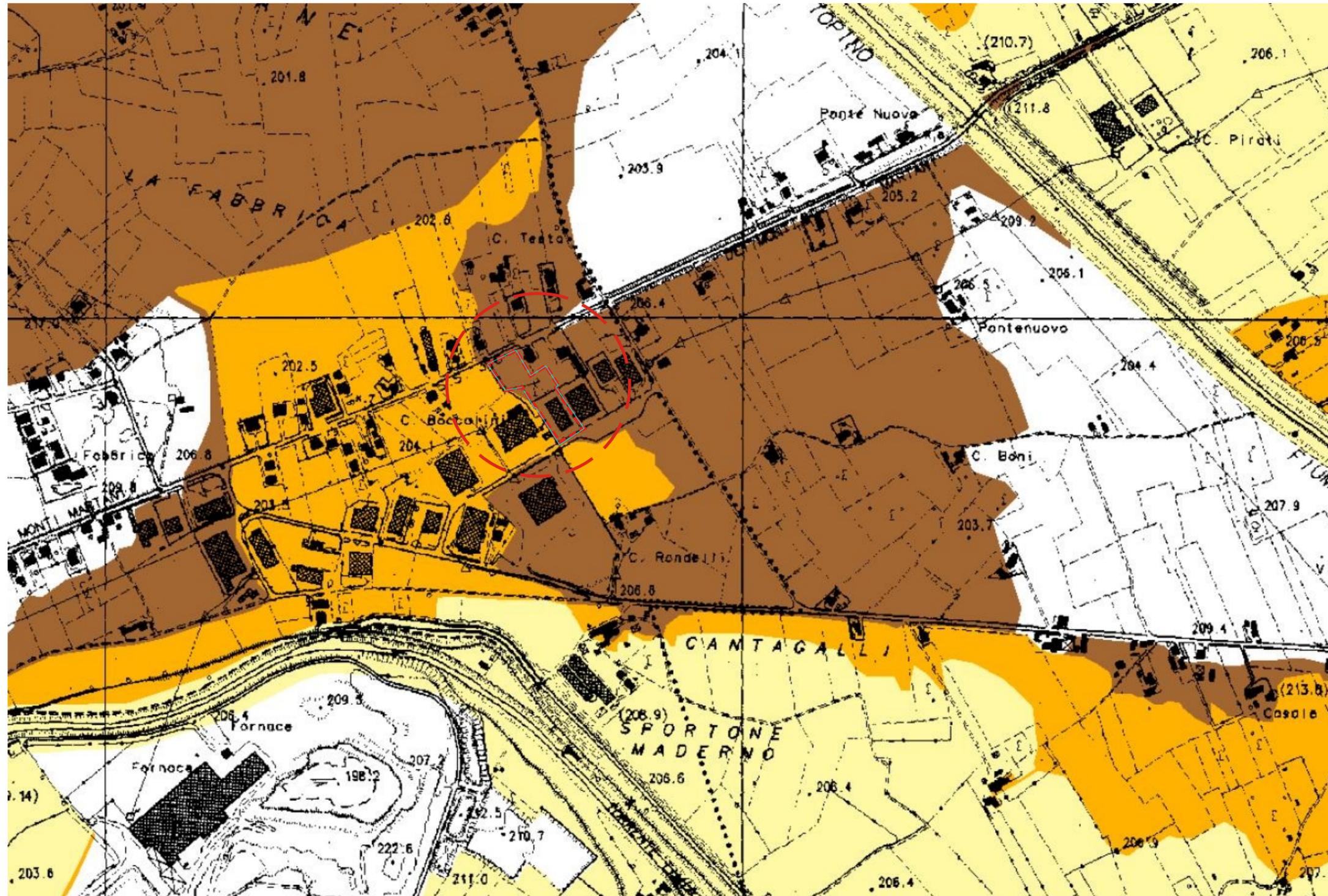
G1 ● — ● G24 SISMIC MASW



STRUTTURE DI PROGETTO

STRALCIO PLANIMETRIA PAI - Aree alluvionabili

Piano stralcio per l'assetto idrogeologico



PAI - PIANO STRALCIO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO

Progetto di primo aggiornamento

marzo 2010

Fasce idrauliche sul reticolo secondario e minore

Legenda

- Fascia A
- Fascia B
- Fascia C

/// Pai vigente (DPCM 10. XI. 2006)

Tav. PB12 Topino

® Scala 1:10.000



Ubicazione area dove è in progetto l'ampliamento di un edificio industriale di proprietà della Ditta Costruzioni Meccaniche Castellani S.r.l.