

IL PROGETTISTA:

dott. ing. Ruggero Rigoni
iscritto al n. 1023
dell'Ordine degli Ingegneri di Vicenza

IL CONSULENTE DI SETTORE:

dott. geol. Maurizio Chendi
iscritto al n. 124
dell'Ordine dei Geologi del Veneto

**PROVINCIA DI VICENZA
COMUNE DI BRESSANVIDO**

IL COMMITTENTE:



MAROSTICA GIUSEPPE ROTTAMI S.p.A.

Via dell'Artigianato, n. 45 - 36050 BRESSANVIDO
Tel. 0444.660125 - Fax 0444 660885
C.F. e P.IVA n° 02407580246
E-mail: info@marosticagroup.it

PROGETTO DEFINITIVO

DI

**RIORGANIZZAZIONE E AMPLIAMENTO
DI UN IMPIANTO ESISTENTE (AUTORIZZATO)
DI RECUPERO DI RIFIUTI SPECIALI**

(NON PERICOLOSI E PERICOLOSI)

SITO IN

COMUNE DI BRESSANVIDO

**RELAZIONE
GEOLOGICA - GEOTECNICA**

1E

elaborato:

PD

FEBBRAIO 2013

data:

STUDIO DI INGEGNERIA AMBIENTALE ING. RUGGERO RIGONI

36100 VICENZA - via Divisione Folgore, 36 - Tel.: 0444.927477 - Fax: 0444.937707 - Email: rigoni@ordine.ingegneri.vi.it

INGEO SINTESI srl

Via Pola, 24 – 36040 Torri di Quartesolo VI

Tel. 0444 26.74.06 fax. 0444.26.94.55.

e-mail ingeo@ingeosintesi.it , mchendi@ingeosintesi.it

**INGEO
SINTESI**

REGIONE VENETO

PROVINCIA DI
VICENZA

COMUNE DI
BRESSANVIDO

RIORGANIZZAZIONE E AMPLIAMENTO DI UN IMPIANTO
ESISTENTE (AUTORIZZATO) DI RECUPERO DI RIFIUTI
SPECIALI (NON PERICOLOSI E PERICOLOSI) SITO IN COMUNE DI
BRESSANVIDO (VI)

**INDAGINE GEOGNOSTICA
RELAZIONE GEOLOGICA CON
PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI**

D.M. 14/01/2008-NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI
CIRCOLARE N° 617 DEL 02/02/2009, C.S.LL.PP.

COMMITTENTE

MAROSTICA GIUSEPPE ROTTAMI S.p.A

Via dell'artigianato 45 – Bressanvido

PROGETTISTA

Ing. Ruggero Rigoni



Dott. geol. Maurizio Chendi

TORRI DI QUARTESOLO SETTEMBRE 2012

INDICE

- 1.- PREMESSA
- 2.- RIFERIMENTI NORMATIVI
- 3.- NATURA E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI
- 4.- CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI IN ZONA SISMICA
- 5.- ANALISI DEL PROGETTO E SUO RAPPORTO COL TERRENO
- 6.- CONSIDERAZIONI SULLE FONDAZIONI
- 7.- CONCLUSIONI

FIGURE NEL TESTO

- ESTR. C.T.R., SEZ. 103120 – SCALA 1:10000 - SANDRIGO
- Fig.1: Planimetria fabbricato oggetto d'ampliamento
- Fig.2: Ubicazione c.s. = ± 0.00 m di riferimento – estratto da Google Maps
- Fig.3: Ubicazione indagini in sito e traccia della sezione geologica A-A'
- Fig.4: Schema delle correlazioni stratigrafiche–sezione geologica A-A'
- Fig.5: Carta idrogeologica locale – Freatimetria del 04-09-2012
- Fig.6: Estratto “ Carta dei deflussi freatici dell'alta pianura veneta”

ALLEGATI A FINE RELAZIONE

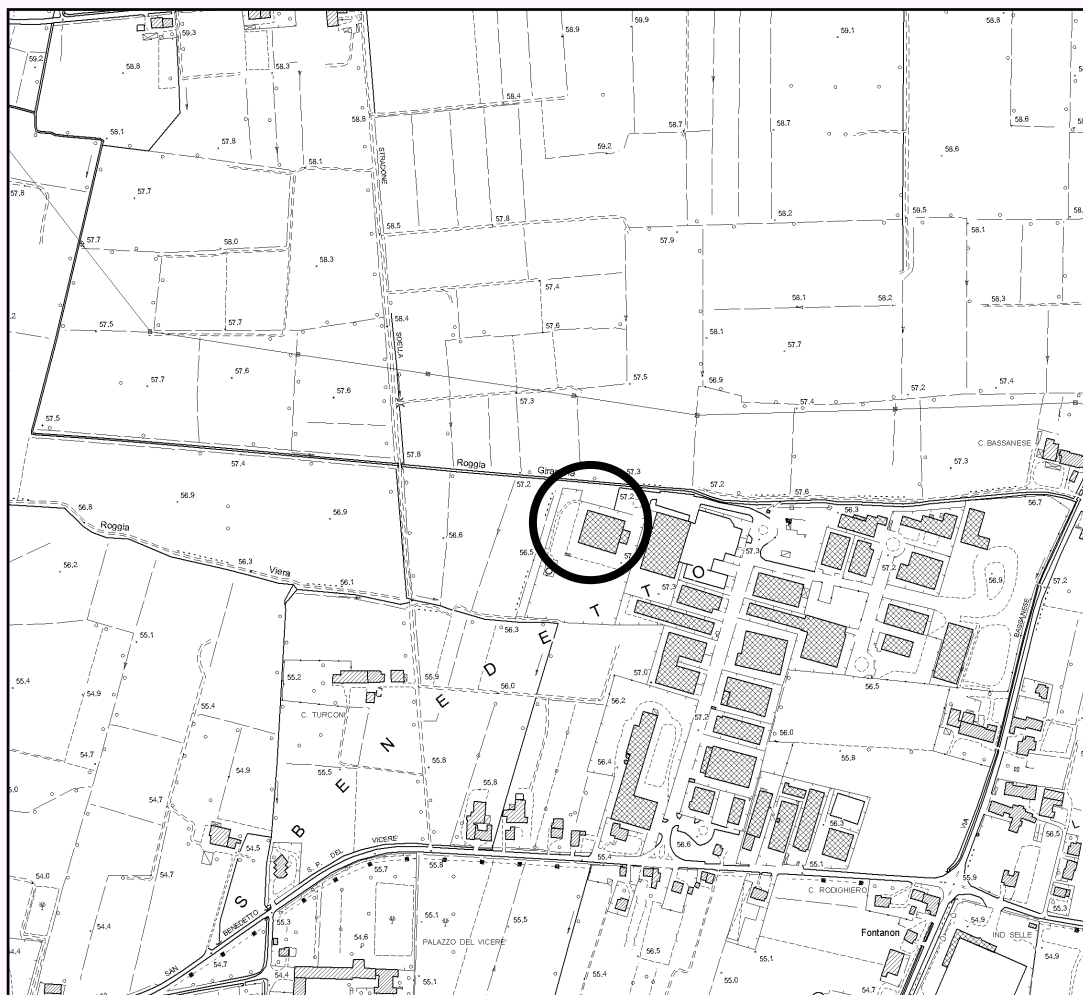
ALLEGATO 1

- *Metodi d'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche*
- *Tabelle e diagrammi penetrometrici*
- *Stratigrafia del sondaggio geognostico S1*

1. PREMESSA

1.1 Su incarico della ditta Marostica Giuseppe Rottami S.p.A. è stata effettuata un'indagine geognostica per l'ampliamento di un fabbricato industriale sito in Via dell'Artigianato n.45 in Comune di Bressanvido (VI) su terreni catastalmente censiti nel Foglio n° 3 mapp. nn. 471 - 506 - 528.

L'area di intervento è indicata nell'estratto della C.T.R., SEZ. 103120 – SCALA 1:10000 – SANDRIGO sotto riportato.



COROGRAFIA
ESTR. CTR 103120 - SANDRIGO
Scala 1:10000

1.2.- Il progetto prevede l'ampliamento del fabbricato esistente, in aderenza sia sul lato a Nord che sul lato ad Ovest. L'ampliamento è così strutturato:

- **Lato Nord** : dimensioni massime di circa 32.00 m × 27.00 m per un'altezza max all'intradosso del solaio di copertura pari a 12.00 m da p.c..
- **Lato Ovest** : dimensioni massime di circa 44.00 m × 10.00 m per un'altezza max all'intradosso del solaio di copertura pari a circa 9.15 m da p.c..

Nella figura 1 a pagina seguente si riporta la planimetria del fabbricato con evidenziati gli interventi in progetto.

1.3.- Al fine di determinare la natura e le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione dei due corpi di fabbrica in progetto sono state eseguite:

- n°3 prove penetrometriche statiche (CPT – Cone Penetration Test) spinte fino alla profondità massima compresa fra 7.00 m (CPT 3) e 9.00 m (CPT 1-2) da p.c.;
- n°1 prova penetrometrica dinamica (D.P. 3) spinta fino alla profondità di rifiuto strumentale;
- n° 1 sondaggio geognostico a rotazione con coclea spinto fino alla profondità massima di 3.00 m da p.c..

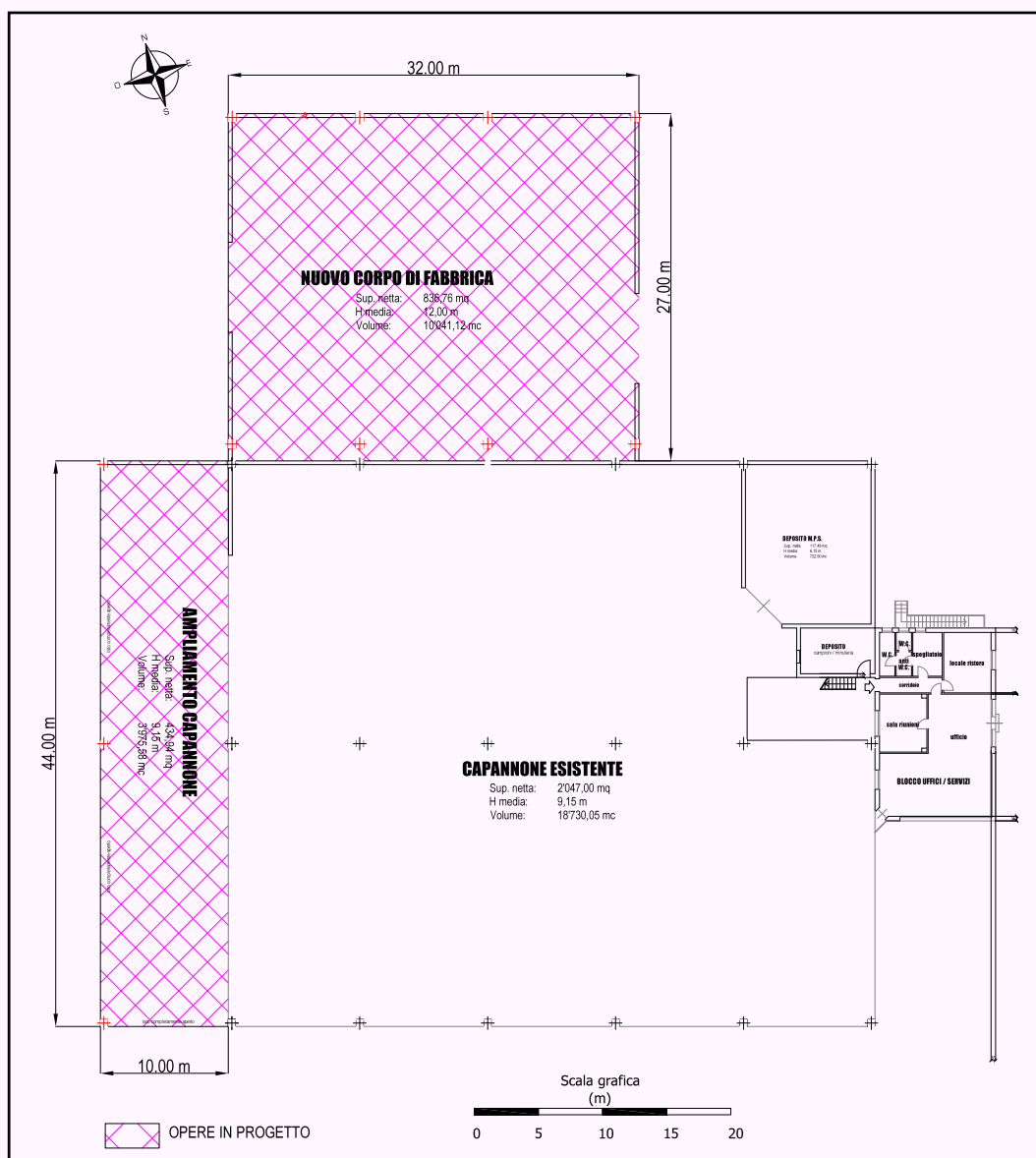


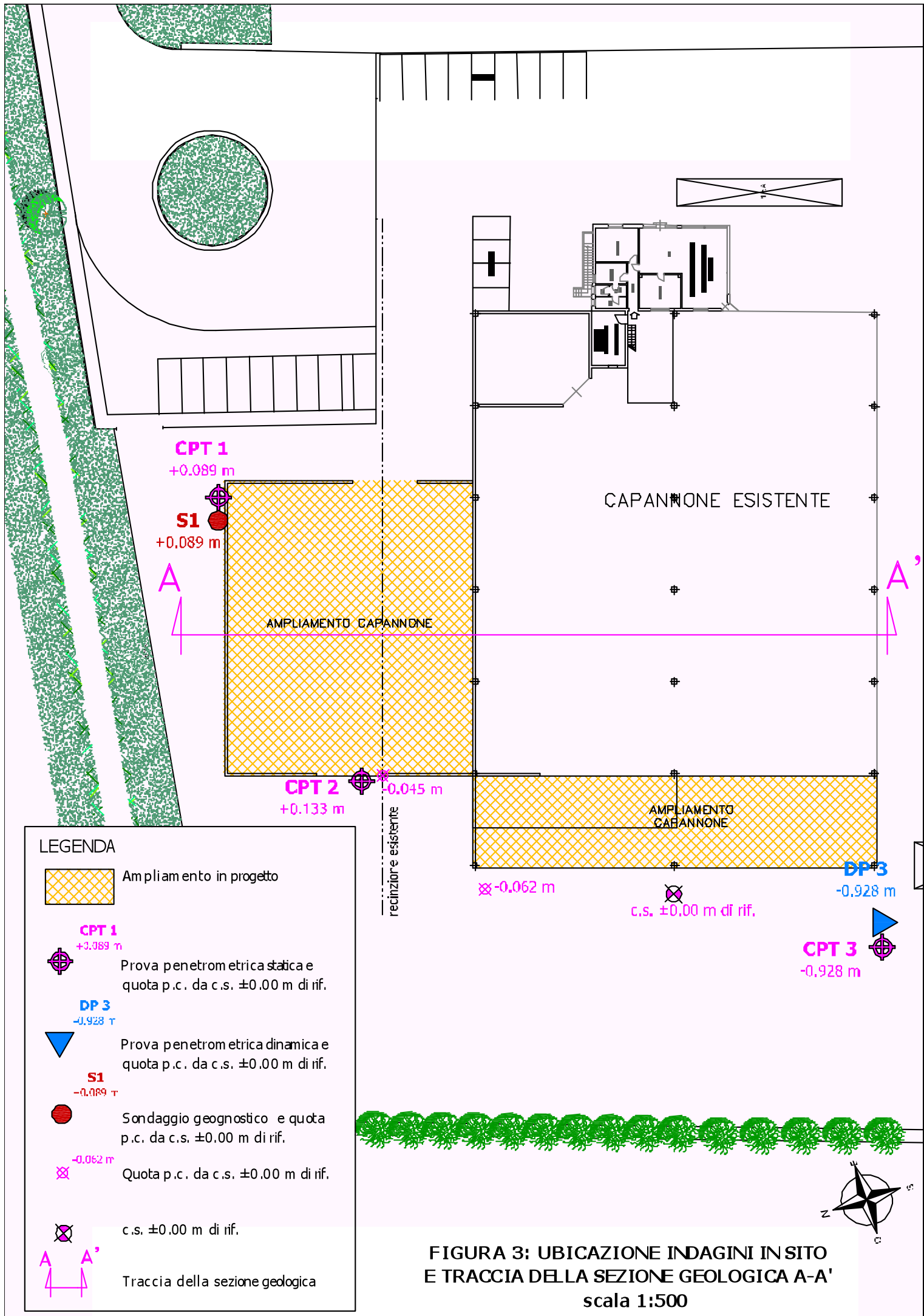
Figura 1: Planimetria fabbricato oggetto d'ampliamento

Tutte le prove sono state ubicate e quotate con riferimento al c.s. = ± 0.00 m (chiusino in ghisa) posto sul piazzale lato Ovest (Figura 2: Ubicazione c.s. = ± 0.00 m di riferimento - Estratto da Google Maps) del fabbricato esistente e riportate di seguito nella **Fig. 3: Ubicazione indagini in sito e traccia della sezione geologica A-A'**.



Figura 2: Ubicazione c.s. = ± 0.00 m di riferimento (su chiusino in ghisa)

La presente relazione definisce la modellazione geologica e geotecnica del sito e dei terreni di fondazione in riferimento ai punti 6.2.1 e 6.2.2 delle NTC 2008 mentre alcune nostre considerazioni in merito alle verifiche di cui al punto 6.2.3 delle medesime norme (D.M. 14/01/2008) sono riferite a ipotesi che dovranno essere avvalorate in sede di progettazione (strutturale) esecutiva



2.- RIFERIMENTI NORMATIVI

2.1. Tutte le ns. considerazioni e verifiche rispondono alle seguenti norme:

➤ **D.M.L.P. 11/03/1988**

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione.

➤ **D.M. 14/01/2008**

Nuove norme tecniche per le costruzioni

Si riportano i punti di interesse del D.M. per la progettazione geologica e geotecnica.

PUNTO 3.2.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale.

In mancanza di tali studi si può utilizzare la classificazione dei terreni di seguito descritta.

La classificazione deve riguardare i terreni compresi fra il piano di imposta delle fondazioni degli edifici ed un substrato rigido di riferimento (*bedrock*) ovvero quelli presenti ad una profondità commisurata all'estensione ed all'importanza dell'opera.

.....In base alle grandezze sopra definite si identificano le seguenti categorie del suolo di fondazione:

- A** *Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
- B** *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti* con spessori superiori ai 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi fra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica media $N_{SPT,30} > 50$, o coesione non drenata media $Cu_{30} > 250$ kPa)
- C** *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati, o terreni a grana fina mediamente consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 e 360 m/s ($15 < N_{SPT,30} < 50$, $70 < Cu_{30} < 250$ kPa)

- D** *Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30} < 180$ m/s ($N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa, $Cu_{30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina)*
- E** *Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s)*

6 PROGETTAZIONE GEOTECNICA

6.1 DISPOSIZIONI GENERALI

6.1.1 oggetto delle norme

Il presente capitolo riguarda il progetto e la realizzazione:

- delle opere di fondazione;
- delle opere di sostegno;
- delle opere in sotterraneo;
- **delle opere e manufatti di materiali sciolti naturali;**
- **dei fronti di scavo;**
- del miglioramento e rinforzo dei terreni e degli ammassi rocciosi;
- del consolidamento dei terreni interessanti opere esistenti, nonché la valutazione della sicurezza dei pendii e la fattibilità di opere che hanno riflessi su grandi aree.

6.1.2 prescrizioni generali

Le scelte progettuali devono tener conto delle prestazioni attese dalle opere, dei caratteri geologici del sito e delle condizioni ambientali.

I risultati dello studio rivolto alla caratterizzazione e modellazione geologica, di cui al §6.2.1. devono essere esposti in una specifica relazione geologica.

Le analisi di progetto devono essere basate su modelli geotecnici dedotti da specifiche indagini e prove che il progettista deve definire in base alle scelte tipologiche dell'opera o dell'intervento e alle previste modalità esecutive.

Le scelte progettuali, il programma e i risultati delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica, di cui al §6.2.2, unitamente ai calcoli per il dimensionamento geotecnico delle opere e alla descrizione delle fasi e modalità costruttive, devono essere illustrati in una specifica relazione geotecnica.

6.2. ARTICOLAZIONE DEL PROGETTO

Il progetto delle opere e dei sistemi geotecnici deve articolarsi nelle seguenti fasi:

1. caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
2. scelta del tipo di opera o d'intervento e programmazione delle indagini geotecniche;
3. caratterizzazione fisico meccanica dei terreni e delle rocce e definizione dei modelli geotecnici del sottosuolo;
4. descrizione delle fasi e delle modalità costruttive;
5. verifica della sicurezza e delle prestazioni;
6. piani di controllo e monitoraggio.

6.2.1. caratterizzazione e modellazione geologica del sito

La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito consiste nella ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio.

In funzione del tipo di opera o di intervento e della complessità del contesto geologico, specifiche indagini saranno finalizzate alla documentata ricostruzione del modello geologico.

Esso deve essere sviluppato in modo da costituire utile elemento di riferimento per il progettista per inquadrare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geotecniche. Metodi e risultati delle indagini devono essere esaurientemente esposti e commentati in una relazione geologica.

6.2.2. indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica

.....omissis

I valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere ottenuti mediante specifiche prove di laboratorio su campioni indisturbati di terreno e *attraverso l'interpretazione dei risultati di prove e misure in sito.*

Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato.

Per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo, finalizzato all'analisi quantitativa di uno specifico problema geotecnico.

3.- NATURA E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Il sito d'interesse si colloca a valle della fascia delle risorgive a cavallo fra l'alta e la media pianura, e dista mediamente 5 Km sia dal Torrente Astico ad Ovest che dal Fiume Brenta ad Est. L'area è caratterizzata dalla presenza di depositi alluvionali ghiaiosi sabbiosi con intercalazioni limose argillose ed appartiene prevalentemente alla conoide fluvio-glaciale del fiume Brenta quando, privo di arginature e libero di divagare, depositava ingenti quantità di materiali.

Dall'analisi delle prove penetrometriche si evince una situazione stratigrafica arealmente omogenea caratterizzata per i primi 0.60 m circa da terreno vegetale limoso sabbioso e riporti ghiaioso sabbiosi (tout venant di sottofondo); seguono alternanze di limi argillosi e limi sabbiosi e sabbie per uno spessore compreso fra 0.80 m (CPT 3) e 2.00 m (CPT 2) poggianti su ghiaie, ghiaie sabbiose con locali intercalazioni di sabbie, sabbie limose fino alla massima profondità indagata (rifiuto strumentale alla penetrazione).

Stratigrafie d'archivio di pozzi terebrati in zone limitrofe , indicano, la presenza nel materasso alluvionale ghiaioso di un livello argilloso di spessore variabile (fino ad un massimo di 10 m) a profondità comunque inferiore ai 30.00 m.

3.1.- Indagini eseguite

Al fine di conoscere le caratteristiche geotecniche dei terreni sono state eseguite n.3 prove penetrometriche statiche (CPT) spinte fino alla profondità di 7.00 m (CPT 3) e 9.00 m (CPT 1-2) da p.c. e n° 1 prova penetrometrica dinamica DP spinta fino alla profondità massima di 12.90 da p.c. .

Per le prove penetrometriche statiche (C.P.T.) è stato usato un penetrometro statico da 200 kN, munito di Jacket Friction Cone, con determinazione, ogni 20 cm di infissione, della Resistenza alla Punta (Kg/cm^2) e della Resistenza di Attrito Laterale Locale (Kg/cm^2). I dati misurati in campagna sono stati elaborati, tabulati e diagrammati in funzione della profondità; viene pure riportato il rapporto Begemann (R_p/R_l) che fornisce utili indicazioni sulla natura dei terreni in base alla loro granulometria.

Per le prove penetrometriche dinamiche (D.P.) è stato usato un penetrometro superpesante Meardi-Agi (DPSH73), secondo la classificazione ISSMFE, le cui caratteristiche sono riportate a fine relazione, allegate alle tabelle e ai diagrammi di prova. Per quanto riguarda l'elaborazione di queste prove si fa riferimento ad alcune correlazioni, riportate in letteratura, che consentono di stabilire il rapporto tra il numero di colpi N_{30} (necessario all'avanzamento di singoli tratti di 0.3 m)

misurato con la prova ed il numero di colpi N_{SPT} relativo alla più comune prova penetrometrica dinamica SPT (Standard Penetration Test); il valore di questo rapporto ha comunque un campo di variabilità piuttosto ampio.

I tabulati con i diagrammi di prova sono riportati in ALLEGATO1 a fine relazione.

3.2.- Metodi per la determinazione dei parametri geotecnici

La scelta dei valori caratteristici dei parametri geotecnici dei terreni indagati avviene in tre fasi:

1. identificazione dei parametri geotecnici appropriati ai fini progettuali;
2. determinazione dei valori dei parametri geotecnici scelti secondo vari Autori e desumibili dalla tipologia delle prove eseguite in sito;
3. determinazione dei valori caratteristici dei parametri scelti, con attendibilità adeguata al grado di approfondimento.

I parametri geotecnici identificati e appropriati ai fini progettuali, desunti dalle prove penetrometriche sono:

- **Coesione non drenata (C_u)**
- **Angolo di resistenza al taglio (φ°)**
- **Densità relativa ($Dr\%$)**

Da bibliografia si stima il valore medio del:

- **peso di volume naturale (γ_n)**

I parametri geotecnici dei terreni, in correlazione con le risultanze delle prove effettuate, sono desunti, su ogni verticale indagata, dalla bibliografia e dagli studi statistici relativi alle prove penetrometriche utilizzando formulazioni empiriche proposte da vari Autori in assenza di prove specifiche di laboratorio.

La determinazione dei parametri geotecnici dei terreni è stata effettuata con i seguenti metodi (la descrizione è riportata in ALLEGATO 1 a fine relazione con i tabulati e i diagrammi penetrometrici):

Per le prove penetrometriche statiche (C.P.T.):

- **Coesione non drenata - C_u**
 - Metodo di Lunne ed Eide (C_{u1})
- **Angolo di resistenza al taglio**
 - Metodo di Durgunoglu & Mitchell (1975)-Robertson & Campanella (1983) – Chen & Juang (1996) (φ_1)
 - Metodo di De Beer, Caquot e Koppejan (φ_2)

Poiché lo stato tensionale indotto dalla penetrazione del cono del penetrometro statico può essere molto alto, i valori degli angoli d'attrito (φ°) calcolati con i metodi sopra elencati risultano talora sovrastimati; è stato quindi opportuno talora correggere i valori stimati con un fattore di correzione $\Delta\varphi^\circ$ da sottrarre al valore di φ° .

Tale fattore è calcolato con il :

- Metodo di Chen & Juang derivato dai fattori di riduzione di Meing

- Densità relativa $Dr\%$

- Metodo di Lancellotta (1991) (Dr_1)
- Metodo Tanizawa (1990) (Dr_2)

Per le prove penetrometriche dinamiche (D.P.):

- Coesione non drenata - C_u

- Metodo di Stroud & Butler (1975) (C_{u1})
- Metodo di Terzaghi & Peck (1948) (C_{u2})
- Metodo di Sowers (1968) (C_{u3})
- Metodo di Hara et Al (C_{u4})
- Metodo di Bruschi (2004) (C_{u5})

- Angolo di resistenza al taglio

- Metodo secondo Hatanaka & Uchida (1996) (φ_1)
- Metodo secondo Wolf (1989) (φ_2)
- Metodo “Road Bridge Specification” (φ_3)
- Metodo “Japanese National Railway” (φ_4)
- Metodo secondo Owasaki & Iwasaki (φ_5)

- Densità relativa $Dr\%$

- Metodo di Meyerhof (1957) (Dr_1)
- Metodo Terzaghi & Peck (1976) (Dr_2)
- Metodo Schultze & Menzenbach (1961) (Dr_3)
- Metodo Bazaraa (1977) (Dr_4)
- Metodo Fardis & Veneziano (1981) (Dr_5)
- Metodo Kokusho & al. (1983) (Dr_6)
- Metodo Yoshida & al. (1988) (Dr_7)
- Metodo Hatanaka & Feng (2006) (Dr_8)

3.3.- Modello stratigrafico-geotecnico

Di seguito si riporta la situazione stratigrafica di dettaglio definendo, per ogni livello, i valori medi dei parametri geotecnici scelti .

Dalle prove penetrometriche statiche (C.P.T.) si sono ottenuti i seguenti parametri geotecnici:

- **Livello A: da ± 0.00 m – 0.983 m**
Dislivello tra il c.s. ± 0.00 m di riferimento e il p.c.;
- **Livello B: da p.c. a $-(0.60 \div 1.60)$ m**
Terreno vegetale e terreno limoso sabbioso comunque interessato dalle condizioni meteo climatiche o riporti ghiaiosi sabbiosi (tout venant di sottofondo).
- **Livello C: da $-(0.60 \div 1.60)$ m a $-(2.40 \div 2.80)$ m**
Limi argillosi sabbiosi e sabbie limose

PROVA	Da (-m)	a (-m)	Rp _{max} (daN/cm ²)	Rp _{min} (daN/cm ²)	Rp _{med} (daN/cm ²)	φ° medio	Dr %
CPT 1	0.60	2.40	33	16	20	28°	38
CPT 2	0.80	2.80	58	18	31	30°	48
CPT 3	1.60	2.40	51	32	40	31°	54

Il sondaggio S1 eseguito in prossimità della verticale CPT 1 e spinto fino a 3.00 m da p.c. , rispecchia quanto emerso dalla prova penetrometrica; la situazione stratigrafica è così definita :

da (m)	A (m)	Descrizione
p.c.	0.40	<i>Terreno vegetale limoso sabbioso</i>
0.40	1.90	<i>Limo argilloso debolmente sabbioso</i>
1.90	2.40	<i>Limo sabbioso</i>
2.40	3.00	<i>Sabbia grossa limosa con ghiaia fine</i>

- **Livello D: da $-(2.40 \div 2.80)$ m a $-(7.00 \div 9.00)$ m**
Ghiaie, ghiaie sabbiose con locali intercalazioni di sabbie, sabbie limose

PROVA	Da (-m)	a (-m)	Rp _{max} (daN/cm ²)	Rp _{min} (daN/cm ²)	Rp _{med} (daN/cm ²)	φ° medio	Dr %
CPT 1	2.40	9.00*	400	48	160	>36°	86
CPT 2	2.80	9.00*	400	69	215	>36°	93
CPT 3	2.40	7.00*	400	70	210	>36°	95

Fine prova

Localmente (CPT 1-3) all'interno del Livello D sono presenti intercalazioni decimetriche di sabbie, sabbie limose aventi un angolo d'attrito interno φ° compreso fra 26° e 28° e una densità relativa Dr compresa fra circa 30% e 50%.

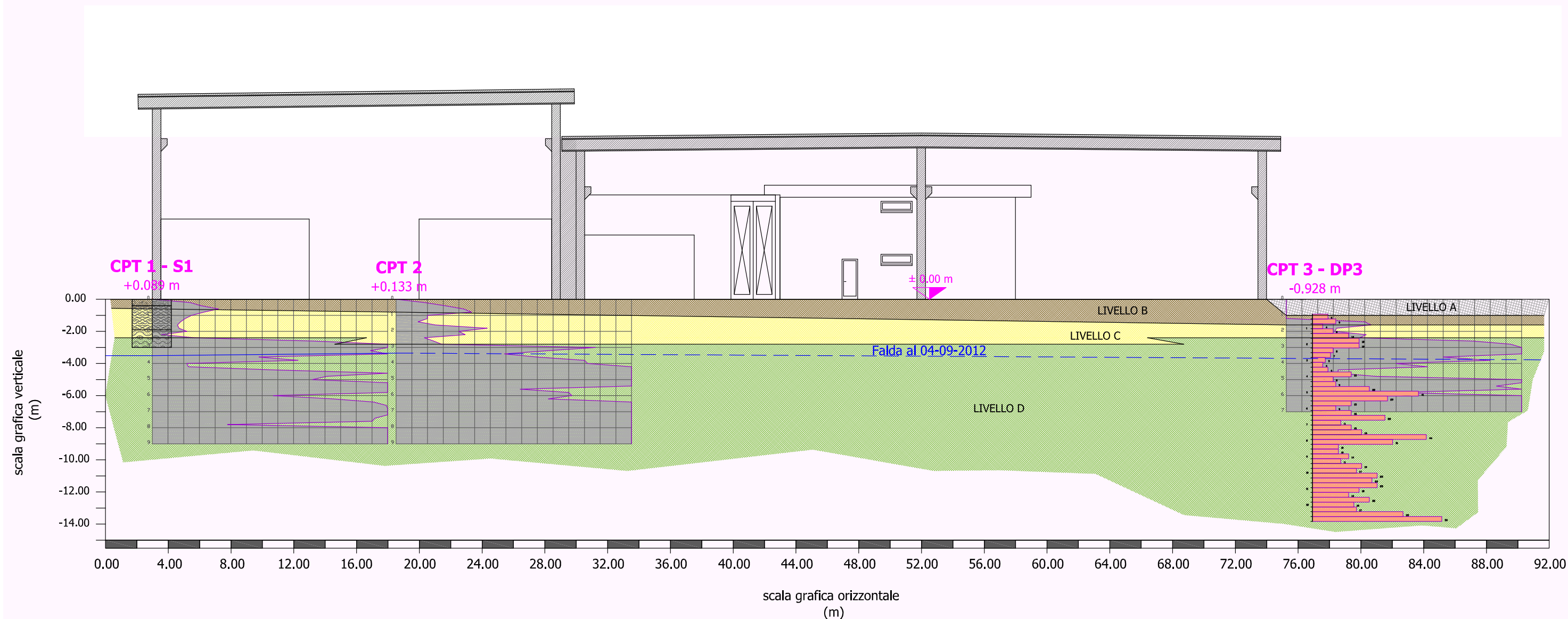
In prossimità della verticale CPT 3 è stata eseguita una prova penetrometrica dinamica (D.P.3) spinta fino alla profondità di 12.90 m da p.c. (rifiuto strumentale alla presentazione) dalla quale si sono ottenuti i seguenti parametri geotecnici:

- **Livello A: da ± 0.00 m – 0.983 m**
Dislivello tra il c.s. ± 0.00 m di riferimento e il p.c.;
- **Livello B: da p.c. a –1.50 m**
Terreno vegetale e terreno limoso sabbioso comunque interessato dalle condizioni meteo climatiche.
- **Livello C: da – 1.50 m a – 2.10 m**
Limi argillosi sabbiosi e sabbie limose
- **Livello D: da – 2.10 m a – 13.80 m**
Ghiaie, ghiaie sabbiose con locali intercalazioni di sabbie, sabbie limose

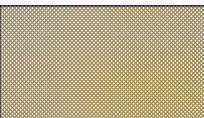
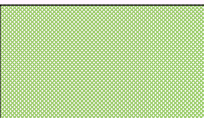
LIVELLO		Da (-m)	a (-m)	N _{30medio}	N _{SPT-medio}	φ° Valore medio stimato	Dr(%) Valore medio stimato
B		p.c.	1.50	Terreno vegetale			
C		1.50	2.10	6	7	28°	38
D	D ^I	2.10	3.60	13	15	32°	50
	D ^{II}	3.60	4.50	5	6	28°	33
	D ^{III}	4.50	13.80*	16	18	34°	>100

* fine prova

Dalle prove è stato possibile ricostruire la SEZIONE GEOLOGICA A-A' riportata nella Figura 4: SCHEMA DELLE CORRELAZIONI STRATIGRAFICHE", in cui si evidenziano i rapporti della struttura in progetto con la situazione stratigrafica e la falda.



LEGENDA

-  Livello A: Dislivello fra il c.s. ± 0.00 m di rif. e il p.c.
-  Livello B: Terreno vegetale limoso sabbioso e/o riporti ghiaiosi sabbiosi (tout venant di sottofondo)
-  Livello C: Limi argillosi sabbiosi e sabbie
-  Livello D: Ghiaie, ghiaie sabbiose con locali intercalazioni di sabbie, sabbie limose

**FIGURA 4: SCHEMA DELLE CORRELAZIONI STRATIGRAFICHE
SEZIONE GEOLOGICA A-A'**

3.4.- Falda

Dal punto di vista idrogeologico il sito in esame appartiene alla zona posta a cavallo tra la media e la bassa pianura e al limite settentrionale delle risorgive.

Il primo acquifero è freatico e contenuto nel livello ghiaioso sabbioso superficiale; la falda è solitamente sottostante un livello superficiale limo argilloso che ne impedisce talora l'oscillazione. Dove la falda affiora al p.c. nelle zone più depresse essa da origine alle polle di risorgive.

Il livello statico della falda è stato misurato nei piezometri a tubo aperto infissi in corrispondenza delle prove penetrometriche CPT 1-2-3.

In data 04/09/2012 sono state eseguite le misure riportate nella tabella a seguire con riferimento al c.s. ± 0.00 m.

Piezometro	Quota bocca piez. b.p. (m)	Quota p.c. (m)	Prof. falda m da b.p.	Prof. falda m da p.c.	Quota falda (-m)
Pz1	+0.550	+0.089	4.06	3.60	-3.510
Pz2	+0.510	+0.133	3.86	3.48	-3.350
Pz3	-0.650	-0.928	3.03	2.75	-3.680

Il periodo di misura rientra nella fase di magra della falda per cui è ragionevole ipotizzare che nella fase di piena essa possa ulteriormente approssimarsi al p.c. . Da misure su pozzi posti nel circondario e dalla presenza delle risorgive a valle della strada del Vicerè (via S. Benedetto) si stima che la falda possa pervenire, in fase di piena a circa 1.0 m dal p.c..

Al fine di definire la situazione idrografica locale di dettaglio, è stata elaborata la **“CARTA IDROGEOLOGICA LOCALE – FREATIMETRIA DEL 04-09-2012”** di seguito riportata (Figura 5), dalla quale si evince:

- quota di falda variabile tra -3.35 m nel settore Nord dell'area (Pz2), a -3.68 m nel settore Ovest (Pz 3).
- Profondità della falda dal p.c. variabile da 2.75 m a 3.60 m
- direzione media di deflusso sotterraneo da Nord – Nord Ovest verso Sud – Sud Est
- gradiente idraulico locale del 1.3% (elevato)

Quanto evidenziato in Figura 5 viene confermato anche dalla “Carta dei deflussi freatici dell'alta pianura veneta” di cui si riporta di seguito un estratto (Figura 6).



FIGURA 5: CARTA IDROGEOLOGICA LOCALE
FREATIMETRIA DEL 04-09-2012
scala 1:500

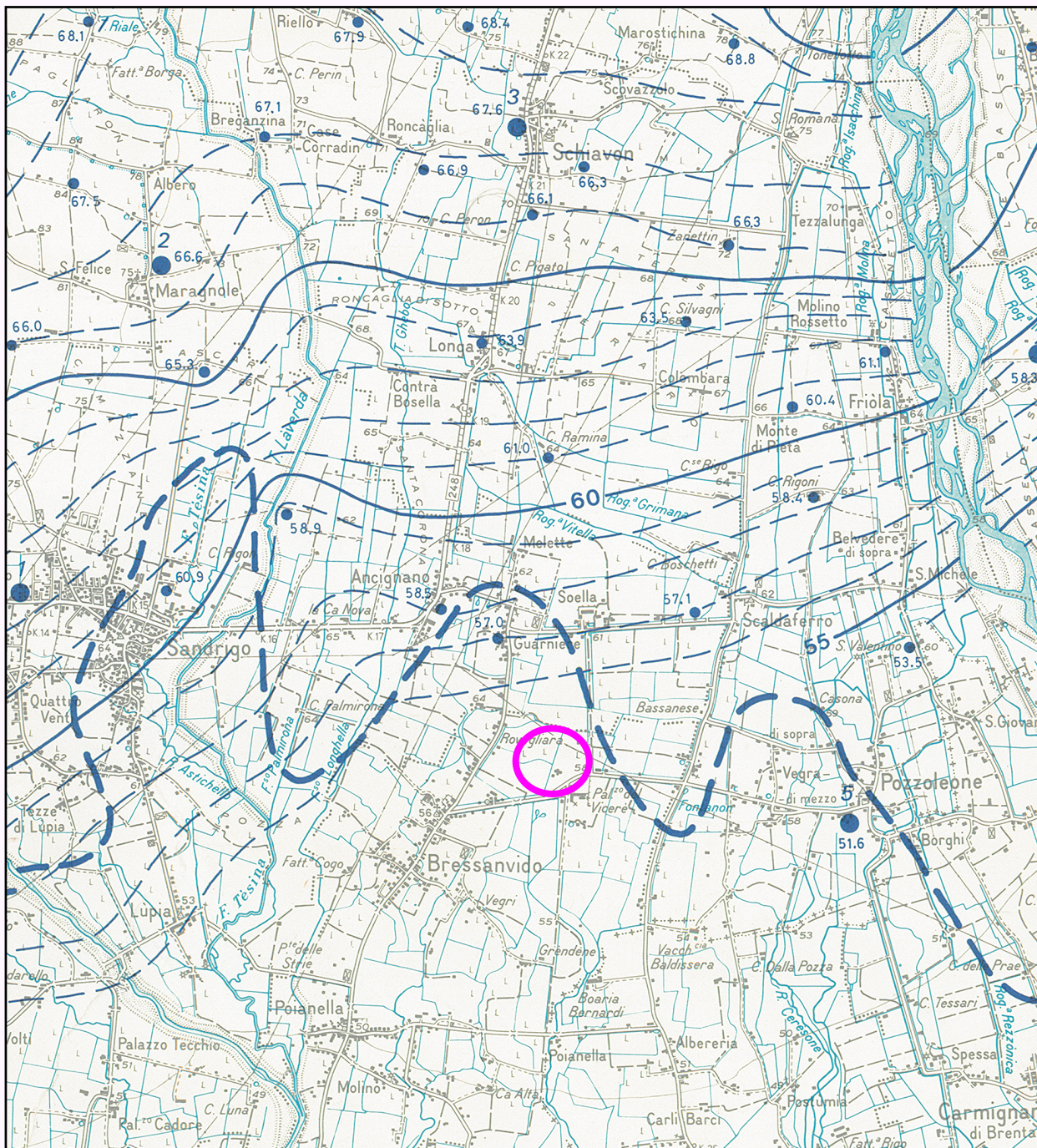


Figura 6: Estratto “Carta dei deflussi freatici dell’alta pianura veneta”

4.- CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI IN ZONA SISMICA

D.M. 14/01/2008 *Norme tecniche per le costruzioni*
CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

La classificazione, ai fini dell'identificazione della categoria di sottosuolo, si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità.

Nel caso in cui tale determinazione non sia disponibile, la classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica $N_{SPT,30}$ nei terreni prevalentemente a grana grossa e della resistenza non drenata equivalente $c_{u,30}$ nei terreni prevalentemente a grana fina.

La velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,30}$ è definita dall'espressione:

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

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

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

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

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

dove:

h_i = spessore (in metri) dell'i-esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità;
 $V_{s,i}$ = velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato
 $N_{SPT,i}$ = numero di colpi N_{SPT} nell'i-esimo strato;

- $c_{u,i}$ = resistenza non drenata dell'i-esimo strato;
 N = numero di strati compresi nei primi 30 m di profondità;
 M = numero di strati di terreni a grana grossa compresi nei primi 30 m di profondità;
 K = numero di strati di terreni a grana fina compresi nei primi 30 m di profondità.

Nel caso di sottosuoli costituiti da stratificazioni di terreni a grana grossa e a grana fina.....(omissis).... si riferisce il sottosuolo alla categoria peggiore tra quelle individuate.

Nel caso in esame, per la determinazione della categoria del suolo di fondazione, ai sensi delle NTC 2008, non disponendo di indagini geognostiche sufficientemente profonde (30.00 m) o comunque non essendo stata programmata in questa fase di progettazione una prospezione sismica, si fa riferimento a stratigrafie d'archivio di pozzi terebrati in zone limitrofe. Le informazioni stratigrafiche ed il modello geologico dell'alta e media pianura vicentina indicano, per la zona in esame, la presenza nel materasso alluvionale ghiaioso di un livello argilloso di spessore variabile (fino ad un massimo di 10 m) a profondità comunque inferiore ai 30 m .

Fatte le debite considerazioni prudentemente si stima una categoria di suolo di fondazione, ai fini della definizione dell'azione sismica, riconducibile nel tipo **C**:

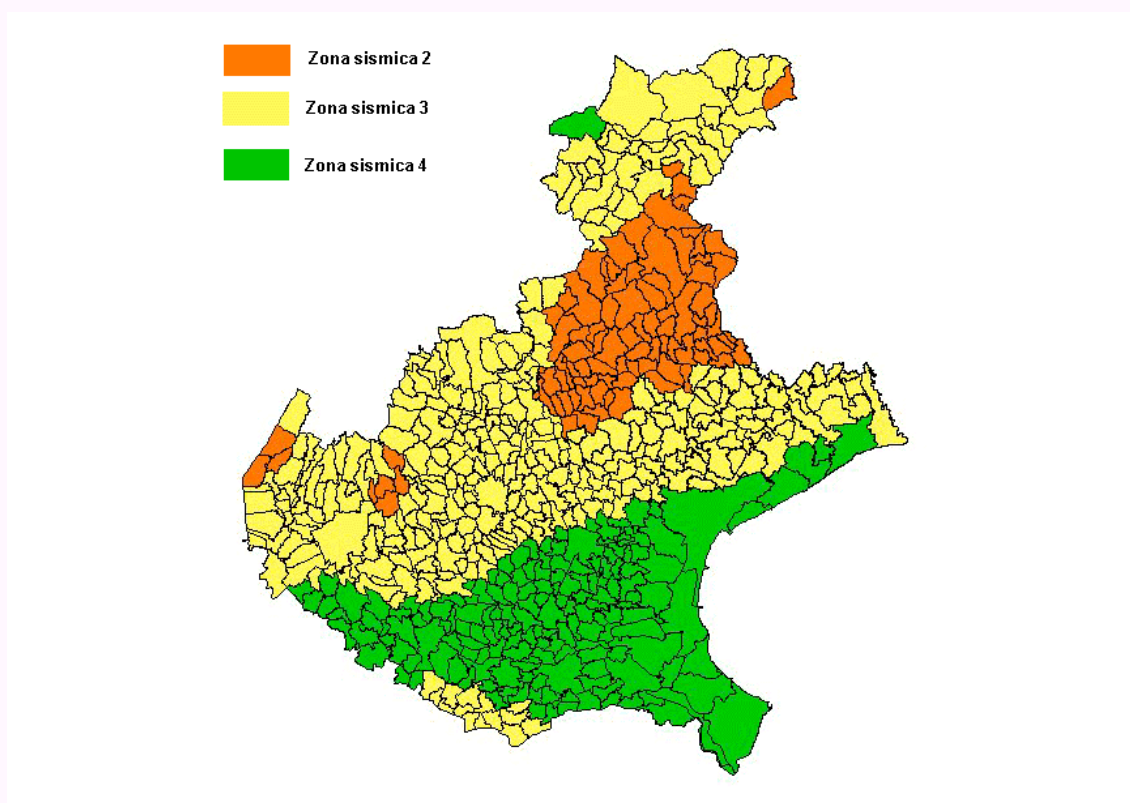
- C** *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati, o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 e 360 m/s ($15 < N_{SPT,30} < 50$, $70 < C_{u30} < 250$ kPa)*

Ai sensi della normativa sismica (OPCM 3274), il comune di Bressanvido è inserito in zona sismica 3 da cui:

ZONA SISMICA	ag
1	0,35 g
2	0,25 g
3	0,15 g
4	0,05 g

L'area di intervento è quindi caratterizzata dai seguenti parametri sismici:

Codice ISTAT comune	Zona	a_g	Categoria di suolo
05024016	3	0,15 g	C



Classificazione sismica dei comuni del Veneto

I parametri di pericolosità sismica per il sito in esame con LAT 45.655028 e $LONG$ 11.653962 considerando:

- Vita nominale V_n = 50 anni
- Classe d'uso = II

e per ogni stato limite di esercizio (SLE e SLU), risultano:

Parametri sismici	SLO	SLD	SLV	SLC
$A_g (g)$	0.043	0.058	0.162	0.212
F_0	2.463	2.482	2.404	2.414
$T_C^*(s)$	0.240	0.250	0.290	0.293

Dove:

SLO = Stato limite di Operatività;

SLD = Stato limite di danno;

SLV = Stato limite di salvaguardia della vita;

SLC = Stato limite di prevenzione del collasso;

$A_g (g)$ = Accelerazione massima al sito;

F_0 = Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_C^* = Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Di seguito si riporta il tabulato per il calcolo di a_g , F_0 e T_C^* col software NTC-SISMA ver. 2.0, il quale nota la LAT e $LONG$. del punto indicato, cerca nel reticolo di riferimento la maglia elementare entro il quale si trova il punto d'interesse (Fig.7).

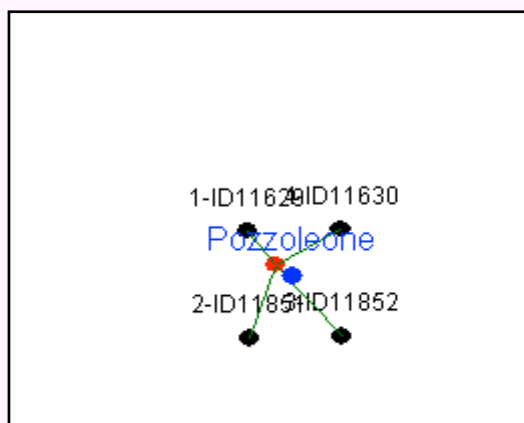


Fig.7: Interpolazione dei punti più vicini al sito d'interesse (punto rosso)

In mancanza di studi specifici, i coefficienti sismici orizzontali e verticali si calcolano con le espressioni:

$$K_h = \beta_s \times \frac{a_{\max}}{g}$$

$$K_v = \pm 0.5 \times K_h$$

dove :

$a_{\max}$ = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità

con:

$$a_{\max} = S_T \times S_S \times a_g$$

dove :

S_T = effetto dell'amplificazione topografica che nel nostro caso è pari a 1

S_S = effetto dell'amplificazione stratigrafica che varia con la categoria del suolo di fondazione; nel caso in esame, considerando le categorie di suolo di fondazione di tipo **C**, il valore di S_S si calcola con le seguenti formule:

Categoria sottosuolo	S_S
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \times F_0 \frac{a}{g} \leq 1.50$

5.- ANALISI DEL PROGETTO E SUO RAPPORTO COL TERRENO

5.1.- Fondazioni

Si fa riferimento alla documentazione di progetto.

Sono ipotizzate ***fondazioni a plinto***; il piano di posa dovrà essere sui terreni ghiaiosi sabbiosi del livello D il cui tetto si pone a una profondità media da p.c. di circa 2.60 m corrispondente a quota -2.60 m da c.s. ± 0.00 m di rif..

Nel caso la suola dei plinti non andasse ad interferire con il livello ghiaioso D **dovrà essere predisposta una adeguata bonifica dei terreni limo-argillosi superficiali sostituendoli con magrone fino a riportarsi alla quota di progetto di imposta del plinto.**

Non sono note le tensioni trasmesse al terreno dalle fondazioni che, in questo elaborato, possono quindi essere solo ipotizzate; conseguentemente non vengono effettuate le verifiche agli SLU, ma solo calcolata in via preliminare la resistenza di progetto per **plinti diretti** con piano di posa a -1.80 m dal p.c. attuale con necessaria bonifica dei terreni sottostanti fino ad intercettare il livello ghiaioso.

Vengono ipotizzati plinti con le seguenti dimensioni:

IPOTESI	DIMENSIONI (m)
I	2.00 × 2.00
II	2.20 × 2.20
III	2.40 × 2.40
IV	2.60 × 2.60
V	2.80 × 2.80
VI	3.00 × 3.00
VII	3.20 × 3.20
VIII	3.40 × 3.40
IX	3.60 × 3.60
X	3.80 × 3.80
XI	4.00 × 4.00

Le resistenze di progetto per ogni ipotesi vengono calcolate seguendo l'approccio 2: $A1+M1+R3$

5.2.- Verifiche agli stati limite ultimi - SLU

Le verifiche agli SLU vengono eseguite secondo le prescrizioni del D.M. 14/01/08 – Norme tecniche per le costruzioni (NTC2008)

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (1)$$

con:

E_d valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

R_d valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

In mancanza di riferimenti le verifiche geotecniche vengono effettuate secondo l'**APPROCCIO 2**, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali, rispettivamente definiti:

- per le azioni A1
- per i parametri geotecnici M1
- per le resistenze R3

riportati nelle tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I delle NTC 2008.

L' approccio si schematizza come segue:

APPROCCIO 2			
Combinazione 1	A1	M1	R3

5.2.1. - AZIONI

Per le azioni di progetto si fa riferimento ai coefficienti parziali riportati nella tabella 6.2.I:

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale γ_f	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevoli	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

Tab.6.2.I

Spetta al Progettista delle strutture l'analisi delle Azioni di progetto e la verifica della disuguaglianza $E_d \leq R_d$.

5.2.2. - RESISTENZE

Il valore di progetto della resistenza R_d è stato determinato in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati in Tab. 6.4.I.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_f	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0	1.0

Tab.6.2.II

Verifica	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante	$\gamma_R=1.0$	$\gamma_R=1.8$	$\gamma_R=2.3$
Scorrimento	$\gamma_R=1.0$	$\gamma_R=1.1$	$\gamma_R=1.1$

Tab.6.4.I

5.2.3 – VALORE CARATTERISTICO DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Secondo quanto espresso nell'EUROCODICE 7 (EC7), “ *il valore caratteristico di un parametro geotecnico sarà scelto come una stima cautelativa del valore che influenza l'insorgere dello stato limite*”, ossia l'attribuzione di un valore caratteristico significa definire il parametro geotecnico (φ° , C_u) che identifica il terreno (granulare, coesivo) in quel determinato stato limite, ed adottarne un valore, o stima, a favore della sicurezza.

Per la definizione del valore caratteristico si fa ricorso al metodo statistico, il quale fornisce un “valore caratteristico tale che la probabilità calcolata di valori più sfavorevoli, che determinano la manifestazione dello stato limite, non sia maggiore del 5% (5° percentile)”- EC7-2.4.5.2.

Il valore caratteristico della proprietà di un terreno è generalmente “ una stima del valore medio con una probabilità del 95% che il valore medio che governa l’insorgere di uno stato limite nel suolo sia più favorevole del caratteristico” ossia è il 5° percentile del valore medio del parametro geotecnico.

In grandi volumi o fondazioni rigide (*resistenze compensate*) il valore caratteristico del parametro considerato è prossimo al valore medio del campione di dati.

In piccoli volumi o rotture locali (*resistenze non compensate*), il valore caratteristico del parametro considerato è prossimo al valore minimo del campione di dati.

Tuttavia, al fine di estrapolare statisticamente in modo corretto il valore caratteristico del parametro considerato bisogna valutare se siamo in uno dei seguenti casi:

I° CASO: resistenze compensate (opere che coinvolgono grandi volumi di terreno). In questo caso per ogni verticale indagata ed eseguita all’interno del volume significativo (*volume significativo > volume indagato*) si effettua una stima cautelativa del valore medio dei parametri geotecnici, usando per i calcoli il valore caratteristico corrisponde alla media dei valori medi.

II° CASO: resistenze non compensate (opere che coinvolgono piccoli volumi di terreno) con prove eseguite all’interno del volume significativo (resistenze non compensate da misure dirette). In questo caso il valore caratteristico corrisponde al valore medio del parametro calcolato.

III° CASO: resistenze non compensate (opere che coinvolgono piccoli volumi di terreno) con prove eseguite al di fuori del volume significativo. In questo caso il valore caratteristico corrisponde al valore minimo del parametro calcolato.

Considerando infine che solitamente solo una porzione molto piccola di volume significativo viene indagata, l’impossibilità di riconoscere la rappresentatività o meno dei dati misurati, ci obbliga in pratica a valutazioni prudenziali dei valori caratteristici.

Nel caso in esame, sono previste fondazioni a plinti, che comportano piccoli volumi di rottura che interesseranno il livello granulare D.

Il calcolo del valore caratteristico della resistenza alla punta del penetrometro statico (R_{pk}) per il Livello D su le tre verticali indagate (CPT) è stato eseguito con il software KappaGeo Ver. 1.0 della PROGARM GEO (BS), che utilizza le procedure di calcolo con l'approccio statistico.

Valore caratteristico della resistenza alla punta del penetrometro statico R_{pk} per i terreni granulari del livello D

Il programma ha elaborato n° 69 valori di R_p per il livello D lungo le verticali CPT 1-2-3, estrapolando un valore caratteristico di

$R_{pk} \approx 65 \text{ daN/cm}^2$ (Fig. 8).

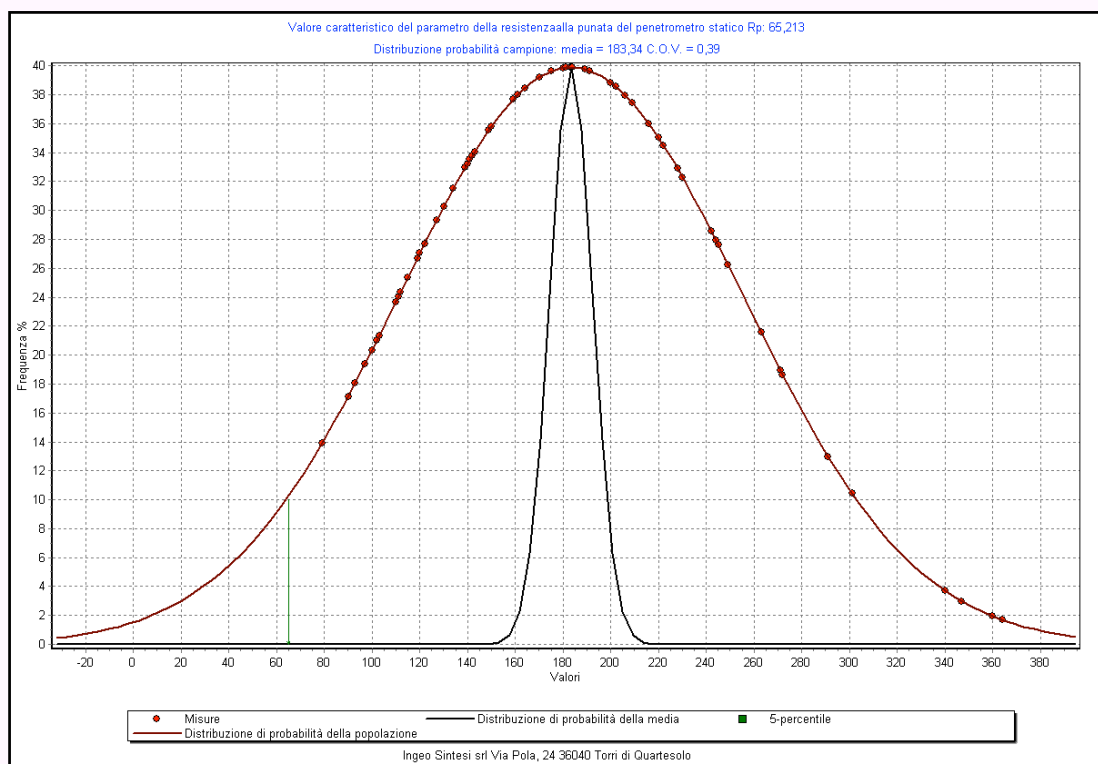


Figura.8: Stima del valore caratteristico di R_{pk} per il livello D su CPT 1-2-3 con il software KappaGEO

Considerando mediamente il livello D indagato compreso fra 2.60 m e 9.00 m da p.c. di profondità si ottengono i seguenti valori caratteristici di angolo d'attrito interno (φ_k°) e di densità relativa (Dr_k):

LIVELLO	da (-m)	a (-m)	R_{pk} (daN/cm ²)	φ_k°	Dr_k %
D	2.60	9.00	65	30°	55

5.2.3.- CAMPO STATICO

La capacità portante o resistenza si calcola con l'espressione generale:

$$q_{res} = R_{d,statico} = \frac{1}{\gamma_R} \left(\frac{\gamma}{\gamma_\gamma} DN_q s_q i_q d_q + \frac{1}{2} B \frac{\gamma}{\gamma_\gamma} N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma + \frac{c_{uk}}{\gamma_{cu}} N_c s_c d_c i_c \right)$$

Assumendo il comportamento del terreno di tipo granulare e considerando pari a 1 i coefficienti correttivi (s , i , d), la relazione si semplifica nella seguente:

$$q_{lim} = \left(\frac{\gamma}{\gamma_\gamma} DN_q + \frac{1}{2} B \frac{\gamma}{\gamma_\gamma} N_\gamma \right) \quad (2)$$

$$q_{lim} = R_{d,statico} = \frac{1}{\gamma_R} \left(\frac{\gamma}{\gamma_\gamma} DN_q + \frac{1}{2} B \frac{\gamma}{\gamma_\gamma} N_\gamma \right) \quad (3)$$

Il piano di posa dei plinti è ipotizzato nel livello D granulare per il quale si assumono i seguenti valori caratteristici dei parametri geotecnici:

$$\varphi_k = 30^\circ$$

$$\gamma_k = 18 \text{ kN/m}^3$$

Incastro minimo garantito $D = 1.80\text{m}$ da p.c.

Bonifica dei terreni sottostanti la suola del plinto fino ad intercettare il tetto del livello D ghiaioso

Dati i coefficienti parziali γ_γ e γ_φ per M1 risulta:

M1	
φ_k	$= 30^\circ$
N_q	$= 20.63$
N_γ	$= 18.56$

dove N_q e N_γ sono i fattori di capacità portante secondo Meyerhof.

Dall'espressione (2) i valori di q_{lim} , per ogni ipotesi dimensionale del plinto e prendendo in considerazione l'**approccio 2: A1+M1+R3**, risultano:

IPOTESI	DIMENSIONI (m)	q _{lim.stat} (Kpa)
I	2.00 × 2.00	878.20
II	2.20 × 2.20	906.40
III	2.40 × 2.40	934.60
IV	2.60 × 2.60	962.80
V	2.80 × 2.80	991.0
VI	3.00 × 3.00	1019.25
VII	3.20 × 3.20	1047.50
VIII	3.40 × 3.40	1075.70
IX	3.60 × 3.60	1103.90
X	3.80 × 3.80	1132.10
XI	4.00 × 4.00	1160.30

Applicando a q_{lim} calcolata, i coefficienti parziali γ_R (3) si ottiene la **resistenza R_d** per l'approccio considerato:

IPOTESI	DIMENSIONI (m)	R _{d.stat} (Kpa)
I	2.00 × 2.00	381.80
II	2.20 × 2.20	394.10
III	2.40 × 2.40	406.40
IV	2.60 × 2.60	418.60
V	2.80 × 2.80	430.90
VI	3.00 × 3.00	443.15
VII	3.20 × 3.20	455.40
VIII	3.40 × 3.40	467.70
IX	3.60 × 3.60	479.90
X	3.80 × 3.80	492.20
XI	4.00 × 4.00	504.50

5.2.3.- CAMPO DINAMICO

Essendo il piano di posa dei plinti nel livello D granulare, la capacità portante si calcola con l'espressione generale di Brinch-Hansen.

Per risolvere l'equazione verrà utilizzato il **METODO DI MAUGERI e NOVITA' (2004)** in cui sono presenti dei coefficienti moltiplicativi h che tengono conto dell'azione sismica, per cui la formula generale diventa:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} h_{\gamma f} + c N_c s_c d_c i_c h_{cf} + q N_q s_q i_q d_q h_{qf}$$

In cui sono presenti i coefficienti :

$$h_{\gamma f} = B(k_h^2 \cdot f) + C(k_h \cdot f) + 1$$

$$h_{cf} = D(k_h^2 \cdot f) + E(k_h \cdot f) + 1$$

$$h_{qf} = H(k_h^2 \cdot f) + I(k_h \cdot f) + 1$$

$$\text{Con: } k_h = \beta_s \frac{a_{max}}{g}$$

$$B = -31.10(\tan \varphi_d)^3 + 86.60(\tan \varphi_d)^2 - 74.40 \tan \varphi_d + 24.80$$

$$C = 12.90(\tan \varphi_d)^3 - 35.07(\tan \varphi_d)^2 + 30.28 \tan \varphi_d - 12.48$$

$$D = 70.06(\tan \varphi_d)^3 - 173(\tan \varphi_d)^2 + 129 \tan \varphi_d - 29.61$$

$$E = 1.27 \tan \varphi_d - 1.07$$

$$H = 63.96(\tan \varphi_d)^3 - 155.14(\tan \varphi_d)^2 + 116.00 \tan \varphi_d - 25.99$$

$$I = -4.48(\tan \varphi_d)^3 + 10.57(\tan \varphi_d)^2 - 8.50 \tan \varphi_d - 0.23$$

(coefficienti da Atti MIR 2008)

Dove :

k_h = rappresenta il coefficiente sismico orizzontale che può variare in funzione dello stato limite di esercizio (SLE e SLU).

Pertanto, individuato il limite d'esercizio consono al tipo di struttura in progetto, spetterà al Sig. Progettista il calcolo della resistenza in campo sismico (R_d sismico).

6.- CONSIDERAZIONI SULLE FONDAZIONI

6.1.- Al presente livello di progettazione le geometrie delle fondazioni non sono ancora determinate e pertanto una analisi completa e puntuale delle resistenze potrà essere effettuata solo dopo il loro preciso dimensionamento (B, L, D) e definite le azioni (E_d).

Il Calcolatore, determinate le azioni, verificherà la disuguaglianza $E_d \leq R_d$ in relazione all'approccio e la compatibilità dei cedimenti con la struttura; cedimenti che verranno calcolati qualora, come sopra, vengano determinate le azioni e definite le dimensioni delle fondazioni.

Ciò costituisce verifica agli stati limite di esercizio (SLE). « *Sulla base della previsione dei cedimenti deve esprimersi un giudizio sulla loro ammissibilità con riferimento ai limiti imposti dal comportamento statico e dalla funzionalità del manufatto. Qualora il manufatto in progetto possa influire sul comportamento statico e sulla funzionalità di manufatti adiacenti, il giudizio di ammissibilità deve essere esteso a questi ultimi* ».

Le verifiche agli SLE consistono pertanto nella valutazione dei prevedibili cedimenti.

6.2.- Considerando di trasmettere le azioni sui terreni granulari del livello D, vista la natura dei terreni, i cedimenti saranno prevalentemente elastici (immediati) e potranno essere calcolati con l'espressione di seguito riportata.

Cedimenti elastici

$$\Delta H = \sum \frac{H \times \Delta p}{E_s}$$

Dove:

H Spessore dello strato compressibile

Δp Incremento di pressione nella mezzera dello strato indotto dai carichi trasmessi dall'edificio alle fondazioni.

E_s Modulo di elasticità dello strato

Nelle verifiche SLE deve risultare $E_d \leq C_d$ (eq. 6.2.7 delle NTC)

dove:

E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione

C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni

Pertanto accertate le azioni (E_d) in fondazione potranno essere valutati gli spostamenti sul piano di posa (cedimenti) confrontandoli quindi con quelli di riferimento: Cedimento < Cedimento ammissibile

7.- CONCLUSIONI

Dall'analisi dei risultati penetrometrici e delle verifiche effettuate si possono trarre le seguenti considerazioni conclusive:

- situazione stratigrafica nel complesso arealmente omogenea caratterizzata superficialmente da terreni medio fini dai limi argillosi ai limi sabbiosi; seguono ghiaie e ghiaie sabbiose con locali intercalazioni di sabbie, sabbie limose fino alla massima profondità indagata (13.50 m dal p.c - rifiuto strumentale alla penetrazione);
- classificazione sismica: in base alla normativa sismica di riferimento i terreni sono classificati appartenenti alla **Zona 3** e alla categoria di suolo di **tipo C**;
- la falda in regime di magra relativa è stata misurata alla profondità compresa fra 2.75 m e 3.60 m da p.c. corrispondente a quota compresa fra -3.35 m e -3.68 m da c.s. ± 0.00 m di rif.; in condizioni di piena si stima che la falda possa pervenire a circa 1.0 m dal p.c.;
- le resistenze di progetto, calcolate per il solo Approccio 2 previsto dalle NTC 2008, in questa fase progettuale, sono da considerarsi di primo riferimento;
- le resistenze calcolate in campo statico, per l' approccio 2 sono riassunte per ogni ipotesi fondazionale nella tabella che segue:

IPOTESI	DIMENSIONI (m)	q _{lim.statico} Kpa	R _{d.statico} Kpa
I	2.00 × 2.00	1002.49	435.90
II	2.20 × 2.20	1035.90	450.40
III	2.40 × 2.40	1069.31	464.90
IV	2.60 × 2.60	1102.72	479.45
V	2.80 × 2.80	1136.12	493.95
VI	3.00 × 3.00	1169.53	508.50
VII	3.20 × 3.20	1202.94	523.00
VIII	3.40 × 3.40	1236.35	537.50

IX	3.60×3.60	1269.76	552.10
X	3.80×3.80	1303.16	566.60
XI	4.00×4.00	1336.57	581.10

Il Calcolatore delle strutture potrà verificare la disuguaglianza $E_d \leq R_d$ considerando le resistenze calcolate che comunque saranno da riverificare noti i valori definitivi delle azioni .

Nota la tipologia e la geometria delle fondazioni, nonché i carichi trasmessi al terreno dalla struttura (azioni), sulla base delle risultanze dell'indagine geognostica e dei parametri geotecnici attribuiti al terreno, potranno essere implementati i codici di calcolo per la determinazione dei cedimenti delle fondazioni, verificando l'ammissibilità degli stessi con le strutture in progetto.

In fase esecutiva si dovrà altresì accertare la rispondenza della caratterizzazione geologica e geotecnica desunta dalle prove con la situazione reale adeguando conseguentemente, in caso di difformità, le verifiche.

Torri di Quartesolo, Settembre 2012



Dott. geol. Maurizio Chendi

ALLEGATO 1

- METODI D'INTERPRETAZIONE DELLE PROVE PENETROMETRICHE
- TABULATI E DIAGRAMMI PENETROMETRICI
- STRATIGRAFIA DEL SONDAGGIO GEOGNOSTICO S1

Metodi d'interpretazione delle prove penetrometriche

Per le prove penetrometriche statiche

$R_{P \text{ medio}}$ = Resistenza media alla punta del penetrometro statico per il livello considerato espresso in Kg/cm².

$R_{L \text{ medio}}$ = Resistenza media laterale del penetrometro statico per il livello considerato espresso in Kg/cm².

$Prof_{\text{media}}$ = Profondità media del livello considerato espresso in m

σ'_v = Pressione litostatica efficace del livello considerato espressa in Kg/cm².

$R_{P(1)}$ = Resistenza media alla punta statica per il livello considerato normalizzata per la pressione litostatica espressa in Kg/cm² secondo la formula:

$$R_{P(1)} = \frac{R_P}{p_a} \sqrt{\frac{\sigma'_v}{p_a}}$$

Dove:

p_a = Pressione atmosferica che corrisponde a 1.033 Kg/cm²

La determinazione dei parametri più significativi dei terreni è stata effettuata con i seguenti metodi:

- Coesione non drenata - C_u

La coesione non drenata viene stimata attraverso i seguenti metodi:

➤ **Metodo di Lunne ed Eide (C_{u1})**

È uno dei metodi più usati per il calcolo della coesione non drenata, ed è valido per argille di bassa, media e alta plasticità e poco sensibili ($St < 4$ dove St è l'indice di sensibilità al rimaneggiamento). La relazione ha la seguente forma :

$$C_u(Kg/cm^2) = (R_p - \sigma) / Nk = (R_p - \sigma) / 20$$

Dove:

σ = pressione efficace a metà strato e Nk dipendente dall'indice di plasticità, I_p

- Angolo di resistenza al taglio (ϕ°)

L'angolo di resistenza al taglio viene stimata attraverso i seguenti metodi:

- **Metodo di Durgunoglu & Mitchell (1975)-Robertson & Campanella (1983) – Chen & Juang (1996) (φ_1)**

$$\tan \varphi = \frac{1}{C_1} \ln \left(\frac{\frac{R_p}{\sigma'_v}}{C_2} \right)$$

Dove:

C_1 e C_2 = Coefficienti di Chen e Juang che possono assumere i seguenti valori

compressibilità del terreno	C_1	C_2
bassa compressibilità	7.629	0.94
media compressibilità	6.82	0.266
alta compressibilità	6.079	0.34

Il grado di compressibilità del terreno è legato al rapporto d'attrito

$FR = R_L/R_p$, quindi se:

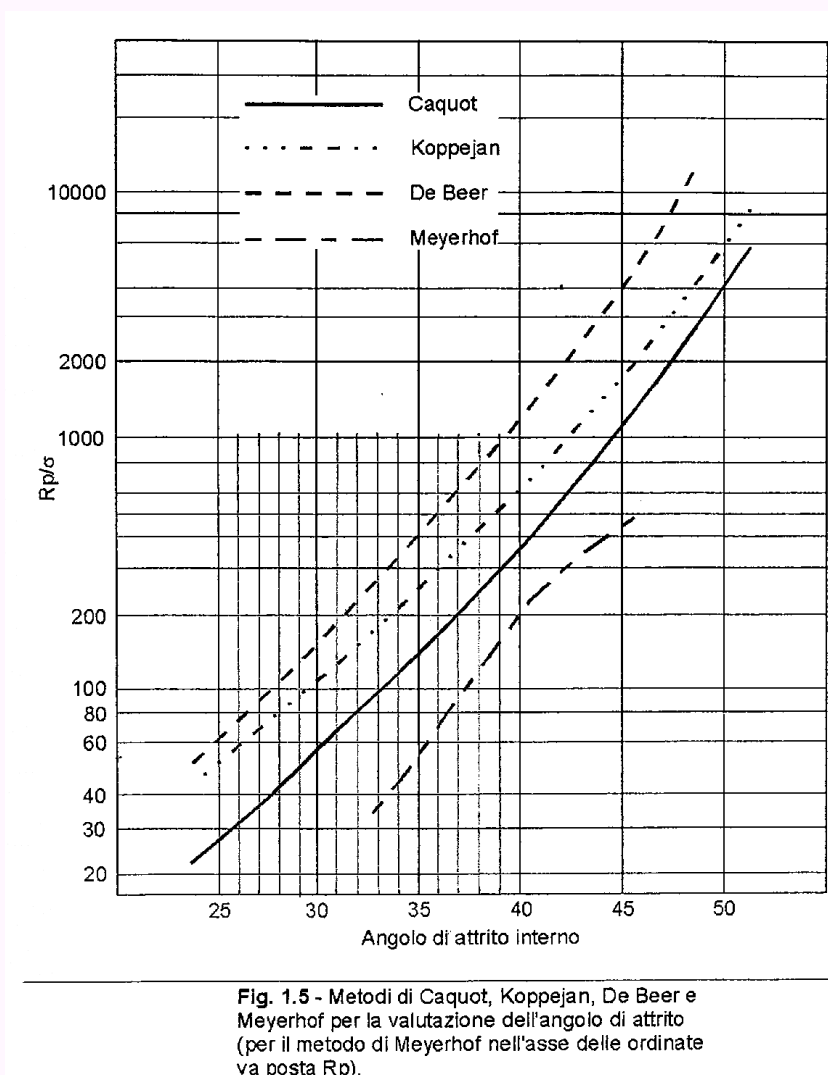
FR	Compressibilità
< 0.4	Bassa
0.4 ÷ 0.65	Media
>0.65	Alta

- **Metodi di De Beer, Caquot e Koppejan (φ_2 - φ_3 - φ_4)**

I tre metodi trovano le loro condizioni ottimali di applicabilità per sabbie NC (normalmente consolidate) e non cementate per profondità maggiori di 2 metri (terreni saturi) o di 1 metro (terreni non saturi).

In sabbie cementate va tenuto presente che ad un aumento di R_p può non corrispondere automaticamente un aumento di φ , e quindi i valori ottenuti vanno considerati con estrema cautela.

L'angolo di attrito viene stimato attraverso il grafico di Fig. 1.5 dove s è la pressione efficace a metà strato misurata in Kg/cm² e R_p la resistenza alla punta media dello strato.



Poiché lo stato tensionale indotto dalla penetrazione del cono del penetrometro statico può essere molto alto, i valori degli angoli d'attrito (ϕ°) calcolati con i metodi sopra elencati risultano sovrastimati; è quindi opportuno correggere i valori stimati con un fattore di correzione $\Delta\phi^\circ$ da sottrarre al valore di ϕ° .

Tale fattore è calcolato col :

➤ **Metodo di Chen & Juang derivato dai fattori di riduzione di Meing**

$$\Delta\phi^\circ = 9.311Dr^3 - 5.122Dr^2 + 3.753Dr - 0.013$$

- Densità relativa – Dr(%)

La densità relativa viene stimata attraverso i seguenti metodi:

- **Metodo di Lancellotta (1991) (Dr₁)**

$$Dr(1) = -98 + 66 \log \left(\frac{R_p}{\sqrt{\sigma'_v}} \right)$$

- **Metodo Tanizawa (1990) (Dr₂)**

$$Dr(2) = -79.5 + 14.35 \times R_p^{0.25} \times \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0.125}$$

Per le prove penetrometriche dinamiche

Per le prove penetrometriche dinamiche il metodo di interpretazione usato consiste nel risalire da N₃₀ (numero di colpi del penetrometro necessari per l'infissione della punta di 30 cm) a N_{spt} (numero di colpi della prova standard penetration test) ed usare le correlazioni messe a punto per questo tipo di prova.

Il valore di N_{SPT} si ricava dalla formula di LaCroix & Horn (1973), secondo cui:

$$N_{SPT} = \left(\frac{W \times H}{6.2 \times D^2 \times L} \right) \times N$$

dove:

- W** = Peso del maglio in Kg
H = Altezza di caduta in cm
D = Diametro del cono in cm
L = Penetrazione standard in cm
N = Numero di colpi misurato nella prova penetrometrica

Il valore corrispondente della costante di trasformazione per il penetrometro superpesante Meardi-Agi (DPSH73) è pari a 1.16, quindi:

$$N_{SPT} = 1.16 \times N_{30}$$

La determinazione dei parametri più significativi dei terreni è stata effettuata con i

seguenti metodi:

- Coesione non drenata - C_u

La coesione non drenata viene stimata attraverso i seguenti metodi:

➤ **Metodo di Stroud & Butler (1975) (C_{u1})**

$$C_u = 4N_{SPT} \div 6N_{SPT} \quad (\text{KPa}) \quad \text{per } N_{SPT} > 5$$

$$C_u = 5 + 7.5N_{SPT} \quad (\text{KPa}) \quad \text{per } N_{SPT} < 5$$

➤ **Metodo di Terzaghi & Peck (1948) (C_{u2})**

$$C_u = 6.4N_{60}$$

Dove:

N_{60} = Numero di colpi N corretto per l'energia di battuta standardizzata del 60% ricavato dalla formula:

$$N_{60} = N_{SPT} \times C_E \times C_B \times C_S \times C_R$$

Dove:

C_E = Correzione per il rapporto di energia che poniamo pari a 1.00

C_B = Correzione per il diametro del foro che poniamo pari a 1.00

C_S = Correzione per il metodo di campionamento che poniamo pari a 1.00

C_R = Correzione per la lunghezza delle aste che varia in base alla lunghezza delle aste sotto la testa di battuta:

Lunghezza aste sotto la testa di battuta (m)	C_R
3 ÷ 4	0.75
4 ÷ 6	0.85
6 ÷ 10	0.95
> 10	1.00

➤ **Metodo di Sowers (1968) (C_{u3})**

$$C_u = 7.26N_{60}$$

➤ **Metodo di Hara & al. (1974) (C_{u4})**

$$C_u = 28.4N_{60}^{0.72}$$

➤ **Metodo di Bruschi (2004) (C_{u5})**

$$C_u = 6.5N_{60}$$

- Angolo d'attrito (φ)

- **Metodo secondo Hatanaka & Uchida (1996)** (φ_1)

$$\varphi = 20 + \sqrt{15.4 N_{1(60)}}$$

Dove:

$N_{1(60)}$ = Numero di colpi N_{60} corretto per l'influenza della pressione litostatica σ'_v ricavato dalla formula:

$$N_{1(60)} = CN \times N_{60}$$

Dove:

CN = Fattore di correzione in funzione della pressione litostatica, ricavato dalla formula :

$$CN = \sqrt{\frac{98.1}{\sigma'_v}}$$

- **Metodo secondo Wolf (1989)** (φ_2)

$$\varphi = 27.1 + 0.3 N_{1(60)} - 0.00051 N_{1(60)}^2$$

- **Metodo "Road Bridge Specification"** (φ_3)

Il metodo si basa sulla seguente relazione:

$$\varphi (^{\circ}) = [(15 \times N_{spt})^{0.5}] + 15;$$

dove N_{spt} è il numero di colpi medio misurato nello strato.

- **Metodo "Japanese National Railway"** (φ_4)

Il metodo si basa sulla seguente relazione:

$$\varphi (^{\circ}) = 0.3 \times N_{spt} + 27;$$

dove N_{spt} è il numero di colpi medio misurato nello strato.

- **Metodo secondo Owasaki & Iwasaki** (φ_5)

Il metodo si basa sulla seguente relazione:

$$\varphi (^{\circ}) = [(20 \times N_{spt})^{0.5}] + 15;$$

dove N_{spt} è il numero di colpi medio misurato nello strato.

- *Densità relativa – Dr(%)*

La densità relativa viene stimata attraverso i seguenti metodi:

- **Metodo di Meyerhof (1957) (Dr₁)**

$$Dr = 21 \sqrt{\frac{N}{(0.7 + \frac{\sigma'_v}{98})}}$$

- **Metodo Terzaghi & Peck (1976) (Dr₂)**

$$Dr = 100 \sqrt{\frac{N_{1(60)}}{60}}$$

- **Metodo Schultze & Menzenbach (1961) (Dr₃)**

$$\ln(Dr) = 0.478 \ln(N_{60}) - 0.261 \ln(\sigma'_v) + 2.84$$

Dove σ'_v è espresso in Kg/cm²

- **Metodo Bazaraa (1977) (Dr₄)**

$$Dr = \sqrt{\frac{N_{60}}{20(1 + 4.1\sigma'_v)}} \quad se \sigma'_v \leq 0.732$$

$$Dr = \sqrt{\frac{N_{60}}{20(3.24 + 1.024\sigma'_v)}} \quad se \sigma'_v > 0.732$$

- **Metodo Fardis & Veneziano (1981) (Dr₅)**

$$\ln(Dr) = \frac{\ln(N_{60}) - [2.67 + 0.442 \ln(\sigma'_v)]}{2.06}$$

Dove σ'_v è espresso in psi (1 psi ~0.07 Kg/cm²)

- **Metodo Kokusho & al. (1983) (Dr₆)**

$$Dr = 36 \left(\frac{N}{\frac{\sigma'_v}{98} + 1.5} \right)^{0.37}$$

○ **Metodo Yoshida & al. (1988) (Dr₇)**

$$Dr = 25 \left[(N_{SPT})_{60} \left(\frac{60}{78} \right) \right]^{-0.46} \times (\sigma'_v)^{0.12}$$

○ **Metodo Hatanaka & Feng (2006) (Dr₈)**

$$Dr = 1.55N_1 + 40 \quad \text{per} \quad 0 \leq N_1 \leq 25$$

$$Dr = 0.84N_1 + 57.8 \quad \text{per} \quad 25 \leq N_1 \leq 50$$

Dove:

N₁= Numero di colpi N₃₀ corretto per l'influenza della pressione litostatica σ'_v ricavato dalla formula:

$$N_1 = CN \times N_{30}$$

MODELLO GEOTECNICO**CPT 1**

Livello	R _P medio Kg/cm ²	R _L medio Kg/cm ²	da m	a m	σ'_v Kg/cm ²	R _P (1) Kg/cm ²
A	Dislivello fra il c.s. ± 0.00 m e il p.c.					
B	Terreno aerato limoso sabbioso e/o riporti ghiaiosi sabbiosi					
C	20	1,38	9	2,4	20	1,38
D1	134	2,39	2,4	3,8	134	2,39
D2	22,5	1,17	3,8	4,2	22,5	1,17
D3	186	2,52	4,2	9	186	2,52

Calcolo della densità relativa (*Dr*) secondo vari Autori

Livello	Dr(1) %	Dr(2) %	$\Delta\phi^\circ(1)$	$\Delta\phi^\circ(2)$
A	Dislivello fra il c.s. ± 0.00 m e il p.c.			
B	Terreno aerato limoso sabbioso e/o riporti ghiaiosi sabbiosi			
C	24	17	0,71	0,52
D1	84	86	5,01	5,38
D2	30	24	0,90	0,73
D3	86	89	5,37	5,83

Calcolo dell'angolo di resistenza al taglio (ϕ°) secondo vari Autori

Livello	$\phi^\circ(1)$	$\phi^\circ(2)$	$\phi^\circ(3)$	$\phi^\circ(4)$	$\phi^\circ(1)^*$	$\phi^\circ(1)^{**}$	$\phi^\circ(2)^*$	$\phi^\circ(2)^{**}$	$\phi^\circ(3)^*$	$\phi^\circ(3)^{**}$	$\phi^\circ(4)^*$	$\phi^\circ(4)^{**}$
A	Dislivello fra il c.s. ± 0.00 m e il p.c.											
B	Terreno aerato limoso sabbioso e/o riporti ghiaiosi sabbiosi											
C	30	26	28	31	28	28	24	24	26	26	29	29
D1	23	26	27	31	22	23	25	25	26	26	30	30
D2	36	33	35	38	31	31	28	28	30	30	33	33
D3	25	-	-	26	24	24	-	-	-	-	25	25

Dove:

$\phi^\circ(1)$ = Metodo di Durgunoglu & Mitchell (1975)-Robertson & Campanella (1983) –
Chen & Juang (1996) (ϕ_1)

$\phi^\circ(2)$ = Metodo di De Beer

$\phi^\circ(3)$ = Metodo di Koppejan

$\phi^\circ(4)$ = Metodo di Caquot

$\phi^\circ(n)^*$ = $\phi^\circ(n) - \Delta\phi^\circ(1)$

$$\varphi^{\circ}(n)^{**} = \varphi^{\circ}(n) - \Delta\varphi^{\circ}(2)$$

CPT 2

Livello	R _P medio Kg/cm ²	R _L medio Kg/cm ²	da m	a m	σ _v Kg/cm ²	R _P (1) Kg/cm ²
A	Dislivello fra il c.s. ±0.00 m e il p.c.					
B	Terreno aerato limoso sabbioso e/o riporti ghiaiosi sabbiosi					
C	31	1,3	0,8	2,8	31	1,3
D	215	2,46	2,8	9	215	2,46

Calcolo della densità relativa (Dr) secondo vari Autori

Livello	Dr(1) %	Dr(2) %	Δφ°(1)	Δφ°(2)
A	Dislivello fra il c.s. ±0.00 m e il p.c.			
B	Terreno aerato limoso sabbioso e/o riporti ghiaiosi sabbiosi			
C	50	47	1,72	1,58
D	91	95	6,25	6,91

Calcolo dell'angolo di resistenza al taglio (φ°) secondo vari Autori

Livello	φ°(1)	φ°(2)	φ°(3)	φ°(4)	φ°(1)*	φ°(1)**	φ°(2)*	φ°(2)**	φ°(3)*	φ°(3)**	φ°(4)*	φ°(4)**
A	Dislivello fra il c.s. ±0.00 m e il p.c.											
B	Terreno aerato limoso sabbioso e/o riporti ghiaiosi sabbiosi											
C	31	28	29	33	29	30	26	26	27	27	31	31
D	36	33	35	38	30	29	27	26	29	28	32	31

Dove:

 φ°(1) = Metodo di Durgunoglu & Mitchell (1975)-Robertson & Campanella (1983) –
Chen & Juang (1996) (φ₁)

φ°(2) = Metodo di De Beer

φ°(3) = Metodo di Koppejan

φ°(4) = Metodo di Caquot

φ°(n)* = φ°(n) - Δφ°(1)

φ°(n)** = φ°(n) - Δφ°(2)

CPT 3

Livello	R_P medio Kg/cm ²	R_L medio Kg/cm ²	da m	a m	σ'_v Kg/cm ²	$R_P(1)$ Kg/cm ²
A	Dislivello fra il c.s. ± 0.00 m e il p.c.					
B	Terreno aerato limoso sabbioso e/o riporti ghiaiosi sabbiosi					
C	40	1,77	1,6	2,4	40	1,77
D1	147	2,39	2,4	4,2	147	2,39
D2	41	2,35	4,2	4,8	41	2,35
D3	273	2,53	4,8	7	273	2,53

Calcolo della densità relativa (Dr) secondo vari Autori

Livello	$Dr(1)$ %	$Dr(2)$ %	$\Delta\phi^\circ(1)$	$\Delta\phi^\circ(2)$
A	Dislivello fra il c.s. ± 0.00 m e il p.c.			
B	Terreno aerato limoso sabbioso e/o riporti ghiaiosi sabbiosi			
C	C	55	54	2,08
D1	D1	88	92	5,73
D2	D2	49	46	1,69
D3	D3	100	105	8,04

Calcolo dell'angolo di resistenza al taglio (ϕ°) secondo vari Autori

Livello	$\phi^\circ(1)$	$\phi^\circ(2)$	$\phi^\circ(3)$	$\phi^\circ(4)$	$\phi^\circ(1)^*$	$\phi^\circ(1)^{**}$	$\phi^\circ(2)^*$	$\phi^\circ(2)^{**}$	$\phi^\circ(3)^*$	$\phi^\circ(3)^{**}$	$\phi^\circ(4)^*$	$\phi^\circ(4)^{**}$
A	Dislivello fra il c.s. ± 0.00 m e il p.c.											
B	Terreno aerato limoso sabbioso e/o riporti ghiaiosi sabbiosi											
C	32	28	30	33	30	30	26	26	28	28	31	31
D1	37	34	37	40	31	31	28	28	31	31	34	34
D2	29	26	27	31	28	28	24	24	25	25	29	29
D3	38	35	38	41	30	29	27	26	30	29	33	32

Dove:

$\phi^\circ(1)$ = Metodo di Durgunoglu & Mitchell (1975)-Robertson & Campanella (1983) –
Chen & Juang (1996) (ϕ_1)

$\phi^\circ(2)$ = Metodo di De Beer

$\phi^\circ(3)$ = Metodo di Koppejan

$\phi^\circ(4)$ = Metodo di Caquot

$\phi^\circ(n)^* = \phi^\circ(n) - \Delta\phi^\circ(1)$

$\phi^\circ(n)^{**} = \phi^\circ(n) - \Delta\phi^\circ(2)$

DP 3

Livello	N ₃₀	N _{SPT}	da m	a m	Prof. _{media} m	σ'_v Kg/cm ²	C _N	N ₆₀	N ₁₍₆₀₎	N ₁
A	Dislivello fra il c.s. ± 0.00 m e il p.c.									
B	Terreno aerato limoso sabbioso e/o riporti ghiaiosi sabbiosi									
C	6	6,96	1,5	2,1	1,8	0,324	1,20	6,37	7,64	7,20
D1	13	15,08	2,1	3,6	2,85	0,513	1,20	13,80	16,56	15,60
D2	5	5,80	3,6	4,5	4,05	0,6957	1,19	6,62	7,86	5,94
D3	16	18,56	4,5	13,8	9,15	1,1547	0,92	21,51	19,83	14,75

Calcolo dell'angolo d'attrito (ϕ°) secondo vari Autori

Livello	$\phi^\circ(1)$ Hatanaka e Uchida	$\phi^\circ(2)$ Wolff	$\phi^\circ(3)$ Road Bridge Specificatio	$\phi^\circ(4)$ Japanese Nation Railway	$\phi^\circ(5)$ Owasaky & Iwasaki
A	Dislivello fra il c.s. ± 0.00 m e il p.c.				
B	Terreno aerato limoso sabbioso e/o riporti ghiaiosi sabbiosi				
C	31°	29°	25°	29°	27°
D1	36°	32°	30°	32°	32°
D2	31°	29°	24°	29°	26°
D3	37°	33°	32°	33°	34°

Calcolo della densità relativa (Dr) secondo vari Autori

Livello	Dr(1) %	Dr(2) %	Dr(3) %	Dr(4) %	Dr(5) %	Dr(6) %	Dr(7) %	Dr(8) %
	Meyerhof	Terzaghi e Peck	Schultze e Menzenbach	Bazaraa	Fardis e Veneziano	Kokusho	Yoshida	Hatanaka e Feng
A	Dislivello fra il c.s. ± 0.00 m e il p.c.							
B	Terreno aerato limoso sabbioso e/o riporti ghiaiosi sabbiosi							
C	51	36	56	37	48	25	34	51
D1	68	53	71	47	64	34	46	64
D2	40	36	46	29	42	24	32	49
D3	61	57	71	49	67	36	51	63

Tabella prova Cpt n. 1

N.	Prof.	Rp (Kg/cmq)	RI (Kg/cmq)	Rt (Kg)	Rp/RI
1	0,20	24,00	0,87	0,00	27,69
2	0,40	31,00	1,07	0,00	29,06
3	0,60	42,00	1,73	0,00	24,23
4	0,80	33,00	1,47	0,00	22,50
5	1,00	25,00	2,20	0,00	11,36
6	1,20	21,00	1,93	0,00	10,86
7	1,40	18,00	1,73	0,00	10,38
8	1,60	16,00	0,87	0,00	18,46
9	1,80	17,00	1,20	0,00	14,17
10	2,00	22,00	1,20	0,00	18,33
11	2,20	6,00	0,40	0,00	15,00
12	2,40	27,00	1,87	0,00	14,46
13	2,60	103,00	2,27	0,00	45,44
14	2,80	189,00	2,40	0,00	78,75
15	3,00	164,00	2,40	0,00	68,33
16	3,20	139,00	2,40	0,00	57,92
17	3,40	180,00	2,47	0,00	72,97
18	3,60	68,00	2,27	0,00	30,00
19	3,80	93,00	2,53	0,00	36,71
20	4,00	22,00	1,13	0,00	19,41
21	4,20	23,00	1,20	0,00	19,17
22	4,40	77,00	2,07	0,00	37,26
23	4,60	291,00	2,40	0,00	121,25
24	4,80	111,00	2,60	0,00	42,69
25	5,00	102,00	2,53	0,00	40,26
26	5,20	159,00	2,47	0,00	64,46
27	5,40	228,00	2,47	0,00	92,43
28	5,60	202,00	2,53	0,00	79,74
29	5,80	161,00	2,60	0,00	61,92
30	6,00	77,00	2,13	0,00	36,09
31	6,20	115,00	2,47	0,00	46,62
32	6,40	141,00	2,40	0,00	58,75
33	6,60	149,00	2,33	0,00	63,86
34	6,80	191,00	2,33	0,00	81,86
35	7,00	222,00	2,53	0,00	87,63
36	7,20	150,00	2,80	0,00	53,57
37	7,40	142,00	1,33	0,00	106,50
38	7,60	140,00	3,47	0,00	40,38
39	7,80	48,00	3,33	0,00	14,40
40	8,00	181,00	2,40	0,00	75,42
41	8,20	271,00	2,33	0,00	116,14
42	8,40	209,00	2,40	0,00	87,08
43	8,60	300,00	3,27	0,00	91,84
44	8,80	400,00	2,67	0,00	150,00
45	9,00	400,00	2,67	0,00	150,00

Tabella prova Cpt n. 2

N.	Prof.	Rp (Kg/cmq)	RI (Kg/cmq)	Rt (Kg)	Rp/RI
1	0,20	18,00	0,87	0,00	20,77
2	0,40	31,00	0,80	0,00	38,75
3	0,60	43,00	2,47	0,00	17,43
4	0,80	48,00	0,73	0,00	65,45
5	1,00	20,00	2,00	0,00	10,00
6	1,20	20,00	1,47	0,00	13,64
7	1,40	14,00	1,00	0,00	14,00
8	1,60	25,00	0,93	0,00	26,79
9	1,80	58,00	1,60	0,00	36,25
10	2,00	40,00	1,33	0,00	30,00
11	2,20	44,00	0,73	0,00	60,00
12	2,40	18,00	0,87	0,00	20,77
13	2,60	24,00	1,60	0,00	15,00
14	2,80	29,00	1,20	0,00	24,17
15	3,00	127,00	2,53	0,00	50,13
16	3,20	97,00	2,53	0,00	38,29
17	3,40	69,00	2,33	0,00	29,57
18	3,60	90,00	2,53	0,00	35,53
19	3,80	120,00	2,40	0,00	50,00
20	4,00	122,00	2,53	0,00	48,16
21	4,20	183,00	2,47	0,00	74,19
22	4,40	244,00	2,47	0,00	98,92
23	4,60	360,00	2,40	0,00	150,00
24	4,80	347,00	2,40	0,00	144,58
25	5,00	364,00	2,47	0,00	147,57
26	5,20	200,00	2,67	0,00	75,00
27	5,40	164,00	2,40	0,00	68,33
28	5,60	79,00	2,53	0,00	31,18
29	5,80	110,00	2,40	0,00	45,83
30	6,00	112,00	2,53	0,00	44,21
31	6,20	97,00	2,47	0,00	39,32
32	6,40	230,00	2,40	0,00	95,83
33	6,60	340,00	2,33	0,00	145,71
34	6,80	242,00	2,53	0,00	95,53
35	7,00	272,00	2,47	0,00	110,27
36	7,20	263,00	2,53	0,00	103,82
37	7,40	170,00	2,40	0,00	70,83
38	7,60	175,00	2,47	0,00	70,95
39	7,80	301,00	2,33	0,00	129,00
40	8,00	216,00	2,40	0,00	90,00
41	8,20	222,00	2,33	0,00	95,14
42	8,40	245,00	2,47	0,00	99,32
43	8,60	322,00	2,33	0,00	138,00
44	8,80	400,00	2,67	0,00	150,00
45	9,00	400,00	2,67	0,00	150,00

Tabella prova CPT n. 3

N.	Prof(m)	Rp(kg/cm ²)	Rl(kg/cm ²)	Rt(kg)	Rp/Rl
1	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,40	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00
4	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00
5	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6	1,20	0,00	0,00	0,00	0,00
7	1,40	50,00	1,07	0,00	46,88
8	1,60	54,00	1,20	0,00	45,00
9	1,80	32,00	1,87	0,00	17,14
10	2,00	31,00	0,87	0,00	35,77
11	2,20	51,00	2,33	0,00	21,86
12	2,40	47,00	2,07	0,00	22,74
13	2,60	119,00	2,53	0,00	46,97
14	2,80	143,00	2,47	0,00	57,97
15	3,00	206,00	2,40	0,00	85,83
16	3,20	242,00	2,33	0,00	103,71
17	3,40	222,00	2,27	0,00	97,94
18	3,60	100,00	2,13	0,00	46,88
19	3,80	130,00	2,47	0,00	52,70
20	4,00	70,00	2,47	0,00	28,38
21	4,20	90,00	2,40	0,00	37,50
22	4,40	33,00	2,33	0,00	14,14
23	4,60	33,00	2,27	0,00	14,56
24	4,80	57,00	2,47	0,00	23,11
25	5,00	184,00	2,40	0,00	76,67
26	5,20	249,00	2,47	0,00	100,95
27	5,40	134,00	2,47	0,00	54,32
28	5,60	170,00	2,47	0,00	68,92
29	5,80	70,00	2,47	0,00	28,38
30	6,00	220,00	2,53	0,00	86,84
31	6,20	380,00	2,40	0,00	158,33
32	6,40	400,00	2,67	0,00	150,00
33	6,60	400,00	2,67	0,00	150,00
34	6,80	400,00	2,67	0,00	150,00
35	7,00	400,00	2,67	0,00	150,00

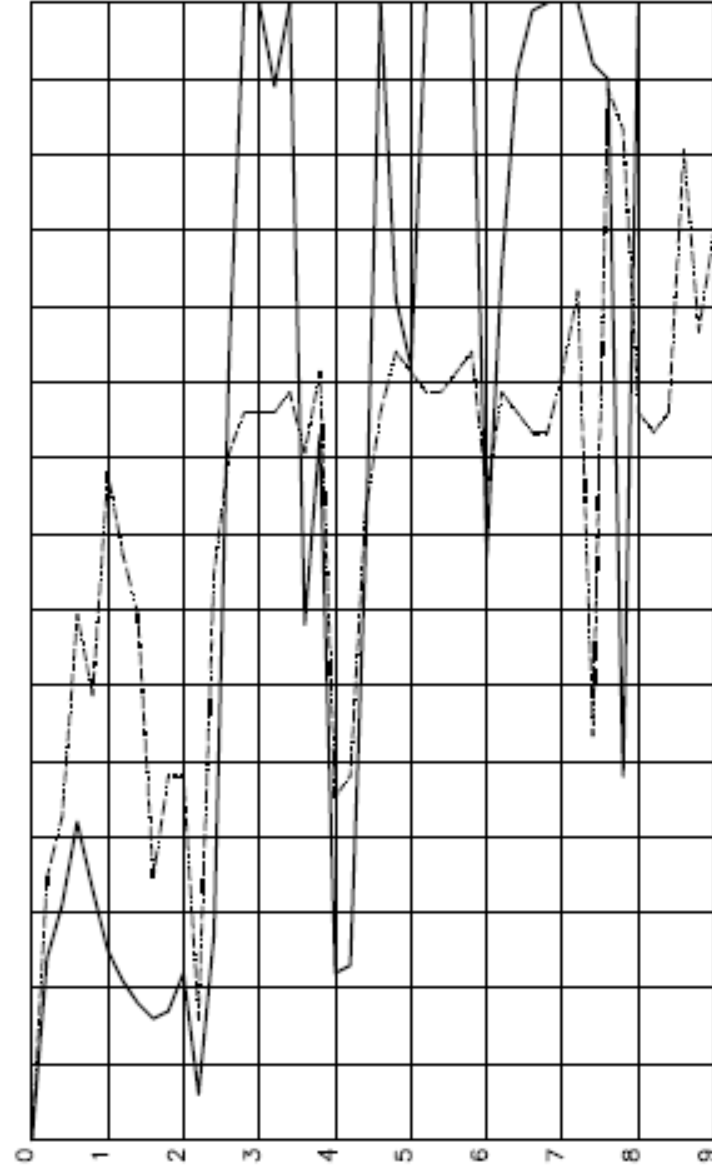
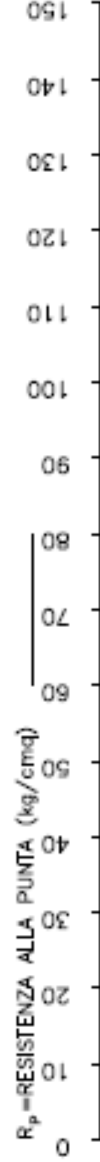
PROVA PENETROMETRICA STATICA (P.P.S.)

CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI MEDIANTE IL
RAPPORTO R_p/R_q (A.G.I. 1977)

R_q = RESISTENZA DI ATRITO LATERALE LOCALE (kg/cmq)

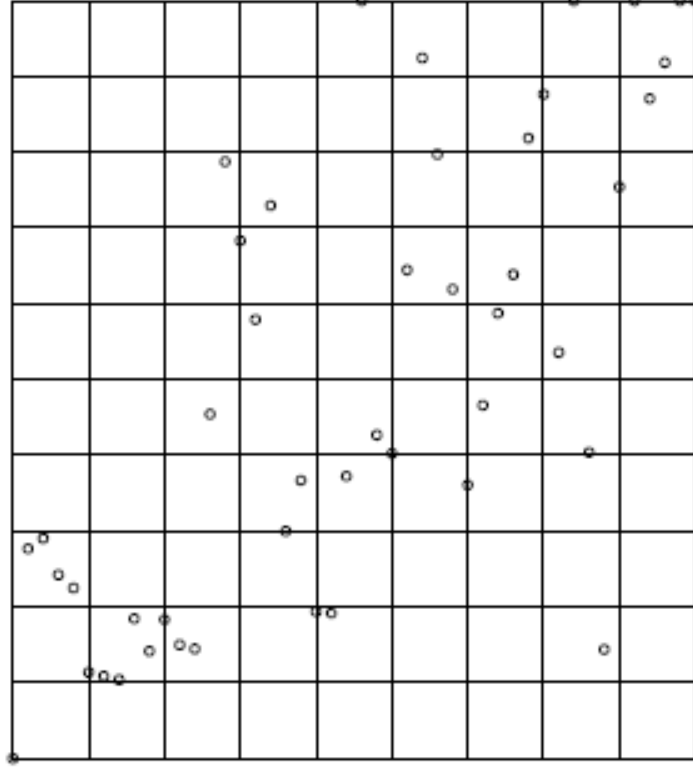
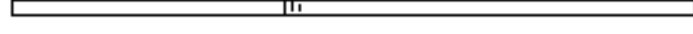
0 1 2 3 4 5

R_p = RESISTENZA ALLA PUNTA (kg/cmq)



TORBE ARGILLE ORGANICHE	LIMI ED ARGILLE	LIMI SABBIOSI E SABBIE LIMOSE	SABBIE E SABBIE CON GHIAIE
-------------------------------	--------------------	----------------------------------	-------------------------------

H₂O



PROVA PENETROMETRICA STATICA (P.P.S.)

CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI MEDIANTE IL
RAPPORTO R_p/R_q (A.G.I. 1977)

R_q = RESISTENZA DI ATRITO LATERALE LOCALE (kg/cmq)

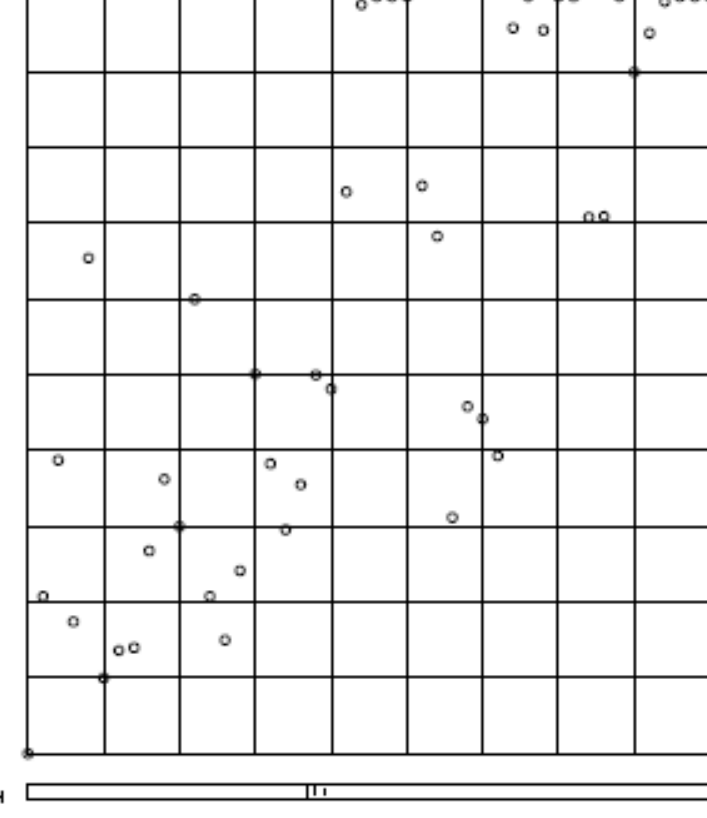
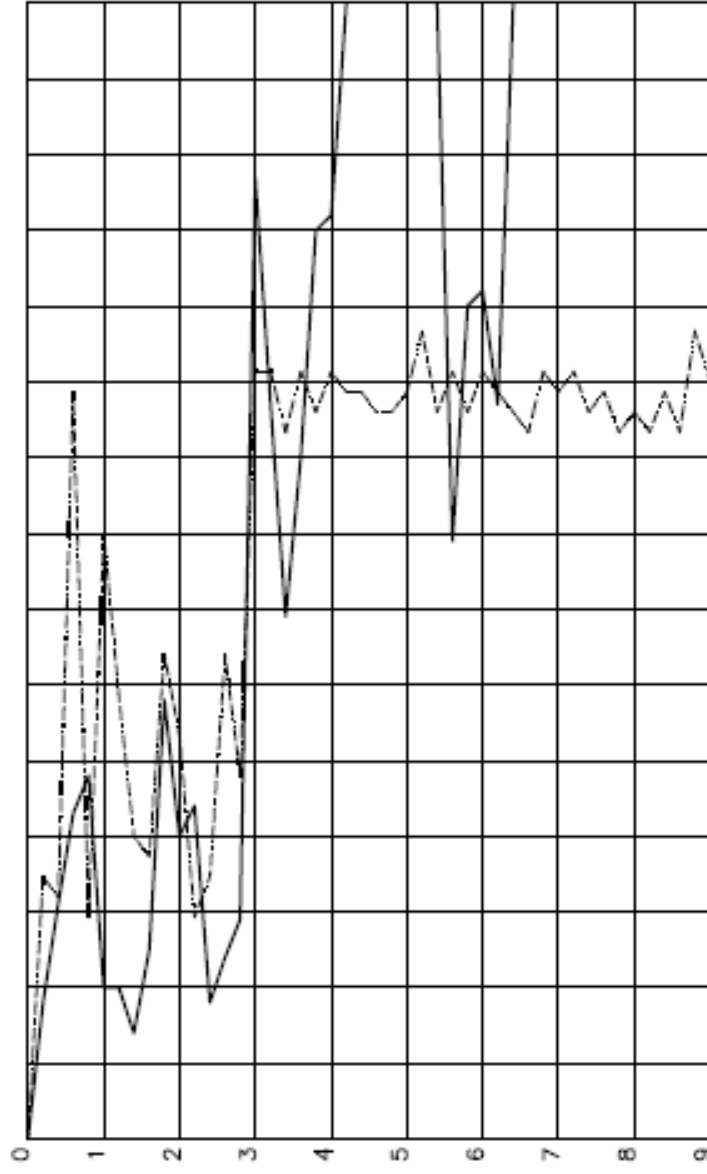
0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120 130 140 150

R_p = RESISTENZA ALLA PUNTA (kg/cmq)

0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120 130 140 150

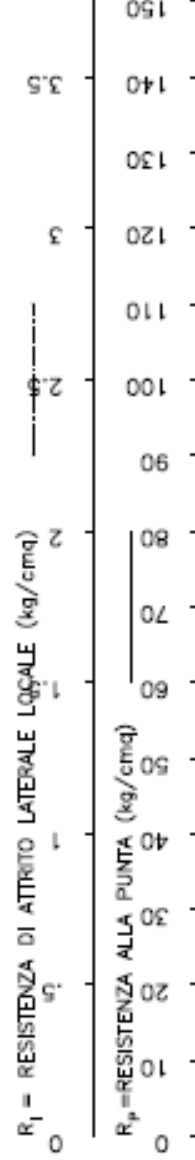
TORBE ARGILLE ORGANICHE	LIMI ED ARGILLE	LIMI SABBIOSI E SABBIE LIMOSE	SABBIE E SABBIE CON GHIAIE
0	15	30	60

H₂O

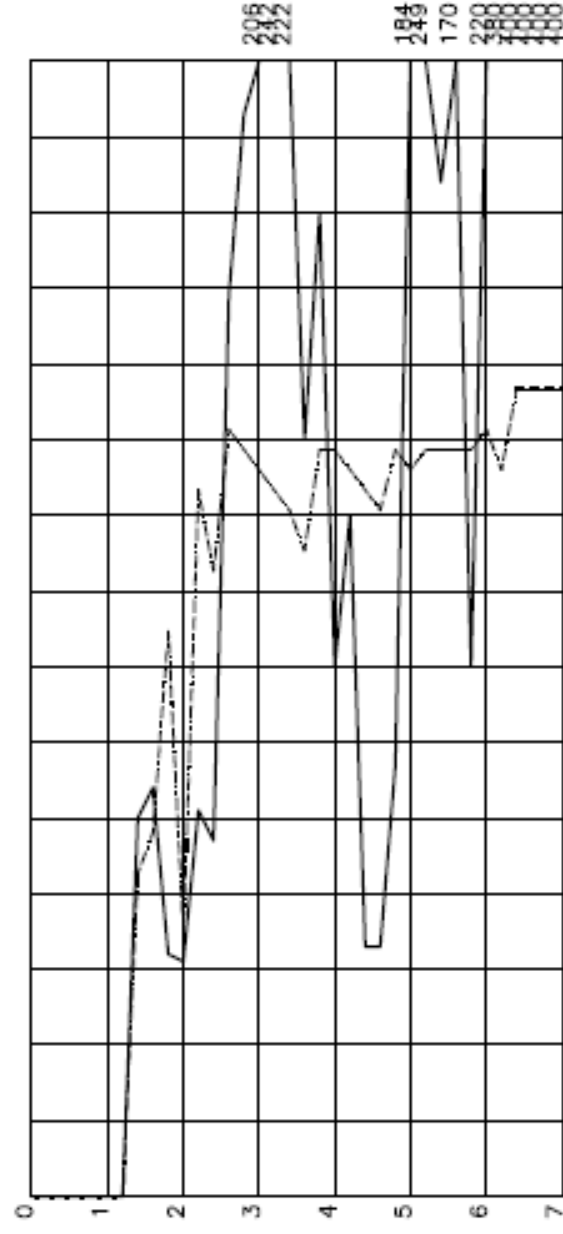


PROVA PENETROMETRICA STATICA (P.P.S.)

R_1 = RESISTENZA DI ATRIBTO LATERALE LOCALE (kg/cmq) $\frac{1}{2}$ $\frac{1}{2}$

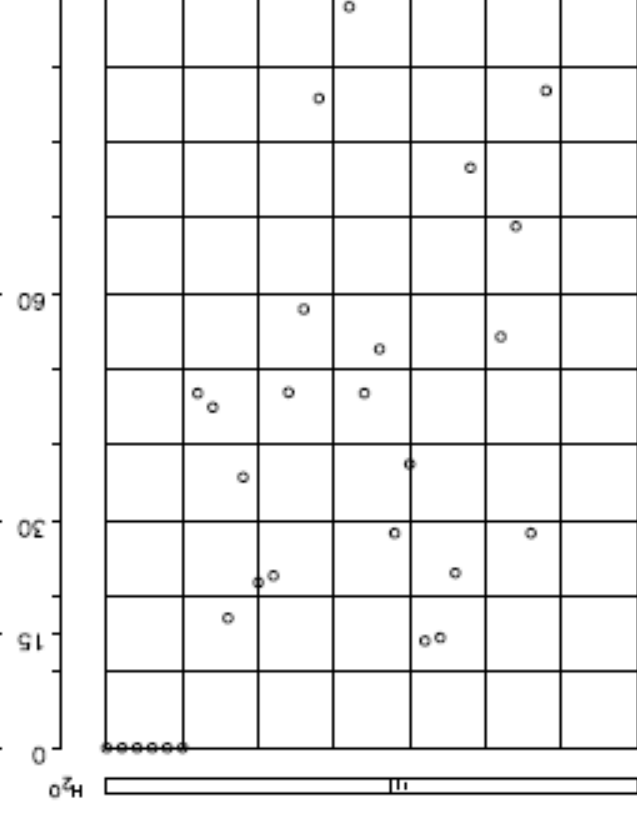


R_p = RESISTENZA ALLA PUNTA (kg/cmq)



CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI MEDIANTE IL
RAPPORTO R_p/R_1 (A.G.I. 1977)

TORBE ARGILLE ORGANICHE	LIMI ED ARGILLE	LIMI SABBIOSI E SABBIE LIMOSE	SABBIE E SABBIE CON GHIAIE
-------------------------------	--------------------	----------------------------------	-------------------------------



INGEO SINTESI srl

Via Pola, 24 – 36040 Torri di Quartesolo VI
tel.0444 26.74.06 fax. 0444.26.94.55
e-mail ingeo@ingeosintesi.it

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**

Committente: Marostica Giuseppe Rottami S.p.A.
Cantiere: Via dell'Artigianato 45
Località: Bressanvido (VI)

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: INGEO-DPSH Meardi-Agi 73 Kg

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	73 Kg
Altezza di caduta libera	0,75 m
Peso sistema di battuta	11,7 Kg
Diametro punta conica	50,80 mm
Area di base punta	20,27 cm ²
Lunghezza delle aste	1,5 m
Peso aste a metro	7,8 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,90 m
Avanzamento punta	0,30 m
Numero colpi per punta	N(30)
Coeff. Correlazione	1,504
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	60 °

OPERATORE**RESPONSABILE**

PROVA ...DP3

Strumento utilizzato...

INGEO-DPSH Meardi-Agi 73 Kg

Prova eseguita in data

03/09/2012

Profondità prova

13,80 mt

Falda non rilevata

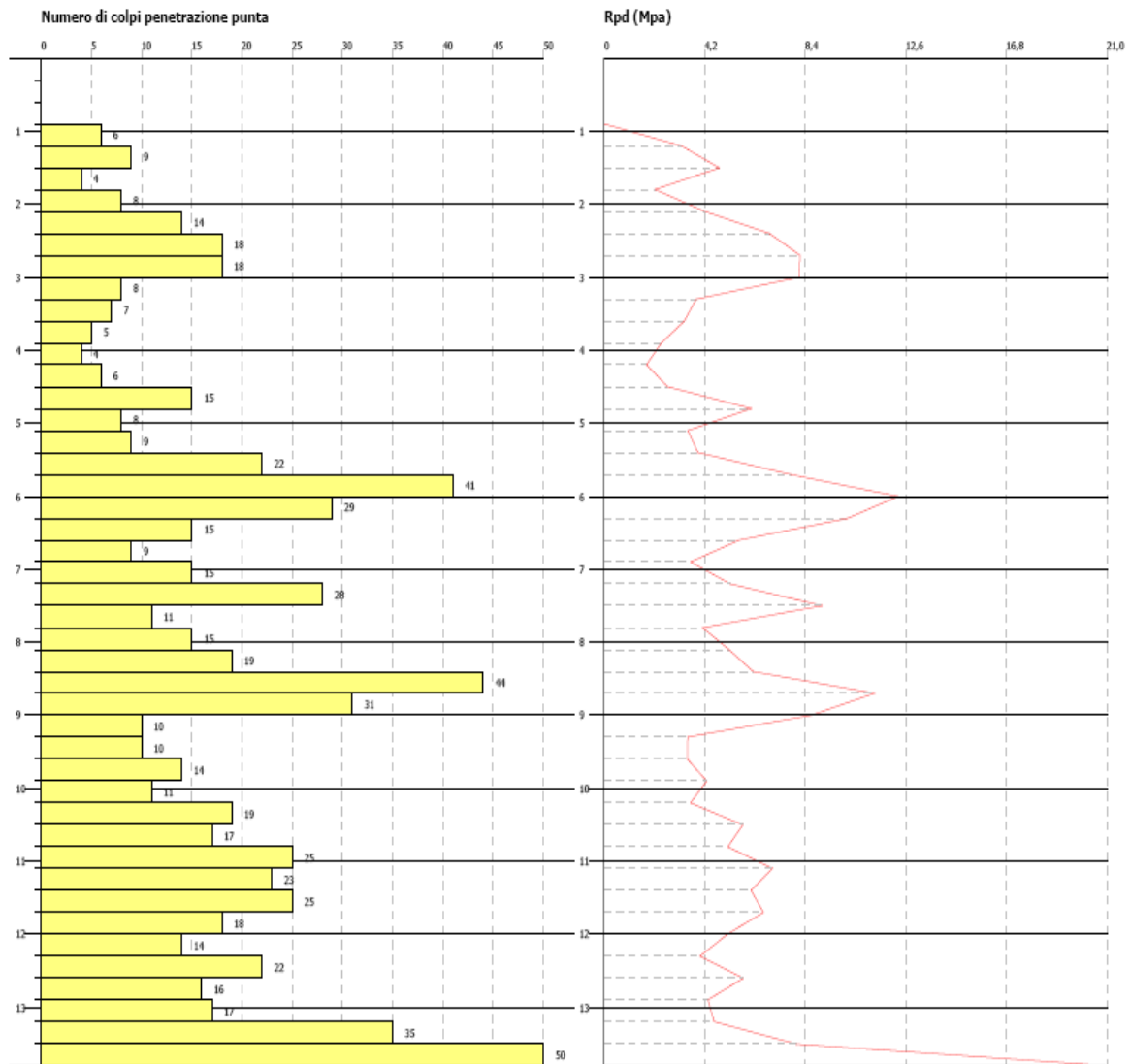
Profondità (m)	Nr. Colpi	Res. dinamica (Mpa)
0,30	0	0,00
0,60	0	0,00
0,90	0	0,00
1,20	6	3,86
1,50	9	5,78
1,80	4	2,57
2,10	8	5,14
2,40	14	9,00
2,70	18	10,73
3,00	18	10,73
3,30	8	4,77
3,60	7	4,17
3,90	5	2,98
4,20	4	2,22
4,50	6	3,34
4,80	15	8,34
5,10	8	4,45
5,40	9	5,01
5,70	22	11,46
6,00	41	21,36
6,30	29	15,11
6,60	15	7,82
6,90	9	4,69
7,20	15	7,35
7,50	28	13,72
7,80	11	5,39
8,10	15	7,35
8,40	19	9,31
8,70	44	20,36
9,00	31	14,34
9,30	10	4,63
9,60	10	4,63
9,90	14	6,48
10,20	11	4,82
10,50	19	8,33
10,80	17	7,45
11,10	25	10,95
11,40	23	10,08
11,70	25	10,40
12,00	18	7,49
12,30	14	5,83
12,60	22	9,15
12,90	16	6,66
13,20	17	6,73
13,50	35	13,87
13,80	100	39,62

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DP3
Strumento utilizzato... INGEO-DPSH Meardi-Agi 73 Kg
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA-Rpd

Committente : Marostica Giuseppe Rottami S.p.A.
Cantiere : Via dell'Artigianato 45
Località : Bressanvido (VI)

Data :03/09/2012

Scala 1:100



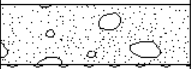
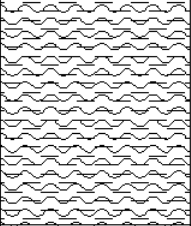
INGEO SINTESI srl

Via Pola, 24 – 36040 Torri di Quartesolo VI

tel. 0444 26.74.06 fax. 0444.26.94.55

e-mail ingeo@ingeosintesi.it

 INGEO SINTESI s.r.l. Via Pola, 24 - 36040 Torri di Quartesolo (VI) tel. 0444-267406, fax. 0444-269455 email: ingeo@ingeosintesi.it	Committente <u>Marostica Giuseppe Rottami S.p.A.</u>	SONDAGGIO S1 Il geologo M. Chendi
	Cantiere <u>Via dell'artigianato</u>	
	Località <u>Bressanvido (VI)</u>	
	Data Inizio <u>03/09/2012</u> Data Fine <u>03/09/2012</u>	

Scala 1:50	Profondità'	Stratigrafia	Descrizione	Falda
	0.40		Tuot venant ghiaioso sabbioso	
1			Limo argilloso debolmente sabbioso	
2	1.90		Limo sabbioso nocciola	
	2.40		Sabbia grossa limosa con ghiaia fine	
3	3.00			