

Provincia di PADOVA

Città di SAN MARTINO DI LUPARI

committenti:

AGF88
HOLDING

AGF88 HOLDING S.R.L.

firma: **AGF88 HOLDING S.r.l.**

P.Iva 02165070281

Via del Fabb, 7/d - 35018

S. MARTINO DI LUPARI (PD)

Tel. +39049999888

Fax +39049998929

FLORIANI RENATO

FLORIANI ARGEO

(PROCURATORE)

(PROCURATORE)

oggetto:

data:

20/03/2019

P.U.A. "DEL CONFINE"

Piano Urbanistico Attuativo di espansione aziendale
con opere di riqualificazione urbanistica, ricomposizione
e mitigazione ambientale

contenuto:

elaborato:

A.4

RELAZIONE SPECIALISTICA:
verifiche di compatibilità geologica,
geomorfologica - idrogeologica e sismica
(17/04/2014 - 18/05/2015 - 22/02/2019)

codice file: A.4.pdf

progettista:

DOTT. GABRIELE SOPPELSA - GEOLOGO

36061 Bassano del Grappa (VI) - San Donato 20

Tel. e Fax: 0424.503855 - e-mail: soppelsa@tiscali.it

COD. FISC.: SPP GRL 56T22 L157Y - P.IVA: 01283540241

timbro e firma:

coordinamento:



C E L E G H I N & A s s o c i a t i

Studio di Architettura, Urbanistica e Conservazione

via Giotto n° 8/G - 35018 - San Martino di Lupari (PD)

tel.: 049-9460995 - fax: 049-9468357 - e-mail: info@celestudio.it



COMUNE DI SAN MARTINO DI LUPARI

PROVINCIA DI PADOVA

**PIANO URBANISTICO ATTUATIVO "DEL CONFINE"
INDAGINI IN VIA ROVERI**

**VERIFICA DI COMPATIBILITA' GEOLOGICA
GEOMORFOLOGICA - IDROGEOLOGICA E SISMICA**

Il Committente : Pettenon Cosmetics s.p.a.

Il Geologo : Dott.Gabriele Soppelsa



Bassano d.Gr. 17.04.2014

COMUNE DI SAN MARTINO DI LUPARI

PROVINCIA DI PADOVA

**PIANO URBANISTICO ATTUATIVO "DEL CONFINE"
INDAGINI IN VIA ROVERI**

Il Committente : Pettenon Cosmetics s.p.a.

1 PREMESSA

La presente indagine ha lo scopo di definire i caratteri geologici e geotecnici dell'area interessata dal progetto del Piano Urbanistico Attuativo "Del Confine" per il settore in via dei Roveri per conto della ditta Pettenon Cosmetics spa con sede in via del Palù a San Martino di Lupari su progetto dello Studio Celeghin e Associati.

Trattandosi di un'area con destinazione produttiva con riferimento al paragrafo 2.4. delle N.T.C. si tratta di Opere ordinarie con Vita nominale **Vn** ≥ 50 anni e **Classe II d'uso** quindi con affollamenti normali, quindi con un coefficiente d'uso relativo al periodo di riferimento **Cu** = $V_r / V_n = 1.0$.

La presente relazione sulla base della normativa vigente, è finalizzata alla costruzione del modello geologico e alla successiva elaborazione del modello geotecnico per le necessarie verifiche delle fondazioni.

Il Comune di San Martino di Lupari è classificato in base alla nuova zonizzazione sismica dell'Ordinanza n.3274 del 20.03.03 località sismica in zona 3 quindi con accelerazione massima al suolo $ag = 0.15g$.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per la stesura della seguente relazione geologica e geotecnica si è fatto riferimento alla seguente normativa vigente :

- D.M. 14.01.2008 – Testo Unitario – Norme Tecniche per le Costruzioni.
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici : Circolare n.617 del 02.02.2009: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni".

- Consiglio Superiore Lavori Pubblici: Pericolosità Sismica e Criteri di classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato 36 del 27.07.07.
- Eurocodice 8 (1988) : Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture– Parte 5 : Fondazioni, Strutture di contenimento (2003)
- Eurocodice 7.1 (1997) : Progettazione Geotecnica- Parte I :Regole Gen
- Eurocodice 7.2 (2002) : Progettazione Geotecnica– Parte II : Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002) UNI
- Eurocodice 7.3 (2002) : Progettazione Geotecnica– Parte II : Progettazione assistita con prove in sito (2002) UNI
- Leggi Regionali in materia di Pianificazione e Vincolo Idrogeologico
- Ordinanze Autorità di Bacino nazionale, regionale e interregionale.

2 CARATTERI MORFOLOGICI E GEOLOGICI DELL'AREA

L'area oggetto dell'indagine è ubicata nella Carta d'Italia I.G.M. alla tavoletta "San Martino di Lupari" F.50-I.NE ed è situata nell'area a ovest della lottizzazione ad uso artigianale di via del palù e via dei fiori sui margini meridionali del centro abitato di San Martino di Lupari, a est del cimitero come risulta dalla corografia alla scala 1:10.000 di Tav.1; l'area è censita al catasto del Comune al foglio 12 come da estratto alla scala 1:1.000 di Tav.3. Dal punto di vista morfologico l'area in esame è situata ad una quota media compresa tra 39.0mslm e 38.0 mslm nel settore sudorientale della conoide alluvionale del f.Brenta, sul limite superiore della fascia delle risorgive. Il territorio è completamente pianeggiante con una leggera pendenza verso sudest variabile da 0.3% a 0.5%.

L'elemento idrografico principale della zona è il ramo orientale dello scolo Vandura che si origina in questa porzione di territorio e raccoglie a sud gli apporti di risorgiva; per realizzare l'ampliamento si prevede lo spostamento dell'attuale percorso del canale alla distanza media di 80mt a ovest dell'esistente come da planimetria di progetto. Il piazzale del fabbricato

esistente è stato rialzato rispetto alla quota del p.c. dell'area di ampliamento di una quota variabile da 70cm a 150cm crescente verso sud.

Il progetto prevede l'ampliamento in due stralci a ovest dell'insediamento produttivo esistente per una lunghezza di 202mt ed una larghezza di 60mt per una superficie totale di 11.800mq come risulta dalla planimetria alla scala 1:1000 di Tav.4; si prevede inoltre lo spostamento a ovest del canale di scolo che delimita attualmente il settore occidentale della zona artigianale.

Nella carta delle fragilità del P.A.T. del Comune di San Martino di Lupari (Tav.2) l'area in esame è classificata "Terreno idoneo a condizione" al passaggio tra la sottoclasse 2a e 2b, caratterizzata da mediocri caratteristiche geotecniche dei terreni con ghiaie sabbiose a profondità da -3mt a 4mt, assenza di fenomeni di esondazione, drenaggio superficiale mediocre, falda acquifera a profondità da -4.0mt a -1.5mt dal p.c.

3 COSTITUZIONE GEOLOGICA DEL SOTTOSUOLO

Il sottosuolo dell'area in esame è costituito dalla potente successione dei materiali alluvionali e fluvioglaciali depositi dal f.Brenta poggianti su un basamento roccioso terziario situato alla profondità di circa 500mt dal p.c.

Con riferimento alla stratigrafia del pozzo della ditta Pettenon Cosmetics realizzato 50mt a est dell'ampliamento in progetto, riportata in Tav.7 il sottosuolo presenta una copertura argilloso limosa a spessore variabile da 1.5mt a 2.0mt, seguita da Ghiaie da medio fini a medie in matrice di sabbia medio grossa con livelli di Sabbie limose fino alla profondità di -23mt dal p.c. Successivamente sono presenti Argille limose fino a -28mt, seguite da Limi sabbiosi e Sabbie limose fino a -35mt seguite da Ghiaie medio grosse in matrice sabbiosa fino alla profondità di -55mt dal p.c.

4 INDAGINI ESEGUITE

Per verificare le caratteristiche geotecniche e la stratigrafia del sottosuolo, si sono eseguite N.16 Prove Penetrometriche Dinamiche con penetrometro

leggero tipo Sunda DI030 con massa da 30Kg; le caratteristiche strumentali del penetrometro e i calcoli teorici sono riportati in allegato.

Le prove spinte fino alla profondità massima di 7.0mt dal p.c., sono state ubicate come risulta nella planimetria alla scala 1:1000 di Tav.4.

Nei diagrammi penetrometrici allegati si riportano :

- N = numero di colpi necessari all'avanzamento di 10cm
- Rpd = resistenza dinamica alla punta in Kg/cmq
- interpretazione stratigrafia della prova

Nei tabulati allegati oltre ai risultati delle prove si riportano i principali parametri geotecnici ricavati dall'interpretazione stratigrafica.

5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

I materiali che costituiscono il sottosuolo dell'area in esame sono dovuti alla sovrapposizione dei depositi alluvionali della conoide del f.Brenta con una successione ghiaioso sabbiosa con intercalazione limoso argillose.

Il sottosuolo presenta una limitata variabilità laterale e verticale con una copertura argilloso limosa a spessore variabile da 1.6mt a 2.6mt seguita da sabbie con ghiaie medio fini con un livello di Limi sabbiosi e Sabbie limose da -3.5mt a -4.5mt.

Le profondità del substrato ghiaioso sabbioso sono state rilevate con riferimento al p.c. attuale e alla quota 0.0. del pavimento esterno sul lato ovest del fabbricato esistente. Nelle Tavv.4 e 5 sono riportati i risultati delle prove sintetizzati nelle tabelle seguenti per i due stralci in ampliamento :

Profondità delle Ghiaie e sabbie dal p.c. e da 0.0. - Primo Stralcio di ampliamento								
	P₁	P₂	P₃	P₄	P₅	P₆	P₇	P₈
Quota prova rispetto a 0.0.	-92cm	-79cm	-61cm	-88cm	-68cm	-71cm	-134cm	-113cm
Profondità ghiaie da p.c. attuale	-160cm	-200cm	-190cm	-210cm	-220cm	-250cm	-190cm	-210cm
Profondità ghiaie da quota 0.0.	-250cm	-280cm	-250cm	-290cm	-290cm	-320cm	-320cm	-320cm

UC

Profondità delle Ghiaie e sabbie dal p.c. e da 0.0. - Secondo Stralcio di ampliamento

	<i>P₉</i>	<i>P₁₀</i>	<i>P₁₁</i>	<i>P₁₂</i>	<i>P₁₃</i>	<i>P₁₄</i>	<i>P₁₅</i>	<i>P₁₆</i>
<i>S_{Quota prova rispetto a 0.0.}</i>	-168cm	-158cm	-139cm	-139cm	-129cm	-124cm	-148cm	-140cm
<i>Profondità ghiaie da p.c. attuale</i>	-180cm	-120cm	-180cm	-260cm	-260cm	-270cm	-240cm	-200cm
<i>Profondità ghiaie da quota 0.0.</i>	-340cm	-280cm	-320cm	-390cm	-390cm	-390cm	-390cm	-340cm

Successione stratigrafica I° Stralcio di ampliamento

Con riferimento alla quota dello 0.0. del fabbricato esistente e alle prove da P1 a P8, il sottosuolo presenta la seguente successione stratigrafica tipo :

- da quota -1.0mt da 0.0 di riferimento esistente a -1.4mt :

Terreno vegetale argilloso

- da -1.4mt a -2.3mt :

Argilla limosa a consolidazione medio bassa

- resistenza dinamica Rd = 10 - 23 Kg/cm^q
- coesione non drenata Cu = 0.3 - 0.7 Kg/cm^q

- da -2.3mt a -3.2mt :

Limi sabbiosi e Sabbie fini limose

- resistenza dinamica Rd = 7 - 15 Kg/cm^q
- angolo di attrito $\emptyset$ = 26° - 30°

- da -3.2mt a -4.6mt :

Ghiaia medio fine in matrice sabbioso limosa con locali livelli di sabbia

- resistenza dinamica Rd = 37 - 100 Kg/cm^q
- angolo di attrito $\emptyset$ = 32° - 37°

- da -4.6mt a -5.5mt :

Limi sabbiosi e Sabbie medio fini limose

- resistenza dinamica Rd = 24 - 43 Kg/cm^q

- angolo di attrito $\varnothing = 30^{\circ} - 33^{\circ}$

- da -5.5mt a -4.6mt :

Ghiaia medio grossa in matrice sabbioso limosa densa

- resistenza dinamica $R_d = 84 - 120 \text{ Kg/cm}^2$

- angolo di attrito $\varnothing = 35^{\circ} - 38^{\circ}$

Successione stratigrafica II° Stralcio di ampliamento

Con riferimento alla quota dello 0.0. del fabbricato esistente e alle prove da P9 a P16 il sottosuolo presenta la seguente successione stratigrafica tipo :

- da quota -1.5mt da 0.0 di riferimento esistente a -1.9mt :

Terreno vegetale argilloso

- da -1.9mt a -2.8mt :

Argilla limosa a consolidazione medio bassa

- resistenza dinamica $R_d = 10 - 23 \text{ Kg/cm}^2$

- coesione non drenata $C_u = 0.3 - 0.7 \text{ Kg/cm}^2$

- da -2.8mt a -3.9mt :

Limi sabbiosi e Sabbie fini limose

- resistenza dinamica $R_d = 7 - 19 \text{ Kg/cm}^2$

- angolo di attrito $\varnothing = 26^{\circ} - 30^{\circ}$

- da -3.9mt a -5.4mt :

Ghiaia medio fine in matrice sabbioso limosa con locali livelli di sabbia

- resistenza dinamica $R_d = 32 - 74 \text{ Kg/cm}^2$

- angolo di attrito $\varnothing = 32^{\circ} - 36^{\circ}$

- da -5.4mt a -6.3mt :

Limi sabbiosi e Sabbie medio fini limose

- resistenza dinamica $R_d = 14 - 25 \text{ Kg/cm}^2$

- angolo di attrito $\varnothing = 27^{\circ} - 31^{\circ}$

- da -6.3mt a -4.6mt :

Ghiaia medio fine e Sabbia medio grossa in matrice sabbioso limosa

- resistenza dinamica $R_d = 50 - 75 \text{ Kg/cm}^2$

- angolo di attrito

$\emptyset = 34^{\circ} - 36^{\circ}$

6 CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE

L'area in esame è situata sul limite superiore della fascia delle risorgive; il sottosuolo ghiaioso sabbioso è sede di una falda acquifera freatica che affiora a sud ed è drenata dallo scolo Vandura.

La falda acquifera affiora localmente in corrispondenza ad una scolina, in un'area depressa al limite tra i due stralci in progetto, come evidenziato nella carta idrogeologica di Tav.6.

L'alimentazione degli acquiferi nell'area in esame è dovuta in gran parte alle dispersioni in alveo del f.Brenta nel tratto da Bassano a Nove e secondariamente agli apporti delle precipitazioni meteoriche e irrigui.

Le oscillazioni della falda acquifera nell'area in esame sono regolate dal regime idrologico del f.Brenta e dagli apporti d'irrigazione; dal confronto tra i valori idrometrici del Brenta a Bassano e i rilievi freatimetrici su un pozzo situato a Cittadella, si è rilevato un ritardo dovuto alla propagazione dei picchi di piena e di magra, di circa due – tre mesi.

Il regime della falda, prevede per questo una fase di piena nel periodo estivo nei mesi di Agosto, Settembre e Ottobre con alcuni eventi da Gennaio a Febbraio; la fase di magra si verifica generalmente da Aprile a Luglio.

Il livello della falda acquifera è stato rilevato nei fori di prova **il 09.04.14 in corrispondenza alla fase di piena** dopo un periodo invernale particolarmente piovoso. I livelli misurati riferiti allo 0.0. del fabbricato a est sono stati confrontati con il rilievo effettuato in data **12.04.07 (fase di magra) evidenziando l'innalzamento medio di 200cm del livello di falda.**

Le profondità del livello di falda sono state rilevate in data 09.04.2014 con riferimento al p.c. attuale e alla quota 0.0. del pavimento esterno sul lato

ovest del fabbricato esistente. Nella Tav.6 sono riportati i risultati di tali misure sintetizzati nelle tabelle seguenti per i due stralci in ampliamento

Profondità Livello Falda acquifera dal p.c. e da 0.0. (Rilievo 09.04.14) - Primo Stralcio

	<i>P₁</i>	<i>P₂</i>	<i>P₃</i>	<i>P₄</i>	<i>P₅</i>	<i>P₆</i>	<i>P₇</i>	<i>P₈</i>
<i>Profondità livello falda da p.c. att.</i>	<i>-100cm</i>	<i>-110cm</i>	<i>-130cm</i>	<i>-110cm</i>	<i>-135cm</i>	<i>-128cm</i>	<i>-90cm</i>	<i>-100cm</i>
<i>Profondità livello falda da 0.0.</i>	<i>-192cm</i>	<i>-189cm</i>	<i>-191cm</i>	<i>-198cm</i>	<i>-203cm</i>	<i>-199cm</i>	<i>-224cm</i>	<i>-213cm</i>

Profondità Livello Falda acquifera dal p.c. e da 0.0. (Rilievo 09.04.14) - Secondo Stralcio

	<i>P₉</i>	<i>P₁₀</i>	<i>P₁₁</i>	<i>P₁₂</i>	<i>P₁₃</i>	<i>P₁₄</i>	<i>P₁₅</i>	<i>P₁₆</i>
<i>Profondità livello falda da p.c. att.</i>	<i>-75cm</i>	<i>-70cm</i>	<i>-90cm</i>	<i>-90cm</i>	<i>-115cm</i>	<i>-115cm</i>	<i>-95cm</i>	<i>-100cm</i>
<i>Profondità livello falda da 0.0.</i>	<i>-243cm</i>	<i>-228cm</i>	<i>-229cm</i>	<i>-219cm</i>	<i>-244cm</i>	<i>-239cm</i>	<i>-243cm</i>	<i>-240cm</i>

Nella situazione attuale di piena il livello della falda acquifera è situato quindi ad una **profondità variabile da -190cm a -225cm dalla quota 0.0. nel primo stralcio in ampliamento in via del confine; nell'area del secondo stralcio di ampliamento del fabbricato il livello di falda è situato alla profondità variabile da -220cm a -240cm dalla quota 0.0..**

Nella planimetria alla scala 1:1000 di Tav.6 si riporta la carta idrogeologica con indicazione delle profondità del livello dal p.c. attuale e dalla quota 0.0.; si rileva la direzione dei deflussi verso sudest con gradiente idraulico medio del 0.27% e visibile l'effetto drenante del canale di scolo.

La situazione attuale è relativa ad una fase di piena dell'acquifero; con riferimento al rilievo del 12.04.07 nelle fasi di magra si prevede un abbassamento medio di circa 200cm con la profondità del livello variabile da -390cm a -440cm da quota 0.0. crescente verso sud.

In tali condizioni **qualora si preveda la realizzazione di un piano seminterrato si consiglia il posizionamento del pavimento alla**

profondità media di -2.0mt dalla quota 0.0. (livello di piena della falda) e si dovranno adottare fondazioni a platea impermeabilizzata. Considerata la profondità del substrato ghiaioso portante alla profondità variabile da -2.5mt a -3.9mt dallo 0.0. nelle fasi di magra l'acquifero non interferisce con lo scavo delle fondazioni.

Qualora si preveda la realizzazione di un piano interrato **con pavimento a profondità maggiori di -350cm dallo 0.0. si dovrà prevedere l'utilizzo dell'impianto well-point per l'abbassamento del livello di falda** in quanto le fondazioni interferiscono con l'acquifero anche nelle fasi di magra.

Si dovrà tenere presente inoltre che **l'abbassamento nello scavo di battenti d'acqua con spessori superiori a 100cm, nel caso di superfici interrate estese, potrà essere difficoltoso per l'elevata permeabilità delle ghiaie e forti gradienti d'acqua di afflusso in zona di risorgiva.**

In tali condizioni si dovranno prevedere impianti di drenaggio dell'acquifero con elevate portate di emungimento e comunque tempi lunghi di abbassamento, anche per non creare effetti sui fabbricati limitrofi.

Per definire la situazione idrogeologica puntuale sarà comunque opportuno verificare prima dell'inizio dei lavori, la profondità del livello di falda con alcuni sondaggi con escavatore distribuiti nell'area d'intervento.

7 FONDAZIONI E VERIFICHE GEOTECNICHE

Con riferimento alla quota 0.0. dell'esistente, il sottosuolo presenta al di sotto del terreno vegetale un livello di Argilla limosa a bassa consolidazione fino alla profondità variabile da -2.3mt a -2.8mt da 0.0, seguito da Limi sabbiosi e Sabbie limose fino alla profondità variabile da -3.2mt a -3.9mt dallo 0.0 crescente verso sud. Successivamente sono presenti Ghiaie medio fini sabbioso limose con livelli di Sabbia fino alla profondità variabile da -4.6mt a -5.4mt dallo 0.0. seguite da Limi sabbiosi e Sabbie limose fino alla

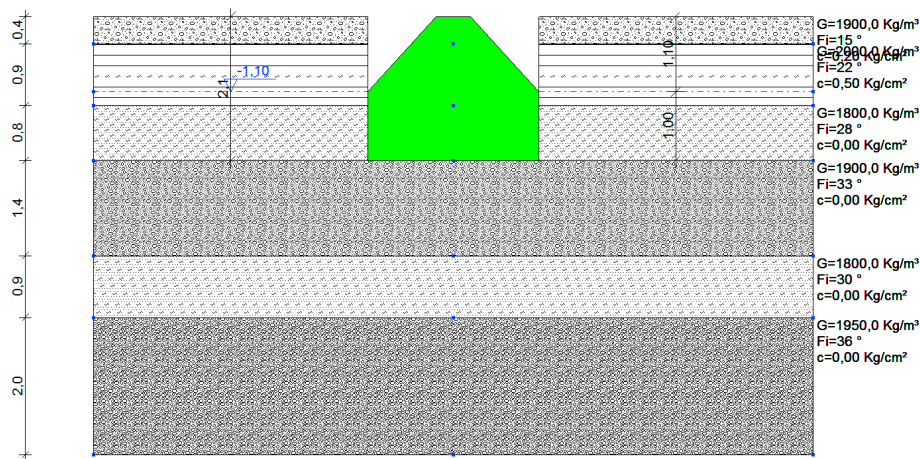
profondità variabile da -5.5mt a -6.3mt, seguite da Ghiaie medio grosse sabbioso limose.

Considerate le caratteristiche idrogeologiche e geotecniche del sottosuolo nella **tipologia edilizia con piano seminterrato e pavimento a -2.0mt da 0.0.**, si potranno adottare **fondazioni a plinti con piano di posa al contatto con le Ghiaie e le Sabbie presenti dalla profondità variabile da -3.2mt a -3.9mt da 0.0. con platea impermeabilizzata di collegamento.**

Nelle condizioni di fabbricato fuori terra le fondazioni a plinti dovranno comunque essere poste al contatto con le Ghiaie e le Sabbie presenti dalla profondità variabile da -3.2mt a -3.9mt dallo 0.0.

7.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) e (SLE) per fondazioni su ghiaia

Nelle N.T.C. del D.M.14.01.2008 tutte le verifiche sono effettuate con il metodo degli “Stati Limite” in condizioni statiche e dinamiche. In particolare dovrà essere condotta la verifica allo SLU (limite ultimo prima della rottura) e allo SLE (limite esercizio per deformazione). Le verifiche sono effettuate con “approcci diversi” legate all’amplificazione dei carichi (A) alla riduzione dei parametri geotecnici (M) e riduzione resistenze (R), con riferimento alla schematizzazione della fondazione a plinto con piano posa al contatto con le Ghiaie sabbioso limose alla profondità media di -2.1mt dal p.c. attuale :



La misura del grado di sicurezza nelle diverse combinazioni si ricava dalla relazione $E_d \text{ (azione)} \leq R_d \text{ (resistenza del terreno)}$.

Nelle verifiche è stato definito il Valore caratteristico dei parametri. Trattandosi di un terreno ghiaioso sabbioso a densità media, per le fondazioni si assume il valore dell'angolo di attrito $\phi_k = \phi_M = 33^\circ$.

Con riferimento alla situazione della fondazione a plinto di progetto largo 3.0mt e lungo 3.0mt con piano di posa a -2.1mt dal p.c. attuale (3.2mt da 0.0.) in allegato si riportano le verifiche agli stati limite secondo i diversi autori (Hansen, Terzaghi, Meyerhof, Brinch-Hansen) con i seguenti risultati :

➤ Approccio 1 - Combinazione 1 (A1 + M1 + R1) (Strutturale)

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta coefficienti unitari sui parametri geotecnici (M1) e sulle resistenti (R1) mentre si amplificano le azioni con coefficienti (A1) maggiori di 1.

In tali condizioni per la fondazione a plinto il carico limite minimo è risultato nella verifica di Terzaghi pari a : **Qlim = 12.64 Kg/cmq**

La resistenza di progetto con un coefficiente unitario delle resistenze sarà :

$$R_d = Q_{lim} / \gamma_R = 12.64 / 1.0 = 12.64 \text{ Kg/cmq}$$

In questa verifica il coefficiente delle resistenze sarà $\gamma_R = 1$ mentre per le azioni (A) avremo un coefficiente $\gamma_{G1} = 1.3$ per carichi permanenti $\gamma_{G2} = 1.5$ per i permanenti non strutturali.

Con una pressione $Q = 2.0 \text{ Kg/cm}^2$ sul plinto è verificata la relazione E_d (azione) $\leq R_d$ (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 6.32.

➤ Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) (Geotecnico)

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta una riduzione dei parametri geotecnici (M2) in quanto abbiano coefficienti $\gamma_{\phi} = 1.25$ da cui l'angolo attrito di progetto partendo da $\phi_k = \phi_M = 33^\circ$ sarà : $\phi_d = \tan^{-1} (\tan \phi_k / 1.25) = 27.4^\circ$

In tali condizioni per la fondazione a plinto il carico limite minimo è risultato nella verifica di Terzaghi pari a : **$Q_{lim} = 6.31 \text{ Kg/cm}^2$**

In questa verifica il coefficiente delle resistenze (R2) sarà $\gamma_R = 1.8$ mentre per le azioni (A) avremo un coefficiente $\gamma_{G1} = 1.0$ per carichi permanenti $\gamma_{G2} = 1.3$ per i permanenti non strutturali.

La resistenza di progetto divisa per il coefficiente di riduzione delle resistenze nell'approccio A1-2 sarà :

$$R_d = Q_{lim} / \gamma_R = 6.31 / 1.8 = 3.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Con una pressione di $Q = 2.0 \text{ Kg/cm}^2$ sul plinto è verificata la relazione E_d (azione) $\leq R_d$ (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 3.15.

➤ Approccio 2 - Combinazione 1 (A1 + M1 + R3) (GEO)

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta coefficienti unitari sui parametri geotecnici (M1) ma l'introduzione di coefficiente e quindi riduzioni sulle resistenze (R3) con amplificazione delle azioni attraverso i coefficienti (A1) maggiori di 1.

In tali condizioni per la fondazione a plinto il carico limite minimo è risultato nella verifica di Terzaghi pari a : **$Q_{lim} = 12.64 \text{ Kg/cm}^2$**

La resistenza di progetto divisa per il coefficiente di riduzione delle resistenze nell'approccio A2-1 sarà :

$$R_d = Q_{lim} / \gamma_R = 12.64 / 2.3 = 5.49 \text{ Kg/cm}^2$$

Con una pressione $Q = 2.0 \text{ Kg/cm}^2$ sul plinto è verificata la relazione E_d (azione) $\leq R_d$ (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 6.32.

Con riferimento ad una pressione normale di progetto pari a $Q = 2.0 \text{ Kg/cm}^2$ sulla fondazione a plinto larga 3.0mt con piano di posa a -2.1mt dal p.c. attuale i cedimenti totali massimi sono risultati pari a : **$\Delta H_{tot} = 12.0\text{mm}$** .

Con una pressione unitaria sulla fondazione a plinto $Q = 2.0 \text{ Kg/cm}^2$ i cedimenti totali e differenziali rispettano la verifica delle condizioni allo stato limite di esercizio (SLU) riguardanti le deformazioni.

8 SITUAZIONE SISMICA

Il Comune di San Martino di Lupari non era classificato sismico ai sensi del D.M. 19.03.1982. In base alla OPCM 3274 del 20.03.03 che ha riclassificato l'intero territorio nazionale, il Comune è inserito in zona sismica di tipo 3.

Per il territorio in zona sismica 3 i valori di accelerazione al suolo a_g con probabilità di superamento del 10% in 50 anni risultano :

Accelerazione orizzontale con prob. super. del 10% (a_g / g) = 0.05 - 0.15

Accelerazione orizzontale di ancoraggio spettro di risposta (a_g / g) = 0.15

Con l'entrata in vigore del D.M. 14.01.2008 (N.T.C.) la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio “**sito dipendente**” e non più un criterio “zona dipendente”. L'azione sismica di progetto sulla quale valutare il rispetto dei vari stati limite presi in considerazione viene definita partendo dalla “pericolosità di base” del sito di costruzione.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto le tipologie del suolo di fondazione vengono suddivise in due gruppi (Tab.3.2.II delle N.T.C.) : il primo gruppo è definito da 5 categorie (A, B, C, D, E), mentre il secondo gruppo comprende 2 categorie (S1, S2) per le quali si hanno studi speciali.

A	<i>Ammassi rocciosi affioranti e terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs30 superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo di 3mt.</i>
B	<i>Rocce Tenere e Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine consistenti con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero con $N_{SPT} > 50$ o $Cu > 250$ kPa)</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati, terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero con $15 < N_{SPT} < 50$, o $70 < Cu < 250$ kPa)</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori di Vs30 < 180m/s.</i>
E	<i>Profili dei sottosuoli tipo C o D con uno spessore non superiore a 20mt, posti sul substrato più rigido con Vs30 > 800 m/s.</i>

Il sottosuolo presenta una copertura argilloso limosa a spessore variabile da 1.5mt a 2.0mt, seguita da Ghiaie da medio fini a medie in matrice di sabbia medio grossa con livelli di Sabbie limose fino alla profondità di -23mt dal p.c. Successivamente sono presenti Argille limose fino a -28mt, seguite da Limi sabbiosi e Sabbie limose fino a -35mt seguite da Ghiaie medio grosse in matrice sabbiosa fino alla profondità di -55mt dal p.c.

I terreni classificati nelle categorie elencate sono caratterizzati da parametri sismici (VS30, velocità media di propagazione onde di taglio entro 30m di profondità) e parametri geotecnici (NSPT, Standard Penetration Test e cu).

Sulla base del quadro geologico emerso dal seguente studio e dalla classificazione in base alle norme EC8 recepite dal OPCM 3274 è possibile inserire il sottosuolo nella **categoria di tipo C** : (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati, terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s*).

Si tratta quindi di un terreno di fondazione con caratteristiche geotecniche buone e limitata variabilità laterale con falda acquifera a ridotta profondità.

Nella successione ghiaioso sabbiosa non sono presenti livelli sabbiosi con spessori significativi a densità bassa suscettibili di liquefazione.

8.1 Azione Sismica di Progetto

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” che è rappresentata dalla probabilità che in un determinato intervallo di tempo (periodo di riferimento V_r in anni) in questo sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata “probabilità di eccedenza” (P_{vr}).

La pericolosità sismica è definita in termini di **accelerazione orizzontale massima “ag”** e di **ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente “Se(T)”** con riferimento alle probabilità di eccedenza P_{vr} nel periodo di riferimento V_r .

Ai fini delle N.T.C. le forme spettrali sono definite a partire dai valori di riferimento di una griglia di 10.751 siti dei parametri: (ag) ; (Fo) ; TxC.

A tal fine dalle coordinate geografiche del sito espresse in gradi sessagesimali e decimali si è determinata la maglia di riferimento con le distanze dal punto dei quattro vertici più prossimi. In allegato si riporta la scheda del programma di calcolo dei parametri di riferimento :

I Parametri sismici risultanti per il sito in esame sono :

latitudine:	45,6433107397418	
longitudine:	11,859398895132	
Classe:	2	
Vita nominale:	50	
Siti di riferimento		
Sito 1 ID: 11854	Lat: 45,6237Lon: 11,8479	Distanza: 2352,520
Sito 2 ID: 11855	Lat: 45,6247Lon: 11,9193	Distanza: 5097,833
Sito 3 ID: 11633	Lat: 45,6747Lon: 11,9179	Distanza: 5731,550
Sito 4 ID: 11632	Lat: 45,6737Lon: 11,8466	Distanza: 3524,439
Parametri sismici		
Categoria sottosuolo:	C	
Categoria topografica:	T1	
Periodo di riferimento:	50anni	
Coefficiente cu:	1	

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %
Tr: 30 [anni]
ag: 0,042 g
Fo: 2,510
Tc*: 0,240 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 50 [anni]
ag: 0,057 g
Fo: 2,482
Tc*: 0,254 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 475 [anni]
ag: 0,163 g
Fo: 2,407
Tc*: 0,309 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 975 [anni]
ag: 0,217 g
Fo: 2,412
Tc*: 0,323 [s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss: 1,500
Cc: 1,680
St: 1,000
Kh: 0,013
Kv: 0,006
Amax: 0,625
Beta: 0,200

SLD:

Ss: 1,500
Cc: 1,650
St: 1,000
Kh: 0,017
Kv: 0,009
Amax: 0,845
Beta: 0,200

SLV:

Ss: 1,460
Cc: 1,550
St: 1,000

Kh: 0,057
Kv: 0,029
Amax: 2,331
Beta: 0,240
SLC:
Ss: 1,390
Cc: 1,520
St: 1,000
Kh: 0,084
Kv: 0,042
Amax: 2,954
Beta: 0,280

In tali condizioni si definiscono l'accelerazione massima di progetto e il coefficiente sismico orizzontale in corrispondenza allo SLV = SLU :

Accelerazione massima = **amax** = $S_s \times S_t \times a_g = 1.46 \times 1.0 \times 0.163 \text{ g} = \mathbf{0.238g}$

Dal valore nominale si passa alla accelerazione orizzontale

A max = $a_g \times 9.81 = \mathbf{2.33 \text{ m/sec}^2}$.

Il coefficiente sismico orizzontale sarà **Kh** = $\beta_s \times A_{max}/g = \mathbf{0.057}$

9 CONCLUSIONI

Dalle verifiche geologiche sull'area del Piano Urbanistico Attuativo "Del Confine" per il settore in via dei Roveri per la ditta Pettenon Cosmetics spa con sede in via del Palù a San Martino di Lupari si può concludere :

9.1 L'area in esame è situata ad una quota media compresa tra 39.0mslm e 38.0 mslm nel settore sudorientale della conoide alluvionale del f.Brenta, sul limite superiore della fascia delle risorgive. Il territorio è completamente pianeggiante con leggera pendenza verso sudest variabile da 0.3% a 0.5%.

9.2 L'elemento idrografico principale della zona è il ramo orientale dello scolo Vandura che si origina in questa porzione di territorio e raccoglie a sud gli apporti di risorgiva; per realizzare l'ampliamento si prevede lo spostamento dell'attuale percorso del canale alla distanza media di 80mt a ovest dell'esistente. Il piazzale del fabbricato esistente è stato rialzato

rispetto alla quota del p.c. dell'area di ampliamento di una quota variabile da 70cm a 150cm crescente verso sud.

9.3 Nella carta delle fragilità del P.A.T. del Comune di San Martino di Lupari l'area in esame è classificata "Terreno idoneo a condizione" al passaggio tra la sottoclasse 2a e 2b, caratterizzata da mediocri caratteristiche geotecniche dei terreni con ghiaie sabbiose a profondità da -3mt a 4mt, assenza di fenomeni di esondazione, drenaggio superficiale mediocre, falda acquifera a profondità da -4.0mt a -1.5mt dal p.c.

9.4 Il sottosuolo è costituito dalla potente successione dei materiali alluvionali e fluvioglaciali depositi dal f.Brenta con una copertura argilloso limosa a spessore variabile da 1.5mt a 2.0mt, seguita da Ghiaie da medio fini a medie in matrice di sabbia medio grossa con livelli di Sabbie limose fino alla profondità di -23mt dal p.c. Successivamente sono presenti Argille limose fino a -28mt, seguite da Limi sabbiosi e Sabbie limose fino a -35mt seguite da Ghiaie medio grosse in matrice sabbiosa.

9.5 Con riferimento alla quota 0.0. dell'esistente, il sottosuolo presenta al di sotto del terreno vegetale un livello di Argilla limosa a bassa consolidazione fino alla profondità variabile da 2.3mt a 2.8mt da 0.0, seguito da Limi sabbiosi e Sabbie limose fino alla profondità variabile da 3.2mt a 3.9mt dallo 0.0 crescente verso sud. Successivamente sono presenti Ghiaie medio fini sabbioso limose con livelli di Sabbia fino alla profondità variabile da 4.6mt a 5.4mt da 0.0. seguite da Limi sabbiosi e Sabbie limose fino alla profondità variabile da 5.5mt a 6.3mt, seguite da Ghiaie medio grosse sabbioso limose.

9.6 L'area in esame è situata sul limite superiore della fascia delle risorgive; il sottosuolo ghiaioso sabbioso è sede di una falda acquifera con livello statico rilevato nei fori di prova **il 09.04.14 in corrispondenza alla fase di piena alla profondità variabile da -190cm a -225cm dalla quota 0.0. nel**

primo stralcio in ampliamento; nell'area del secondo stralcio il livello è situato alla profondità variabile da -220cm a -240cm dalla quota 0.0..

9.7 La situazione attuale è relativa ad una fase di piena dell'acquifero; con riferimento al rilievo del 12.04.07 nelle fasi di magra si prevede un abbassamento medio di circa 200cm rispetto all'attuale con profondità del livello variabile da -390cm a -440cm da 0.0. crescente verso sud.

9.8 In tali condizioni qualora si preveda la realizzazione di un piano seminterrato si consiglia il posizionamento del pavimento alla profondità media di -2.0mt dalla quota 0.0. (livello di piena della falda) e si dovranno adottare fondazioni a platea impermeabilizzata. Considerata la profondità del substrato ghiaioso portante alla profondità variabile da -2.5mt a -3.9mt dallo 0.0. nelle fasi di magra l'acquifero non interferisce con lo scavo delle fondazioni.

9.9 Qualora si preveda la realizzazione di un piano interrato con pavimento a profondità maggiori di -350cm da 0.0. si dovrà prevedere l'utilizzo dell'impianto well-point per l'abbassamento del livello di falda in quanto le fondazioni interferiscono con l'acquifero anche in fase di magra.

Si dovrà tenere presente inoltre che l'abbassamento nello scavo di battenti d'acqua con spessori superiori a 100cm, nel caso di superfici interrate estese, potrà essere difficoltoso per l'elevata permeabilità delle ghiaie e forti gradienti d'acqua di afflusso in zona di risorgiva.

In tali condizioni si dovranno prevedere impianti di drenaggio dell'acquifero con elevate portate di emungimento e comunque tempi lunghi di abbassamento, anche per non creare effetti sui fabbricati limitrofi.

Per definire la situazione idrogeologica puntuale sarà comunque opportuno verificare prima dell'inizio dei lavori la profondità del livello di falda con alcuni sondaggi con escavatore distribuiti nell'area d'intervento.

9.10 Considerate le caratteristiche idrogeologiche e geotecniche del sottosuolo nella **tipologia edilizia con piano seminterrato e pavimento a -2.0mt da 0.0.**, si potranno adottare **fondazioni a plinti con piano di posa al contatto con le Ghiaie e le Sabbie presenti dalla profondità variabile da -3.2mt a -3.9mt da 0.0 con platea impermeabilizzata di collegamento. Nelle condizioni di fabbricato fuori terra le fondazioni a plinti dovranno comunque essere poste al contatto con le Ghiaie e le Sabbie.**

Le verifiche agli stati limite per la fondazione a plinto con piano posa al contatto con le Ghiaie medio fini in matrice sabbioso limosa alla profondità media di -2.1mt dal p.c. attuale hanno fornito i seguenti risultati :

- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 1 - Combinazione 1 (A1+ M1 + R1) (Strutturale) : $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 12.64/1.0 = \mathbf{12.64 \text{ Kg/cmq}}$
- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) (Geotecnico) : $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 6.31/1.8 = \mathbf{3.50 \text{ Kg/cmq}}$
- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 2 - Combinazione 1 (A1 + M1 + R3) (Geotecnico) : $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 12.64/2.3 = \mathbf{5.49 \text{ Kg/cmq}}$

Le Verifiche agli Stati limite di esercizio relative alle deformazioni (Cedimenti) con una pressione normale di progetto pari a $Q = 2.0 \text{ Kg/cmq}$ sulla fondazione a plinto con piano di posa a -2.1mt dal p.c. hanno definito un cedimento totale pari a : **$\Delta H = 12.0\text{mm}$** . Con una pressione sulla fondazione $Q = 2.0 \text{ Kg/cmq}$ i cedimenti totali e differenziali rispettano la verifica delle condizioni allo stato limite di esercizio (SLU) riguardanti le deformazioni.

9.11 Il Comune di San Martino di Lupari in base alla OPCM 3274 del 20.03.03 è inserito in zona sismica 3. Il sottosuolo presenta al di sotto della copertura argilloso limosa, Ghiaie da medio fini a medie in matrice di sabbia medio grossa con livelli di Sabbie limose fino alla profondità di -23mt dal p.c. Successivamente sono presenti Argille limose fino a -28mt, seguite da Limi sabbiosi e Sabbie limose fino a -35mt seguite da Ghiaie medio grosse.

9.12 Sulla base del quadro geologico emerso dal seguente studio e dalla classificazione in base alle norme EC8 recepite dal OPCM 3274 è possibile inserire il sottosuolo nella **categoria di tipo C** : (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati, terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s*)

9.13 Le azioni sismiche di progetto definite a partire dalla “pericolosità sismica di base” con riferimento alle forme spettrali di una griglia di 10.751 in corrispondenza allo SLV = SLU hanno verificato le seguenti condizioni :

Accelerazione massima = **amax** = $S_s \times S_t \times a_g = 1.46 \times 1.0 \times 0.163 \text{ g} = \mathbf{0.238g}$

Dal valore nominale si passa alla accelerazione orizzontale

A max = $a_g \times 9.81 = \mathbf{2.33 \text{ m/sec}^2}$.

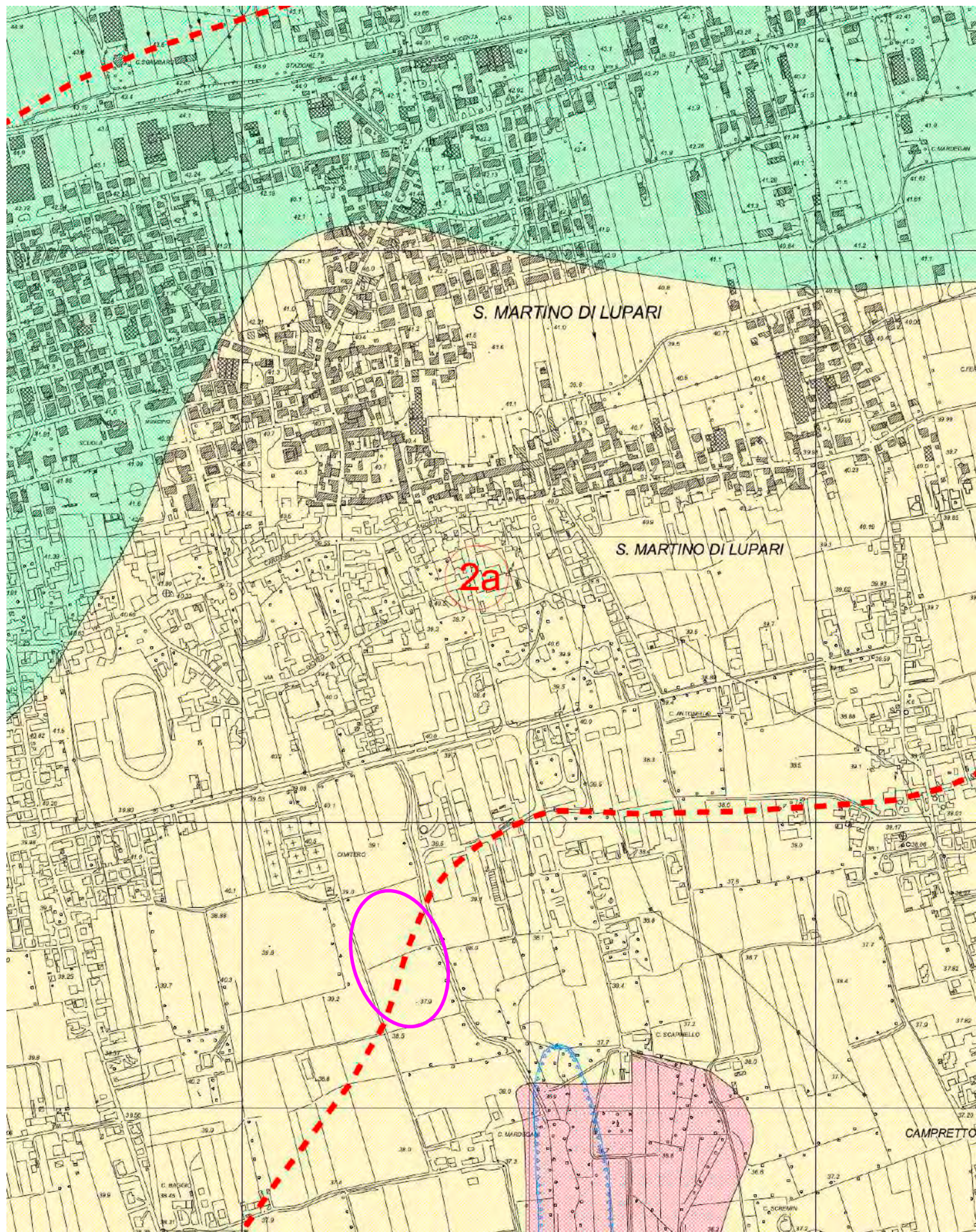
Il coefficiente sismico orizzontale sarà **Kh** = $\beta_s \times A_{max}/g = \mathbf{0.057}$

Il Geologo

Dott. Gabriele Soppelsa



Bassano d.Gr. 17.04.2014



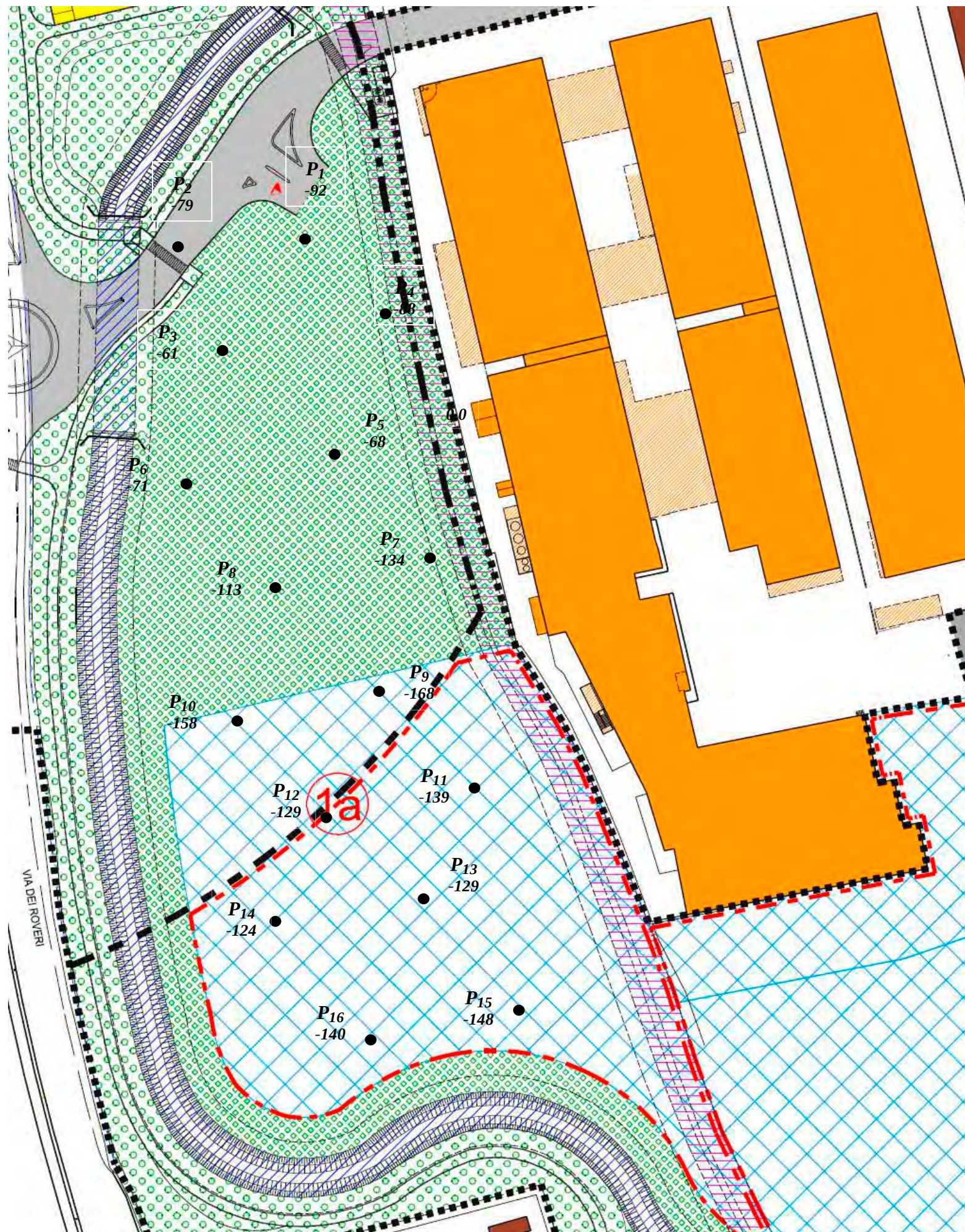
TERRENO IDONEO A CONDIZIONE:

Area mediamente esposta al rischio geologico e idrogeologico. Substrato ghiaioso sabbioso ad una profondità superiore a 3.0 mt con aumento progressivo dei materiali limoso argillosi e della variabilità laterale verso sud. Livello della falda ad una profondità variabile da -4.0 mt a -1.5 mt. Aree prossime alle risorgive. Fasce di rispetto dalle cave dismesse.

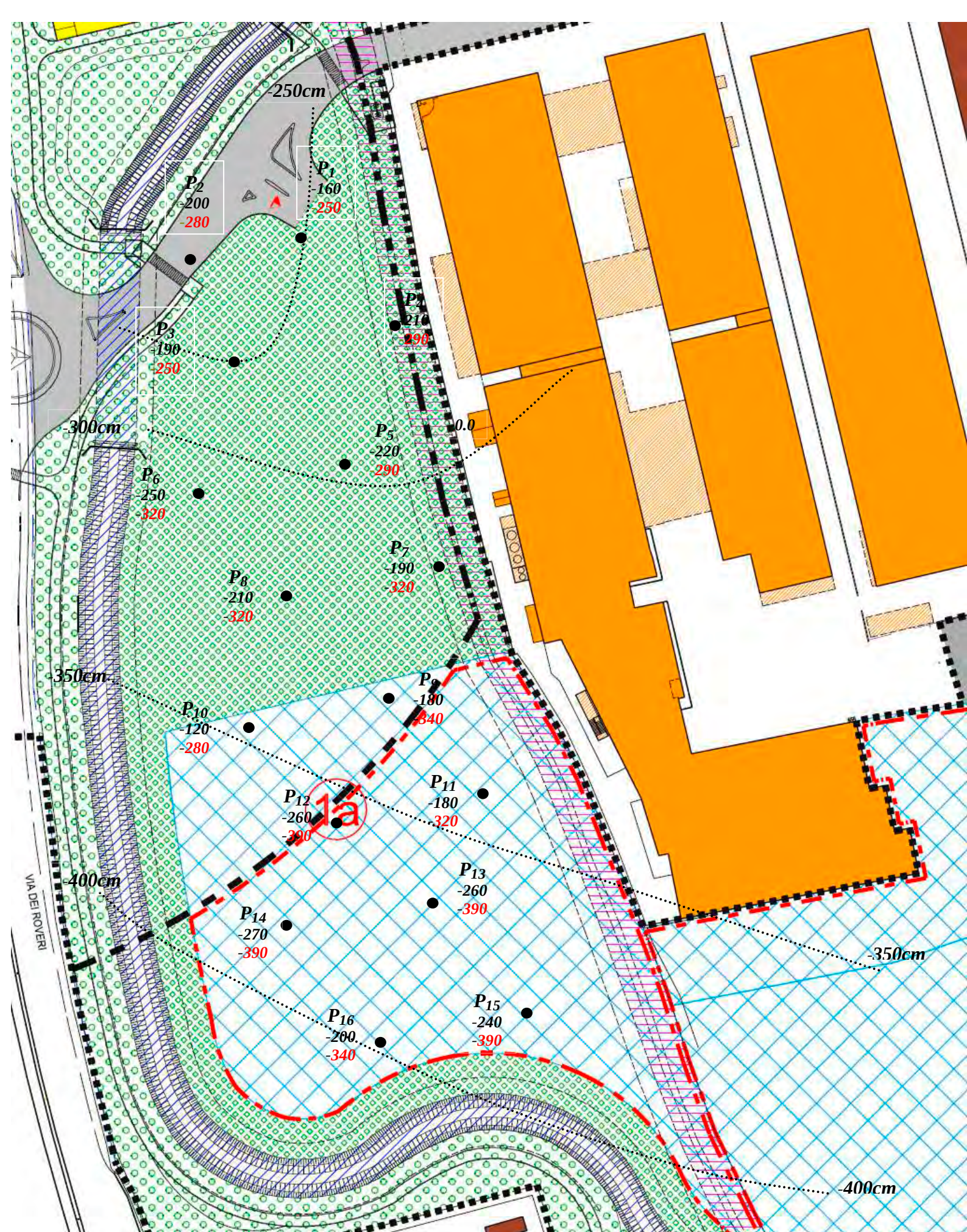
**TAV.2 – Ubicazione dell'area di
'ampliamento su estratto della Carta
delle Fragilità del P.A.T. del Comune
di San Martino di Lupari
Area Idonea a Condizione**



TAV.3 - Ubicazione dell'area interessata dall'ampliamento del fabbricato su estratto catastrale alla scala 1:1.000 - Comune di S.Martino Lup.- Foglio 12



TAV.4 : Ubicazione delle prove penetrometriche su planimetria degli ampliamenti del fabbricato in progetto e quota del p.c. attuale da 0.0.



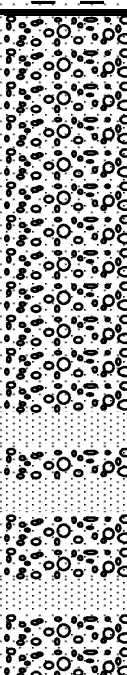
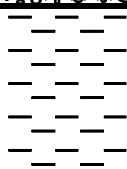
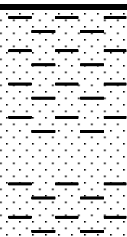
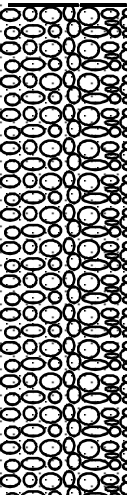
TAV.5 : Ubicazione delle prove penetrometriche con indicazione della profondità delle ghiaie sabbiose dal p.c. attuale e da 0.0. e linee isopache



TAV.6 : Carta Idrogeologica con indicazione di profondità del livello di falda dal p.c. e da 0.0. rilevato il 09.04.14 e linee isofreatiche con direzioni dei deflussi sotterranei

Dott.Gabriele Soppelsa - GEOLOGO via San Donato 20 - Bassano d.G.

COMUNE DI SAN MARTINO DI LUPARI**PROVINCIA DI PADOVA****DOMANDA DI RICONOSCIMENTO DI CONCESSIONE PER LA DERIVAZIONE D'ACQUA
DA FALDA SOTTERRANEA PER USO INDUSTRIALE****La Ditta Committente : PETTENON COSMETICI S.r.l.****STRATIGRAFIA DEL POZZO**

Acquiferi	STRATIGRAFIA	Profondità metri	SUCCESSIONE LITOLOGICA
	dal p.c.		
		1,0	<i>Materiale di riporto eterogeneo</i>
		3,0	<i>Limo argilloso sabbioso</i>
I° Acq Frea		23,0	<i>Ghiaie da medio fini a medie in matrice di sabbia medio grossa con livelli di Sabbie poco limose</i>
		28,0	<i>Argilla limosa e Limi grigio nocciola</i>
		35,0	<i>Limi sabbiosi e Sabbie medio fini limose</i>
II° Acq		55,0	<i>Ghiaia medio grossa in matrice sabbiosa</i>

Cerca Posizione

Via n°

Comune Cap

Provincia Cerca

Coordinate WGS84

Latitudine °

Longitudine ° Cerca

Isole - Seleziona - ▼

Determinazione dei parametri sismici

(1)* Coordinate WGS84
 Lat. ° Long. °

(1)* Coordinate ED50
 Lat. ° Long. °

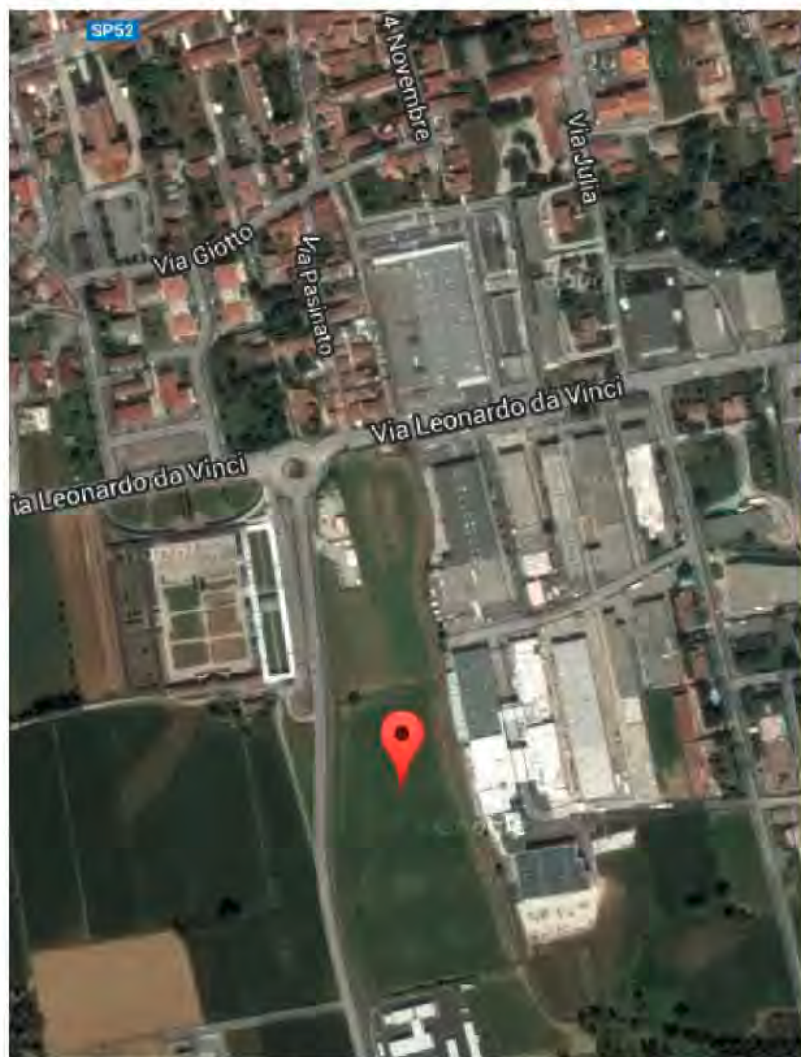
Classe dell'edificio
II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche ▼ Cu = 1

Vita nominale ▼

(Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100)

Interpolazione Media ponderata ▼

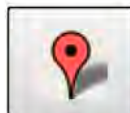
Calcola



Map data ©2014 Google Immagini ©2014 , Cnes/Spot Image, DigitalGlobe, Segnala un errore nella mappa

45.642405, 11.858397

☒ Visualizza vertici della maglia di appartenenza



Parametri sismici

(1)* Il software converte i dati dal sistema WGS84 al sistema ED50, prima di elaborare i risultati è comunque possibile inserire direttamente le coordinate nel sistema ED50. I punti sulla mappa sono da considerarsi esclusivamente in coordinate WGS84.

Stato Limite	Tr [anni]	a _g [g]	Fo	Tc' [s]
Operatività (SLO)	30	0,042	2,510	0,240
Danno (SLD)	50	0,057	2,482	0,254
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,163	2,407	0,309
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,217	2,412	0,323

Periodo di riferimento per l'azione sismica: 50

Calcolo dei coefficienti sismici

- ☐ Muri di sostegno
 ☐ Paratie
☒ Stabilità dei pendii e fondazioni
☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

us (m)

Categoria sottosuolo C ▼

Categoria topografica T1 ▼

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss *				
Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,46	1,39
Cc *				
Coeff. funz categoria	1,68	1,65	1,55	1,52
St *				
Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

☐ Personalizza acc.ne massima attesa al sito [m/s²]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,013	0,017	0,057	0,084
kv	0,006	0,009	0,029	0,042
Amax [m/s²]	0,625	0,845	2,331	2,954
Beta	0,200	0,200	0,240	0,280

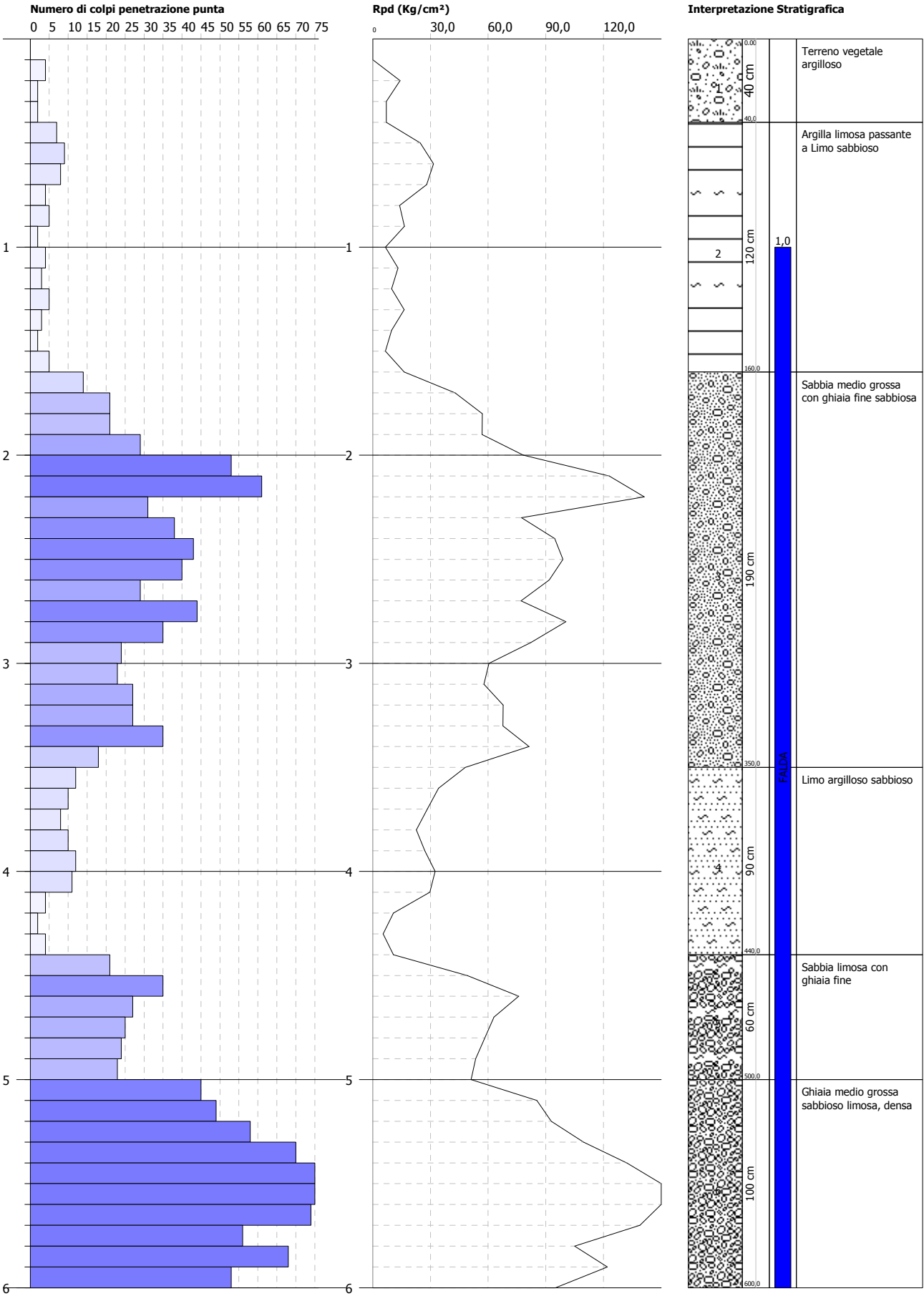
TAV. 8 : Inquadramento e Parametri sismici dell'area in base alle N.T.C.

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: **Pettenon Cosmetics s.p.a.**
Cantiere: **via del Confine**
Località: **San Martino di Lupari**

Data: 14/04/2014

Scala 1:26

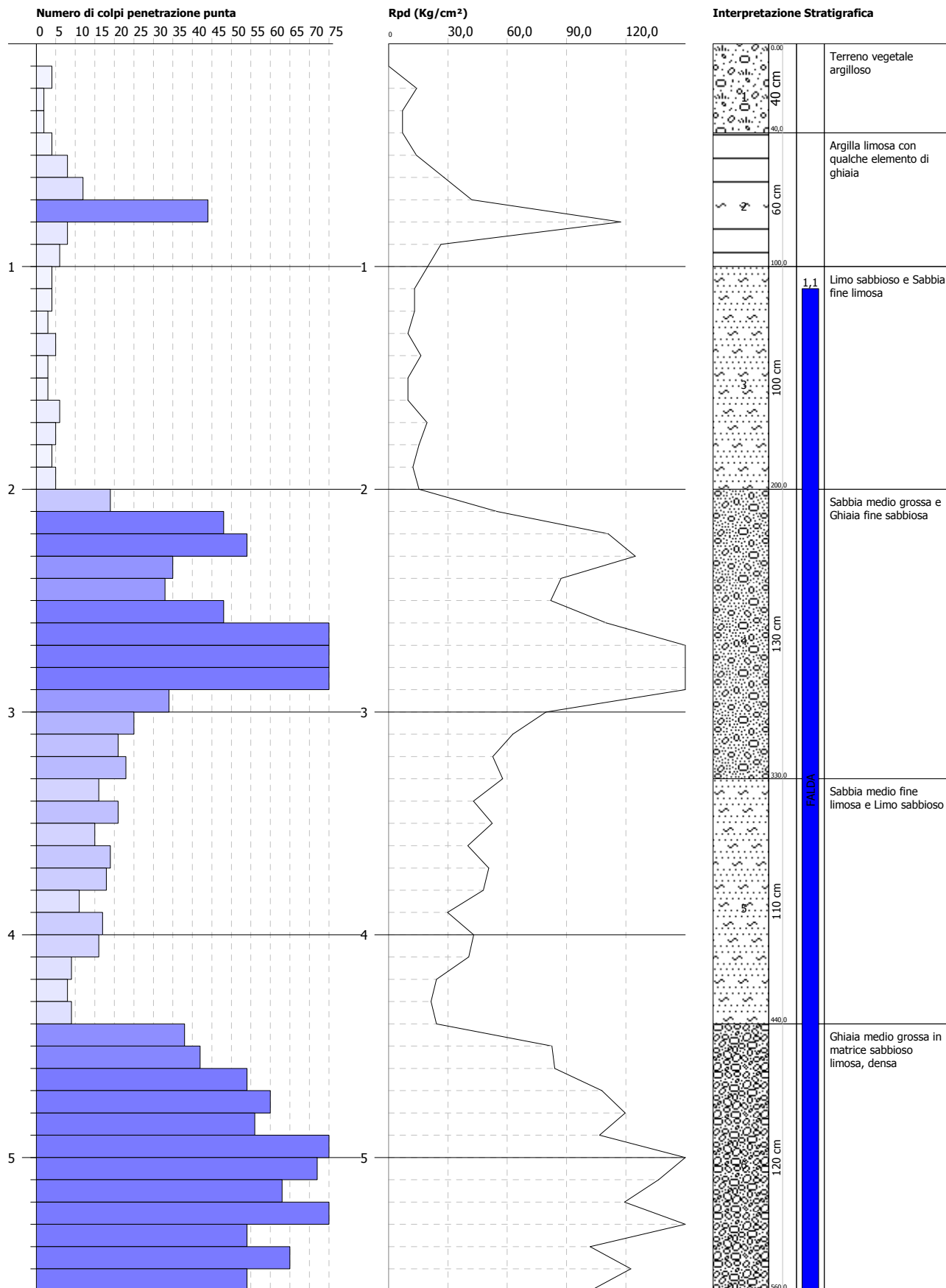


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: *Pettenon Cosmetics s.p.a.*
Cantiere: *via del Confine*
Località: *San Martino di Lupari*

Data: 14/04/2014

Scala 1:25

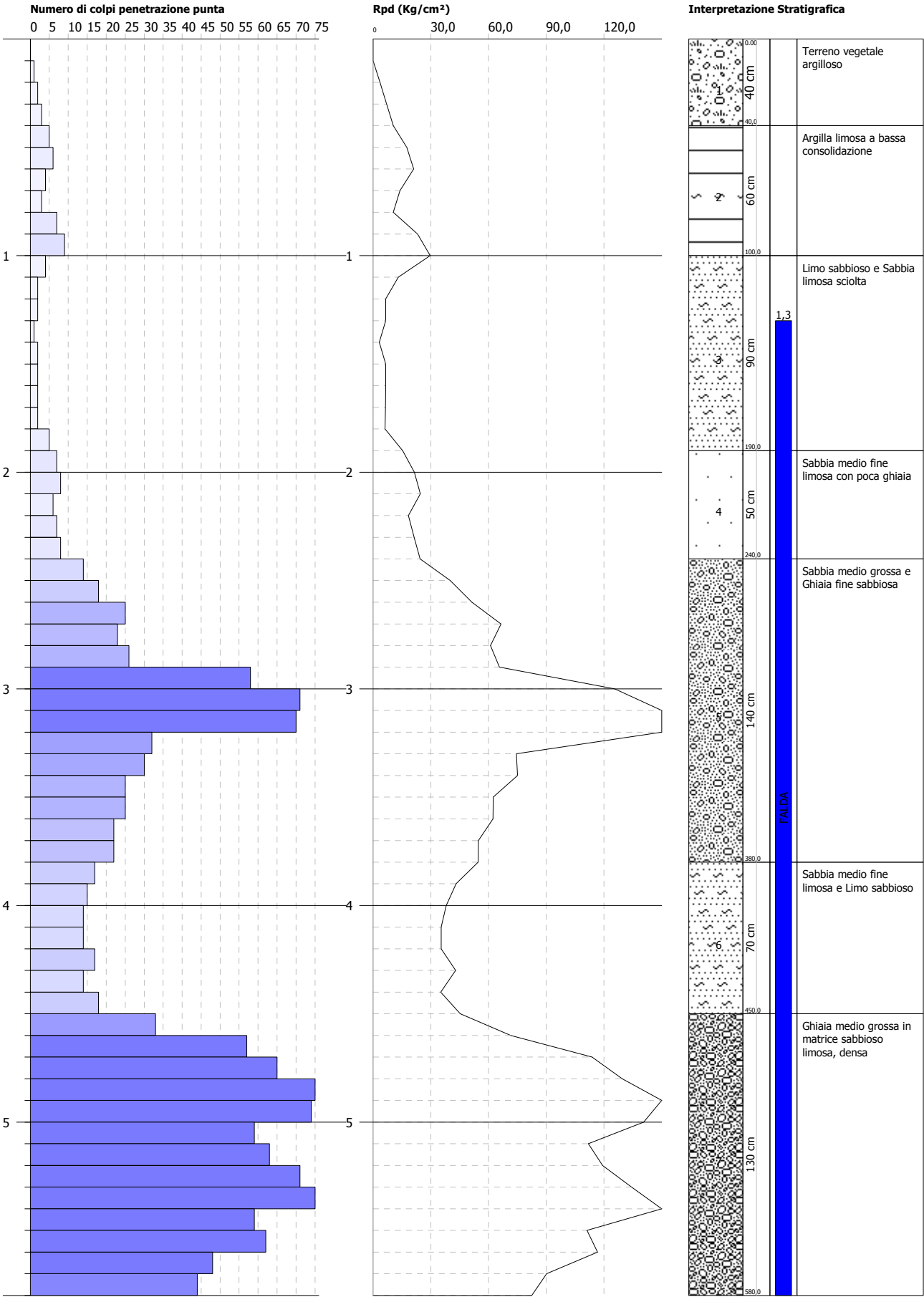


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.3
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: **Pettenon Cosmetics s.p.a.**
Cantiere: **via del Confine**
Località: **San Martino di Lupari**

Data: 14/04/2014

Scala 1:25

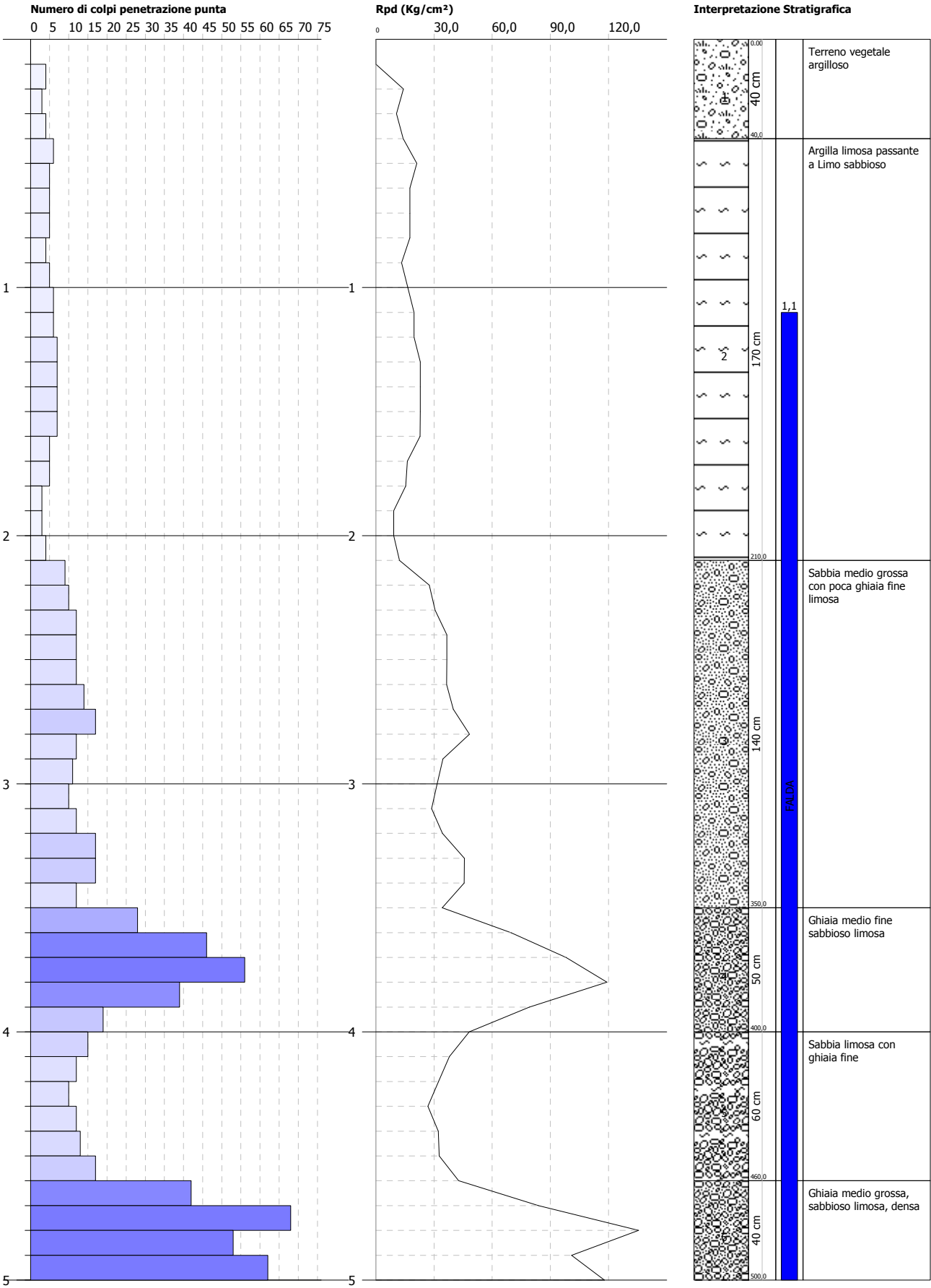


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.4
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: **Pettenon Cosmetics s.p.a.**
Cantiere: **via del Confine**
Località: **San Martino di Lupari**

Data: 14/04/2014

Scala 1:22

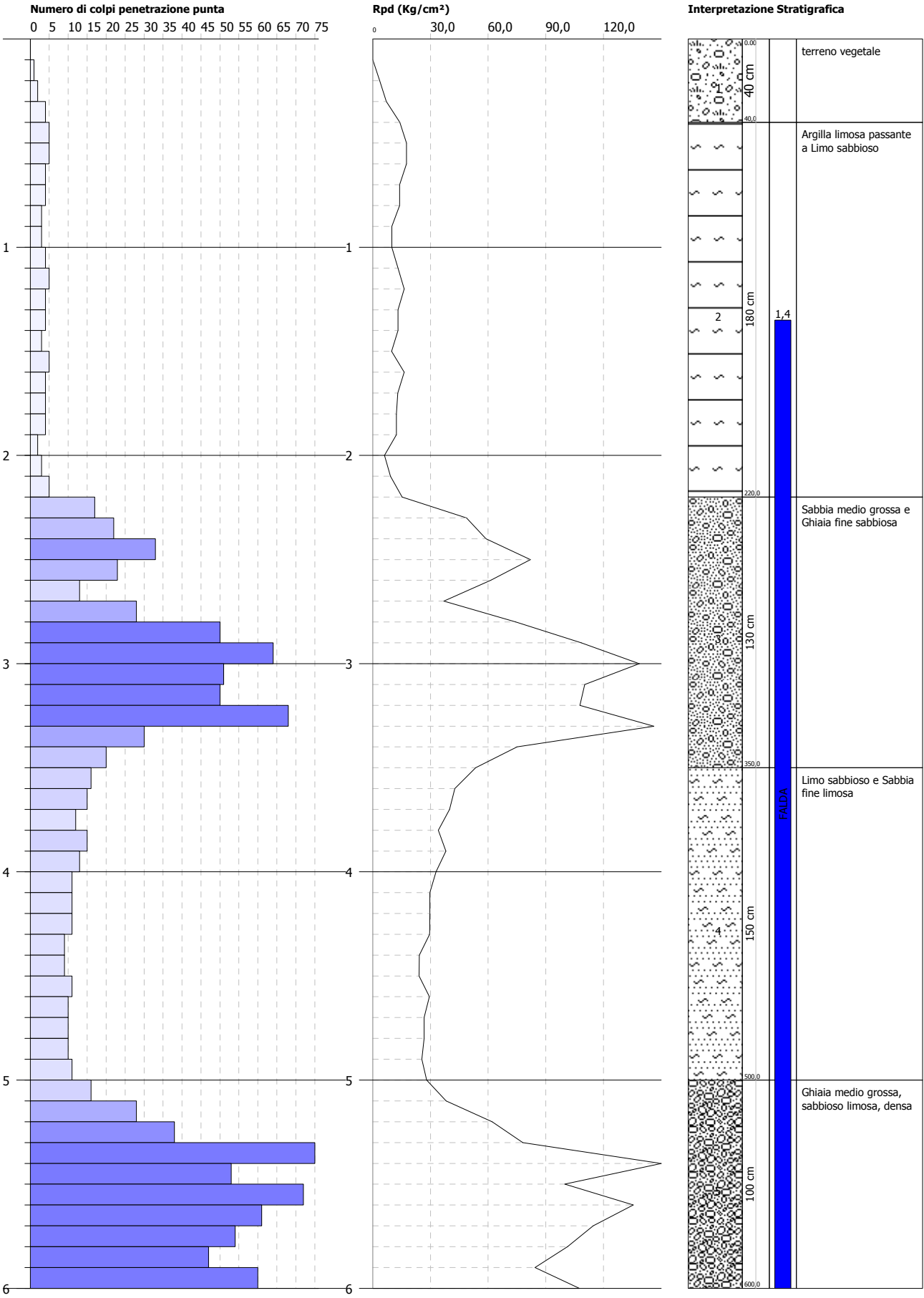


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.5
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: *Pettenon Cosmetics s.p.a.*
Cantiere: *via del Confine*
Località: *San Martino di Lupari*

Data: 14/04/2014

Scala 1:26

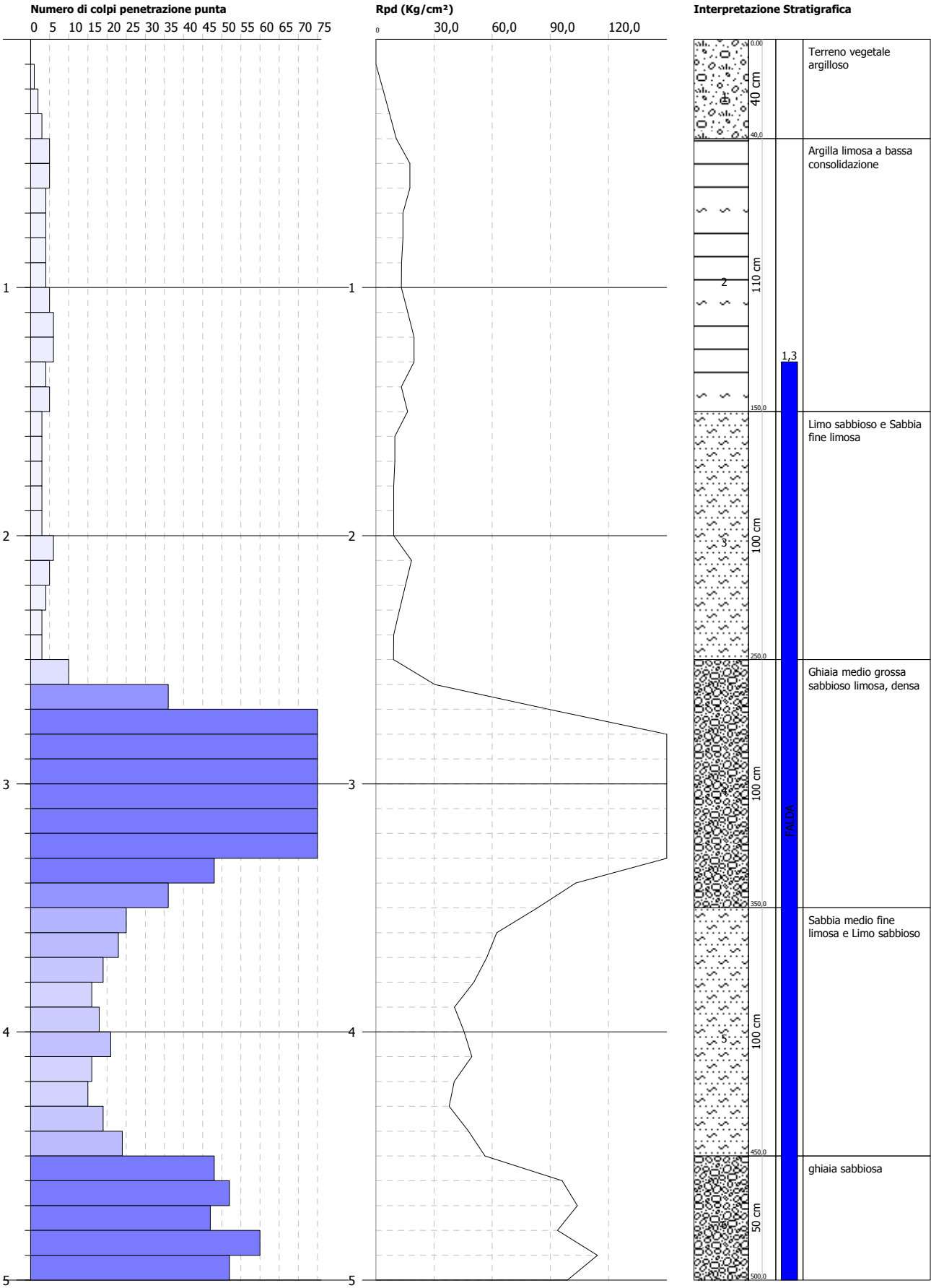


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.6
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: **Pettenon Cosmetics s.p.a.**
Cantiere: **via del Confine**
Località: **San Martino di Lupari**

Data: 14/04/2014

Scala 1:22

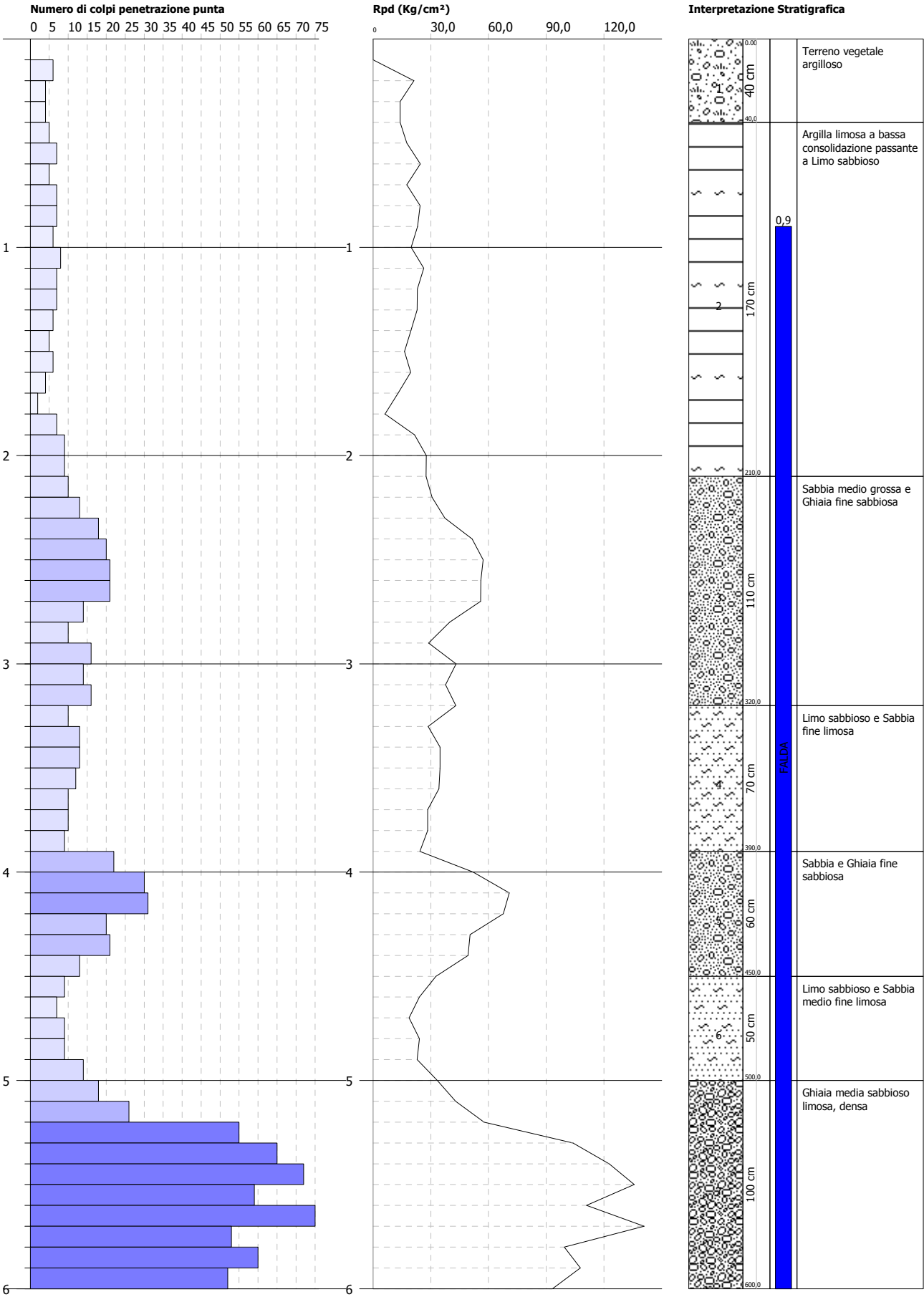


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.7
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: **Pettenon Cosmetics s.p.a.**
Cantiere: **via del Confine**
Località: **San Martino di Lupari**

Data: 14/04/2014

Scala 1:26

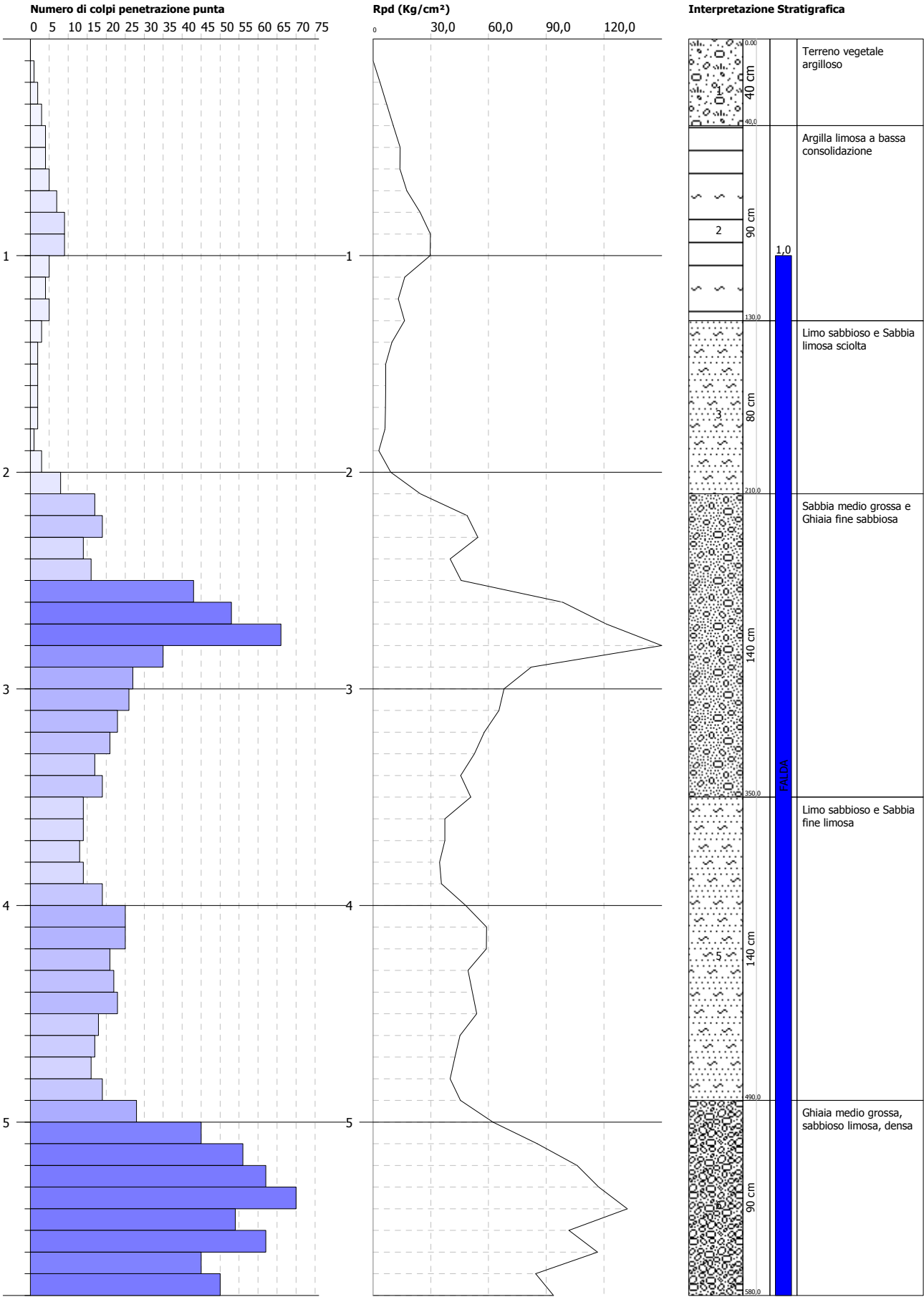


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.8
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: *Pettenon Cosmetics s.p.a.*
Cantiere: *via del Confine*
Località: *San Martino di Lupari*

Data: 14/04/2014

Scala 1:25

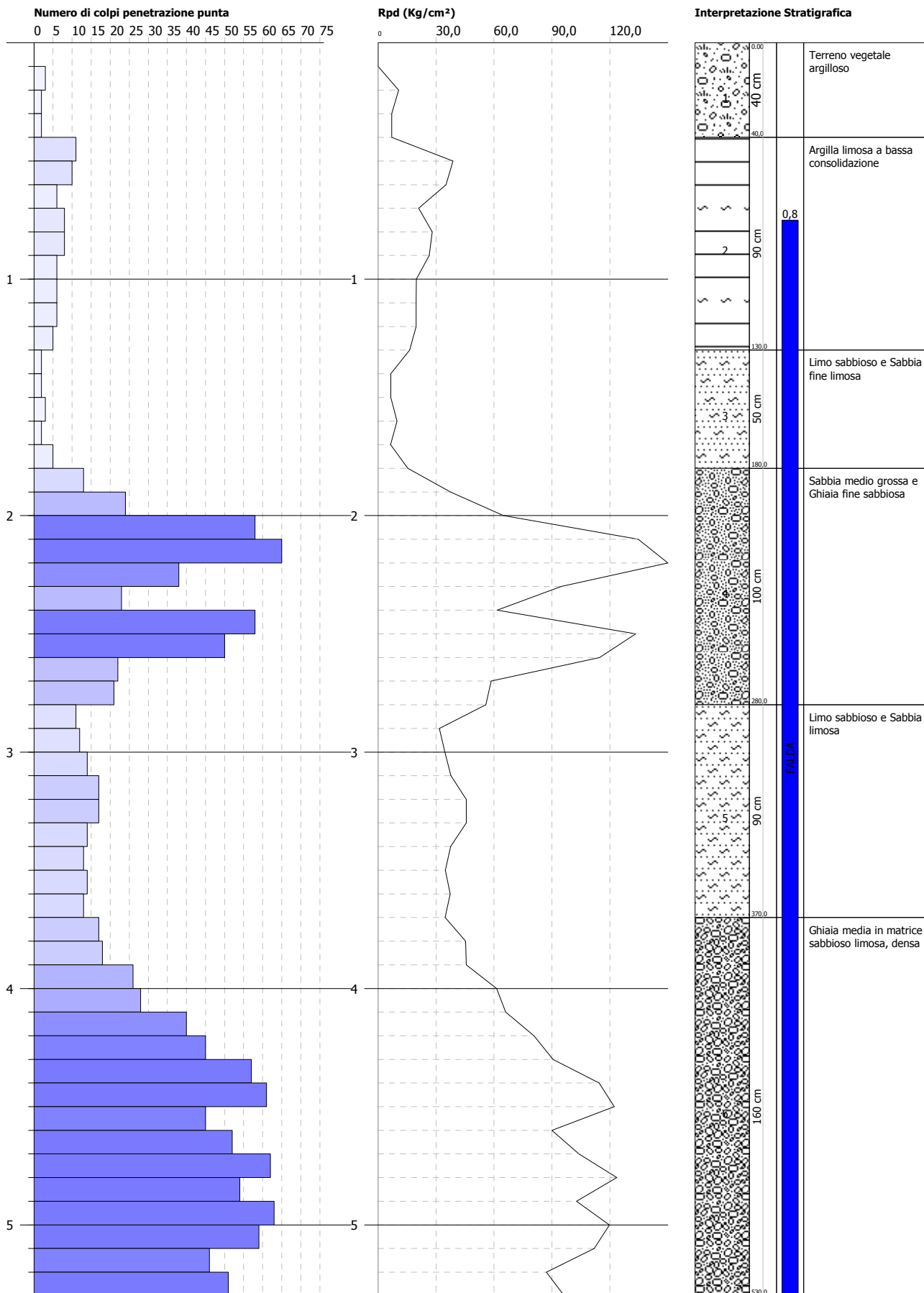


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.9
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: *Pettenon Cosmetics s.p.a.*
Cantiere: *via del Confine*
Località: *San Martino di Lupari*

Data: 14/04/2014

Scala 1:23

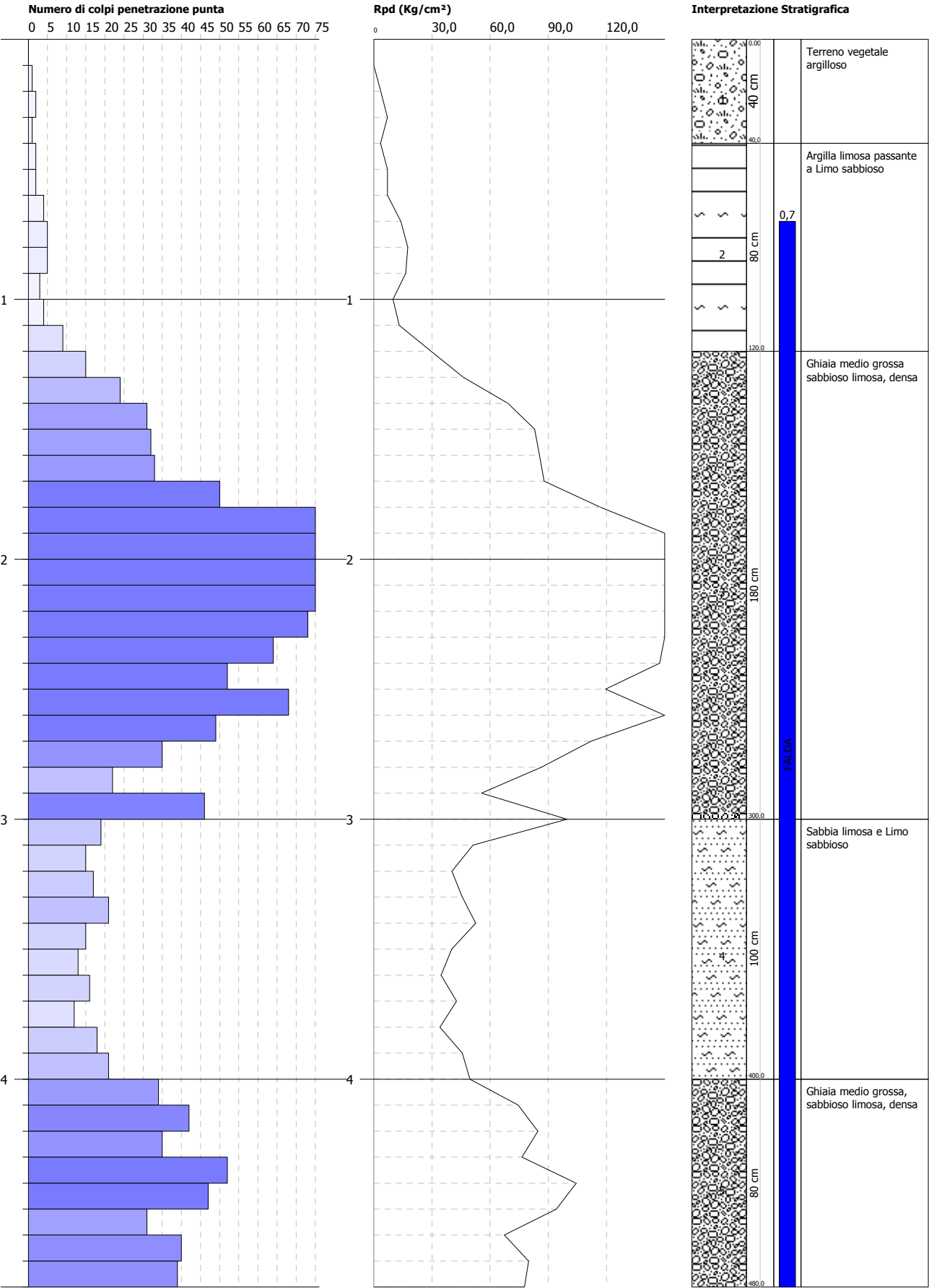


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.10
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: *Pettenon Cosmetics s.p.a.*
Cantiere: *via del Confine*
Località: *San Martino di Lupari*

Data: 14/04/2014

Scala 1:21

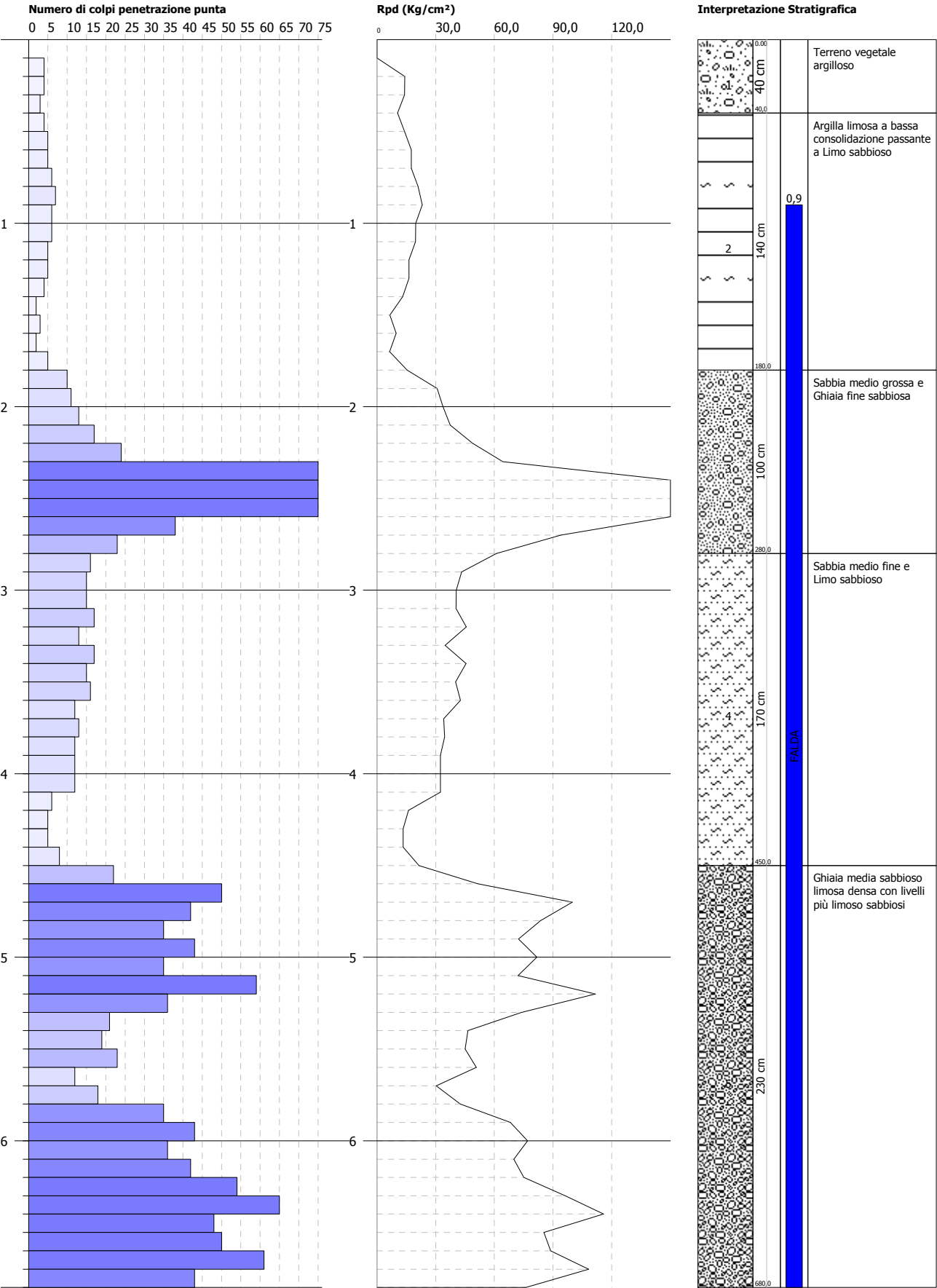


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.11
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: **Pettenon Cosmetics s.p.a.**
Cantiere: **via del Confine**
Località: **San Martino di Lupari**

Data: 14/04/2014

Scala 1:30

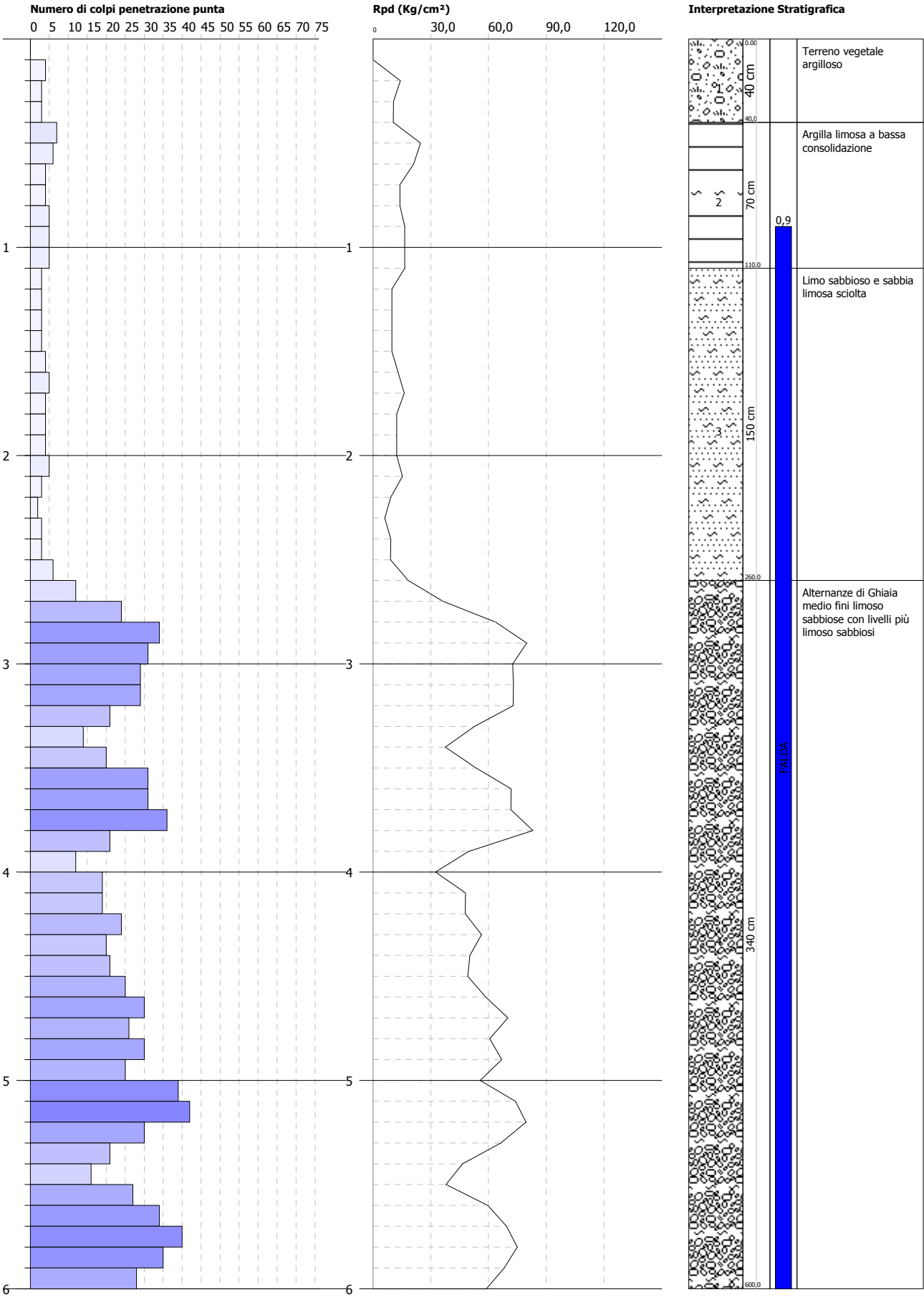


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.12
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: *Pettenon Cosmetics s.p.a.*
Cantiere: *via del Confine*
Località: *San Martino di Lupari*

Data: 14/04/2014

Scala 1:26

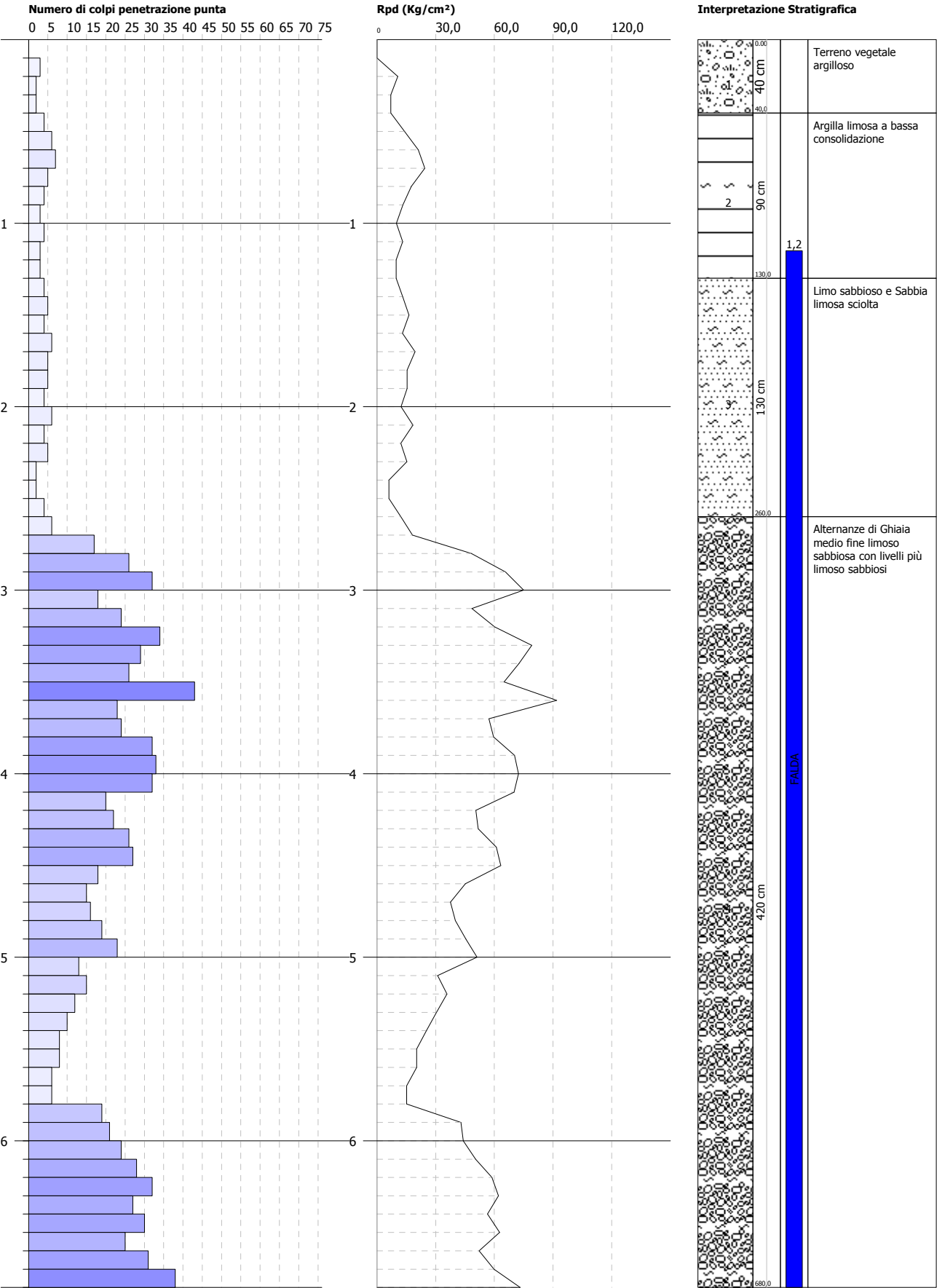


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.13
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: *Pettenon Cosmetics s.p.a.*
Cantiere: *via del Confine*
Località: *San Martino di Lupari*

Data: 14/04/2014

Scala 1:30

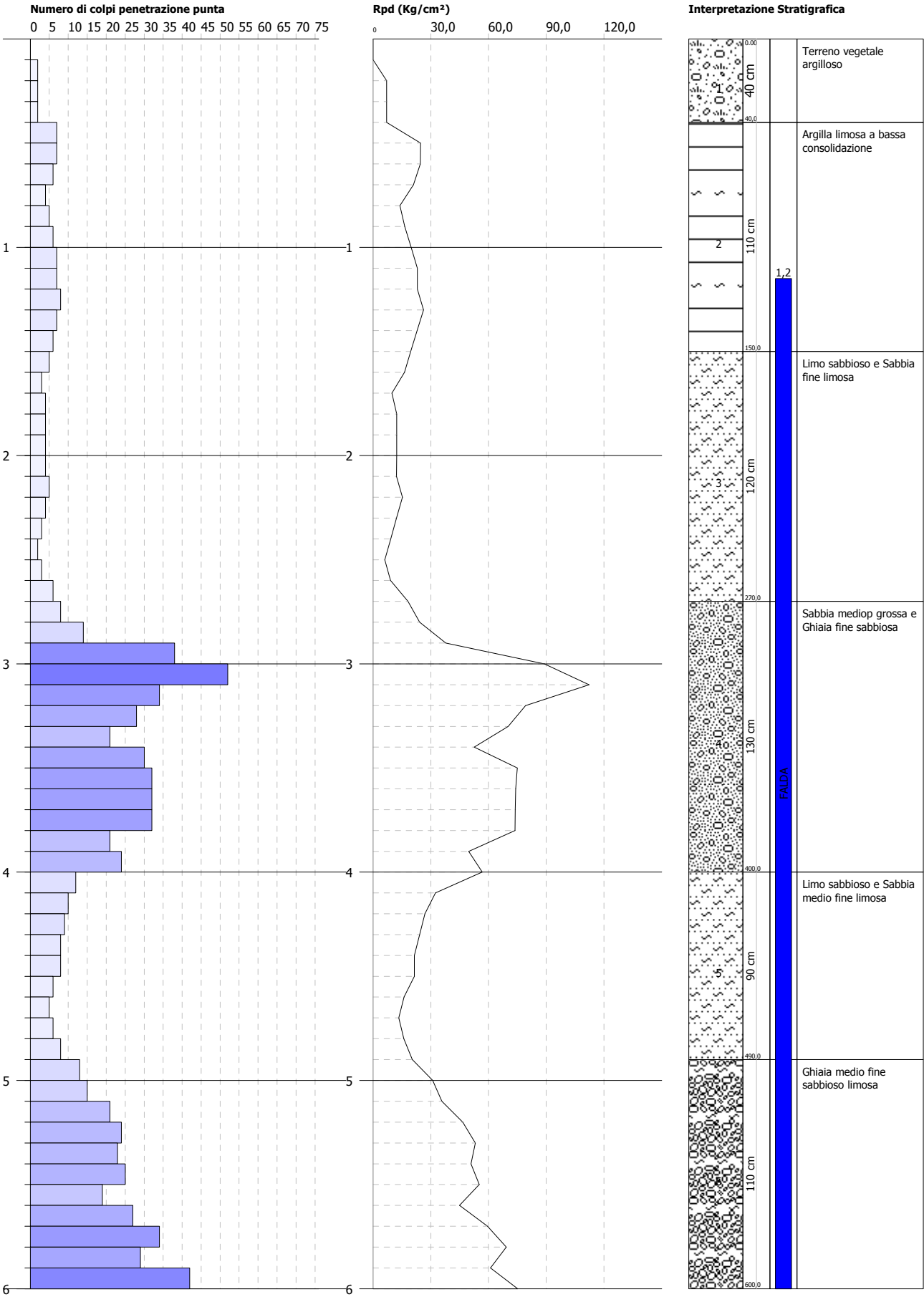


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.14
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: *Pettenon Cosmetics s.p.a.*
Cantiere: *via del Confine*
Località: *San Martino di Lupari*

Data: 14/04/2014

Scala 1:26

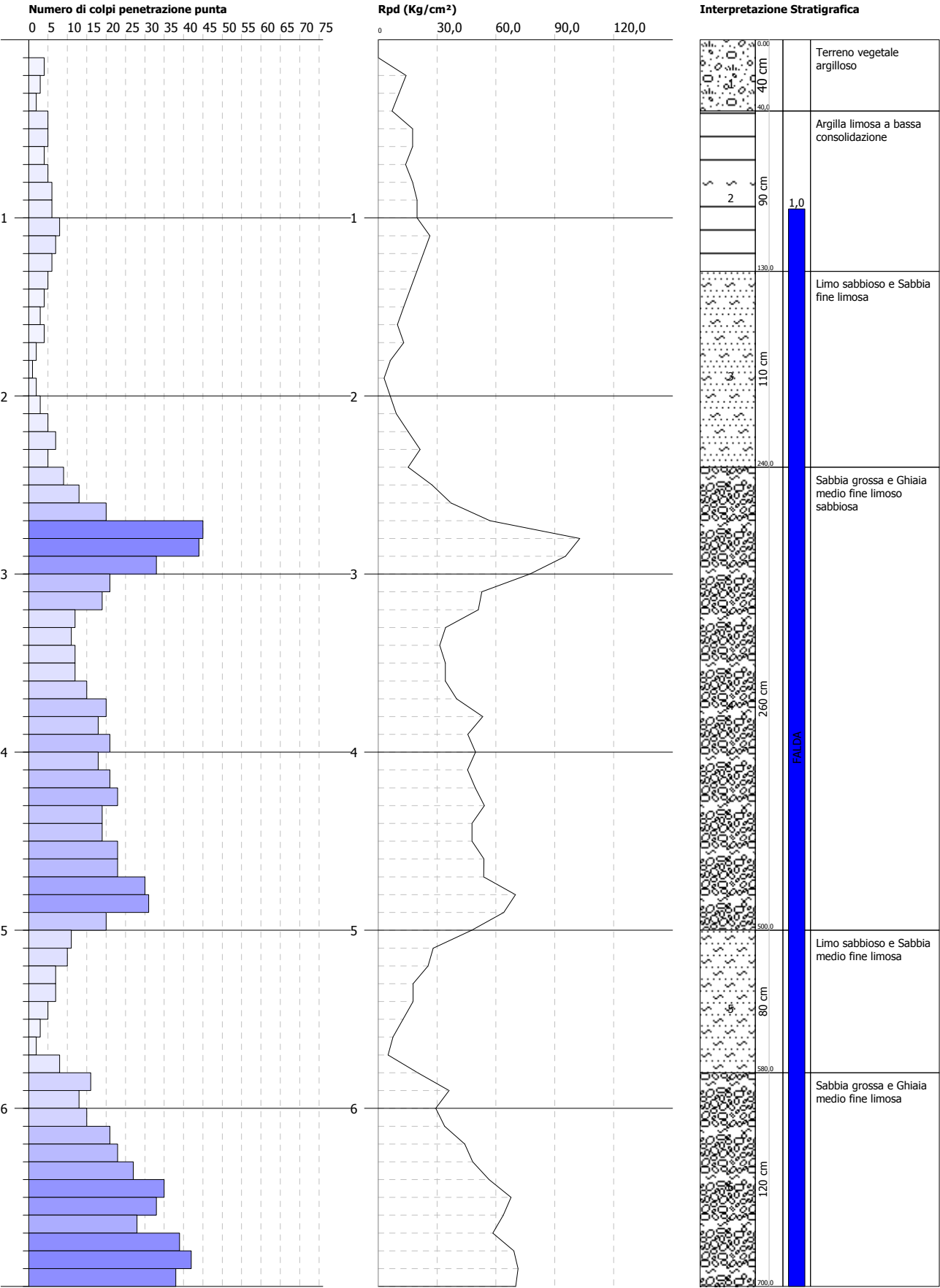


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.15
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: *Pettenon Cosmetics s.p.a.*
Cantiere: *via del Confine*
Località: *San Martino di Lupari*

Data: 14/04/2014

Scala 1:31

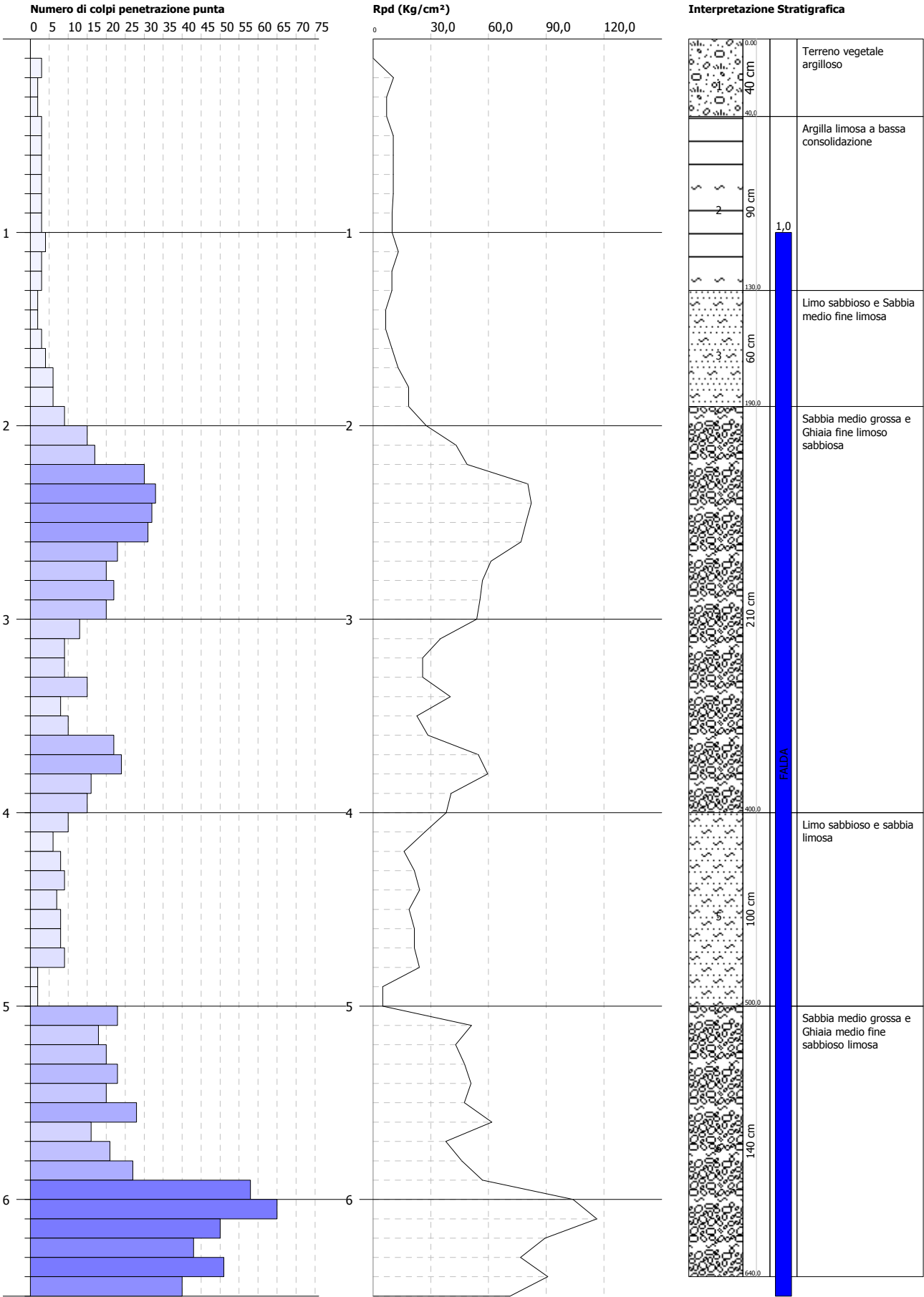


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.16
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: *Pettenon Cosmetics s.p.a.*
Cantiere: *via del Confine*
Località: *San Martino di Lupari*

Data: 14/04/2014

Scala 1:28



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente: Pettenon Cosmetics s.p.a.
 Cantiere: via del Confine
 Località: San Martino di Lupari

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DL-30 (60°)

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	30 Kg
Altezza di caduta libera	0,20 m
Peso sistema di battuta	11 Kg
Diametro punta conica	35,68 mm
Area di base punta	10 cm ²
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	2,4 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,80 m
Avanzamento punta	0,10 m
Numero colpi per punta	N(10)
Coeff. Correlazione	0,783
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	60 °

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE *DPSH – DPM (... scpt ecc.)*

Note illustrative - Diverse tipologie di penetrometri dinamici

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi δ) misurando il numero di colpi N necessari.

Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di “catalogare e parametrizzare” il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M
- altezza libera caduta H
- punta conica: diametro base cono D, area base A (angolo di apertura α)

- avanzamento (penetrazione) δ
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

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

- tipo LEGGERO (DPL)
- tipo MEDIO (DPM)
- tipo PESANTE (DPH)
- tipo SUPERPESANTE (DPSH)

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

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

penetrometri in uso in Italia

In Italia risultano attualmente in uso i seguenti tipi di penetrometri dinamici (non rientranti però nello Standard ISSMFE):

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-30) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
massa battente $M = 30$ kg, altezza di caduta $H = 0.20$ m, avanzamento $\delta = 10$ cm, punta conica ($\alpha = 60-90^\circ$), diametro $D = 35.7$ mm, area base cono $A = 10 \text{ cm}^2$ rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;
- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-20) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
massa battente $M = 20$ kg, altezza di caduta $H = 0.20$ m, avanzamento $\delta = 10$ cm, punta conica ($\alpha = 60-90^\circ$), diametro $D = 35.7$ mm, area base cono $A = 10 \text{ cm}^2$ rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;
- DINAMICO PESANTE ITALIANO (SUPERPESANTE secondo la classifica ISSMFE)
massa battente $M = 73$ kg, altezza di caduta $H = 0.75$ m, avanzamento $\delta = 30$ cm, punta conica ($\alpha = 60^\circ$), diametro $D = 50.8$ mm, area base cono $A = 20.27 \text{ cm}^2$ rivestimento: previsto secondo precise indicazioni;
- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA)
massa battente $M = 63.5$ kg, altezza caduta $H = 0.75$ m, avanzamento $\delta = 20-30$ cm, punta conica conica ($\alpha = 60^\circ-90^\circ$) diametro $D = 50.5$ mm, area base cono $A = 20 \text{ cm}^2$, rivestimento / fango bentonitico : talora previsto.

Correlazione con N_{spt}

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi N_{spt} ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con N_{spt} . Il passaggio viene dato da:

$$N_{spt} = \beta_t N$$

Dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q_{spt} è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

- M = peso massa battente;
M' = peso aste;
H = altezza di caduta;
A = area base punta conica;
δ = passo di avanzamento.

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd

Formula Olandesi

$$Rpd = \frac{M^2 \cdot H}{[A \cdot e \cdot (M + P)]} = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{[A \cdot \delta \cdot (M + P)]}$$

- Rpd = resistenza dinamica punta (area A);
e = infissione media per colpo (δ/ N);
M = peso massa battente (altezza caduta H);
P = peso totale aste e sistema battuta.

Metodologia di Elaborazione.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software*.

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini 1983 - Meyerhof 1956 - Desai 1968 - Borowczyk-Frankowsky 1981.

Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle resistenza alla punta.

Valutazioni statistiche e correlazioni

Elaborazione Statistica

Permette l'elaborazione statistica dei dati numerici di Dynamic Probing, utilizzando nel calcolo dei valori rappresentativi dello strato considerato un valore inferiore o maggiore della media aritmetica dello strato (dato comunque maggiormente utilizzato); i valori possibili in immissione sono :

Media

Media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media minima

Valore statistico inferiore alla media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Massimo

Valore massimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Minimo

Valore minimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Scarto quadratico medio

Valore statistico di scarto dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media deviata

Valore statistico di media deviata dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media + s

Media + scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media - s

Media - scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Pressione ammissibile

Pressione ammissibile specifica sull'interstrato (con effetto di riduzione energia per svergolamento aste o no) calcolata secondo le note elaborazioni proposte da Herminier, applicando un coefficiente di sicurezza (generalmente = 20-22) che corrisponde ad un coefficiente di sicurezza standard delle fondazioni pari a 4, con una geometria fondale standard di larghezza pari a 1 mt. ed immersione $d = 1$ mt..

Correlazioni geotecniche terreni incoerenti**Liquefazione**

Permette di calcolare utilizzando dati N_{spt} il potenziale di liquefazione dei suoli (prevalentemente sabbiosi).

Attraverso la relazione di *SHI-MING (1982)*, applicabile a terreni sabbiosi, la liquefazione risulta possibile solamente se N_{spt} dello strato considerato risulta inferiore a N_{spt} critico calcolato con l'elaborazione di *SHI-MING*.

Correzione N_{spt} in presenza di falda

$N_{spt} \text{ corretto} = 15 + 0.5 \times (N_{spt} - 15)$

N_{spt} è il valore medio nello strato

La correzione viene applicata in presenza di falda solo se il numero di colpi è maggiore di 15 (la correzione viene eseguita se tutto lo strato è in falda).

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 D_r %.
- 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) $\sigma > 15$ 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 D_r 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 D_r % 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 D_r % 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 ($N_{spt} = 0$) a 1,99 ($N_{spt} = 95$)

Modulo di poisson

- Classificazione A.G.I.

Potenziale di liquefazione (Stress Ratio)

- Seed-Idriss 1978-1981. Tale correlazione è valida solamente per sabbie, ghiaie e limi sabbiosi, rappresenta il rapporto tra lo sforzo dinamico medio τ e la tensione verticale di consolidazione per la valutazione del potenziale di liquefazione delle sabbie e terreni sabbio-ghiaiosi attraverso grafici degli autori.

Velocità onde di taglio V_s (m/sec)

- Tale correlazione è valida solamente per terreni incoerenti sabbiosi e ghiaiosi.

Modulo di deformazione di taglio (G)

- Ohsaki & Iwasaki – elaborazione valida per sabbie con fine plastico e sabbie pulite.
- Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982) elaborazione valida soprattutto per sabbie e per tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cmq.

Modulo di reazione (K_0)

- Navfac 1971-1982 - elaborazione valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson 1983 Q_c

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 Cu (Kg/cmq) (valori medi), valida per **argille e limi argillosi** con $N_c=20$ e $Q_c/N_{spt}=2$.
- Schmertmann 1975 Cu (Kg/cmq) (valori minimi), valida per argille NC.
- Fletcher 1965 - (Argilla di Chicago). Coesione non drenata Cu (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.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson 1983 Q_c

Modulo Edometrico-Confinato (Mo)

- 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 - Mo (Eed) (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 ... Nr.1

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

DL-30 (60°)
 14/04/2014
 6,00 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	4	0,855	14,18	16,59	0,71	0,83
0,30	2	0,853	7,07	8,29	0,35	0,41
0,40	2	0,851	7,06	8,29	0,35	0,41
0,50	7	0,849	24,64	29,03	1,23	1,45
0,60	9	0,847	31,62	37,33	1,58	1,87
0,70	8	0,845	28,04	33,18	1,40	1,66
0,80	4	0,843	13,99	16,59	0,70	0,83
0,90	5	0,842	16,54	19,65	0,83	0,98
1,00	2	0,840	6,60	7,86	0,33	0,39
1,10	4	0,838	13,17	15,72	0,66	0,79
1,20	3	0,836	9,86	11,79	0,49	0,59
1,30	5	0,835	16,40	19,65	0,82	0,98
1,40	3	0,833	9,82	11,79	0,49	0,59
1,50	2	0,831	6,53	7,86	0,33	0,39
1,60	5	0,830	16,30	19,65	0,82	0,98
1,70	14	0,778	42,80	55,02	2,14	2,75
1,80	21	0,726	59,95	82,53	3,00	4,13
1,90	21	0,725	56,84	78,42	2,84	3,92
2,00	29	0,723	78,32	108,30	3,92	5,41
2,10	53	0,622	123,04	197,93	6,15	9,90
2,20	61	0,620	141,26	227,80	7,06	11,39
2,30	31	0,669	77,41	115,77	3,87	5,79
2,40	38	0,667	94,67	141,91	4,73	7,10
2,50	43	0,616	98,87	160,58	4,94	8,03
2,60	40	0,614	91,75	149,38	4,59	7,47
2,70	29	0,713	77,20	108,30	3,86	5,41
2,80	44	0,611	100,47	164,32	5,02	8,22
2,90	35	0,660	82,18	124,51	4,11	6,23
3,00	24	0,709	60,50	85,38	3,03	4,27
3,10	23	0,707	57,87	81,82	2,89	4,09
3,20	27	0,706	67,81	96,05	3,39	4,80
3,30	27	0,705	67,68	96,05	3,38	4,80
3,40	35	0,653	81,35	124,51	4,07	6,23
3,50	18	0,752	48,16	64,03	2,41	3,20
3,60	12	0,801	34,19	42,69	1,71	2,13
3,70	10	0,800	28,45	35,57	1,42	1,78
3,80	8	0,798	22,72	28,46	1,14	1,42
3,90	10	0,797	27,08	33,96	1,35	1,70
4,00	12	0,796	32,44	40,75	1,62	2,04
4,10	11	0,795	29,69	37,36	1,48	1,87
4,20	4	0,794	10,78	13,58	0,54	0,68
4,30	2	0,793	5,38	6,79	0,27	0,34
4,40	4	0,791	10,75	13,58	0,54	0,68
4,50	21	0,690	49,23	71,32	2,46	3,57
4,60	35	0,639	75,98	118,87	3,80	5,94
4,70	27	0,688	63,10	91,70	3,16	4,58
4,80	25	0,687	58,34	84,91	2,92	4,25
4,90	24	0,686	53,50	77,98	2,67	3,90
5,00	23	0,685	51,19	74,73	2,56	3,74
5,10	45	0,584	85,39	146,21	4,27	7,31
5,20	49	0,583	92,82	159,21	4,64	7,96
5,30	58	0,582	109,68	188,45	5,48	9,42
5,40	70	0,581	132,15	227,44	6,61	11,37
5,50	82	0,580	154,55	266,43	7,73	13,32

5,60	90	0,579	169,35	292,42	8,47	14,62
5,70	74	0,578	139,02	240,43	6,95	12,02
5,80	56	0,577	105,04	181,95	5,25	9,10
5,90	68	0,576	122,06	211,76	6,10	10,59
6,00	53	0,575	94,98	165,05	4,75	8,25

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturato (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,4	1,57	Coesivo	1,33	1,83	--	0,25	7,20	15,70	--	--
2	1,6	3,72	Coesivo	1,33	1,83	--	0,58	17,07	37,20	--	--
3	3,5	25,26	Incoerente	2,00	2,40	33,64	--	68,81	175,65	0,31	1092,76
4	4,4	6,35	Coesivo	1,41	1,88	--	0,84	29,13	63,50	--	--
5	5,0	20,22	Incoerente	1,94	1,97	32,93	--	63,64	163,05	0,32	963,67
6	6,0	50,50	Incoerente	2,16	2,50	37,17	--	94,73	238,75	0,29	1726,68

PROVA ... Nr.2

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

14/04/2014

Profondità prova

5,60 mt

Falda rilevata

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)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	4	0,855	14,18	16,59	0,71	0,83
0,30	2	0,853	7,07	8,29	0,35	0,41
0,40	2	0,851	7,06	8,29	0,35	0,41
0,50	4	0,849	14,08	16,59	0,70	0,83
0,60	8	0,847	28,10	33,18	1,41	1,66
0,70	12	0,845	42,06	49,77	2,10	2,49
0,80	44	0,643	117,40	182,49	5,87	9,12
0,90	8	0,842	26,46	31,44	1,32	1,57
1,00	6	0,840	19,80	23,58	0,99	1,18
1,10	4	0,838	13,17	15,72	0,66	0,79
1,20	4	0,836	13,15	15,72	0,66	0,79
1,30	3	0,835	9,84	11,79	0,49	0,59
1,40	5	0,833	16,37	19,65	0,82	0,98
1,50	3	0,831	9,80	11,79	0,49	0,59
1,60	3	0,830	9,78	11,79	0,49	0,59
1,70	6	0,828	19,52	23,58	0,98	1,18
1,80	5	0,826	16,24	19,65	0,81	0,98
1,90	4	0,825	12,32	14,94	0,62	0,75
2,00	5	0,823	15,37	18,67	0,77	0,93
2,10	19	0,772	54,75	70,95	2,74	3,55
2,20	48	0,620	111,16	179,25	5,56	8,96
2,30	54	0,619	124,75	201,66	6,24	10,08
2,40	35	0,667	87,20	130,71	4,36	6,54
2,50	33	0,666	82,04	123,24	4,10	6,16
2,60	48	0,614	110,11	179,25	5,51	8,96
2,70	90	0,613	205,97	336,10	10,30	16,80
2,80	95	0,611	216,92	354,77	10,85	17,74
2,90	80	0,610	173,61	284,59	8,68	14,23
3,00	34	0,659	79,67	120,95	3,98	6,05

3,10	25	0,707	62,90	88,93	3,15	4,45
3,20	21	0,706	52,74	74,70	2,64	3,74
3,30	23	0,705	57,66	81,82	2,88	4,09
3,40	16	0,753	42,88	56,92	2,14	2,85
3,50	21	0,702	52,45	74,70	2,62	3,74
3,60	15	0,751	40,07	53,36	2,00	2,67
3,70	19	0,750	50,67	67,59	2,53	3,38
3,80	18	0,748	47,92	64,03	2,40	3,20
3,90	11	0,797	29,78	37,36	1,49	1,87
4,00	17	0,746	43,07	57,74	2,15	2,89
4,10	16	0,745	40,47	54,34	2,02	2,72
4,20	9	0,794	24,26	30,57	1,21	1,53
4,30	8	0,793	21,53	27,17	1,08	1,36
4,40	9	0,791	24,19	30,57	1,21	1,53
4,50	38	0,640	82,64	129,06	4,13	6,45
4,60	42	0,589	84,05	142,64	4,20	7,13
4,70	54	0,588	107,87	183,40	5,39	9,17
4,80	60	0,587	119,64	203,77	5,98	10,19
4,90	56	0,586	106,63	181,95	5,33	9,10
5,00	100	0,585	190,08	324,91	9,50	16,25
5,10	72	0,584	136,62	233,94	6,83	11,70
5,20	63	0,583	119,34	204,69	5,97	10,23
5,30	82	0,582	155,06	266,43	7,75	13,32
5,40	54	0,581	101,94	175,45	5,10	8,77
5,50	65	0,580	122,51	211,19	6,13	10,56
5,60	54	0,579	101,61	175,45	5,08	8,77

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.2

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	0,4	1,57	Coesivo	1,33	1,83	--	0,25	7,20	15,70	--	--
2	1,0	10,70	Coesivo	1,50	1,93	--	1,69	49,09	107,00	--	--
3	2,0	3,29	Incoerente	1,46	1,88	28,92	--	34,22	---	0,35	199,10
4	3,3	36,44	Incoerente	2,18	2,50	38,2	--	102,31	257,20	0,28	1908,96
5	4,4	11,31	Incoerente	1,77	1,93	31,17	--	50,70	131,55	0,33	635,58
6	5,6	48,29	Incoerente	2,23	2,50	41,52	--	126,65	316,45	0,26	2487,36

PROVA ... Nr.3

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

14/04/2014

Profondità prova

5,80 mt

Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	1	0,855	3,54	4,15	0,18	0,21
0,30	2	0,853	7,07	8,29	0,35	0,41
0,40	3	0,851	10,59	12,44	0,53	0,62
0,50	5	0,849	17,60	20,74	0,88	1,04
0,60	6	0,847	21,08	24,88	1,05	1,24
0,70	4	0,845	14,02	16,59	0,70	0,83
0,80	3	0,843	10,49	12,44	0,52	0,62
0,90	7	0,842	23,15	27,51	1,16	1,38

1,00	9	0,840	29,70	35,37	1,49	1,77
1,10	4	0,838	13,17	15,72	0,66	0,79
1,20	2	0,836	6,57	7,86	0,33	0,39
1,30	2	0,835	6,56	7,86	0,33	0,39
1,40	1	0,833	3,27	3,93	0,16	0,20
1,50	2	0,831	6,53	7,86	0,33	0,39
1,60	2	0,830	6,52	7,86	0,33	0,39
1,70	2	0,828	6,51	7,86	0,33	0,39
1,80	2	0,826	6,50	7,86	0,32	0,39
1,90	5	0,825	15,40	18,67	0,77	0,93
2,00	7	0,823	21,52	26,14	1,08	1,31
2,10	8	0,822	24,55	29,88	1,23	1,49
2,20	6	0,820	18,38	22,41	0,92	1,12
2,30	7	0,819	21,40	26,14	1,07	1,31
2,40	8	0,817	24,41	29,88	1,22	1,49
2,50	14	0,766	40,03	52,28	2,00	2,61
2,60	18	0,764	51,37	67,22	2,57	3,36
2,70	25	0,713	66,55	93,36	3,33	4,67
2,80	23	0,711	61,11	85,89	3,06	4,29
2,90	26	0,710	65,67	92,49	3,28	4,62
3,00	58	0,609	125,58	206,32	6,28	10,32
3,10	71	0,607	153,39	252,57	7,67	12,63
3,20	70	0,606	150,90	249,01	7,55	12,45
3,30	32	0,655	74,53	113,83	3,73	5,69
3,40	30	0,703	75,07	106,72	3,75	5,34
3,50	25	0,702	62,44	88,93	3,12	4,45
3,60	25	0,701	62,33	88,93	3,12	4,45
3,70	22	0,700	54,75	78,26	2,74	3,91
3,80	22	0,698	54,66	78,26	2,73	3,91
3,90	17	0,747	43,14	57,74	2,16	2,89
4,00	15	0,746	38,00	50,94	1,90	2,55
4,10	14	0,745	35,42	47,55	1,77	2,38
4,20	14	0,744	35,36	47,55	1,77	2,38
4,30	17	0,743	42,87	57,74	2,14	2,89
4,40	14	0,741	35,25	47,55	1,76	2,38
4,50	18	0,740	45,26	61,13	2,26	3,06
4,60	33	0,639	71,64	112,08	3,58	5,60
4,70	57	0,588	113,86	193,58	5,69	9,68
4,80	65	0,587	129,61	220,75	6,48	11,04
4,90	82	0,586	156,14	266,43	7,81	13,32
5,00	74	0,585	140,66	240,43	7,03	12,02
5,10	59	0,584	111,95	191,70	5,60	9,58
5,20	63	0,583	119,34	204,69	5,97	10,23
5,30	71	0,582	134,26	230,69	6,71	11,53
5,40	88	0,581	166,13	285,92	8,31	14,30
5,50	59	0,580	111,20	191,70	5,56	9,58
5,60	62	0,579	116,66	201,44	5,83	10,07
5,70	48	0,578	90,17	155,96	4,51	7,80
5,80	44	0,577	82,53	142,96	4,13	7,15

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.3

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,4	1,17	Coesivo	1,33	1,83	--	0,19	5,37	11,70	--	--
2	1,0	4,44	Coesivo	1,33	1,83	--	0,69	20,37	44,40	--	--
3	1,9	1,91	Incoerente	1,40	1,87	28,53	--	31,39	---	0,35	119,42
4	2,4	5,64	Incoerente	1,57	1,89	29,58	--	39,05	---	0,34	330,46
5	3,8	25,78	Incoerente	2,00	2,40	33,71	--	69,35	176,95	0,31	1106,03
6	4,5	12,19	Incoerente	1,80	1,93	31,41	--	52,50	135,95	0,33	681,96
7	5,8	48,48	Incoerente	2,15	2,50	36,89	--	92,66	233,70	0,29	1676,58

PROVA ... Nr.4

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

DL-30 (60°)
 14/04/2014
 5,00 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	4	0,855	14,18	16,59	0,71	0,83
0,30	3	0,853	10,61	12,44	0,53	0,62
0,40	4	0,851	14,11	16,59	0,71	0,83
0,50	6	0,849	21,12	24,88	1,06	1,24
0,60	5	0,847	17,56	20,74	0,88	1,04
0,70	5	0,845	17,53	20,74	0,88	1,04
0,80	5	0,843	17,49	20,74	0,87	1,04
0,90	4	0,842	13,23	15,72	0,66	0,79
1,00	5	0,840	16,50	19,65	0,83	0,98
1,10	6	0,838	19,76	23,58	0,99	1,18
1,20	6	0,836	19,72	23,58	0,99	1,18
1,30	7	0,835	22,96	27,51	1,15	1,38
1,40	7	0,833	22,91	27,51	1,15	1,38
1,50	7	0,831	22,87	27,51	1,14	1,38
1,60	7	0,830	22,82	27,51	1,14	1,38
1,70	5	0,828	16,27	19,65	0,81	0,98
1,80	5	0,826	16,24	19,65	0,81	0,98
1,90	3	0,825	9,24	11,20	0,46	0,56
2,00	3	0,823	9,22	11,20	0,46	0,56
2,10	4	0,822	12,27	14,94	0,61	0,75
2,20	9	0,820	27,56	33,61	1,38	1,68
2,30	10	0,819	30,57	37,34	1,53	1,87
2,40	12	0,817	36,62	44,81	1,83	2,24
2,50	12	0,816	36,55	44,81	1,83	2,24
2,60	12	0,814	36,49	44,81	1,82	2,24
2,70	14	0,763	39,88	52,28	1,99	2,61
2,80	17	0,761	48,34	63,49	2,42	3,17
2,90	12	0,810	34,58	42,69	1,73	2,13
3,00	11	0,809	31,64	39,13	1,58	1,96
3,10	10	0,807	28,72	35,57	1,44	1,78
3,20	12	0,806	34,41	42,69	1,72	2,13
3,30	17	0,755	45,64	60,47	2,28	3,02
3,40	17	0,753	45,56	60,47	2,28	3,02
3,50	12	0,802	34,24	42,69	1,71	2,13
3,60	28	0,701	69,81	99,60	3,49	4,98
3,70	46	0,600	98,12	163,64	4,91	8,18
3,80	56	0,598	119,21	199,21	5,96	9,96
3,90	39	0,597	79,10	132,45	3,96	6,62
4,00	19	0,746	48,14	64,53	2,41	3,23
4,10	15	0,745	37,95	50,94	1,90	2,55
4,20	12	0,794	32,35	40,75	1,62	2,04
4,30	10	0,793	26,92	33,96	1,35	1,70
4,40	12	0,791	32,25	40,75	1,61	2,04
4,50	13	0,740	32,69	44,15	1,63	2,21
4,60	17	0,739	42,68	57,74	2,13	2,89
4,70	42	0,588	83,90	142,64	4,19	7,13
4,80	68	0,587	135,59	230,94	6,78	11,55
4,90	53	0,586	100,92	172,20	5,05	8,61
5,00	62	0,585	117,85	201,44	5,89	10,07

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.4

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturato (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,4	2,15	Coesivo	1,33	1,83	--	0,34	9,86	21,50	--	--
2	2,1	4,14	Coesivo	1,33	1,83	--	0,63	18,99	41,40	--	--
3	3,5	9,90	Incoerente	1,73	1,92	30,77	--	47,80	---	0,33	560,80
4	4,0	29,44									
5	4,6	10,31	Incoerente	1,74	1,92	30,89	--	48,64	126,55	0,33	582,61
6	5,0	44,04	Incoerente	2,13	2,50	36,27	--	88,10	222,60	0,3	1566,11

PROVA ... Nr.5

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

14/04/2014

Profondità prova

6,00 mt

Falda rilevata

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)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	1	0,855	3,54	4,15	0,18	0,21
0,30	2	0,853	7,07	8,29	0,35	0,41
0,40	4	0,851	14,11	16,59	0,71	0,83
0,50	5	0,849	17,60	20,74	0,88	1,04
0,60	5	0,847	17,56	20,74	0,88	1,04
0,70	4	0,845	14,02	16,59	0,70	0,83
0,80	4	0,843	13,99	16,59	0,70	0,83
0,90	3	0,842	9,92	11,79	0,50	0,59
1,00	3	0,840	9,90	11,79	0,50	0,59
1,10	4	0,838	13,17	15,72	0,66	0,79
1,20	5	0,836	16,43	19,65	0,82	0,98
1,30	4	0,835	13,12	15,72	0,66	0,79
1,40	4	0,833	13,09	15,72	0,65	0,79
1,50	3	0,831	9,80	11,79	0,49	0,59
1,60	5	0,830	16,30	19,65	0,82	0,98
1,70	4	0,828	13,02	15,72	0,65	0,79
1,80	4	0,826	12,99	15,72	0,65	0,79
1,90	4	0,825	12,32	14,94	0,62	0,75
2,00	2	0,823	6,15	7,47	0,31	0,37
2,10	3	0,822	9,21	11,20	0,46	0,56
2,20	5	0,820	15,31	18,67	0,77	0,93
2,30	17	0,769	48,80	63,49	2,44	3,17
2,40	22	0,717	58,92	82,16	2,95	4,11
2,50	33	0,666	82,04	123,24	4,10	6,16
2,60	23	0,714	61,35	85,89	3,07	4,29
2,70	13	0,763	37,03	48,55	1,85	2,43
2,80	28	0,711	74,39	104,56	3,72	5,23
2,90	50	0,610	108,50	177,87	5,43	8,89
3,00	64	0,609	138,58	227,67	6,93	11,38
3,10	51	0,607	110,18	181,42	5,51	9,07
3,20	50	0,606	107,79	177,87	5,39	8,89
3,30	68	0,605	146,27	241,90	7,31	12,09
3,40	30	0,703	75,07	106,72	3,75	5,34
3,50	20	0,752	53,51	71,15	2,68	3,56
3,60	16	0,751	42,74	56,92	2,14	2,85
3,70	15	0,750	40,00	53,36	2,00	2,67

3,80	12	0,798	34,08	42,69	1,70	2,13
3,90	15	0,747	38,07	50,94	1,90	2,55
4,00	13	0,746	32,94	44,15	1,65	2,21
4,10	11	0,795	29,69	37,36	1,48	1,87
4,20	11	0,794	29,65	37,36	1,48	1,87
4,30	11	0,793	29,61	37,36	1,48	1,87
4,40	9	0,791	24,19	30,57	1,21	1,53
4,50	9	0,790	24,16	30,57	1,21	1,53
4,60	11	0,789	29,48	37,36	1,47	1,87
4,70	10	0,788	26,77	33,96	1,34	1,70
4,80	10	0,787	26,73	33,96	1,34	1,70
4,90	10	0,786	25,54	32,49	1,28	1,62
5,00	11	0,785	28,06	35,74	1,40	1,79
5,10	16	0,734	38,16	51,99	1,91	2,60
5,20	28	0,683	62,14	90,97	3,11	4,55
5,30	38	0,632	78,03	123,47	3,90	6,17
5,40	360	0,581	679,63	1169,68	33,98	58,48
5,50	53	0,580	99,89	172,20	4,99	8,61
5,60	72	0,579	135,48	233,94	6,77	11,70
5,70	61	0,578	114,60	198,19	5,73	9,91
5,80	54	0,577	101,28	175,45	5,06	8,77
5,90	47	0,576	84,36	146,37	4,22	7,32
6,00	60	0,575	107,53	186,85	5,38	9,34

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.5

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	0,4	1,37	Coesivo	1,33	1,83	--	0,22	6,29	13,70	--	--
2	2,2	3,09	Coesivo	1,33	1,83	--	0,47	14,18	30,90	--	--
3	3,5	28,25	Incoerente	2,02	2,42	34,06	--	71,88	183,12	0,31	1168,89
4	5,0	9,08	Incoerente	1,70	1,91	30,54	--	46,12	---	0,34	517,03
5	6,0	61,78	Incoerente	2,19	2,50	38,75	--	106,32	266,95	0,28	2004,83

PROVA ... Nr.6

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

14/04/2014

Profondità prova

5,00 mt

Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	1	0,855	3,54	4,15	0,18	0,21
0,30	2	0,853	7,07	8,29	0,35	0,41
0,40	3	0,851	10,59	12,44	0,53	0,62
0,50	5	0,849	17,60	20,74	0,88	1,04
0,60	5	0,847	17,56	20,74	0,88	1,04
0,70	4	0,845	14,02	16,59	0,70	0,83
0,80	4	0,843	13,99	16,59	0,70	0,83
0,90	4	0,842	13,23	15,72	0,66	0,79
1,00	4	0,840	13,20	15,72	0,66	0,79
1,10	5	0,838	16,47	19,65	0,82	0,98
1,20	6	0,836	19,72	23,58	0,99	1,18

1,30	6	0,835	19,68	23,58	0,98	1,18
1,40	4	0,833	13,09	15,72	0,65	0,79
1,50	5	0,831	16,33	19,65	0,82	0,98
1,60	3	0,830	9,78	11,79	0,49	0,59
1,70	3	0,828	9,76	11,79	0,49	0,59
1,80	3	0,826	9,74	11,79	0,49	0,59
1,90	3	0,825	9,24	11,20	0,46	0,56
2,00	3	0,823	9,22	11,20	0,46	0,56
2,10	6	0,822	18,41	22,41	0,92	1,12
2,20	5	0,820	15,31	18,67	0,77	0,93
2,30	4	0,819	12,23	14,94	0,61	0,75
2,40	3	0,817	9,15	11,20	0,46	0,56
2,50	3	0,816	9,14	11,20	0,46	0,56
2,60	10	0,814	30,41	37,34	1,52	1,87
2,70	36	0,663	89,11	134,44	4,46	6,72
2,80	78	0,611	178,10	291,29	8,90	14,56
2,90	120	0,610	260,41	426,88	13,02	21,34
3,00	100	0,609	216,52	355,73	10,83	17,79
3,10	110	0,607	237,65	391,30	11,88	19,57
3,20	75	0,606	161,68	266,80	8,08	13,34
3,30	82	0,605	176,39	291,70	8,82	14,58
3,40	48	0,603	103,03	170,75	5,15	8,54
3,50	36	0,652	83,51	128,06	4,18	6,40
3,60	25	0,701	62,33	88,93	3,12	4,45
3,70	23	0,700	57,24	81,82	2,86	4,09
3,80	19	0,748	50,58	67,59	2,53	3,38
3,90	16	0,747	40,60	54,34	2,03	2,72
4,00	18	0,746	45,61	61,13	2,28	3,06
4,10	21	0,695	49,56	71,32	2,48	3,57
4,20	16	0,744	40,41	54,34	2,02	2,72
4,30	15	0,743	37,83	50,94	1,89	2,55
4,40	19	0,741	47,84	64,53	2,39	3,23
4,50	24	0,690	56,27	81,51	2,81	4,08
4,60	48	0,589	96,06	163,02	4,80	8,15
4,70	52	0,588	103,87	176,60	5,19	8,83
4,80	47	0,587	93,71	159,62	4,69	7,98
4,90	60	0,586	114,25	194,95	5,71	9,75
5,00	52	0,585	98,84	168,95	4,94	8,45

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.6

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturato (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	0,4	1,17	Coesivo	1,33	1,83	--	0,19	5,37	11,70	--	--
2	1,5	3,70	Coesivo	1,33	1,83	--	0,57	16,98	37,00	--	--
3	2,5	2,82	Incoerente	1,44	1,87	28,79	--	33,26	---	0,35	172,25
4	3,5	54,42	Incoerente	2,17	2,50	37,72	--	98,76	248,55	0,29	1823,65
5	4,5	15,35	Incoerente	1,88	1,95	32,25	--	58,63	150,88	0,32	837,87
6	5,0	40,56	Incoerente	2,11	2,50	35,78	--	84,53	213,90	0,3	1479,18

PROVA ... Nr.7

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

DL-30 (60°)
 14/04/2014
 6,00 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	6	0,855	21,27	24,88	1,06	1,24
0,30	4	0,853	14,15	16,59	0,71	0,83
0,40	4	0,851	14,11	16,59	0,71	0,83
0,50	5	0,849	17,60	20,74	0,88	1,04
0,60	7	0,847	24,59	29,03	1,23	1,45
0,70	5	0,845	17,53	20,74	0,88	1,04
0,80	7	0,843	24,48	29,03	1,22	1,45
0,90	7	0,842	23,15	27,51	1,16	1,38
1,00	6	0,840	19,80	23,58	0,99	1,18
1,10	8	0,838	26,35	31,44	1,32	1,57
1,20	7	0,836	23,01	27,51	1,15	1,38
1,30	7	0,835	22,96	27,51	1,15	1,38
1,40	6	0,833	19,64	23,58	0,98	1,18
1,50	5	0,831	16,33	19,65	0,82	0,98
1,60	6	0,830	19,56	23,58	0,98	1,18
1,70	4	0,828	13,02	15,72	0,65	0,79
1,80	2	0,826	6,50	7,86	0,32	0,39
1,90	7	0,825	21,56	26,14	1,08	1,31
2,00	9	0,823	27,67	33,61	1,38	1,68
2,10	9	0,822	27,62	33,61	1,38	1,68
2,20	10	0,820	30,63	37,34	1,53	1,87
2,30	13	0,769	37,31	48,55	1,87	2,43
2,40	18	0,767	51,57	67,22	2,58	3,36
2,50	20	0,766	57,19	74,69	2,86	3,73
2,60	21	0,714	56,01	78,42	2,80	3,92
2,70	21	0,713	55,90	78,42	2,80	3,92
2,80	14	0,761	39,81	52,28	1,99	2,61
2,90	10	0,810	28,82	35,57	1,44	1,78
3,00	16	0,759	43,18	56,92	2,16	2,85
3,10	14	0,757	37,72	49,80	1,89	2,49
3,20	16	0,756	43,03	56,92	2,15	2,85
3,30	10	0,805	28,63	35,57	1,43	1,78
3,40	13	0,753	34,84	46,25	1,74	2,31
3,50	13	0,752	34,78	46,25	1,74	2,31
3,60	12	0,801	34,19	42,69	1,71	2,13
3,70	10	0,800	28,45	35,57	1,42	1,78
3,80	10	0,798	28,40	35,57	1,42	1,78
3,90	9	0,797	24,37	30,57	1,22	1,53
4,00	22	0,696	52,00	74,72	2,60	3,74
4,10	30	0,695	70,80	101,89	3,54	5,09
4,20	31	0,644	67,77	105,28	3,39	5,26
4,30	20	0,743	50,44	67,92	2,52	3,40
4,40	21	0,691	49,31	71,32	2,47	3,57
4,50	13	0,740	32,69	44,15	1,63	2,21
4,60	9	0,789	24,12	30,57	1,21	1,53
4,70	7	0,788	18,74	23,77	0,94	1,19
4,80	9	0,787	24,06	30,57	1,20	1,53
4,90	9	0,786	22,99	29,24	1,15	1,46
5,00	14	0,735	33,43	45,49	1,67	2,27

5,10	18	0,734	42,93	58,48	2,15	2,92
5,20	26	0,683	57,70	84,48	2,88	4,22
5,30	55	0,582	104,01	178,70	5,20	8,94
5,40	65	0,581	122,71	211,19	6,14	10,56
5,50	72	0,580	135,70	233,94	6,79	11,70
5,60	59	0,579	111,02	191,70	5,55	9,58
5,70	75	0,578	140,90	243,68	7,04	12,18
5,80	53	0,577	99,41	172,20	4,97	8,61
5,90	60	0,576	107,70	186,85	5,38	9,34
6,00	52	0,575	93,19	161,94	4,66	8,10

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.7

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,4	2,74	Coesivo	1,33	1,83	--	0,44	12,57	27,40	--	--
2	2,1	4,93	Coesivo	1,33	1,83	--	0,74	22,62	49,30	--	--
3	3,2	12,32	Incoerente	1,80	1,93	31,45	--	52,77	136,60	0,33	688,79
4	3,9	8,61	Incoerente	1,68	1,91	30,41	--	45,15	---	0,34	491,83
5	4,5	17,88	Incoerente	1,92	1,96	32,6	--	61,23	157,20	0,32	903,36
6	5,0	7,52	Incoerente	1,64	1,90	30,11	--	42,91	---	0,34	433,07
7	6,0	41,89	Incoerente	2,12	2,50	35,96	--	85,89	217,23	0,3	1512,44

PROVA ... Nr.8

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

14/04/2014

Profondità prova

5,80 mt

Falda rilevata

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)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	1	0,855	3,54	4,15	0,18	0,21
0,30	2	0,853	7,07	8,29	0,35	0,41
0,40	3	0,851	10,59	12,44	0,53	0,62
0,50	4	0,849	14,08	16,59	0,70	0,83
0,60	4	0,847	14,05	16,59	0,70	0,83
0,70	5	0,845	17,53	20,74	0,88	1,04
0,80	7	0,843	24,48	29,03	1,22	1,45
0,90	9	0,842	29,77	35,37	1,49	1,77
1,00	9	0,840	29,70	35,37	1,49	1,77
1,10	5	0,838	16,47	19,65	0,82	0,98
1,20	4	0,836	13,15	15,72	0,66	0,79
1,30	5	0,835	16,40	19,65	0,82	0,98
1,40	3	0,833	9,82	11,79	0,49	0,59
1,50	2	0,831	6,53	7,86	0,33	0,39
1,60	2	0,830	6,52	7,86	0,33	0,39
1,70	2	0,828	6,51	7,86	0,33	0,39
1,80	2	0,826	6,50	7,86	0,32	0,39
1,90	1	0,825	3,08	3,73	0,15	0,19
2,00	3	0,823	9,22	11,20	0,46	0,56
2,10	8	0,822	24,55	29,88	1,23	1,49
2,20	17	0,770	48,89	63,49	2,44	3,17
2,30	19	0,769	54,54	70,95	2,73	3,55
2,40	14	0,767	40,11	52,28	2,01	2,61
2,50	16	0,766	45,75	59,75	2,29	2,99
2,60	43	0,614	98,64	160,58	4,93	8,03

2,70	53	0,613	121,29	197,93	6,06	9,90
2,80	66	0,611	150,70	246,47	7,53	12,32
2,90	35	0,660	82,18	124,51	4,11	6,23
3,00	27	0,709	68,07	96,05	3,40	4,80
3,10	26	0,707	65,42	92,49	3,27	4,62
3,20	23	0,706	57,76	81,82	2,89	4,09
3,30	21	0,705	52,64	74,70	2,63	3,74
3,40	17	0,753	45,56	60,47	2,28	3,02
3,50	19	0,752	50,84	67,59	2,54	3,38
3,60	14	0,751	37,40	49,80	1,87	2,49
3,70	14	0,750	37,33	49,80	1,87	2,49
3,80	13	0,748	34,61	46,25	1,73	2,31
3,90	14	0,747	35,53	47,55	1,78	2,38
4,00	19	0,746	48,14	64,53	2,41	3,23
4,10	25	0,695	59,00	84,91	2,95	4,25
4,20	25	0,694	58,90	84,91	2,94	4,25
4,30	21	0,693	49,39	71,32	2,47	3,57
4,40	22	0,691	51,66	74,72	2,58	3,74
4,50	23	0,690	53,92	78,11	2,70	3,91
4,60	18	0,739	45,19	61,13	2,26	3,06
4,70	17	0,738	42,62	57,74	2,13	2,89
4,80	16	0,737	40,05	54,34	2,00	2,72
4,90	19	0,736	45,44	61,73	2,27	3,09
5,00	28	0,685	62,32	90,97	3,12	4,55
5,10	45	0,584	85,39	146,21	4,27	7,31
5,20	56	0,583	106,08	181,95	5,30	9,10
5,30	62	0,582	117,24	201,44	5,86	10,07
5,40	70	0,581	132,15	227,44	6,61	11,37
5,50	54	0,580	101,78	175,45	5,09	8,77
5,60	62	0,579	116,66	201,44	5,83	10,07
5,70	45	0,578	84,54	146,21	4,23	7,31
5,80	50	0,577	93,78	162,45	4,69	8,12

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.8

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturato (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,4	1,17	Coesivo	1,33	1,83	--	0,19	5,37	11,70	--	--
2	1,3	4,53	Coesivo	1,33	1,83	--	0,70	20,78	45,30	--	--
3	2,1	2,26	Incoerente	1,41	1,87	28,63	--	32,11	---	0,35	139,89
4	3,5	22,15	Incoerente	1,96	1,97	33,2	--	65,62	167,88	0,32	1013,23
5	4,9	14,54	Incoerente	1,87	1,95	32,07	--	57,33	147,70	0,33	804,87
6	5,8	41,06	Incoerente	2,12	2,50	35,85	--	85,04	215,15	0,3	1491,69

PROVA ... Nr.9

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

14/04/2014

Profondità prova

5,30 mt

Falda rilevata

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)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	3	0,855	10,63	12,44	0,53	0,62
0,30	2	0,853	7,07	8,29	0,35	0,41
0,40	2	0,851	7,06	8,29	0,35	0,41

0,50	11	0,849	38,73	45,62	1,94	2,28
0,60	10	0,847	35,13	41,47	1,76	2,07
0,70	6	0,845	21,03	24,88	1,05	1,24
0,80	8	0,843	27,98	33,18	1,40	1,66
0,90	8	0,842	26,46	31,44	1,32	1,57
1,00	6	0,840	19,80	23,58	0,99	1,18
1,10	6	0,838	19,76	23,58	0,99	1,18
1,20	6	0,836	19,72	23,58	0,99	1,18
1,30	5	0,835	16,40	19,65	0,82	0,98
1,40	2	0,833	6,55	7,86	0,33	0,39
1,50	2	0,831	6,53	7,86	0,33	0,39
1,60	3	0,830	9,78	11,79	0,49	0,59
1,70	2	0,828	6,51	7,86	0,33	0,39
1,80	5	0,826	16,24	19,65	0,81	0,98
1,90	13	0,775	37,61	48,55	1,88	2,43
2,00	24	0,723	64,82	89,63	3,24	4,48
2,10	58	0,622	134,65	216,60	6,73	10,83
2,20	65	0,620	150,53	242,74	7,53	12,14
2,30	38	0,669	94,88	141,91	4,74	7,10
2,40	23	0,717	61,60	85,89	3,08	4,29
2,50	58	0,616	133,36	216,60	6,67	10,83
2,60	50	0,614	114,69	186,72	5,73	9,34
2,70	22	0,713	58,56	82,16	2,93	4,11
2,80	21	0,711	55,79	78,42	2,79	3,92
2,90	11	0,810	31,70	39,13	1,58	1,96
3,00	12	0,809	34,52	42,69	1,73	2,13
3,10	14	0,757	37,72	49,80	1,89	2,49
3,20	17	0,756	45,72	60,47	2,29	3,02
3,30	17	0,755	45,64	60,47	2,28	3,02
3,40	14	0,753	37,52	49,80	1,88	2,49
3,50	13	0,752	34,78	46,25	1,74	2,31
3,60	14	0,751	37,40	49,80	1,87	2,49
3,70	13	0,750	34,67	46,25	1,73	2,31
3,80	17	0,748	45,26	60,47	2,26	3,02
3,90	18	0,747	45,68	61,13	2,28	3,06
4,00	26	0,696	61,46	88,30	3,07	4,42
4,10	28	0,695	66,08	95,09	3,30	4,75
4,20	40	0,594	80,65	135,85	4,03	6,79
4,30	45	0,593	90,56	152,83	4,53	7,64
4,40	57	0,591	114,49	193,58	5,72	9,68
4,50	61	0,590	122,30	207,17	6,11	10,36
4,60	45	0,589	90,05	152,83	4,50	7,64
4,70	52	0,588	103,87	176,60	5,19	8,83
4,80	62	0,587	123,62	210,57	6,18	10,53
4,90	54	0,586	102,82	175,45	5,14	8,77
5,00	63	0,585	119,75	204,69	5,99	10,23
5,10	59	0,584	111,95	191,70	5,60	9,58
5,20	46	0,583	87,14	149,46	4,36	7,47
5,30	51	0,582	96,44	165,70	4,82	8,29

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.9

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,4	1,37	Coesivo	1,33	1,83	--	0,22	6,29	13,70	--	--
2	1,3	5,74	Coesivo	1,41	1,88	--	0,89	26,34	57,40	--	--
3	1,8	2,19	Incoerente	1,41	1,87	28,61	--	31,96	---	0,35	135,81
4	2,8	29,13	Incoerente	2,03	2,44	34,18	--	72,79	185,32	0,31	1191,23
5	3,7	10,88	Incoerente	1,76	1,92	31,05	--	49,81	129,40	0,33	612,84
6	5,3	35,43	Incoerente	2,08	2,50	35,06	--	79,26	201,07	0,3	1350,43

PROVA ... Nr.10

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

14/04/2014

Profondità prova

4,80 mt

Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	1	0,855	3,54	4,15	0,18	0,21
0,30	2	0,853	7,07	8,29	0,35	0,41
0,40	1	0,851	3,53	4,15	0,18	0,21
0,50	2	0,849	7,04	8,29	0,35	0,41
0,60	2	0,847	7,03	8,29	0,35	0,41
0,70	4	0,845	14,02	16,59	0,70	0,83
0,80	5	0,843	17,49	20,74	0,87	1,04
0,90	5	0,842	16,54	19,65	0,83	0,98
1,00	3	0,840	9,90	11,79	0,50	0,59
1,10	4	0,838	13,17	15,72	0,66	0,79
1,20	9	0,836	29,58	35,37	1,48	1,77
1,30	15	0,785	46,25	58,95	2,31	2,95
1,40	24	0,733	69,13	94,32	3,46	4,72
1,50	31	0,681	82,99	121,83	4,15	6,09
1,60	32	0,680	85,46	125,76	4,27	6,29
1,70	33	0,678	87,92	129,69	4,40	6,48
1,80	50	0,626	123,08	196,51	6,15	9,83
1,90	100	0,625	233,31	373,44	11,67	18,67
2,00	105	0,623	244,36	392,12	12,22	19,61
2,10	110	0,622	255,36	410,79	12,77	20,54
2,20	90	0,620	208,42	336,10	10,42	16,80
2,30	73	0,619	168,65	272,61	8,43	13,63
2,40	64	0,617	147,50	239,00	7,38	11,95
2,50	52	0,616	119,56	194,19	5,98	9,71
2,60	68	0,614	155,98	253,94	7,80	12,70
2,70	49	0,613	112,14	182,99	5,61	9,15
2,80	35	0,661	86,45	130,71	4,32	6,54
2,90	22	0,710	55,57	78,26	2,78	3,91
3,00	46	0,609	99,60	163,64	4,98	8,18
3,10	19	0,757	51,19	67,59	2,56	3,38
3,20	15	0,756	40,34	53,36	2,02	2,67
3,30	17	0,755	45,64	60,47	2,28	3,02
3,40	21	0,703	52,55	74,70	2,63	3,74
3,50	15	0,752	40,13	53,36	2,01	2,67
3,60	13	0,751	34,72	46,25	1,74	2,31
3,70	16	0,750	42,67	56,92	2,13	2,85
3,80	12	0,798	34,08	42,69	1,70	2,13
3,90	18	0,747	45,68	61,13	2,28	3,06
4,00	21	0,696	49,64	71,32	2,48	3,57
4,10	34	0,645	74,46	115,47	3,72	5,77
4,20	42	0,594	84,69	142,64	4,23	7,13
4,30	35	0,643	76,38	118,87	3,82	5,94
4,40	52	0,591	104,45	176,60	5,22	8,83
4,50	47	0,590	94,23	159,62	4,71	7,98
4,60	31	0,639	67,30	105,28	3,37	5,26
4,70	40	0,588	79,90	135,85	4,00	6,79
4,80	39	0,587	77,76	132,45	3,89	6,62

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.10

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturato (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	0,4	0,78	Coesivo	1,33	1,83	--	0,13	3,58	7,80	--	--
2	1,2	3,33	Coesivo	1,33	1,83	--	0,51	15,28	33,30	--	--
3	3,0	43,46	Incoerente	2,13	2,50	36,18	--	87,50	221,15	0,3	1551,65
4	4,0	13,08	Incoerente	1,83	1,94	31,66	--	54,33	140,40	0,33	728,66
5	4,8	31,32	Incoerente	2,05	2,46	34,48	--	75,04	190,80	0,31	1246,72

PROVA ... Nr.11

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

14/04/2014

Profondità prova

6,80 mt

Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	4	0,855	14,18	16,59	0,71	0,83
0,30	4	0,853	14,15	16,59	0,71	0,83
0,40	3	0,851	10,59	12,44	0,53	0,62
0,50	4	0,849	14,08	16,59	0,70	0,83
0,60	5	0,847	17,56	20,74	0,88	1,04
0,70	5	0,845	17,53	20,74	0,88	1,04
0,80	6	0,843	20,99	24,88	1,05	1,24
0,90	7	0,842	23,15	27,51	1,16	1,38
1,00	6	0,840	19,80	23,58	0,99	1,18
1,10	6	0,838	19,76	23,58	0,99	1,18
1,20	5	0,836	16,43	19,65	0,82	0,98
1,30	5	0,835	16,40	19,65	0,82	0,98
1,40	4	0,833	13,09	15,72	0,65	0,79
1,50	2	0,831	6,53	7,86	0,33	0,39
1,60	3	0,830	9,78	11,79	0,49	0,59
1,70	2	0,828	6,51	7,86	0,33	0,39
1,80	5	0,826	16,24	19,65	0,81	0,98
1,90	10	0,825	30,80	37,34	1,54	1,87
2,00	11	0,823	33,82	41,08	1,69	2,05
2,10	13	0,772	37,46	48,55	1,87	2,43
2,20	17	0,770	48,89	63,49	2,44	3,17
2,30	24	0,719	64,41	89,63	3,22	4,48
2,40	90	0,617	207,42	336,10	10,37	16,80
2,50	120	0,616	275,91	448,13	13,80	22,41
2,60	92	0,614	211,03	343,57	10,55	17,18
2,70	38	0,663	94,06	141,91	4,70	7,10
2,80	23	0,711	61,11	85,89	3,06	4,29
2,90	16	0,760	43,26	56,92	2,16	2,85
3,00	15	0,759	40,48	53,36	2,02	2,67
3,10	15	0,757	40,41	53,36	2,02	2,67
3,20	17	0,756	45,72	60,47	2,29	3,02
3,30	13	0,755	34,90	46,25	1,75	2,31
3,40	17	0,753	45,56	60,47	2,28	3,02
3,50	15	0,752	40,13	53,36	2,01	2,67
3,60	16	0,751	42,74	56,92	2,14	2,85
3,70	12	0,800	34,13	42,69	1,71	2,13
3,80	13	0,748	34,61	46,25	1,73	2,31
3,90	12	0,797	32,49	40,75	1,62	2,04

4,00	12	0,796	32,44	40,75	1,62	2,04
4,10	12	0,795	32,39	40,75	1,62	2,04
4,20	6	0,794	16,17	20,38	0,81	1,02
4,30	5	0,793	13,46	16,98	0,67	0,85
4,40	5	0,791	13,44	16,98	0,67	0,85
4,50	8	0,790	21,47	27,17	1,07	1,36
4,60	22	0,689	51,50	74,72	2,57	3,74
4,70	50	0,588	99,88	169,81	4,99	8,49
4,80	42	0,587	83,75	142,64	4,19	7,13
4,90	35	0,636	72,33	113,72	3,62	5,69
5,00	43	0,585	81,73	139,71	4,09	6,99
5,10	35	0,634	72,10	113,72	3,60	5,69
5,20	59	0,583	111,76	191,70	5,59	9,58
5,30	36	0,632	73,93	116,97	3,70	5,85
5,40	21	0,681	46,47	68,23	2,32	3,41
5,50	19	0,730	45,07	61,73	2,25	3,09
5,60	23	0,679	50,75	74,73	2,54	3,74
5,70	12	0,778	30,34	38,99	1,52	1,95
5,80	18	0,727	42,53	58,48	2,13	2,92
5,90	35	0,626	68,27	109,00	3,41	5,45
6,00	43	0,575	77,06	133,91	3,85	6,70
6,10	36	0,625	70,02	112,11	3,50	5,61
6,20	42	0,574	75,04	130,80	3,75	6,54
6,30	54	0,573	96,34	168,17	4,82	8,41
6,40	65	0,572	115,79	202,42	5,79	10,12
6,50	48	0,571	85,38	149,48	4,27	7,47
6,60	50	0,570	88,81	155,71	4,44	7,79
6,70	61	0,570	108,19	189,97	5,41	9,50
6,80	43	0,569	76,16	133,91	3,81	6,70

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.11

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	0,4	2,15	Coesivo	1,33	1,83	--	0,34	9,86	21,50	--	--
2	1,8	3,63	Coesivo	1,33	1,83	--	0,56	16,65	36,30	--	--
3	2,8	34,30	Incoerente	2,07	2,48	34,9	--	78,10	198,25	0,31	1321,97
4	4,5	9,62	Incoerente	1,72	1,92	30,69	--	47,22	---	0,34	545,88
5	6,8	30,36	Incoerente	2,04	2,45	34,35	--	74,05	188,40	0,31	1222,41

PROVA ... Nr.12

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

14/04/2014

Profondità prova

6,00 mt

Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	4	0,855	14,18	16,59	0,71	0,83
0,30	3	0,853	10,61	12,44	0,53	0,62
0,40	3	0,851	10,59	12,44	0,53	0,62
0,50	7	0,849	24,64	29,03	1,23	1,45
0,60	6	0,847	21,08	24,88	1,05	1,24
0,70	4	0,845	14,02	16,59	0,70	0,83
0,80	4	0,843	13,99	16,59	0,70	0,83
0,90	5	0,842	16,54	19,65	0,83	0,98

1,00	5	0,840	16,50	19,65	0,83	0,98
1,10	5	0,838	16,47	19,65	0,82	0,98
1,20	3	0,836	9,86	11,79	0,49	0,59
1,30	3	0,835	9,84	11,79	0,49	0,59
1,40	3	0,833	9,82	11,79	0,49	0,59
1,50	3	0,831	9,80	11,79	0,49	0,59
1,60	4	0,830	13,04	15,72	0,65	0,79
1,70	5	0,828	16,27	19,65	0,81	0,98
1,80	4	0,826	12,99	15,72	0,65	0,79
1,90	4	0,825	12,32	14,94	0,62	0,75
2,00	4	0,823	12,30	14,94	0,61	0,75
2,10	5	0,822	15,34	18,67	0,77	0,93
2,20	3	0,820	9,19	11,20	0,46	0,56
2,30	2	0,819	6,11	7,47	0,31	0,37
2,40	3	0,817	9,15	11,20	0,46	0,56
2,50	3	0,816	9,14	11,20	0,46	0,56
2,60	6	0,814	18,24	22,41	0,91	1,12
2,70	12	0,813	36,43	44,81	1,82	2,24
2,80	24	0,711	63,76	89,63	3,19	4,48
2,90	34	0,660	79,83	120,95	3,99	6,05
3,00	31	0,659	72,64	110,28	3,63	5,51
3,10	29	0,707	72,97	103,16	3,65	5,16
3,20	29	0,706	72,83	103,16	3,64	5,16
3,30	21	0,705	52,64	74,70	2,63	3,74
3,40	14	0,753	37,52	49,80	1,88	2,49
3,50	20	0,752	53,51	71,15	2,68	3,56
3,60	31	0,651	71,78	110,28	3,59	5,51
3,70	31	0,650	71,64	110,28	3,58	5,51
3,80	36	0,648	83,04	128,06	4,15	6,40
3,90	21	0,697	49,73	71,32	2,49	3,57
4,00	12	0,796	32,44	40,75	1,62	2,04
4,10	19	0,745	48,06	64,53	2,40	3,23
4,20	19	0,744	47,99	64,53	2,40	3,23
4,30	24	0,693	56,45	81,51	2,82	4,08
4,40	20	0,741	50,36	67,92	2,52	3,40
4,50	21	0,690	49,23	71,32	2,46	3,57
4,60	25	0,689	58,52	84,91	2,93	4,25
4,70	30	0,688	70,11	101,89	3,51	5,09
4,80	26	0,687	60,67	88,30	3,03	4,42
4,90	30	0,686	66,87	97,47	3,34	4,87
5,00	25	0,685	55,64	81,23	2,78	4,06
5,10	39	0,584	74,00	126,71	3,70	6,34
5,20	42	0,583	79,56	136,46	3,98	6,82
5,30	30	0,682	66,48	97,47	3,32	4,87
5,40	21	0,681	46,47	68,23	2,32	3,41
5,50	16	0,730	37,95	51,99	1,90	2,60
5,60	27	0,679	59,58	87,73	2,98	4,39
5,70	34	0,628	69,40	110,47	3,47	5,52
5,80	40	0,577	75,03	129,96	3,75	6,50
5,90	35	0,626	68,27	109,00	3,41	5,45
6,00	28	0,675	58,90	87,20	2,94	4,36

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.12

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,4	1,96	Coesivo	1,33	1,83	--	0,31	8,99	19,60	--	--
2	1,1	4,02	Coesivo	1,33	1,83	--	0,63	18,44	40,20	--	--
3	2,6	2,87	Incoerente	1,44	1,87	28,8	--	33,36	---	0,35	175,11
4	6,0	20,63	Incoerente	1,95	1,97	32,99	--	64,06	164,07	0,32	974,21

PROVA ... Nr.13

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

14/04/2014

Profondità prova

6,80 mt

Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	3	0,855	10,63	12,44	0,53	0,62
0,30	2	0,853	7,07	8,29	0,35	0,41
0,40	2	0,851	7,06	8,29	0,35	0,41
0,50	4	0,849	14,08	16,59	0,70	0,83
0,60	6	0,847	21,08	24,88	1,05	1,24
0,70	7	0,845	24,54	29,03	1,23	1,45
0,80	5	0,843	17,49	20,74	0,87	1,04
0,90	4	0,842	13,23	15,72	0,66	0,79
1,00	3	0,840	9,90	11,79	0,50	0,59
1,10	4	0,838	13,17	15,72	0,66	0,79
1,20	3	0,836	9,86	11,79	0,49	0,59
1,30	3	0,835	9,84	11,79	0,49	0,59
1,40	4	0,833	13,09	15,72	0,65	0,79
1,50	5	0,831	16,33	19,65	0,82	0,98
1,60	4	0,830	13,04	15,72	0,65	0,79
1,70	6	0,828	19,52	23,58	0,98	1,18
1,80	5	0,826	16,24	19,65	0,81	0,98
1,90	5	0,825	15,40	18,67	0,77	0,93
2,00	4	0,823	12,30	14,94	0,61	0,75
2,10	6	0,822	18,41	22,41	0,92	1,12
2,20	4	0,820	12,25	14,94	0,61	0,75
2,30	5	0,819	15,29	18,67	0,76	0,93
2,40	2	0,817	6,10	7,47	0,31	0,37
2,50	2	0,816	6,09	7,47	0,30	0,37
2,60	4	0,814	12,16	14,94	0,61	0,75
2,70	6	0,813	18,21	22,41	0,91	1,12
2,80	17	0,761	48,34	63,49	2,42	3,17
2,90	26	0,710	65,67	92,49	3,28	4,62
3,00	32	0,659	74,98	113,83	3,75	5,69
3,10	18	0,757	48,49	64,03	2,42	3,20
3,20	24	0,706	60,28	85,38	3,01	4,27
3,30	34	0,655	79,18	120,95	3,96	6,05
3,40	29	0,703	72,56	103,16	3,63	5,16
3,50	26	0,702	64,94	92,49	3,25	4,62
3,60	43	0,601	91,91	152,96	4,60	7,65
3,70	23	0,700	57,24	81,82	2,86	4,09
3,80	24	0,698	59,63	85,38	2,98	4,27
3,90	32	0,647	70,34	108,68	3,52	5,43
4,00	33	0,646	72,40	112,08	3,62	5,60
4,10	32	0,645	70,08	108,68	3,50	5,43
4,20	20	0,744	50,52	67,92	2,53	3,40
4,30	22	0,693	51,75	74,72	2,59	3,74
4,40	26	0,691	61,06	88,30	3,05	4,42
4,50	27	0,690	63,30	91,70	3,17	4,58
4,60	18	0,739	45,19	61,13	2,26	3,06
4,70	15	0,738	37,60	50,94	1,88	2,55

4,80	16	0,737	40,05	54,34	2,00	2,72
4,90	19	0,736	45,44	61,73	2,27	3,09
5,00	23	0,685	51,19	74,73	2,56	3,74
5,10	13	0,734	31,00	42,24	1,55	2,11
5,20	15	0,733	35,72	48,74	1,79	2,44
5,30	12	0,782	30,49	38,99	1,52	1,95
5,40	10	0,781	25,38	32,49	1,27	1,62
5,50	8	0,780	20,28	25,99	1,01	1,30
5,60	8	0,779	20,25	25,99	1,01	1,30
5,70	6	0,778	15,17	19,49	0,76	0,97
5,80	6	0,777	15,15	19,49	0,76	0,97
5,90	19	0,726	42,98	59,17	2,15	2,96
6,00	21	0,675	44,17	65,40	2,21	3,27
6,10	24	0,675	50,42	74,74	2,52	3,74
6,20	28	0,674	58,75	87,20	2,94	4,36
6,30	32	0,623	62,07	99,65	3,10	4,98
6,40	27	0,672	56,51	84,08	2,83	4,20
6,50	30	0,671	62,71	93,43	3,14	4,67
6,60	25	0,670	52,19	77,85	2,61	3,89
6,70	31	0,620	59,81	96,54	2,99	4,83
6,80	38	0,619	73,22	118,34	3,66	5,92

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.13

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	0,4	1,37	Coesivo	1,33	1,83	--	0,22	6,29	13,70	--	--
2	1,3	3,39	Coesivo	1,33	1,83	--	0,53	15,55	33,90	--	--
3	2,6	3,37	Incoerente	1,47	1,88	28,94	--	34,39	---	0,35	203,65
4	6,8	17,48	Incoerente	1,91	1,96	32,55	--	60,82	156,20	0,32	893,03

PROVA ... Nr.14

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

14/04/2014

Profondità prova

6,00 mt

Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	2	0,855	7,09	8,29	0,35	0,41
0,30	2	0,853	7,07	8,29	0,35	0,41
0,40	2	0,851	7,06	8,29	0,35	0,41
0,50	7	0,849	24,64	29,03	1,23	1,45
0,60	7	0,847	24,59	29,03	1,23	1,45
0,70	6	0,845	21,03	24,88	1,05	1,24
0,80	4	0,843	13,99	16,59	0,70	0,83
0,90	5	0,842	16,54	19,65	0,83	0,98
1,00	6	0,840	19,80	23,58	0,99	1,18
1,10	7	0,838	23,05	27,51	1,15	1,38
1,20	7	0,836	23,01	27,51	1,15	1,38
1,30	8	0,835	26,24	31,44	1,31	1,57
1,40	7	0,833	22,91	27,51	1,15	1,38
1,50	6	0,831	19,60	23,58	0,98	1,18

1,60	5	0,830	16,30	19,65	0,82	0,98
1,70	3	0,828	9,76	11,79	0,49	0,59
1,80	4	0,826	12,99	15,72	0,65	0,79
1,90	4	0,825	12,32	14,94	0,62	0,75
2,00	4	0,823	12,30	14,94	0,61	0,75
2,10	4	0,822	12,27	14,94	0,61	0,75
2,20	5	0,820	15,31	18,67	0,77	0,93
2,30	4	0,819	12,23	14,94	0,61	0,75
2,40	3	0,817	9,15	11,20	0,46	0,56
2,50	2	0,816	6,09	7,47	0,30	0,37
2,60	3	0,814	9,12	11,20	0,46	0,56
2,70	6	0,813	18,21	22,41	0,91	1,12
2,80	8	0,811	24,24	29,88	1,21	1,49
2,90	14	0,760	37,85	49,80	1,89	2,49
3,00	38	0,659	89,04	135,18	4,45	6,76
3,10	52	0,607	112,34	184,98	5,62	9,25
3,20	34	0,656	79,34	120,95	3,97	6,05
3,30	28	0,705	70,19	99,60	3,51	4,98
3,40	21	0,703	52,55	74,70	2,63	3,74
3,50	30	0,702	74,93	106,72	3,75	5,34
3,60	32	0,651	74,09	113,83	3,70	5,69
3,70	32	0,650	73,95	113,83	3,70	5,69
3,80	32	0,648	73,81	113,83	3,69	5,69
3,90	21	0,697	49,73	71,32	2,49	3,57
4,00	24	0,696	56,73	81,51	2,84	4,08
4,10	12	0,795	32,39	40,75	1,62	2,04
4,20	10	0,794	26,96	33,96	1,35	1,70
4,30	9	0,793	24,23	30,57	1,21	1,53
4,40	8	0,791	21,50	27,17	1,08	1,36
4,50	8	0,790	21,47	27,17	1,07	1,36
4,60	6	0,789	16,08	20,38	0,80	1,02
4,70	5	0,788	13,38	16,98	0,67	0,85
4,80	6	0,787	16,04	20,38	0,80	1,02
4,90	8	0,786	20,43	25,99	1,02	1,30
5,00	13	0,735	31,05	42,24	1,55	2,11
5,10	15	0,734	35,77	48,74	1,79	2,44
5,20	21	0,683	46,60	68,23	2,33	3,41
5,30	24	0,682	53,18	77,98	2,66	3,90
5,40	23	0,681	50,89	74,73	2,54	3,74
5,50	25	0,680	55,24	81,23	2,76	4,06
5,60	19	0,729	45,01	61,73	2,25	3,09
5,70	27	0,678	59,50	87,73	2,97	4,39
5,80	34	0,627	69,30	110,47	3,46	5,52
5,90	29	0,676	61,08	90,31	3,05	4,52
6,00	42	0,575	75,27	130,80	3,76	6,54

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.14

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,4	1,17	Coesivo	1,33	1,83	--	0,19	5,37	11,70	--	--
2	1,5	4,98	Coesivo	1,33	1,83	--	0,76	22,85	49,80	--	--
3	2,7	3,07	Incoerente	1,45	1,87	28,86	--	33,77	---	0,35	186,56
4	4,0	22,04	Incoerente	1,96	1,97	33,19	--	65,51	167,60	0,32	1010,41
5	4,9	6,26	Incoerente	1,59	1,89	29,75	--	40,32	---	0,34	364,50
6	6,0	19,36	Incoerente	1,93	1,96	32,81	--	62,75	160,90	0,32	941,53

PROVA ... Nr.15

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

14/04/2014

Profondità prova

7,00 mt

Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	4	0,855	14,18	16,59	0,71	0,83
0,30	3	0,853	10,61	12,44	0,53	0,62
0,40	2	0,851	7,06	8,29	0,35	0,41
0,50	5	0,849	17,60	20,74	0,88	1,04
0,60	5	0,847	17,56	20,74	0,88	1,04
0,70	4	0,845	14,02	16,59	0,70	0,83
0,80	5	0,843	17,49	20,74	0,87	1,04
0,90	6	0,842	19,84	23,58	0,99	1,18
1,00	6	0,840	19,80	23,58	0,99	1,18
1,10	8	0,838	26,35	31,44	1,32	1,57
1,20	7	0,836	23,01	27,51	1,15	1,38
1,30	6	0,835	19,68	23,58	0,98	1,18
1,40	5	0,833	16,37	19,65	0,82	0,98
1,50	4	0,831	13,07	15,72	0,65	0,79
1,60	3	0,830	9,78	11,79	0,49	0,59
1,70	4	0,828	13,02	15,72	0,65	0,79
1,80	2	0,826	6,50	7,86	0,32	0,39
1,90	1	0,825	3,08	3,73	0,15	0,19
2,00	2	0,823	6,15	7,47	0,31	0,37
2,10	3	0,822	9,21	11,20	0,46	0,56
2,20	5	0,820	15,31	18,67	0,77	0,93
2,30	7	0,819	21,40	26,14	1,07	1,31
2,40	5	0,817	15,26	18,67	0,76	0,93
2,50	9	0,816	27,42	33,61	1,37	1,68
2,60	13	0,764	37,10	48,55	1,86	2,43
2,70	20	0,763	56,97	74,69	2,85	3,73
2,80	45	0,611	102,75	168,05	5,14	8,40
2,90	44	0,610	95,48	156,52	4,77	7,83
3,00	33	0,659	77,32	117,39	3,87	5,87
3,10	21	0,707	52,84	74,70	2,64	3,74
3,20	19	0,756	51,10	67,59	2,55	3,38
3,30	12	0,805	34,35	42,69	1,72	2,13
3,40	11	0,803	31,44	39,13	1,57	1,96
3,50	12	0,802	34,24	42,69	1,71	2,13
3,60	12	0,801	34,19	42,69	1,71	2,13
3,70	15	0,750	40,00	53,36	2,00	2,67
3,80	20	0,748	53,25	71,15	2,66	3,56
3,90	18	0,747	45,68	61,13	2,28	3,06
4,00	21	0,696	49,64	71,32	2,48	3,57
4,10	18	0,745	45,53	61,13	2,28	3,06
4,20	21	0,694	49,47	71,32	2,47	3,57
4,30	23	0,693	54,10	78,11	2,70	3,91
4,40	19	0,741	47,84	64,53	2,39	3,23
4,50	19	0,740	47,77	64,53	2,39	3,23
4,60	23	0,689	53,84	78,11	2,69	3,91
4,70	23	0,688	53,75	78,11	2,69	3,91
4,80	30	0,687	70,01	101,89	3,50	5,09
4,90	31	0,636	64,06	100,72	3,20	5,04

5,00	20	0,735	47,76	64,98	2,39	3,25
5,10	11	0,784	28,02	35,74	1,40	1,79
5,20	10	0,783	25,44	32,49	1,27	1,62
5,30	7	0,782	17,79	22,74	0,89	1,14
5,40	7	0,781	17,76	22,74	0,89	1,14
5,50	5	0,780	12,67	16,25	0,63	0,81
5,60	3	0,779	7,59	9,75	0,38	0,49
5,70	2	0,778	5,06	6,50	0,25	0,32
5,80	8	0,777	20,20	25,99	1,01	1,30
5,90	16	0,726	36,19	49,83	1,81	2,49
6,00	13	0,725	29,37	40,48	1,47	2,02
6,10	15	0,725	33,85	46,71	1,69	2,34
6,20	21	0,674	44,06	65,40	2,20	3,27
6,30	23	0,673	48,19	71,63	2,41	3,58
6,40	27	0,672	56,51	84,08	2,83	4,20
6,50	35	0,621	67,71	109,00	3,39	5,45
6,60	33	0,620	63,75	102,77	3,19	5,14
6,70	28	0,670	58,38	87,20	2,92	4,36
6,80	39	0,569	69,08	121,45	3,45	6,07
6,90	42	0,568	71,32	125,58	3,57	6,28
7,00	38	0,617	70,12	113,62	3,51	5,68

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.15

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	0,4	1,76	Coesivo	1,33	1,83	--	0,28	8,08	17,60	--	--
2	1,3	4,53	Coesivo	1,33	1,83	--	0,70	20,78	45,30	--	--
3	2,4	2,92	Incoerente	1,45	1,87	28,82	--	33,46	---	0,35	177,98
4	5,0	16,62	Incoerente	1,90	1,95	32,43	--	59,94	154,05	0,32	870,78
5	5,8	5,18	Incoerente	1,55	1,89	29,45	--	38,10	---	0,34	305,06
6	7,0	21,53	Incoerente	1,96	1,97	33,11	--	64,98	166,32	0,32	997,32

PROVA ... Nr.16

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

14/04/2014

Profondità prova

6,50 mt

Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	3	0,855	10,63	12,44	0,53	0,62
0,30	2	0,853	7,07	8,29	0,35	0,41
0,40	2	0,851	7,06	8,29	0,35	0,41
0,50	3	0,849	10,56	12,44	0,53	0,62
0,60	3	0,847	10,54	12,44	0,53	0,62
0,70	3	0,845	10,52	12,44	0,53	0,62
0,80	3	0,843	10,49	12,44	0,52	0,62
0,90	3	0,842	9,92	11,79	0,50	0,59
1,00	3	0,840	9,90	11,79	0,50	0,59
1,10	4	0,838	13,17	15,72	0,66	0,79
1,20	3	0,836	9,86	11,79	0,49	0,59
1,30	3	0,835	9,84	11,79	0,49	0,59
1,40	2	0,833	6,55	7,86	0,33	0,39
1,50	2	0,831	6,53	7,86	0,33	0,39

1,60	3	0,830	9,78	11,79	0,49	0,59
1,70	4	0,828	13,02	15,72	0,65	0,79
1,80	6	0,826	19,49	23,58	0,97	1,18
1,90	6	0,825	18,48	22,41	0,92	1,12
2,00	9	0,823	27,67	33,61	1,38	1,68
2,10	15	0,772	43,22	56,02	2,16	2,80
2,20	17	0,770	48,89	63,49	2,44	3,17
2,30	30	0,719	80,51	112,03	4,03	5,60
2,40	33	0,667	82,22	123,24	4,11	6,16
2,50	32	0,666	79,55	119,50	3,98	5,98
2,60	31	0,664	76,90	115,77	3,84	5,79
2,70	23	0,713	61,23	85,89	3,06	4,29
2,80	20	0,761	56,87	74,69	2,84	3,73
2,90	22	0,710	55,57	78,26	2,78	3,91
3,00	20	0,759	53,98	71,15	2,70	3,56
3,10	13	0,757	35,02	46,25	1,75	2,31
3,20	9	0,806	25,80	32,02	1,29	1,60
3,30	9	0,805	25,76	32,02	1,29	1,60
3,40	15	0,753	40,20	53,36	2,01	2,67
3,50	8	0,802	22,83	28,46	1,14	1,42
3,60	10	0,801	28,49	35,57	1,42	1,78
3,70	22	0,700	54,75	78,26	2,74	3,91
3,80	24	0,698	59,63	85,38	2,98	4,27
3,90	16	0,747	40,60	54,34	2,03	2,72
4,00	15	0,746	38,00	50,94	1,90	2,55
4,10	10	0,795	26,99	33,96	1,35	1,70
4,20	6	0,794	16,17	20,38	0,81	1,02
4,30	8	0,793	21,53	27,17	1,08	1,36
4,40	9	0,791	24,19	30,57	1,21	1,53
4,50	7	0,790	18,79	23,77	0,94	1,19
4,60	8	0,789	21,44	27,17	1,07	1,36
4,70	8	0,788	21,41	27,17	1,07	1,36
4,80	9	0,787	24,06	30,57	1,20	1,53
4,90	2	0,786	5,11	6,50	0,26	0,32
5,00	2	0,785	5,10	6,50	0,26	0,32
5,10	23	0,684	51,12	74,73	2,56	3,74
5,20	18	0,733	42,87	58,48	2,14	2,92
5,30	20	0,732	47,57	64,98	2,38	3,25
5,40	23	0,681	50,89	74,73	2,54	3,74
5,50	20	0,730	47,44	64,98	2,37	3,25
5,60	28	0,679	61,78	90,97	3,09	4,55
5,70	16	0,728	37,86	51,99	1,89	2,60
5,80	21	0,677	46,21	68,23	2,31	3,41
5,90	27	0,676	56,87	84,08	2,84	4,20
6,00	58	0,575	103,94	180,62	5,20	9,03
6,10	65	0,575	116,31	202,42	5,82	10,12
6,20	50	0,574	89,33	155,71	4,47	7,79
6,30	43	0,573	76,71	133,91	3,84	6,70
6,40	51	0,572	90,85	158,82	4,54	7,94
6,50	40	0,571	71,15	124,57	3,56	6,23

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.16

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	0,4	1,37	Coesivo	1,33	1,83	--	0,22	6,29	13,70	--	--
2	1,3	2,44	Coesivo	1,33	1,83	--	0,38	11,20	24,40	--	--
3	1,9	3,00	Incoerente	1,45	1,87	28,84	--	33,63	---	0,35	182,56
4	4,0	14,65	Incoerente	1,87	1,95	32,1	--	57,56	148,25	0,33	810,59
5	5,0	5,40	Incoerente	1,56	1,89	29,51	--	38,56	---	0,34	317,22
6	6,4	25,89	Incoerente	2,00	2,40	33,72	--	69,46	177,23	0,31	1108,83

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI A PLINTO A -2.1MT DA P.C.

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

D.M. LL.PP. del 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.

D.M. LL.PP. del 14/02/1992

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi

D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \times \tan \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

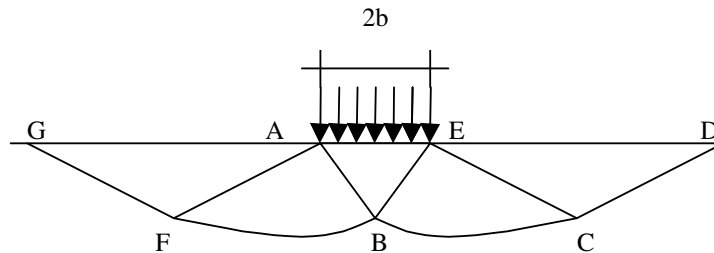
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau=c + \sigma \times \tan \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie $GFBCD$.

Nel triangolo AEB la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone ABF e EBC la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti A ed E e l'altra da archi di famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti A ed E . Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45^\circ + \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione $q = B \times c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito φ del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[e^{\frac{\pi g \varphi}{2 \tan(45^\circ + \varphi/2)} - 1} \right]$$

Per $\varphi = 0$ il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi $q = 5.14 \times c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, $\gamma \neq 0$) risulta $q=0$, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h , con $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: $\gamma \neq 0$, $\varphi = 0$, $c = 0$ e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \times \gamma l + B \times c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per

tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito ϕ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo ϕ prima definito;

b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, **Terzaghi** passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da **Terzaghi** sull'effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, **Terzaghi** invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, **Terzaghi** consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$tg \phi_{rid} = 2/3 \times tg \phi \quad e \quad c_{rid} = 2/3 \times c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di **Terzaghi** può essere scritta:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_p \gamma}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di **Terzaghi**; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_i e di pendenza i_i per il caso in

cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

$$\begin{aligned} \text{Carico verticale} \quad q_{ult} &= c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma \\ \text{Carico inclinato} \quad q_{ult} &= c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \end{aligned}$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 (45^\circ + \varphi / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4 \varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2 k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi = 0$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90} \right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi} \right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove :

$$K_p = \tan^2 (45^\circ + \varphi / 2)$$

θ = Inclinazione della risultante sulla verticale.

Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di b_i che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B}$$

Per valori $D/B > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso $\varphi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\varphi=0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastriformi}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattore di profondità:

$$\begin{aligned}
d'_c &= 0.4k \\
d_c &= 1 + 0.4k \\
d_q &= 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) k \\
d_\gamma &= 1 \quad \text{per qualsiasi } \varphi \\
k &= \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1 \\
k &= \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1
\end{aligned}$$

Fattori di inclinazione del carico

$$\begin{aligned}
i'_c &= 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}} \\
i_c &= i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \\
i_q &= \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \\
i_\gamma &= \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0) \\
i_\gamma &= \left(1 - \frac{(0.7 - \eta / 450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)
\end{aligned}$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$\begin{aligned}
g'_c &= \frac{\beta}{147} \\
g_c &= 1 - \frac{\beta}{147} \\
g_q &= g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5
\end{aligned}$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$\begin{aligned}
b'_c &= \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \\
b_c &= 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \\
b_q &= \exp(-2\eta \tan \varphi) \\
b_\gamma &= \exp(-2.7\eta \tan \varphi)
\end{aligned}$$

Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_γ come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \tan(\phi)$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$$s_c = 1 + 0,2 (B'/L') \quad \text{per fondazioni rettangolari}$$

$$s_c = 1,2 \quad \text{Per fondazioni quadrate o circolari.}$$

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H/A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi'/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B'/L') \tan \phi' \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \tan \phi' \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \text{ per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_s = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Metodo di Richards et. Al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio alla Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite:

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

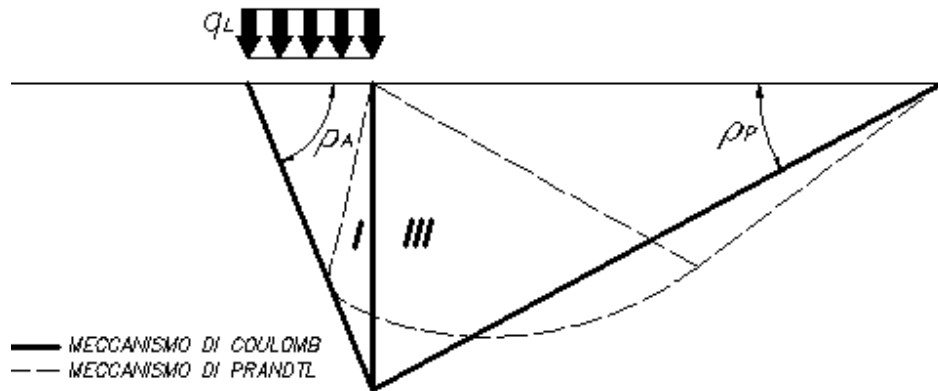
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi)$$

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left(\frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene riguardata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (qL)

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli ρ_A e ρ_P che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva K_A e K_P in funzione dell'angolo di attrito ϕ del terreno e dell'angolo di attrito δ terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \phi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\phi) \cdot (\tan(\phi) \cdot \cot(\phi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\phi))} - \tan(\phi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\phi) + \cot(\phi))} \right\}$$

$$\rho_P = \phi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\phi) \cdot (\tan(\phi) \cdot \cot(\phi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\phi))} + \tan(\phi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\phi) + \cot(\phi))} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\phi=0.5\delta$, conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un'analisi alla Prandtl. Richards et. Al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni $k_h g$ e $k_v g$, agenti rispettivamente in direzione orizzontale

e verticale, sono a loro volta pari a $k_h \gamma$ e $k_v \gamma$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di ρ_a e ρ_p , nonché di KA e KP, rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{PE} e come KAE e KPE per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

I valori di N_q e N_γ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} e dei coefficienti KAE e KPE relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella che segue sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

$$- \quad \phi = 30^\circ$$

$$- \quad \delta = 15^\circ$$

E per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

kh/(1-kv)	Nq	N γ	Nc
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

Tabella dei fattori di capacità portante per $\phi=30^\circ$

VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dell'utente. La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \tan \delta + c_a A'$$

Nella quale N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale, δ è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto, c_a è l'adesione plinto-terreno e A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

Per la valutazione della capacità portante ammissibile delle rocce si deve tener conto di di alcuni parametri significativi quali le caratteristiche geologiche, il tipo di roccia e la sua qualità, misurata con l'RQD. Nella capacità portante delle rocce si utilizzano normalmente fattori di sicurezza molto alti e legati in qualche modo al valore del coefficiente RQD: ad esempio, per una roccia con RQD pari al massimo a 0.75 il fattore di sicurezza varia tra 6 e 10. Per la determinazione della capacità portante di una roccia si possono usare le formule di Terzaghi, usando angolo d'attrito e coesione della roccia, o quelle proposte da Stagg e **Zienkiewicz** (1968) in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:

$$\begin{aligned} N_q &= \tan^6 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \\ N_c &= 5 \tan^4 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \\ N_\gamma &= N_q + 1 \end{aligned}$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi.

La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

$$q' = q_{ult} (RQD)^2$$

Se il carotaggio in roccia non fornisce pezzi intatti (RQD tende a 0), la roccia viene trattata come un terreno stimando al meglio i parametri c e ϕ .

FATTORI CORRETTIVI SISMICI: SHIKHIEV & JAKOVLEV

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z :

$$\begin{aligned} z_q &= \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi} \right)^{0,35} \\ z_c &= 1 - 0,32 \cdot k_h \\ z_\gamma &= z_q \end{aligned}$$

Dove K_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti K_h e K_v in dipendenza di vari fattori:

$$K_h = \beta \times (a_{\max}/g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

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

g accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

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

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq S_S \leq 1.80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Con l'**OPCM 3274** e successive modifiche, i coefficienti sismici orizzontale K_h e verticale K_v che interessano tutte le masse vengono calcolati come:

$$K_h = S \cdot (a_g/g),$$

$$K_v = 0.5 \cdot K_o.$$

S : fattore dipendente dal tipo di suolo secondo lo schema:

Suolo di tipo A - $S=1$;

Suolo di tipo B - $S=1.25$;

Suolo di tipo C - $S=1.25$;

Suolo di tipo E - $S=1.25$;

Suolo di tipo D - $S=1.35$.

Per fondazioni su pendii con inclinazione superiore a 15° e dislivello superiore a 30 m, l'azione sismica deve essere incrementata moltiplicandola per il coefficiente di amplificazione topografica S_T :

- $S_T \geq 1,2$ per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati;
- $S_T \geq 1,4$ per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in testa molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media $> 30^\circ$; $S_T \geq 1,2$ per siti dello stesso tipo ma pendenza media inferiore.

L'applicazione del **D.M. 88** e successive modifiche ed integrazioni è consentito mediante l'inserimento del coefficiente sismico orizzontale K_o in funzione delle Categorie Sismiche secondo il seguente schema:

CATEGORIA	K_o	K_v
I	0.1	0
II	0.07	0
III	0.04	0

In accordo a tale disposizioni, il rapporto: $a_g/g = C \cdot I \cdot R$

C: coefficiente di intensità sismica $C = \frac{S-2}{100}$

S: grado di sismicità ($S \geq 2$)

R: coefficiente di risposta,

I: coefficiente di protezione sismica.

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ_I : fattore di importanza,

S: soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la “design ground acceleration on type A ground”.

Il coefficiente sismico verticale K_v è definito in funzione di K_o , e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni B×L posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) I_F \quad (1)$$

dove:

q_0 = Intensità della pressione di contatto

B' = Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ = Parametri elastici del terreno.

I_i = Coefficienti di influenza dipendenti da: L/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D ;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da Steinbrenner (1934) (V. Bowles), in funzione del rapporto L'/B' ed H/B , utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di Fox (1948), che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di Poisson e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} I_S I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a $5B$, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

CEDIMENTI EDOMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v < \sigma'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

RR Rapporto di ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

$\Delta \sigma_v$ incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

H_c è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

C_α è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;

T tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

T_{100} tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

CEDIMENTI DI SCHMERTMANN

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. Schmertmann ha quindi proposto di considerare un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a $4B$, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a $2B$ per fondazioni quadrate o circolari.

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

Δq rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;

I_z è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di $2B$, per fondazione circolare o quadrata, e a profondità $4B$, per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di I_z si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

$B/2$ per fondazione circolare o quadrata

B per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{z\max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

dove σ'_{vi} rappresenta la tensione verticale efficace a profondità $B/2$ per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi.

E_i rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato **i-esimo** considerato nel calcolo;

Δz_i rappresenta lo spessore dello strato **i-esimo**;

C_1 e C_2 sono due coefficienti correttivi.

Il modulo E viene assunto pari a $2.5 q_c$ per fondazioni circolari o quadrate e a $3.5 q_c$ per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di L/B .

Il termine q_c che interviene nella determinazione di E rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti C_1 e C_2 sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione t rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

σ'_{vo} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_c = indice di compressibilità;

f_S, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_S, f_H ed f_t sono rispettivamente:

$$f_S = \left(\frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con

t = tempo in anni > 3 ;

R_3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

DATI GENERALI

Larghezza fondazione	2,5 m
Lunghezza fondazione	2,5 m
Profondità piano di posa	2,1 m
Altezza di incastro	2,0 m
Profondità falda	1,1

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,063
Coefficiente sismico orizzontale	0,0125
Coefficiente sismico verticale	0,0063

Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

Descrizione:	
Latitudine:	45,64
Longitudine:	11,86
Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,41	2,51	0,24
S.L.D.	50,0	0,56	2,48	0,25
S.L.V.	475,0	1,6	2,41	0,31
S.L.C.	975,0	2,13	2,41	0,32

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:	Stabilità dei pendii
--------	----------------------

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,615	0,2	0,0125	0,0063
S.L.D.	0,84	0,2	0,0171	0,0086
S.L.V.	2,3425	0,24	0,0573	0,0287
S.L.C.	2,952	0,28	0,0843	0,0421

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm ²)	c Corr. (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
0,4	1900,0	2100,0	15,0	15	0,2	0,2	0,2	25,49	26,51	0,0	0,0	0,0
0,9	2000,0	2200,0	22,0	22	0,5	0,5	0,5	45,89	50,0	0,0	0,0	0,0
0,8	1800,0	1900,0	28,0	28	0,0	0,0	0,0	75,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1,4	1900,0	2000,0	33,0	33	0,0	0,0	0,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,9	1800,0	1900,0	30,0	30	0,0	0,0	0,0	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,0	1950,0	2100,0	36,0	36	0,0	0,0	0,0	400,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto (Kg/cm ²)	N (Kg)	Mx (Kg·m)	My (Kg·m)	Hx (Kg)	Hy (Kg)	Tipo
1	A1+M1+R1	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	Sisma	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Ca pacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	1	1
2	No	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
3	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: TERZAGHI (1955)

Pressione limite 6,25 Kg/cm²

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 2,5 Kg/cm³

A1+M1+R1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26,09
Fattore [Nc]	38,64
Fattore [Ng]	24,44
Fattore forma [Sc]	1,68
Fattore profondità [Dc]	1,34
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0

Fattore forma [Sq]	1,65
Fattore profondità [Dq]	1,23
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	17,3 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	17,3 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	8,65
=====	

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	32,23
Fattore [Nc]	48,09
Fattore [Ng]	31,99
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	12,64 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	12,64 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	6,32
=====	

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26,09
Fattore [Nc]	38,64
Fattore [Ng]	26,17
Fattore forma [Sc]	1,68
Fattore profondità [Dc]	1,31
Fattore forma [Sq]	1,34
Fattore profondità [Dq]	1,15
Fattore forma [Sg]	1,34
Fattore profondità [Dg]	1,15
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	16,88 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	16,88 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	8,44
=====	

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

=====	
-------	--

Fattore [Nq]	26,09
Fattore [Nc]	38,64
Fattore [Ng]	35,19
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,34
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,65
Fattore profondità [Dq]	1,23
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	18,1 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	18,1 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	9,05
=====	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26,09
Fattore [Nc]	38,64
Fattore [Ng]	32,59
Fattore forma [Sc]	1,57
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,54
Fattore profondità [Dq]	1,23
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	17,33 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	17,33 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	8,67
=====	

A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13,86
Fattore [Nc]	24,76
Fattore [Ng]	10,03
Fattore forma [Sc]	1,56
Fattore profondità [Dc]	1,34
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,52
Fattore profondità [Dq]	1,25
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	8,49 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,72 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	4,24

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16,73
Fattore [Nc]	30,28
Fattore [Ng]	14,04
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	6,31 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3,5 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,15

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13,86
Fattore [Nc]	24,76
Fattore [Ng]	10,21
Fattore forma [Sc]	1,54
Fattore profondità [Dc]	1,28
Fattore forma [Sq]	1,27
Fattore profondità [Dq]	1,14
Fattore forma [Sg]	1,27
Fattore profondità [Dg]	1,14

Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	7,72 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,29 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,86
=====	

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	13,86
Fattore [Nc]	24,76
Fattore [Ng]	15,45
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,34
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,52
Fattore profondità [Dq]	1,25
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	8,9 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,94 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	4,45
=====	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	13,86
Fattore [Nc]	24,76
Fattore [Ng]	13,37
Fattore forma [Sc]	1,5
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,46
Fattore profondità [Dq]	1,25
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0

Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	8,61 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,78 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	4,3
=====	

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13,86
Fattore [Nc]	24,76
Fattore [Ng]	10,03
Fattore forma [Sc]	1,56
Fattore profondità [Dc]	1,34
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,52
Fattore profondità [Dq]	1,25
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	8,42 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,68 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	4,21
=====	

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16,73
Fattore [Nc]	30,28
Fattore [Ng]	14,04
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	6,25 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3,47 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,13
=====	

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13,86
Fattore [Nc]	24,76
Fattore [Ng]	10,21
Fattore forma [Sc]	1,54
Fattore profondità [Dc]	1,28
Fattore forma [Sq]	1,27
Fattore profondità [Dq]	1,14
Fattore forma [Sg]	1,27
Fattore profondità [Dg]	1,14
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	7,66 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,25 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,83

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13,86
Fattore [Nc]	24,76
Fattore [Ng]	15,45
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,34
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,52
Fattore profondità [Dq]	1,25
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	8,82 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,9 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	4,41

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13,86
Fattore [Nc]	24,76
Fattore [Ng]	13,37
Fattore forma [Sc]	1,5
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0

Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,46
Fattore profondità [Dq]	1,25
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	8,54 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,74 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	4,27
=====	

CEDIMENTI ELASTICI

=====	
Pressione normale di progetto	2,0 Kg/cm ²
Spessore dello strato	8,0 m
Profondità substrato roccioso	100,0 m
Modulo Elastico	200,0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0,25
=====	
Coefficiente di influenza I1	0,46
Coefficiente di influenza I2	0,02
Coefficiente di influenza Is	0,48
=====	
Cedimento al centro della fondazione	12,09 mm
=====	
Coefficiente di influenza I1	0,37
Coefficiente di influenza I2	0,05
Coefficiente di influenza Is	0,4
Cedimento al bordo	5,1 mm
=====	

COMUNE DI SAN MARTINO DI LUPARI

PROVINCIA DI PADOVA

**PIANO URBANISTICO ATTUATIVO "DEL CONFINE"
INDAGINI IN VIA DEI FIORI**

**VERIFICA DI COMPATIBILITA' GEOLOGICA
GEOMORFOLOGICA - IDROGEOLOGICA E SISMICA**

Il Committente : Pettenon Cosmetics s.p.a.

Il Geologo : Dott.Gabriele Soppelsa



Bassano d.Gr. 18.05.2015

COMUNE DI SAN MARTINO DI LUPARI

PROVINCIA DI PADOVA

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO "DEL CONFINE"

INDAGINI IN VIA DEI FIORI

Il Committente : Pettenon Cosmetics s.p.a.

1 PREMESSA

La presente verifica di compatibilità geologica, geomorfologica e idrogeologica è predisposta ai sensi dell'art.19 della L.R. n.11/2004 sul progetto del Piano Urbanistico Attuativo per l'ampliamento di un fabbricato ad uso produttivo inserito in area di accordo pubblico - privato di espansione aziendale in via dei fiori a San Martino di Lupari per conto di Pettenon Cosmetics s.p.a. su progetto dello Studio Celeghin e Associati.

Trattandosi di un'area con destinazione produttiva con riferimento al paragrafo 2.4. delle N.T.C. si tratta di Opere ordinarie con Vita nominale **Vn** ≥ 50 anni e **Classe II d'uso** quindi con affollamenti normali, quindi con un coefficiente d'uso relativo al periodo di riferimento **Cu** = $V_r / V_n = 1.0$.

La presente relazione sulla base della normativa vigente, è finalizzata alla costruzione del modello geologico e alla successiva elaborazione del modello geotecnico per le necessarie verifiche delle fondazioni.

Il Comune di San Martino di Lupari è classificato in base alla nuova zonizzazione sismica dell'Ordinanza n.3274 del 20.03.03 località sismica in zona 3 quindi con accelerazione massima al suolo $ag = 0.15g$.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per la stesura della seguente relazione geologica e geotecnica si è fatto riferimento alla seguente normativa vigente :

- D.M. 14.01.2008 – Testo Unitario – Norme Tecniche per le Costruzioni.
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici : Circolare n.617 del 02.02.2009: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni".

- Consiglio Superiore Lavori Pubblici: Pericolosità Sismica e Criteri di classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato 36 del 27.07.07.
- Eurocodice 8 (1988) : Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture– Parte 5 : Fondazioni, Strutture di contenimento (2003)
- Eurocodice 7.1 (1997) : Progettazione Geotecnica- Parte I :Regole Gen
- Eurocodice 7.2 (2002) : Progettazione Geotecnica– Parte II : Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002) UNI
- Eurocodice 7.3 (2002) : Progettazione Geotecnica– Parte II : Progettazione assistita con prove in sito (2002) UNI
- Leggi Regionali in materia di Pianificazione e Vincolo Idrogeologico
- Ordinanze Autorità di Bacino nazionale, regionale e interregionale.

2 CARATTERI MORFOLOGICI E GEOLOGICI DELL'AREA

L'area oggetto dell'indagine è ubicata nella Carta d'Italia I.G.M. alla tavoletta "San Martino di Lupari" F.50-I.NE ed è situata nel settore meridionale della lottizzazione ad uso artigianale di via dei fiori sui margini meridionali del centro abitato di San Martino di Lupari, come risulta dalla corografia alla scala 1:10.000 di Tav.1; l'area è censita al catasto del Comune al foglio 12 come da estratto di planimetria quotata alla scala 1:1.000 di Tav.3.

Dal punto di vista morfologico l'area in esame è situata ad una quota media compresa tra 37.5mslm e 38.0 mslm nel settore sudorientale della conoide alluvionale del f.Brenta, sul limite superiore della fascia delle risorgive.

Il territorio è completamente pianeggiante con una leggera pendenza verso sudest variabile da 0.3% a 0.5%.

L'elemento idrografico principale della zona è il ramo orientale dello scolo Vandura che si origina in questa porzione di territorio e raccoglie a sud gli apporti di risorgiva; il corso d'acqua è situato alla distanza minima di 20mt a sud del fabbricato in ampliamento.

Il piazzale del fabbricato esistente a nordovest è stato rialzato rispetto alla quota del p.c. dell'area di ampliamento di una quota variabile da 36cm a 200cm crescente verso sud; si prevede per questo il rialzo del pavimento del nuovo fabbricato di tale dislivello.

Nella carta delle fragilità del P.A.T. del Comune di San Martino di Lupari (Tav.2) l'area in esame è classificata "Terreno idoneo a condizione" sottoclasse 2b, caratterizzata da caratteristiche geotecniche dei terreni da mediocri a scadenti con variabilità laterale, drenaggio superficiale mediocre con locale possibilità di ristagni idrici e falda acquifera a profondità da -3.0mt a -1.5 mt dal p.c.

3 COSTITUZIONE GEOLOGICA DEL SOTTOSUOLO

Il sottosuolo dell'area in esame è costituito dalla potente successione dei materiali alluvionali e fluvioglaciali depositi dal f.Brenta poggianti su un basamento roccioso terziario situato alla profondità di circa 500mt dal p.c.

Con riferimento alla stratigrafia del pozzo della ditta Pettenon Cosmetics realizzato 100mt a nordovest dell'ampliamento in progetto, riportata in Tav.8 il sottosuolo presenta una copertura argilloso limosa a spessore variabile da 1.5mt a 2.0mt, seguita da Ghiaie da medio fini a medie in matrice di sabbia medio grossa con livelli di Sabbie limose fino alla profondità di -23mt dal p.c. Successivamente sono presenti Argille limose fino a -28mt, seguite da Limi sabbiosi e Sabbie limose fino a -35mt seguite da Ghiaie medio grosse in matrice sabbiosa fino alla profondità di -55mt dal p.c.

4 INDAGINI ESEGUITE

Per verificare le caratteristiche geotecniche e la stratigrafia del sottosuolo, si sono eseguite N.18 Prove Penetrometriche Dinamiche con penetrometro leggero tipo Sunda DI030 con massa da 30Kg; le caratteristiche strumentali del penetrometro e i calcoli teorici sono riportati in allegato.

Le prove spinte fino alla profondità massima di 6.0mt dal p.c., sono state ubicate come risulta nella planimetria alla scala 1:1000 di Tav.4.

Nei diagrammi penetrometrici allegati si riportano :

- N = numero di colpi necessari all'avanzamento di 10cm
- Rpd = resistenza dinamica alla punta in Kg/cm²
- interpretazione stratigrafia della prova

Nei tabulati allegati oltre ai risultati delle prove si riportano i principali parametri geotecnici ricavati dall'interpretazione stratigrafica.

5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

I materiali che costituiscono il sottosuolo dell'area in esame sono dovuti alla sovrapposizione dei depositi alluvionali della conoide del f.Brenta con una successione ghiaioso sabbiosa con intercalazione limoso argillose.

Il sottosuolo presenta una limitata variabilità laterale e verticale con una copertura di riporto e argilloso limosa a spessore variabile da 1.3mt a 3.2mt seguita da ghiaie medio fini sabbioso limose passanti a Ghiaie medio grosse sabbioso limose dense dalla profondità variabile da -4.5mt a -5.2mt dal p.c.

Le profondità del substrato ghiaioso sabbioso sono state rilevate con riferimento al p.c. attuale e alla quota 0.0. del pavimento esterno sul lato ovest del fabbricato esistente. Nelle Tavv.4 e 5 sono riportati i risultati delle prove sintetizzati nella tabella seguente per i due stralci in ampliamento :

Profondità delle Ghiaie e sabbie dal p.c. attuale e dallo 0.0. del pavimento fabbricato									
	P₁	P₂	P₃	P₄	P₅	P₆	P₇	P₈	P₉
e Quota prova rispetto a 0.0.	-166cm	-131cm	-141cm	-171cm	-201m	-236cm	-161cm	-136cm	-136cm
Profondità ghiaie da p.c. attuale	-190cm	-220cm	-180cm	-120cm	-80cm	-130cm	-160cm	-140cm	-190cm
Profondità ghiaie da quota 0.0.	-356cm	-351cm	-321cm	-296cm	-281cm	-366cm	-310cm	-276cm	-336cm

Profondità delle Ghiaie e sabbie dal p.c. attuale e dallo 0.0. del pavimento fabbricato

	P_{10}	P_{11}	P_{12}	P_{13}	P_{14}	P_{15}	P_{16}	P_{17}	P_{18}
<i>Quota prova rispetto a 0.0.</i>	-136cm	-76cm	-36cm	-36cm	-00m	-00cm			
<i>Profondità ghiaie da p.c. attuale</i>	-210cm	-260cm	-310cm	-310cm	-320cm	-340cm	-230cm	-270cm	-120cm
<i>Profondità ghiaie da quota 0.0.</i>	-346cm	-336cm	-346cm	-346cm	-320cm	-340cm			

Successione stratigrafica del settore orientale

Si tratta dell'area in condizioni naturali del p.c. situato allo stato attuale ad una quota variabile da -136cm a -236cm dalla quota 0.0. del fabbricato esistente; i riporti effettuati hanno uno spessore massimo di 50cm nel settore settentrionale. Con riferimento alla quota dello 0.0. del fabbricato esistente e alle prove dalla P1 alla P10, il sottosuolo presenta la seguente successione stratigrafica tipo dalla quota 0.0. del pavimento esistente :

- da quota -1.5mt da 0.0 di riferimento esistente a -2.0mt :

Terreno vegetale argilloso

- da -2.0mt a -3.3mt :

Argilla limosa a consolidazione medio bassa passante a Limo sabbioso

- resistenza dinamica $R_d = 10 - 30 \text{ Kg/cm}^2$
- coesione non drenata $C_u = 0.3 - 0.9 \text{ Kg/cm}^2$

- da -3.3mt a -6.5mt :

Ghiaia medio fine in matrice sabbioso limosa con locali livelli di sabbia

- resistenza dinamica $R_d = 22 - 94 \text{ Kg/cm}^2$
- angolo di attrito $\varnothing = 28^\circ - 35^\circ$

- da -6.5mt a -7.0mt :

Ghiaia medio grossa in matrice sabbioso limosa densa

- resistenza dinamica $R_d = 90 - 150 \text{ Kg/cm}^2$
- angolo di attrito $\varnothing = 35^\circ - 38^\circ$

Successione stratigrafica del settore occidentale

Si tratta dell'area interessata da riporti con p.c. attuale situato ad una quota variabile da 0 a -76cm dalla quota 0.0. del fabbricato esistente; i riporti effettuati hanno uno spessore variabile da 100cm a 170cm. Con riferimento alla quota dello 0.0. del fabbricato esistente e alle prove dalla P11 alla P15, il sottosuolo presenta la seguente successione stratigrafica tipo dalla quota 0.0. del pavimento esistente :

- da quota 0.0 di riferimento esistente a -1.5mt :

Materiale di riporto recente argilloso e detritico

- da -1.5mt a -3.4mt :

Argilla limosa a consolidazione medio bassa passante a Limo sabbioso

- | | |
|------------------------|-----------------------|
| - resistenza dinamica | Rd = 10 - 30 Kg/cmq |
| - coesione non drenata | Cu = 0.3 - 0.9 Kg/cmq |

- da -3.4mt a -4.8mt :

Ghiaia medio fine in matrice sabbioso limosa con locali livelli di sabbia

- | | |
|-----------------------|-------------------------|
| - resistenza dinamica | Rd = 22 - 48 Kg/cmq |
| - angolo di attrito | $\emptyset$ = 28° - 31° |

- da -4.8mt a -7.0mt :

Ghiaia medio grossa in matrice sabbioso limosa densa

- | | |
|-----------------------|-------------------------|
| - resistenza dinamica | Rd = 90 - 150 Kg/cmq |
| - angolo di attrito | $\emptyset$ = 35° - 38° |

6 CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE

L'area in esame è situata sul limite superiore della fascia delle risorgive; il sottosuolo ghiaioso sabbioso è sede di una falda acquifera freatica che affiora a sud, drenata dallo scolo Vandura. Nelle fasi di piena la falda acquifera affiora localmente nel settore meridionale della scolina centrale all'area d'intervento.

L'alimentazione degli acquiferi nell'area in esame è dovuta in gran parte alle dispersioni in alveo del f.Brenta nel tratto da Bassano a Nove e secondariamente agli apporti delle precipitazioni meteoriche e irrigui.

Le oscillazioni della falda acquifera nell'area in esame sono regolate dal regime idrologico del f.Brenta e dagli apporti d'irrigazione; dal confronto tra i valori idrometrici del Brenta a Bassano e i rilievi freaticometrici su un pozzo situato a Cittadella, si è rilevato un ritardo dovuto alla propagazione dei picchi di piena e di magra, di circa due – tre mesi.

Il regime della falda, prevede per questo una fase di piena nel periodo estivo nei mesi di Agosto, Settembre e Ottobre con alcuni eventi da Gennaio a Febbraio; la fase di magra si verifica generalmente da Aprile a Luglio.

Il livello della falda acquifera è stato rilevato nei fori di prova **il 13.05.15 in corrispondenza alla fase di magra/morbida** dopo un periodo invernale non piovoso. I livelli misurati riferiti allo 0.0. del fabbricato sono stati confrontati con il rilievo effettuato in data **09.04.14 (fase di piena) evidenziando un abbassamento medio rispetto alla fase di piena del 2014 di circa 150cm.**

Le profondità del livello di falda sono state rilevate in data 13.05.2014 con riferimento al p.c. attuale e alla quota 0.0. del pavimento esterno sul lato est del fabbricato esistente. Nella Tav.6 sono riportati i risultati di tali misure sintetizzati nelle tabelle seguenti :

Profondità Livello Falda acquifera da p.c. e da 00. pavimento esistente-Rilievo 13.05.15

	<i>P₁</i>	<i>P₂</i>	<i>P₃</i>	<i>P₄</i>	<i>P₅</i>	<i>P₆</i>	<i>P₇</i>	<i>P₈</i>	<i>P₉</i>
<i>Quota prova rispetto a 0.0.</i>	<i>-166cm</i>	<i>-131cm</i>	<i>-141cm</i>	<i>-171cm</i>	<i>-201m</i>	<i>-236cm</i>	<i>-161cm</i>	<i>-136cm</i>	<i>-136cm</i>
<i>Profondità livello falda da p.c. att.</i>	<i>-210cm</i>	<i>-240cm</i>	<i>-220cm</i>	<i>-200cm</i>	<i>-180cm</i>	<i>-150cm</i>	<i>-210cm</i>	<i>-230cm</i>	<i>-240cm</i>
<i>Profondità livello falda da 0.0.</i>	<i>-376cm</i>	<i>-371cm</i>	<i>-361cm</i>	<i>-375cm</i>	<i>-381cm</i>	<i>-386cm</i>	<i>-371cm</i>	<i>-366cm</i>	<i>-386cm</i>

DOTT.GABRIELE SOPPELSA
GEOLOGO

VIA SAN DONATO 20 -36061 BASSANO DEL GRAPPA - VI
Tel. e Fax : 0424/503855-501412 – soppelsag@tiscali.it

Profondità Livello Falda acquifera da p.c. e da 00. pavimento esistente-Rilievo 13.05.15

	<i>P₁₀</i>	<i>P₁₁</i>	<i>P₁₂</i>	<i>P₁₃</i>	<i>P₁₄</i>	<i>P₁₅</i>	<i>P₁₆</i>	<i>P₁₇</i>	<i>P₁₈</i>
U Quota prova rispetto a 0.0.	-136cm	-76cm	-36cm	-36cm	-00m	-00cm			
S Profondità livello falda da p.c. att.	-260cm	-290cm	-340cm	-330cm	-380cm	-390cm	-340cm	-330cm	-250cm
E Profondità livello falda da 0.0.	-396cm	-366cm	-376cm	-366cm	-380cm	-390cm			

Nella situazione attuale di magra/morbida il livello della falda acquifera è situato quindi ad una **profondità variabile da -360cm a -390cm dalla quota 0.0. del pavimento esistente.**

Nella planimetria alla scala 1:1000 di Tav.6 si riporta la carta idrogeologica con indicazione delle profondità del livello dal p.c. attuale e dalla quota 0.0.; la direzione prevalente dei deflussi è verso sudovest con gradiente idraulico medio del 0.2% per l'effetto drenante del canale di scolo.

La situazione attuale è relativa ad una fase di magra/morbida dell'acquifero; con riferimento al rilievo del 09.04.14 nelle fasi di piena si prevede un innalzamento medio di circa 150cm con la profondità del livello variabile da -210cm a -240cm da quota 0.0.

Considerata la profondità del substrato ghiaioso sabbioso portante alla profondità variabile da -2.8mt a -3.5mt dallo 0.0., nelle fasi di piena la falda acquifera interferisce con i plinti di fondazione del fabbricato.

Nelle fasi di magra attuali con profondità del livello variabile da -360cm a -390cm dalla quota 0.0. del pavimento l'acquifero non interferisce con lo scavo delle fondazioni.

Qualora si preveda la realizzazione di locali interrati **con pavimento a profondità maggiori di -350cm dallo 0.0. si dovrà prevedere l'utilizzo dell'impianto well-point per l'abbassamento del livello di falda** in quanto le fondazioni interferiscono con l'acquifero anche nelle fasi di magra.

Si dovrà tenere presente inoltre che **l'abbassamento nello scavo di battenti d'acqua con spessori superiori a 100cm, nel caso di superfici interrato estese, potrà essere difficoltoso per l'elevata permeabilità delle ghiaie e forti gradienti d'acqua di afflusso in zona di risorgiva.**

In tali condizioni si dovranno prevedere impianti di drenaggio dell'acquifero con elevate portate di emungimento e comunque tempi lunghi di abbassamento, anche per non creare effetti sui fabbricati limitrofi.

Si consiglia comunque l'esecuzione delle fondazioni del fabbricato nelle fasi di magra dell'acquifero che consentono la realizzazione dello scavo senza impianti di abbassamento della falda.

Per definire la situazione idrogeologica puntuale sarà comunque opportuno verificare prima dell'inizio dei lavori, la profondità del livello di falda con alcuni sondaggi con escavatore distribuiti nell'area d'intervento.

7 FONDAZIONI E VERIFICHE GEOTECNICHE

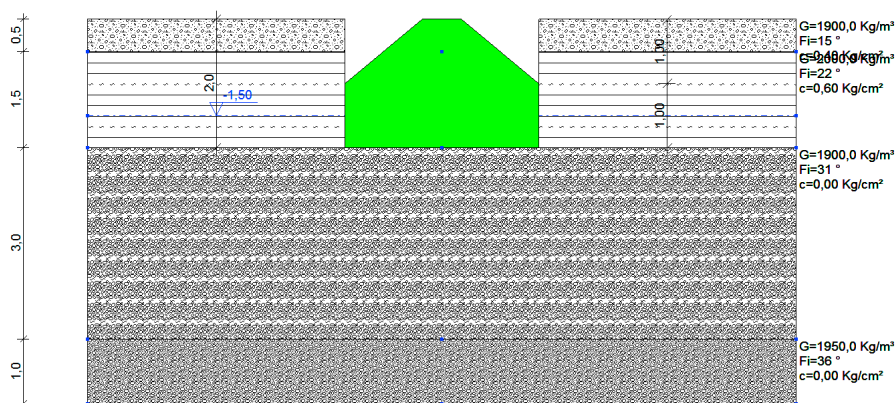
Nel settore orientale dell'area d'intervento, è presente un abbassamento di quota di 1.5mt dalla quota 0.0. dell'esistente, seguita dal terreno vegetale argilloso fino a -2.0mt e quindi da Argille limose a consolidazione medio bassa passanti a limo sabbioso fino a -3.3mt. Successivamente sono presenti Ghiaie medio fini sabbioso limose con livelli sabbiosi fino alla profondità media di -6.5mt dallo 0.0. seguite da Ghiaie medio grosse sabbioso limose dense.

Nel settore occidentale dell'area d'intervento, è presente una copertura di riporto argilloso e detritico recente fino a -1.5mt dalla quota 0.0., seguita da Argille limose a consolidazione medio bassa passanti a limo sabbioso fino a -3.4mt. Successivamente sono presenti Ghiaie medio fini sabbioso limose con livelli sabbiosi fino alla profondità media di -4.8mt dallo 0.0. seguite da Ghiaie medio grosse sabbioso limose dense.

Considerate le caratteristiche idrogeologiche e geotecniche del sottosuolo nella **tipologia edilizia fuori terra con pavimento alla quota 0.0.**, si **potranno adottare fondazioni a plinti con piano di posa al contatto con le Ghiaie medio fini sabbioso limose con livelli di sabbia presenti dalla profondità variabile da -3.0mt a -3.5mt dalla quota 0.0. esistente.**

7.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) e (SLE) per plinti su ghiaie sabbiose

Nelle N.T.C. del D.M.14.01.2008 tutte le verifiche sono effettuate con il metodo degli “Stati Limite” in condizioni statiche e dinamiche. In particolare dovrà essere condotta la verifica allo SLU (limite ultimo prima della rottura) e allo SLE (limite esercizio per deformazione). Le verifiche sono effettuate con “approcci diversi” legate all’amplificazione dei carichi (A) alla riduzione dei parametri geotecnici (M) e riduzione resistenze (R), con riferimento alla schematizzazione della fondazione a plinto con piano posa al contatto con le Ghiaie sabbiose alla profondità media di -2.0mt dal p.c. attuale a est con livello di falda nella situazione sfavorevole a -1.5mt dal p.c. :



La misura del grado di sicurezza nelle diverse combinazioni si ricava dalla relazione $E_d \text{ (azione)} \leq R_d \text{ (resistenza del terreno)}$.

Nelle verifiche è stato definito il Valore caratteristico dei parametri. Trattandosi di un terreno ghiaioso sabbioso a densità media, per le fondazioni si assume il valore dell'angolo di attrito $\phi_k = \phi_M = 31^\circ$.

Con riferimento alla situazione della fondazione a plinto di progetto largo 3.0mt e lungo 3.0mt con piano di posa a -2.0mt dal p.c. attuale (3.5mt da 0.0.) con falda a -1.5mt, in allegato si riportano le verifiche agli stati limite secondo i diversi autori (Hansen, Terzaghi, Meyerhof, Brinch-Hansen) con i seguenti risultati :

➤ Approccio 1 - Combinazione 1 (A1 + M1 + R1) (Strutturale)

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta coefficienti unitari sui parametri geotecnici (M1) e sulle resistente (R1) mentre si amplificano le azioni con coefficienti (A1) maggiori di 1.

In tali condizioni per la fondazione a plinto il carico limite minimo è risultato nella verifica di Terzaghi pari a : **Qlim = 11.78 Kg/cmq**

La resistenza di progetto con un coefficiente unitario delle resistenze sarà :

$$R_d = Q_{lim} / \gamma_R = 11.78 / 1.0 = 11.78 \text{ Kg/cmq}$$

In questa verifica il coefficiente delle resistenze sarà $\gamma_R = 1$ mentre per le azioni (A) avremo un coefficiente $\gamma_{G1} = 1.3$ per carichi permanenti $\gamma_{G2} = 1.5$ per i permanenti non strutturali.

Con una pressione $Q = 2.0 \text{ Kg/cmq}$ sul plinto è verificata la relazione E_d (azione) $\leq R_d$ (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 5.89.

➤ Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) (Geotecnico)

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta una riduzione dei parametri geotecnici (M2) in quanto abbiano coefficienti $\gamma_{\phi1} = 1.25$ da cui l'angolo attrito di progetto partendo da $\phi_k = \phi_M = 31^\circ$ sarà : $\phi_d = \tan^{-1} (\tan \phi_k / 1.25) = 25.7^\circ$

In tali condizioni per la fondazione a plinto il carico limite minimo è risultato nella verifica di Terzaghi pari a : **Qlim = 6.16 Kg/cmq**

In questa verifica il coefficiente delle resistenze (R_2) sarà $\gamma_R = 1.8$ mentre per le azioni (A) avremo un coefficiente $\gamma_{G1} = 1.0$ per carichi permanenti $\gamma_{G2} = 1.3$ per i permanenti non strutturali.

La resistenza di progetto divisa per il coefficiente di riduzione delle resistenze nell'approccio A1-2 sarà :

$$R_d = Q_{lim} / \gamma_R = 6.16 / 1.8 = 3.42 \text{ Kg/cm}^2$$

Con una pressione di $Q = 2.0 \text{ Kg/cm}^2$ sul plinto è verificata la relazione E_d (azione) $\leq R_d$ (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 3.08.

➤ Approccio 2 - Combinazione 1 ($A1 + M1 + R3$) (GEO)

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta coefficienti unitari sui parametri geotecnici ($M1$) ma l'introduzione di coefficiente e quindi riduzioni sulle resistenze ($R3$) con amplificazione delle azioni attraverso i coefficienti ($A1$) maggiori di 1.

In tali condizioni per la fondazione a plinto il carico limite minimo è risultato nella verifica di Terzaghi pari a : **$Q_{lim} = 11.78 \text{ Kg/cm}^2$**

La resistenza di progetto divisa per il coefficiente di riduzione delle resistenze nell'approccio A2-1 sarà :

$$R_d = Q_{lim} / \gamma_R = 11.78 / 2.3 = 5.12 \text{ Kg/cm}^2$$

Con una pressione $Q = 2.0 \text{ Kg/cm}^2$ sul plinto è verificata la relazione E_d (azione) $\leq R_d$ (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 5.89.

Con riferimento ad una pressione normale di progetto pari a $Q = 2.0 \text{ Kg/cm}^2$ sulla fondazione a plinto larga 3.0mt con piano di posa a -2.0mt dal p.c. attuale i cedimenti totali massimi sono risultati pari a : **$\Delta H_{tot} = 13.9\text{mm}$** .

Con una pressione unitaria sulla fondazione a plinto $Q = 2.0 \text{ Kg/cm}^2$ i cedimenti totali e differenziali rispettano la verifica delle condizioni allo stato limite di esercizio (SLU) riguardanti le deformazioni.

8 PERMEABILITA' E DISPERSIONE DEL SOTTOSUOLO

Nelle condizioni naturali del settore orientale il sottosuolo dell'area in esame presenta una copertura argilloso limosa fino alla profondità media di -2.0mt dal p.c. (-3.5mt da 0.0.) seguita da Ghiaie medio fini sabbioso limose con livelli di Sabbie passanti da -5.0mt a Ghiaie con ciottoli sabbiose, dense; la falda acquifera attuale è posta alla profondità media di -2.2mt dal p.c.

La permeabilità e la capacità di assorbimento del sottosuolo è stata definita precedentemente con prove di dispersione a carico variabile in un'area con caratteristiche analoghe situata 1000mt a nord dell'area in esame.

Per le alternanze di Ghiaie medio fini con livelli di sabbie presenti dalla profondità media di -2.0mt dal p.c. (-3.5mt dallo 0.0.) si possono definire i seguenti valori di permeabilità medi :

- Coefficiente di Permeabilità = $K = 4.0 \times 10^{-3} - 8.0 \times 10^{-4} \text{ mt/sec}$

8.1 Dimensionamento del Pozzo Perdente e Dispersione Orizzontale

Considerata la possibile risalita della falda nelle fasi di piena fino a -3.0mt dallo 0.0. si considera il pozzo perdente tipo con le seguenti caratteristiche :

- Diametro pozzo costituito da anelli in cls forato = 1500mm
- Vespaio di ciottoli grossolani attorno al pozzo per almeno 1.0mt
- Profondità pozzo = -2.5mt dal p.c.
- Altezza utile del pozzo perdente = 2.0mt

In tal modo, la portata dispersa dalla formula di Dupuit per i pozzi assorbenti risulta : $Q = C \times K \times r_o \times H$ dove :

Q = Portata dispersa

C = Coefficiente di deflusso

r_o = Raggio del pozzo = 0.75mt

H = Profondità utile del pozzo = 2.0mt

K = Coefficiente di permeabilità = 0.0002 m/sec

Il coefficiente di deflusso C può essere calcolato con la teoria di Stephens e Neuman (1982) che esprime il termine C come :

$$\log C = 0.658 \log H / r_o - 0.398 \log H + 1.105$$

da cui il coefficiente di deflusso **C = 25.77**

La portata teorica dispersa dal pozzo sarà quindi :

$$Q = C \times K \times r_o \times H = 25.77 \times 0.0002 \times 0.75 \times 2.0 = \mathbf{7.7 \text{ lt/sec}}$$

Considerata la riduzione di efficienza futura del pozzo, si stabilisce comunque una portata utile ridotta del 30% rispetto a quella teorica da cui :

$$Q_{\text{utile smaltita da un pozzo a -3.0mt}} = \mathbf{5.4 \text{ lt/sec}}$$

Lo smaltimento delle acque meteoriche potrà essere effettuato con l'ausilio di una trincea drenante di infiltrazione spinta alla profondità media di 2.0mt dal p.c. con tubazione forata disperdente posta all'interno di un vespaio ghiaioso o in alternativa con strutture prefabbricate tipo "Drening".

Per evitare il progressivo intasamento dell'impianto disperdente si dovrà prevedere l'inserimento a monte di un sedimentatore o comunque di una vasca desabbiatrice di filtrazione delle acque di afflusso.

Il numero di pozzi perdenti o il volume e lo sviluppo del letto a disperdere dovranno essere dimensionati in relazione con gli afflussi della massima precipitazione nel tempo di ritorno di progetto.

In alternativa lo smaltimento della portata di piena potrà essere effettuato con scarico graduale nel canale di scolo esistente a sud dell'area in esame, con formazione di un volume di mitigazione idraulica con l'ausilio di tubazioni di detenzione a diametro maggiorato interrate.

9 OPERE DI URBANIZZAZIONE DEL SETTORE A NORDOVEST

Nel settore a nordovest dell'insediamento produttivo si prevede la realizzazione di alcuni parcheggi e sistemazione della viabilità su via dei roveri con la costruzione di una nuova rotonda di accesso. Per verificare le condizioni geotecniche del sottosuolo in tale settore si sono eseguite n.3 prove penetrometriche (P16-P17-P18) ubicate come nella planimetria di Tav.7 con le seguenti successioni stratigrafiche :

Successione nell'area dei parcheggi a nord

Con riferimento alla quota del p.c. attuale e alle prove P16 e P17, il sottosuolo presenta la seguente successione :

- dal p.c. attuale a -0.8mt :

Materiale di riporto ghiaioso e argilloso

- da -0.8mt a -2.3mt :

Argilla limosa a consolidazione medio bassa passante a Limo sabbioso

- resistenza dinamica $R_d = 13 - 21 \text{ Kg/cm}^2$
- coesione non drenata $C_u = 0.4 - 0.7 \text{ Kg/cm}^2$

- da -2.3mt a -3.0mt :

Ghiaia medio fine in matrice sabbioso limosa con locali livelli di sabbia

- resistenza dinamica $R_d = 56 - 94 \text{ Kg/cm}^2$
- angolo di attrito $\phi = 31^\circ - 33^\circ$

- da -3.0mt a -4.0mt :

Ghiaia medio grossa in matrice sabbioso limosa densa

- resistenza dinamica $R_d = 90 - 150 \text{ Kg/cm}^2$
- angolo di attrito $\phi = 35^\circ - 38^\circ$

Successione nell'area della nuova rotonda

Con riferimento alla quota del p.c. attuale alla prova P18, il sottosuolo presenta la seguente successione :

- dal p.c. attuale a -0.4mt :

Terreno vegetale argilloso

- da -0.4mt a -1.2mt :

Argilla limosa a consolidazione medio bassa

- resistenza dinamica $R_d = 11 - 24 \text{ Kg/cm}^2$
- coesione non drenata $C_u = 0.3 - 0.7 \text{ Kg/cm}^2$

- da -1.2mt a -4.4mt :

Ghiaia medio fine in matrice sabbioso limosa con locali livelli di sabbia

- | | |
|-----------------------|-------------------------------------|
| - resistenza dinamica | Rd = 13 - 94 Kg/cmq |
| - angolo di attrito | $\varnothing = 28^\circ - 35^\circ$ |

- da -4.4mt a -5.0mt :

Ghiaia medio grossa in matrice sabbioso limosa densa

- | | |
|-----------------------|-------------------------------------|
| - resistenza dinamica | Rd = 90 - 150 Kg/cmq |
| - angolo di attrito | $\varnothing = 35^\circ - 38^\circ$ |

Il terreno di sottofondo naturale dovrà essere idoneo a sopportare i carichi trasmessi dalla soprastruttura e dal transito degli automezzi e non dovrà sviluppare cedimenti significativi nel tempo. Nell'area dei parcheggi a nord essendo attualmente presente un riporto ghiaioso limoso fino a -0.8mt, si dovrà prevedere il costipamento di tale materiale con rullo vibrante seguito dalla posa dello stabilizzato di sottofondo e dalla pavimentazione.

Nell'area della nuova rotonda, si dovrà asportare preventivamente il terreno vegetale argilloso compressibile presente su tutta l'area per uno spessore medio di 0.4mt; il terreno sottostante argilloso limoso passante a limoso sabbioso è idoneo alla posa della soprastruttura stradale, ma dovrà essere preventivamente costipato con rullo compattatore gommato o vibrante.

Considerata la presenza di materiali argilloso limosi a bassa consolidazione, prima di posare la struttura stradale e dei parcheggi si dovrà stendere un geotessile con caratteristiche idonee per consentire il costipamento dei primi strati di sottofondo evitando l'affondamento nei materiali argillosi.

Considerata la presenza di un sottofondo naturale argilloso compressibile, si prevede la formazione di un rilevato con spessore di almeno 60cm. Il rilevato di sottofondo deve avere un'elevata rigidità, per non subire deformazioni significative dovute al sovraccarico stradale oltre ad una buona capacità drenante; per ottenere una superficie regolare sulla sommità del sottofondo sarà posizionato materiale più fine (stabilizzato).

Le caratteristiche geotecniche del rilevato di sottofondo, prima di eseguire la pavimentazione, potranno essere verificate con l'ausilio di prove di carico su piastra; secondo la classificazione H.R.B. il modulo di deformazione M_d' per il rilevato e gli strati di fondazione deve superare il valore di 500 Kg/cm^2

10 SITUAZIONE SISMICA

Il Comune di San Martino di Lupari non era classificato sismico ai sensi del D.M. 19.03.1982. In base alla OPCM 3274 del 20.03.03 che ha riclassificato l'intero territorio nazionale, il Comune è inserito in zona sismica di tipo 3.

Per il territorio in zona sismica 3 i valori di accelerazione al suolo a_g con probabilità di superamento del 10% in 50 anni risultano :

Accelerazione orizzontale con prob. super. del 10% (a_g / g) = 0.05 - 0.15

Accelerazione orizzontale di ancoraggio spettro di risposta a_g / g) = 0.15

Con l'entrata in vigore del D.M. 14.01.2008 (N.T.C.) la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio “**sito dipendente**” e non più un criterio “zona dipendente”. L'azione sismica di progetto sulla quale valutare il rispetto dei vari stati limite presi in considerazione viene definita partendo dalla “pericolosità di base”. Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto le tipologie del suolo di fondazione vengono suddivise in due gruppi (Tab.3.2.II delle N.T.C.): il primo gruppo è definito da 5 categorie (A,B,C,D,E) mentre per secondo gruppo si hanno studi speciali.

A	<i>Ammassi rocciosi affioranti e terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo di 3mt.</i>
B	<i>Rocce Tenere e Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine consistenti con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero con $N_{SPT} > 50$ o $C_u > 250 \text{ kPa}$)</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati, terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero con $15 < N_{SPT} < 50$, o $70 < C_u < 250 \text{ kPa}$)</i>

D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori di $V_{s30} < 180 \text{ m/s}$.</i>
E	<i>Profili dei sottosuoli tipo C o D con uno spessore non superiore a 20mt, posti sul substrato più rigido con $V_{s30} > 800 \text{ m/s}$.</i>

Il sottosuolo presenta una copertura argilloso limosa a spessore medio di 2.0mt, seguita da Ghiaie da medio fini a medie in matrice di sabbia medio grossa con livelli di Sabbie limose fino alla profondità di -23mt dal p.c. Successivamente sono presenti Argille limose fino a -28mt, seguite da Limi sabbiosi e Sabbie limose fino a -35mt seguite da Ghiaie medio grosse in matrice sabbiosa fino alla profondità di -55mt dal p.c.

I terreni classificati nelle categorie elencate sono caratterizzati da parametri sismici (V_{s30} , velocità media di propagazione onde di taglio entro 30m di profondità) e parametri geotecnici (NSPT, Standard Penetration Test e cu).

Sulla base del quadro geologico emerso dal seguente studio e dalla classificazione in base alle norme EC8 recepite dal OPCM 3274 è possibile inserire il sottosuolo nella **categoria di tipo C** : (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati, terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s*).

Si tratta quindi di un terreno di fondazione con caratteristiche geotecniche buone e limitata variabilità laterale con falda acquifera a ridotta profondità. Nella successione ghiaioso sabbiosa non sono presenti livelli sabbiosi con spessori significativi a densità bassa suscettibili di liquefazione.

10.1 Azione Sismica di Progetto

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” che è rappresentata dalla probabilità che in un determinato intervallo di tempo (periodo di riferimento V_r in anni) in questo sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata “probabilità di eccedenza” (P_{vr}).

La pericolosità sismica è definita in termini di **accelerazione orizzontale massima “ag”** e di **ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente “Se(T)”** con riferimento alle probabilità di eccedenza P_{vr} nel periodo di riferimento V_r .

Ai fini delle N.T.C. le forme spettrali sono definite a partire dai valori di riferimento di una griglia di 10.751 siti dei parametri: (ag) ; (Fo) ; TxC.

A tal fine dalle coordinate geografiche del sito espresse in gradi sessagesimali e decimali si è determinata la maglia di riferimento con le distanze dal punto dei quattro vertici più prossimi. In allegato si riporta la scheda del programma di calcolo dei parametri di riferimento :

I Parametri sismici risultanti per il sito in esame sono :

latitudine: 45,6422687443645
longitudine: 11,8619458165463
Classe: 2
Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 11854	Lat: 45,6237	Lon: 11,8479	Distanza: 2331,383
Sito 2	ID: 11855	Lat: 45,6247	Lon: 11,9193	Distanza: 4869,907
Sito 3	ID: 11633	Lat: 45,6747	Lon: 11,9179	Distanza: 5648,919
Sito 4	ID: 11632	Lat: 45,6737	Lon: 11,8466	Distanza: 3694,946

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C
Categoria topografica: T1
Periodo di riferimento: 50anni
Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %
Tr: 30 [anni]
ag: 0,042 g
Fo: 2,511
Tc*: 0,240 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 50 [anni]
ag: 0,057 g
Fo: 2,482
Tc*: 0,254 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 475 [anni]
ag: 0,163 g
Fo: 2,407
Tc*: 0,309 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 975 [anni]
ag: 0,216 g
Fo: 2,413
Tc*: 0,323 [s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss: 1,500
Cc: 1,680
St: 1,000
Kh: 0,013
Kv: 0,006
Amax: 0,624
Beta: 0,200

SLD:

Ss: 1,500
Cc: 1,650
St: 1,000
Kh: 0,017
Kv: 0,009
Amax: 0,845
Beta: 0,200

SLV:

Ss: 1,470
Cc: 1,550
St: 1,000
Kh: 0,057
Kv: 0,029
Amax: 2,344
Beta: 0,240

SLC:

Ss: 1,390
Cc: 1,520
St: 1,000
Kh: 0,084
Kv: 0,042
Amax: 2,951
Beta: 0,280

In tali condizioni si definiscono l'accelerazione massima di progetto e il coefficiente sismico orizzontale in corrispondenza allo SLV = SLU :

Accelerazione massima = **amax** = $S_{sx} S_t \times a_g = 1.47 \times 1.0 \times 0.163 \text{ g} = \mathbf{0.239g}$

Dal valore nominale si passa alla accelerazione orizzontale

A max = $a_g \times 9.81 = \mathbf{2.35 \text{ m/sec}^2}$.

Il coefficiente sismico orizzontale sarà **Kh** = $\beta_s \times A_{max}/g = \mathbf{0.057}$

11 CONCLUSIONI

Dalle verifiche geologiche sull'area interessata dal progetto del Piano Urbanistico Attuativo per l'ampliamento di un fabbricato ad uso produttivo inserito in area di accordo pubblico-privato di espansione aziendale in via dei fiori a San Martino di Lupari per Pettenon Cosmetics spa si può concludere :

11.1 L'area in esame è situata ad una quota media compresa tra 37.5mslm e 38.0 mslm nel settore sudorientale della conoide alluvionale del f.Brenta, sul limite superiore della fascia delle risorgive. Il territorio è completamente pianeggiante con leggera pendenza verso sudest variabile da 0.3% a 0.5%.

11.2 L'elemento idrografico principale della zona è il ramo orientale dello scolo Vandura che si origina in questa porzione di territorio e raccoglie a sud gli apporti di risorgiva; il corso d'acqua è situato alla distanza minima di 20mt a sud del fabbricato in ampliamento. Il piazzale del fabbricato esistente a nordovest è stato rialzato rispetto alla quota del p.c. dell'area di ampliamento di una quota variabile da 36cm a 200cm crescente verso sud; si prevede per questo il rialzo del pavimento del nuovo fabbricato di tale dislivello.

11.3 Nella carta delle fragilità del P.A.T. del Comune di San Martino di Lupari l'area in esame è classificata "Terreno idoneo a condizione" sottoclasse 2b, caratterizzata da caratteristiche geotecniche dei terreni da mediocri a scadenti con variabilità laterale, drenaggio superficiale mediocre con locale possibilità di ristagni idrici e falda acquifera a profondità da -3.0mt a -1.5mt dal p.c.

11.4 Il sottosuolo è costituito dalla potente successione dei materiali alluvionali e fluvioglaciali depositi dal f.Brenta con una copertura argilloso limosa a spessore variabile da 1.5mt a 2.0mt, seguita da Ghiaie da medio fini a medie in matrice di sabbia medio grossa con livelli di Sabbie limose fino alla profondità di -23mt dal p.c. Successivamente sono presenti Argille limose fino a -28mt, seguite da Limi sabbiosi e Sabbie limose fino a -35mt seguite da Ghiaie medio grosse in matrice sabbiosa.

11.5 Nel settore orientale dell'area d'intervento è presente un abbassamento di quota di 1.5mt dalla quota 0.0. dell'esistente, seguita dal terreno vegetale argilloso fino a -2.0mt e quindi da Argille limose a consolidazione medio bassa passanti a limo sabbioso fino a -3.3mt. Successivamente sono presenti Ghiaie medio fini sabbioso limose con livelli sabbiosi fino alla profondità media di -6.5mt dallo 0.0. seguite da Ghiaie medio grosse sabbioso limose dense.

11.6 Nel settore occidentale dell'area d'intervento, è presente una copertura di riporto argilloso e detritico recente fino a -1.5mt dalla quota 0.0., seguita da Argille limose a consolidazione medio bassa passanti a limo sabbioso fino a -3.4mt. Successivamente sono presenti Ghiaie medio fini sabbioso limose con livelli sabbiosi fino alla profondità media di -4.8mt dallo 0.0. seguite da Ghiaie medio grosse sabbioso limose dense.

11.7 L'area in esame è situata sul limite superiore della fascia delle risorgive; il sottosuolo ghiaioso sabbioso è sede di una falda acquifera con livello statico rilevato nei fori di prova **il 13.05.15 in corrispondenza alla fase di magra/morbida** dopo un periodo invernale non piovoso. I livelli misurati riferiti allo 0.0. del fabbricato sono stati confrontati con il rilievo effettuato il **09.04.14 (fase di piena) evidenziando un abbassamento medio rispetto alla fase di piena del 2014 di circa 150cm.**

11.8 Nella situazione attuale di magra/morbida il livello della falda acquifera è situato ad una **profondità variabile da -360cm a -390cm dalla quota 0.0. del pavimento esistente. Con riferimento ai rilievi del 2014 nelle fasi di piena si prevede un innalzamento medio di circa 150cm con la profondità del livello variabile da -210cm a -240cm da quota 0.0.**

Considerata la profondità del substrato ghiaioso sabbioso portante alla profondità variabile da -2.8mt a -3.5mt dallo 0.0., nelle fasi di piena la falda acquifera interferisce con i plinti di fondazione del fabbricato.

11.9 Qualora si preveda la realizzazione di locali interrati **con pavimento a profondità maggiori di -350cm dallo 0.0. si dovrà prevedere l'utilizzo dell'impianto well-point per l'abbassamento del livello di falda** in quanto le fondazioni interferiscono con l'acquifero anche nelle fasi di magra.

11.9 Nelle fasi di magra attuali con profondità del livello variabile da -360cm a -390cm dalla quota 0.0. del pavimento l'acquifero non interferisce con lo scavo delle fondazioni. Si consiglia comunque l'esecuzione delle fondazioni del fabbricato nelle fasi di magra dell'acquifero che consentono lo scavo senza impianti di abbassamento.

Per definire la situazione idrogeologica puntuale sarà comunque opportuno verificare prima dell'inizio dei lavori, la profondità del livello di falda con alcuni sondaggi con escavatore distribuiti nell'area d'intervento.

11.10 Considerate le caratteristiche idrogeologiche e geotecniche del sottosuolo nella **tipologia edilizia fuori terra con pavimento alla quota 0.0., si potranno adottare fondazioni a plinti con piano di posa al contatto con le Ghiaie medio fini sabbioso limose con livelli di sabbia presenti dalla profondità variabile da -3.0mt a -3.5mt dalla quota 0.0.**

Le verifiche agli stati limite per la fondazione a plinto con piano posa al contatto con le Ghiaie medio fini in matrice sabbioso limosa alla profondità media di -2.0mt dal p.c. attuale hanno fornito i seguenti risultati :

- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 1 - Combinazione 1
(A1+ M1 + R1) (Strutturale) : $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 11.78/1.0 = \mathbf{11.78 \text{ Kg/cm}^2}$
- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 1 - Combinazione 2
(A2 + M2 + R2) (Geotecnico) : $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 6.16/1.8 = \mathbf{3.42 \text{ Kg/cm}^2}$
- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 2 - Combinazione 1
(A1 + M1 + R3) (Geotecnico) : $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 11.78/2.3 = \mathbf{5.12 \text{ Kg/cm}^2}$

Le Verifiche agli Stati limite di esercizio relative alle deformazioni (Cedimenti) con una pressione normale di progetto pari a $Q = 2.0 \text{ Kg/cm}^2$ sulla fondazione a plinto con piano di posa a -2.0mt dal p.c. hanno definito un cedimento totale pari a : $\Delta H = \mathbf{13.5mm}$. Con una pressione sulla fondazione $Q = 2.0 \text{ Kg/cm}^2$ i cedimenti totali e differenziali rispettano la verifica delle condizioni allo stato limite di esercizio (SLU) riguardanti le deformazioni.

11.11 Per le alternanze di Ghiaie medio fini con livelli di sabbie presenti dalla profondità media di -2.0mt dal p.c. (-3.5mt dallo 0.0.) si può definire il seguente valore di permeabilità = $K = \mathbf{4.0 \times 10^{-3} - 8.0 \times 10^{-4} \text{ mt/sec}}$

Lo smaltimento delle acque meteoriche potrà essere attuato con l'ausilio di tubazioni forate disperdenti o letti a disperdere e strutture orizzontali tipo "drening" con base posta alla profondità media di -2.0mt dallo 0.0.

Per il pozzo perdente tipo con diametro di 150cm e profondità di -2.0mt dal p.c. dotato di vespaio si può definire una portata dispersa utile :

$$Q_{\text{utile smaltita da un pozzo a -3.0mt}} = \mathbf{5.4 \text{ lt/sec}}$$

11.12 In alternativa lo smaltimento della portata di piena potrà essere effettuato con scarico graduale nel canale di scolo esistente a sud dell'area in esame, con formazione di un volume di mitigazione idraulica con l'ausilio di tubazioni di detenzione a diametro maggiorato interrate

11.13 Nell'area dei parcheggi a nord essendo attualmente presente un riporto ghiaioso limoso fino a -0.8mt, si dovrà prevedere il costipamento di tale materiale con rullo vibrante seguito dalla posa dello stabilizzato di sottofondo e dalla pavimentazione.

11.14 Nell'area della nuova rotonda, si dovrà asportare preventivamente il terreno vegetale argilloso compressibile presente su tutta l'area per uno spessore medio di 0.4mt; il terreno sottostante argilloso limoso passante a limoso sabbioso è idoneo alla posa della soprastruttura stradale, ma dovrà essere preventivamente costipato con rullo compattatore vibrante.

11.15 Il Comune di San Martino di Lupari in base alla OPCM 3274 del 20.03.03 è inserito in zona sismica 3. Il sottosuolo presenta al di sotto della copertura argilloso limosa, Ghiaie da medio fini a medie in matrice di sabbia medio grossa con livelli di Sabbie limose fino alla profondità di -23mt dal p.c. Successivamente sono presenti Argille limose fino a -28mt, seguite da Limi sabbiosi e Sabbie limose fino a -35mt seguite da Ghiaie medio grosse.

11.16 Sulla base del quadro geologico emerso dal seguente studio e dalla classificazione in base alle norme EC8 recepite dal OPCM 3274 è possibile inserire il sottosuolo nella **categoria di tipo C** : *(Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati, terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s)*

11.17 Le azioni sismiche di progetto definite a partire dalla “pericolosità sismica di base” con riferimento alle forme spettrali di una griglia di 10.751 in corrispondenza allo SLV = SLU hanno verificato le seguenti condizioni :

Accelerazione massima = **amax** = $S_s \times S_t \times a_g = 1.47 \times 1.0 \times 0.163 \text{ g} = \mathbf{0.239g}$

Dal valore nominale si passa alla accelerazione orizzontale

A max = $a_g \times 9.81 = \mathbf{2.35 \text{ m/sec}^2}$.

Il coefficiente sismico orizzontale sarà **Kh** = $\beta_s \times A_{max}/g = \mathbf{0.057}$

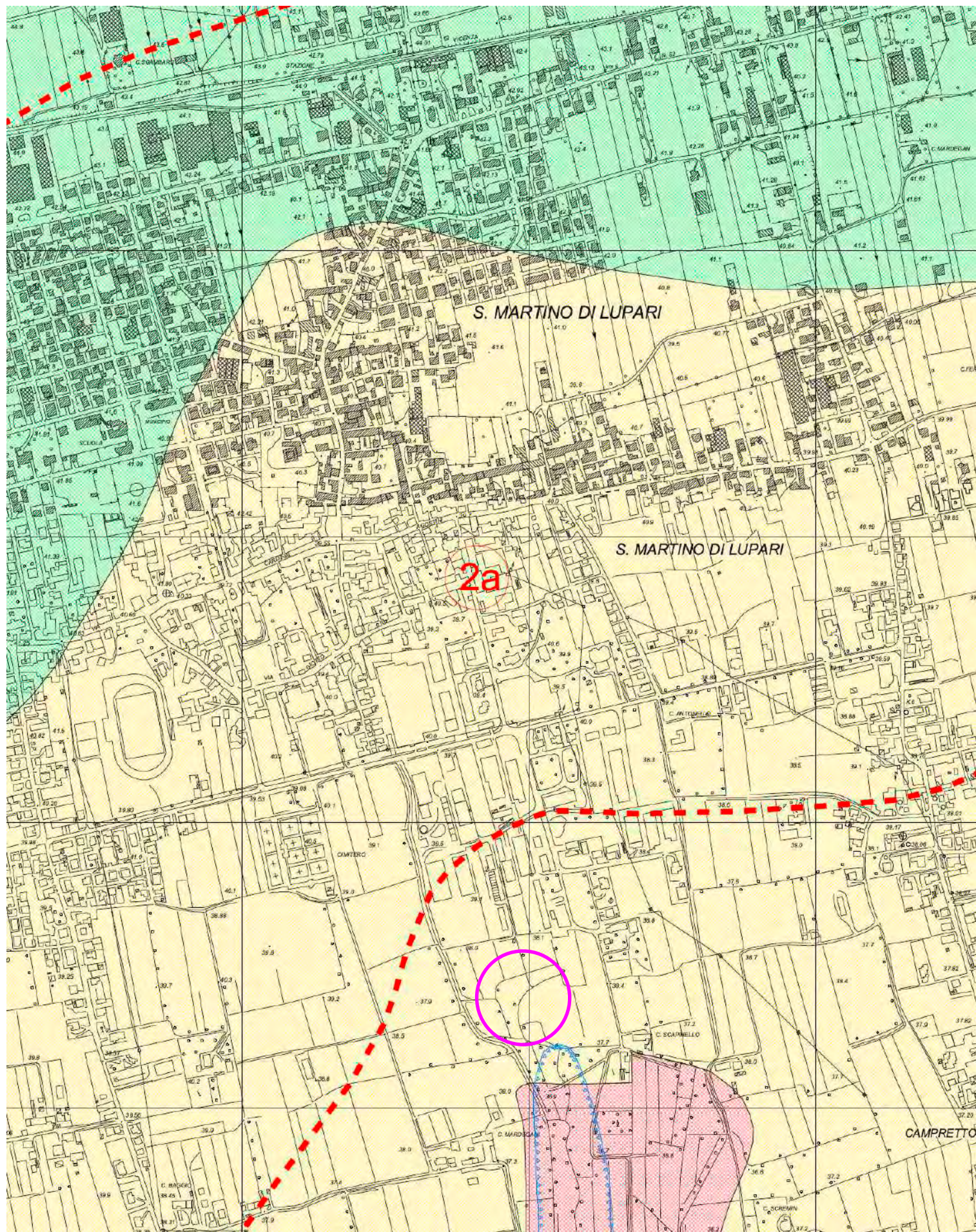
Il Geologo
Dott. Gabriele Soppelsa

Bassano d.Gr. 18.05.2015





**TAV.1: Ubicazione dell'area interessata dall'ampliamento
del fabbricato su estratto di c.t.r. alla scala 1:10.000**



TERRENO IDONEO A CONDIZIONE:
 Area mediamente esposta al rischio geologico e idrogeologico. Substrato ghiaioso sabbioso ad una profondità superiore a 3.0 mt con aumento progressivo dei materiali limoso argillosi e della variabilità laterale verso sud. Livello della falda ad una profondità variabile da -4.0 mt a -1.5 mt. Aree prossime alle risorgive. Fasce di rispetto dalle cave dismesse.

**TAV.2 – Ubicazione dell'area di
 'ampliamento su estratto della Carta
 delle Fragilità del P.A.T. del Comune
 di San Martino di Lupari
 Area Idonea a Condizione**



TAV.3 – Ubicazione dell'area interessata dall'ampliamento del fabbricato su estratto di planimetria e rilievo quotato - Comune di S.Martino Lup.- Foglio 12



TAV.4 : Ubicazione delle prove penetrometriche su planimetria del fabbricato in ampliamento e quote del p.c. attuale da pavimento capannone esistente a NO



TAV.5 : Indicazione della profondità delle ghiaie sabbiose dal p.c. (rosso) e da 0.0.(nero) su prove eseguite in precedenza nel P.U.A.- Rilievo 13.05.15



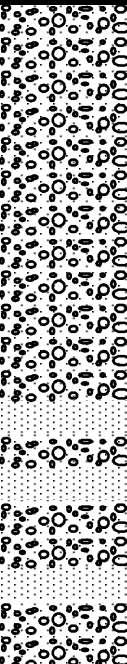
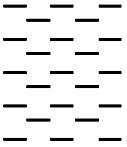
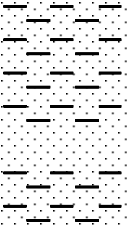
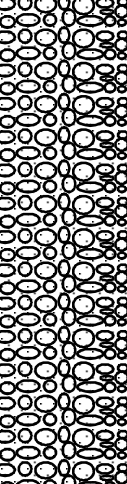
TAV.6 : Indicazione della profondità del livello di falda dal p.c. (rosso) e da 0.0.(nero) su prove eseguite in precedenza nel P.U.A.- Rilievo 13.05.15



TAV.7 : Ubicazione delle prove penetrometriche nelle aree interessate da opere di urbanizzazione su planimetria dell'accordo di programma Pettenon Cosmetics

Dott.Gabriele Soppelsa - GEOLOGO via San Donato 20 - Bassano d.G.

COMUNE DI SAN MARTINO DI LUPARI**PROVINCIA DI PADOVA****DOMANDA DI RICONOSCIMENTO DI CONCESSIONE PER LA DERIVAZIONE D'ACQUA
DA FALDA SOTTERRANEA PER USO INDUSTRIALE****La Ditta Committente : PETTENON COSMETICI S.r.l.****STRATIGRAFIA DEL POZZO**

Acquiferi	STRATIGRAFIA	Profondità metri	SUCCESSIONE LITOLOGICA
	dal p.c.		
		1,0	<i>Materiale di riporto eterogeneo</i>
		3,0	<i>Limo argilloso sabbioso</i>
I° Acq Frea		23,0	<i>Ghiaie da medio fini a medie in matrice di sabbia medio grossa con livelli di Sabbie poco limose</i>
		28,0	<i>Argilla limosa e Limi grigio nocciola</i>
		35,0	<i>Limi sabbiosi e Sabbie medio fini limose</i>
II° Acq		55,0	<i>Ghiaia medio grossa in matrice sabbiosa</i>



45.641363, 11.860945

☒ Visualizza vertici della maglia di appartenenza



Determinazione dei parametri sismici

(1)* Coordinate WGS84

Latitudine ° Longitudine °

(1)* Coordinate ED50

Latitudine ° Longitudine °

Classe dell'edificio

Vita nominale

(Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50,
Grandi opere >=100)

Interpolazione

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0,042	2,511	0,240
Danno (SLD)	50	0,057	2,482	0,254
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,163	2,407	0,309
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,216	2,413	0,323
Periodo di riferimento per l'azione sismica:		50		

Calcolo dei coefficienti sismici

☐ Muri di sostegno ☒ Stabilità dei pendii e fondazioni ☐ Paratie

☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

us (m)

Categoria sottosuolo

Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss *	1,50	1,50	1,47	1,39
Amplificazione stratigrafica				
Cc *	1,68	1,65	1,55	1,52
Coeff. funz categoria				
St *	1,00	1,00	1,00	1,00
Amplificazione topografica				
☐ Personalizza acc.ne massima attesa al sito [m/s²]	0.6			

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,013	0,017	0,057	0,084
kv	0,006	0,009	0,029	0,042
Amax [m/s²]	0,624	0,845	2,344	2,951
Beta	0,200	0,200	0,240	0,280

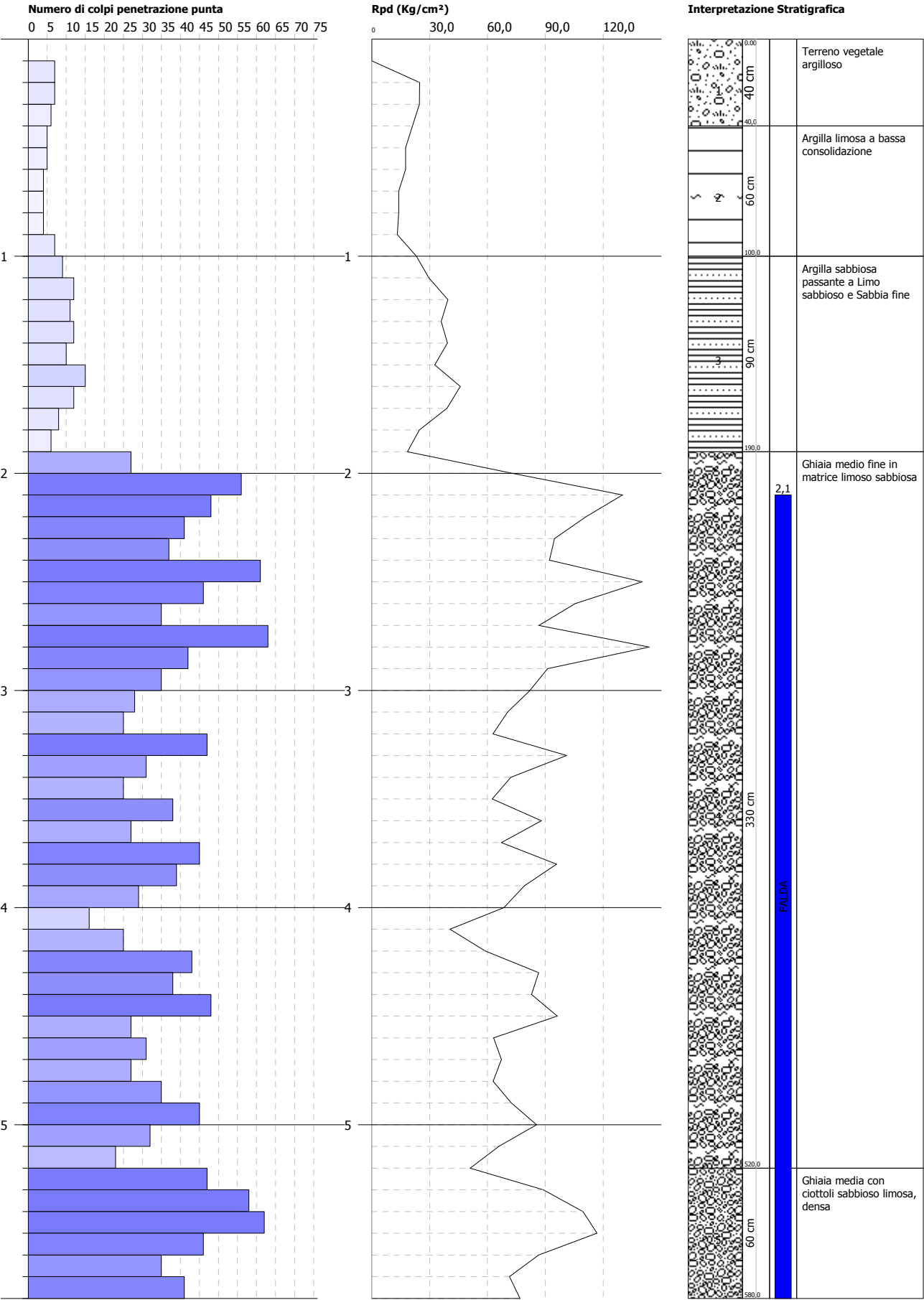
TAV. 9 : Inquadramento e Parametri sismici dell'area in base alle N.T.C.

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1 (q.-90)
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: AGF88 Holding srl. - Terra Sole srl - Floriani Renato e Argeo
Cantiere: via dei fiori
Località: San Martino di Lupari

Data: 14/05/2015

Scala 1:25

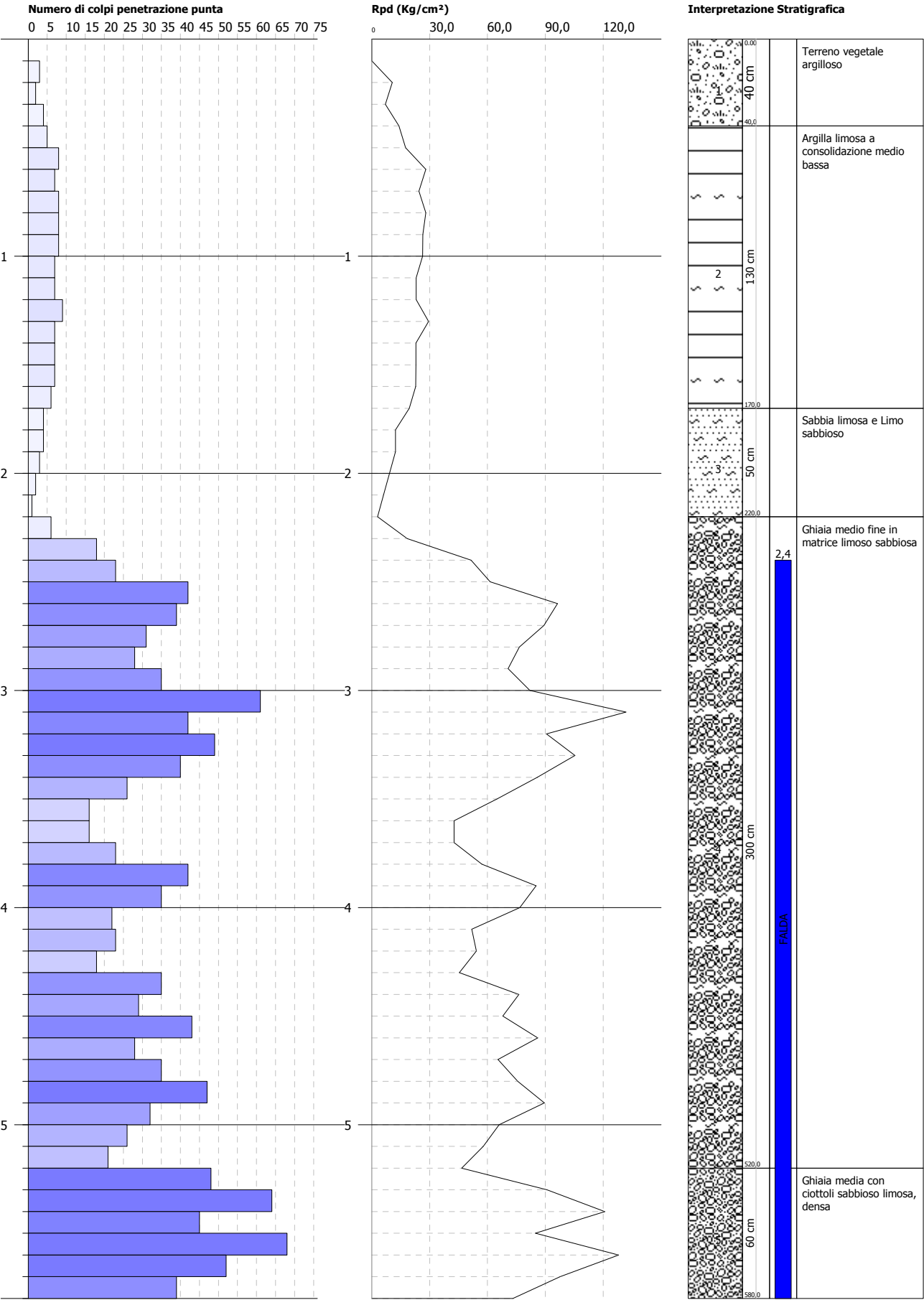


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2 (q-55)
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: AGF88 Holding srl. - Terra Sole srl - Floriani Renato e Argeo
Cantiere: via dei fiori
Località: San Martino di Lupari

Data: 14/05/2015

Scala 1:25

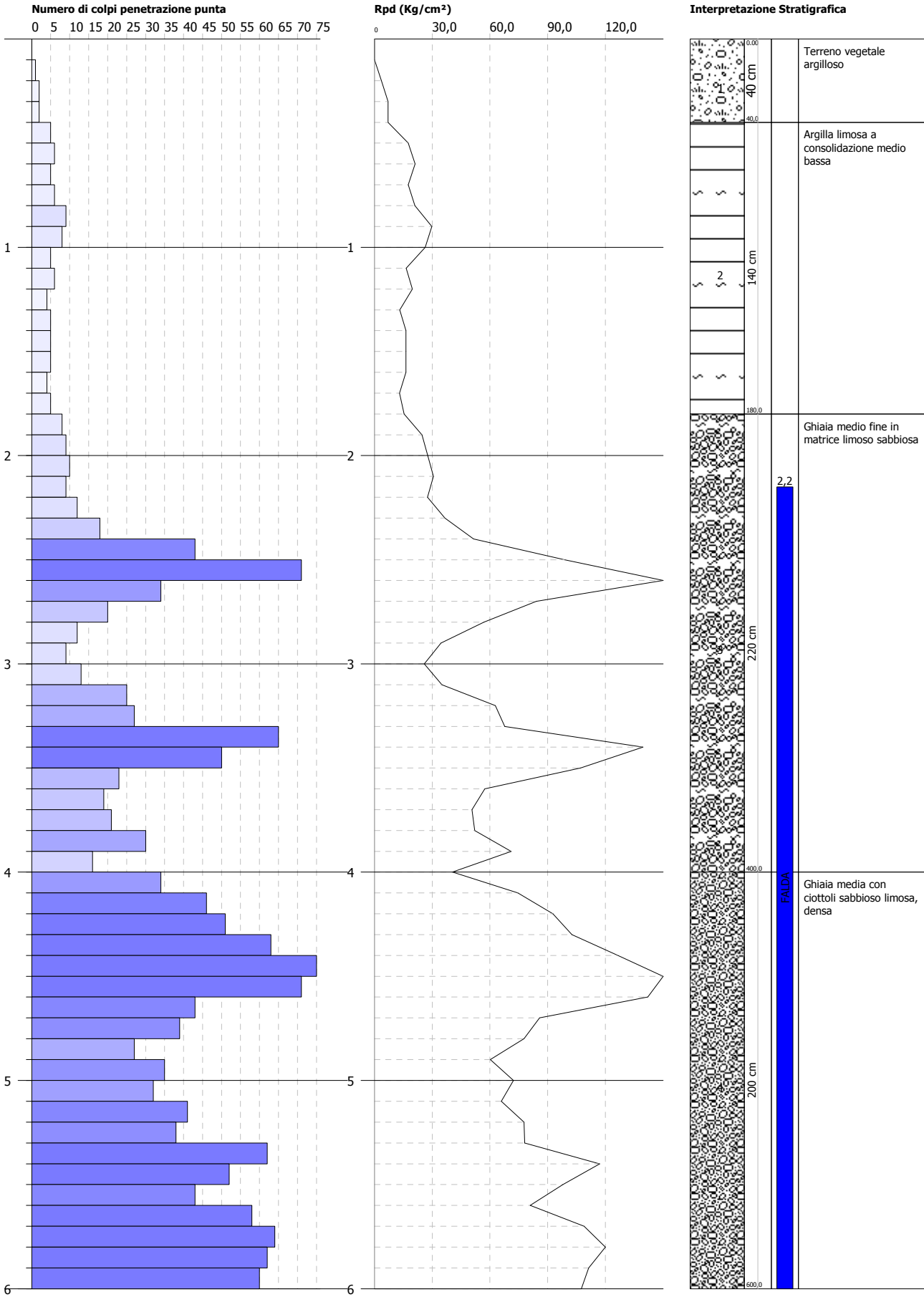


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.3 (q.-65)
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: AGF88 Holding srl. - Terra Sole srl - Floriani Renato e Argeo
Cantiere: via dei fiori
Località: San Martino di Lupari

Data: 14/05/2015

Scala 1:26

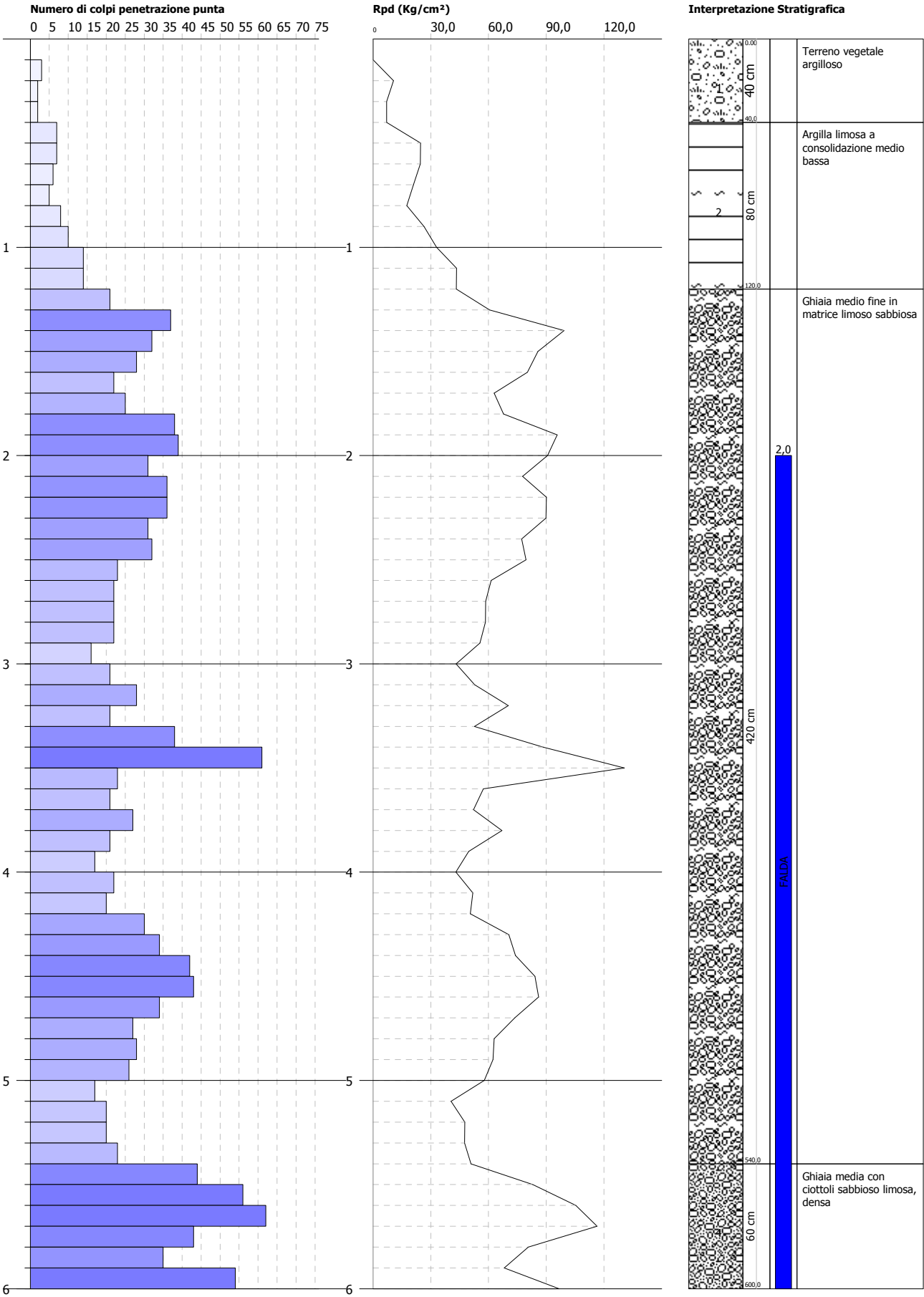


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.4 (q. -95)
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: AGF88 Holding srl - Terra Sole srl - Floriani Renato e Argeo
Cantiere: via dei fiori
Località: San Martino di Lupari

Data: 14/05/2015

Scala 1:26

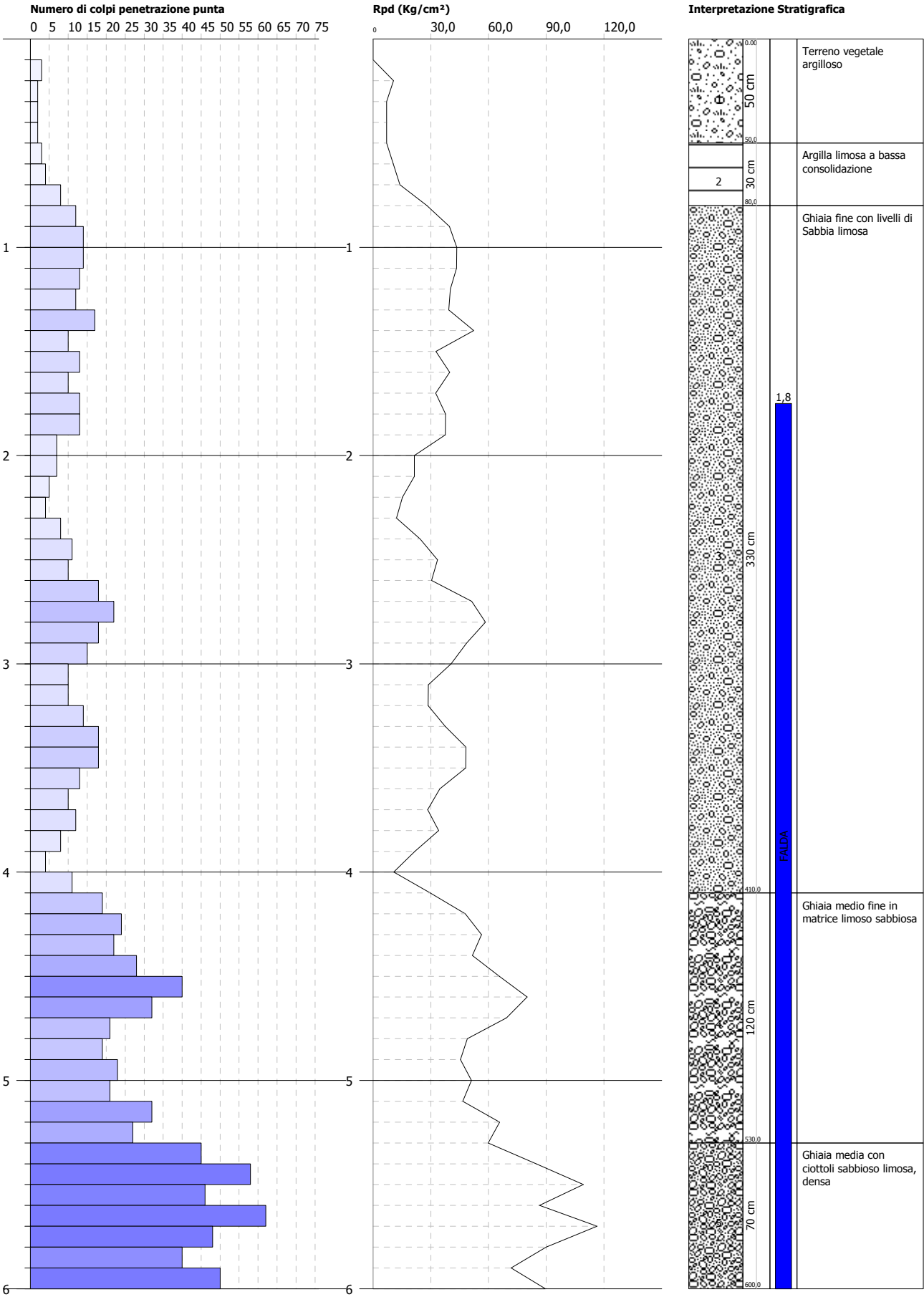


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.5 (q. -125)
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: AGF88 Holding srl. - Terra Sole srl - Floriani Renato e Argeo
Cantiere: via dei fiori
Località: San Martino di Lupari

Data: 14/05/2015

Scala 1:26

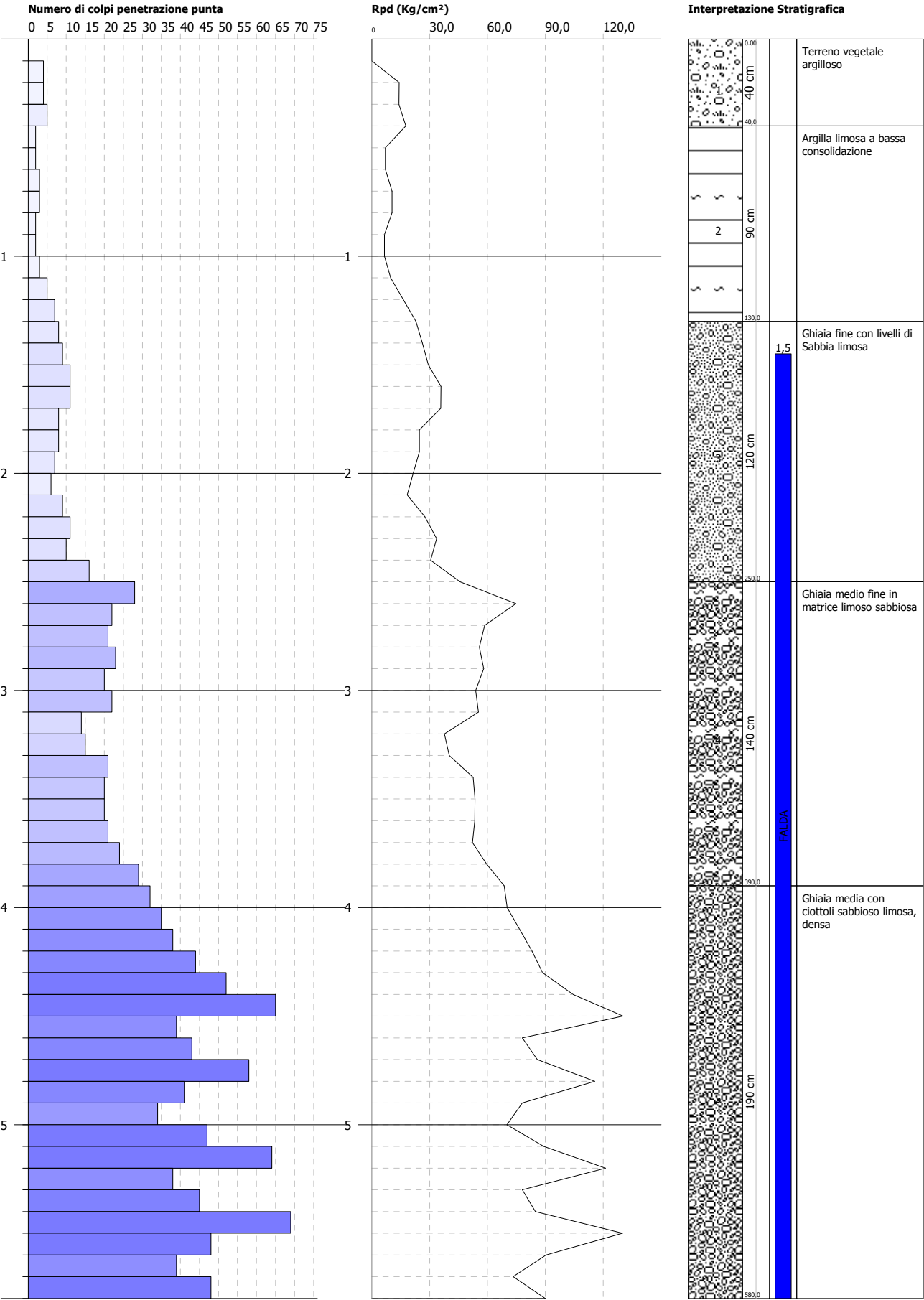


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.6 (q.-160)
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: AGF88 Holding srl. - Terra Sole srl - Floriani Renato e Argeo
Cantiere: via dei fiori
Località: San Martino di Lupari

Data: 14/05/2015

Scala 1:25

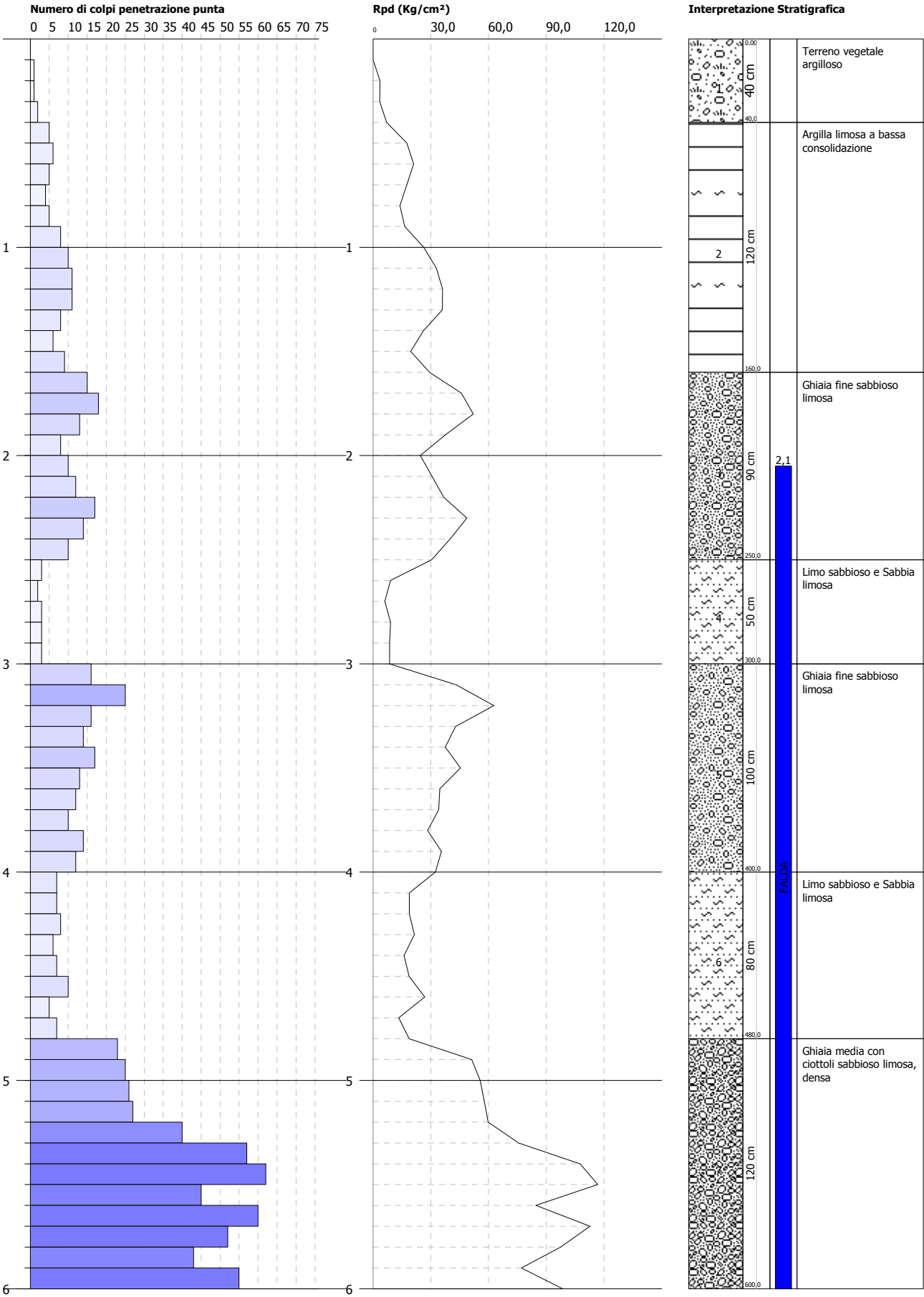


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.7 (q. -85)
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: AGF88 Holding srl - Terra Sole srl - Floriani Renato e Argeo
Cantiere: via dei fiori
Località: San Martino di Lupari

Data: 14/05/2015

Scala 1:26

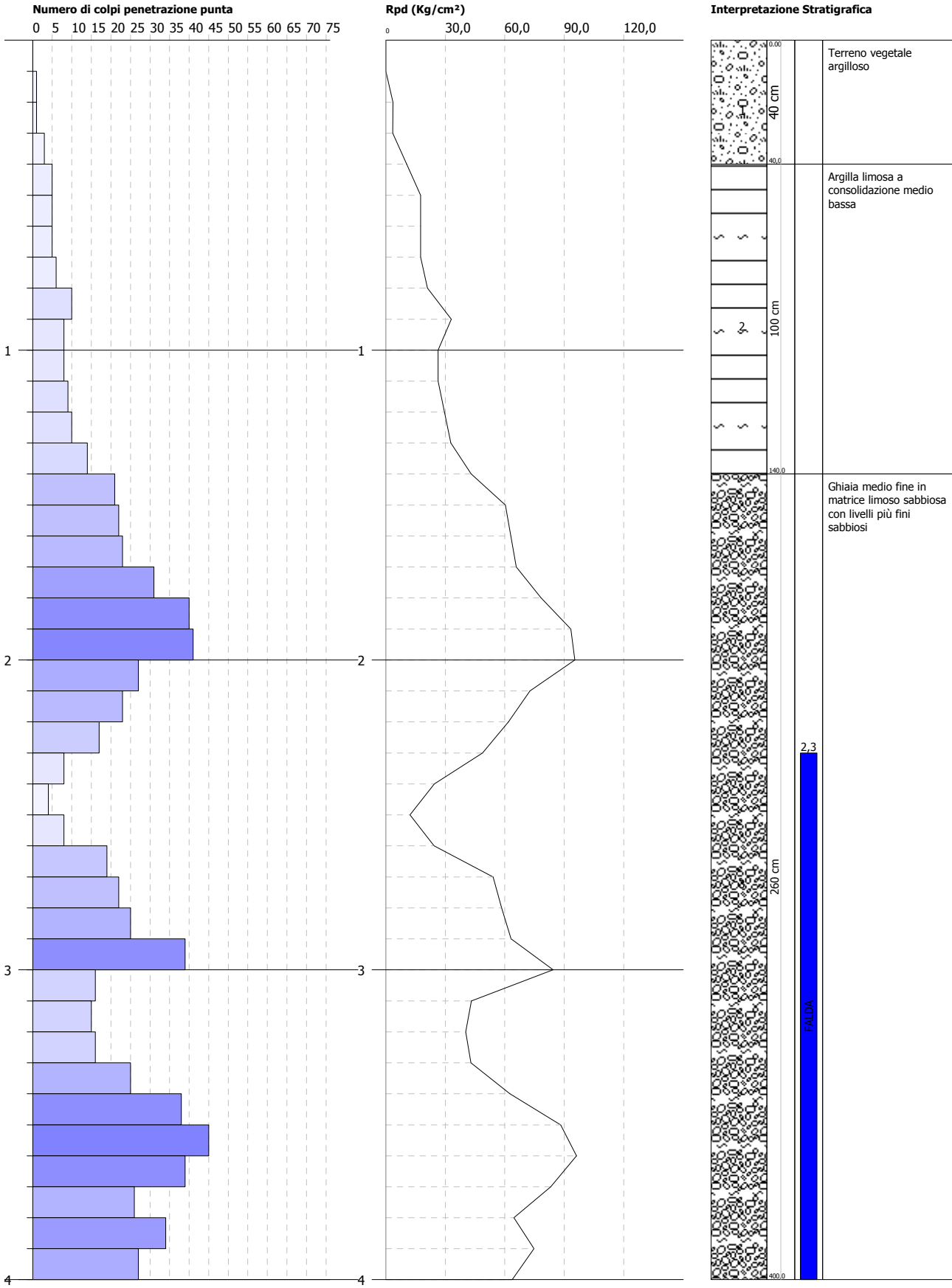


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.8 (q. -60)
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: AGF88 Holding srl. - Terra Sole srl - Floriani Renato e Argeo
Cantiere: via dei fiori
Località: San Martino di Lupari

Data: 14/05/2015

Scala 1:18

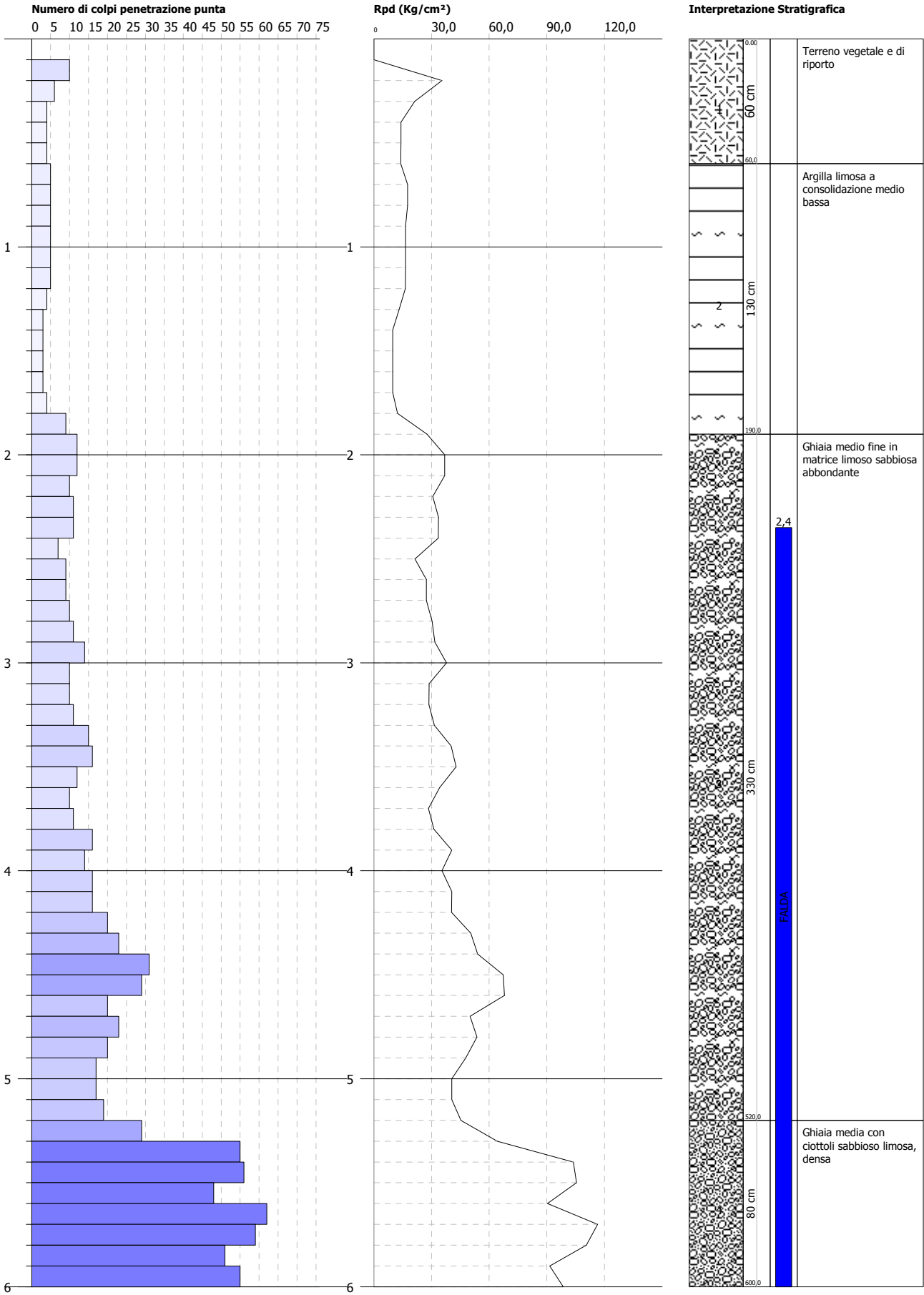


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.9 (q. -70)
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: AGF88 Holding srl. - Terra Sole srl - Floriani Renato e Argeo
Cantiere: via dei fiori
Località: San Martino di Lupari

Data: 14/05/2015

Scala 1:26

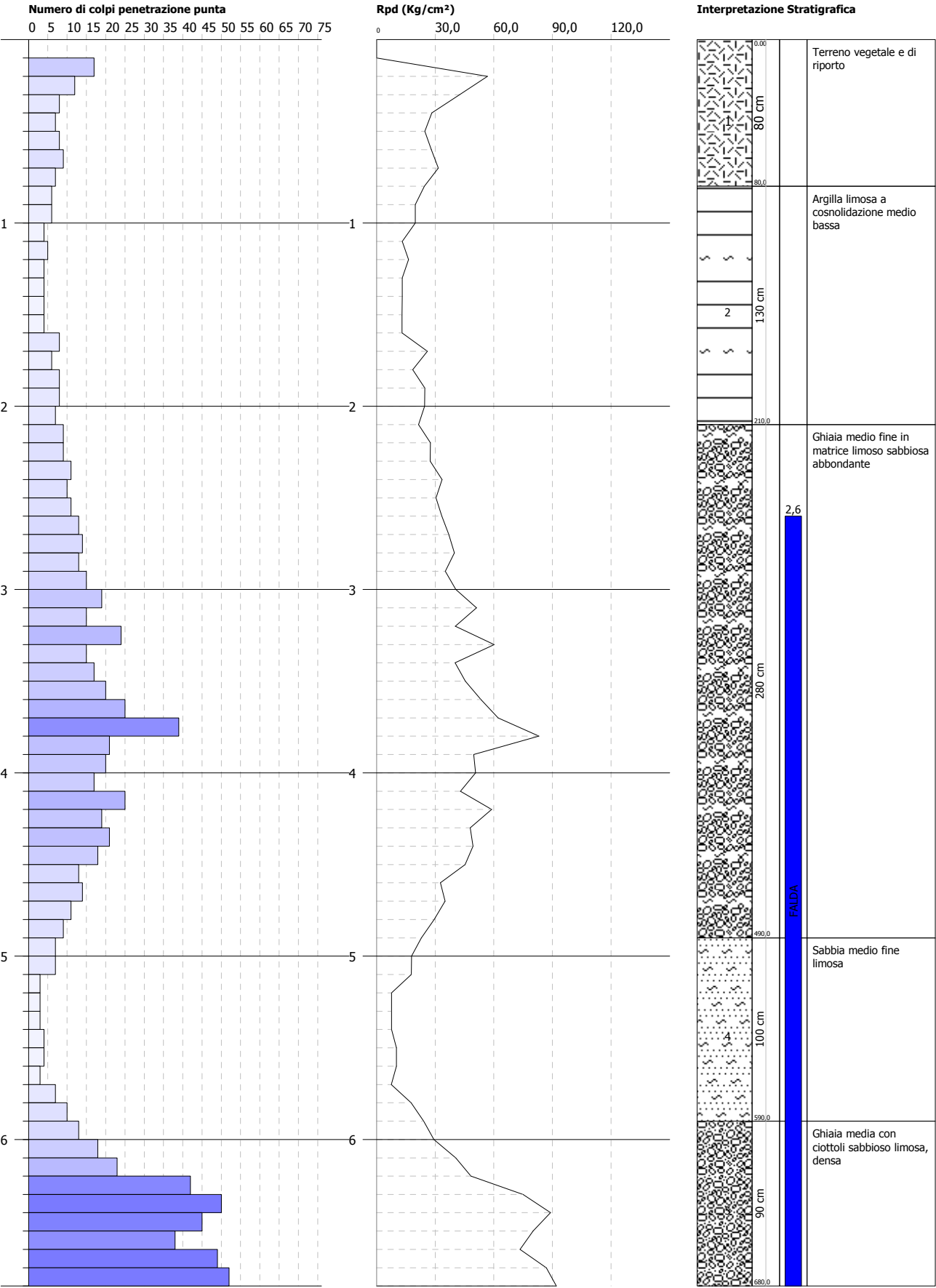


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.10 (q. -60)
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: AGF88 Holding srl. - Terra Sole srl - Floriani Renato e Argeo
Cantiere: via dei fiori
Località: San Martino di Lupari

Data: 14/05/2015

Scala 1:30

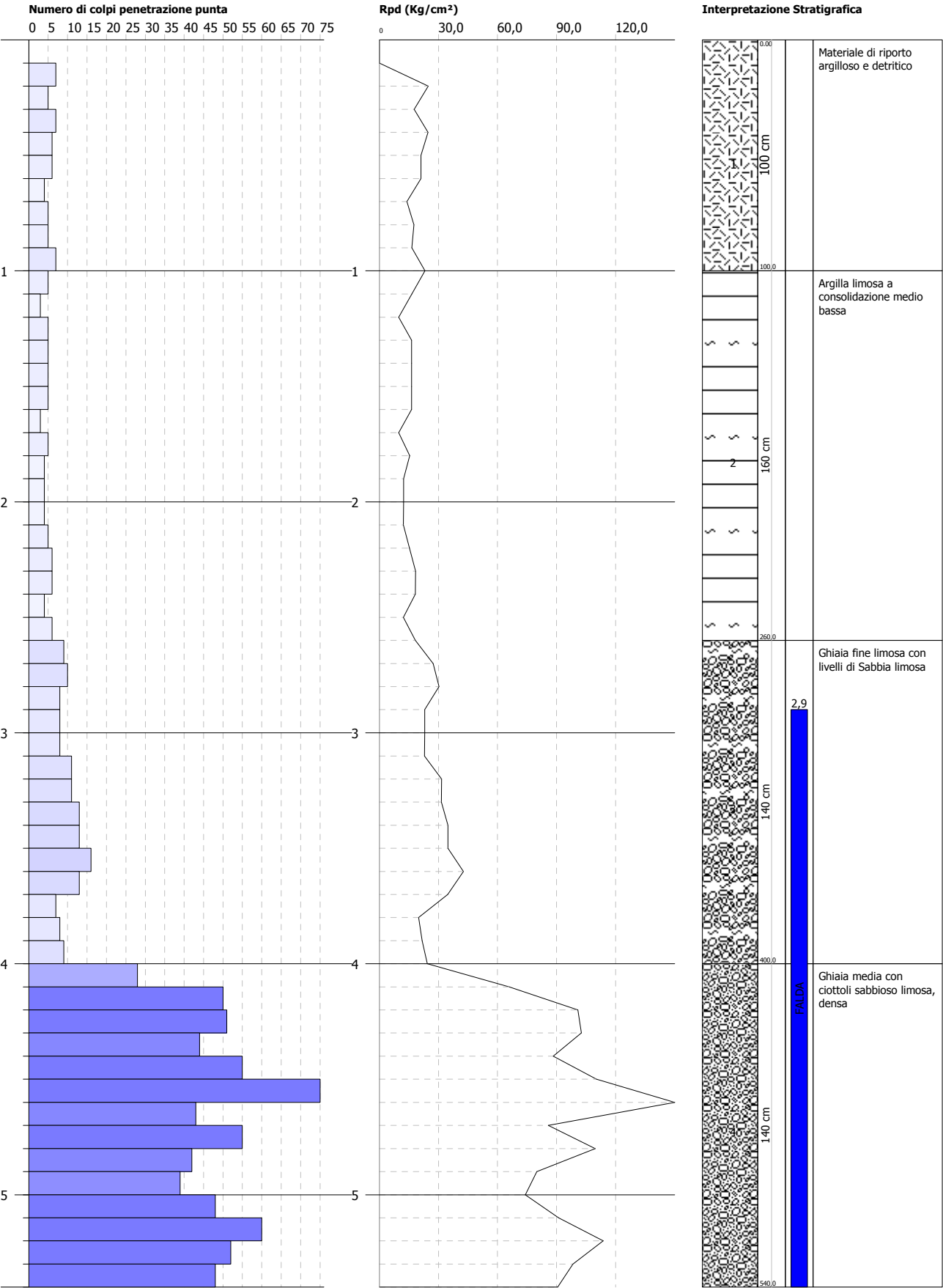


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.11 (q. -00)
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: AGF88 Holding srl. - Terra Sole srl - Floriani Renato e Argeo
Cantiere: via dei fiori
Località: San Martino di Lupari

Data: 14/05/2015

Scala 1:24

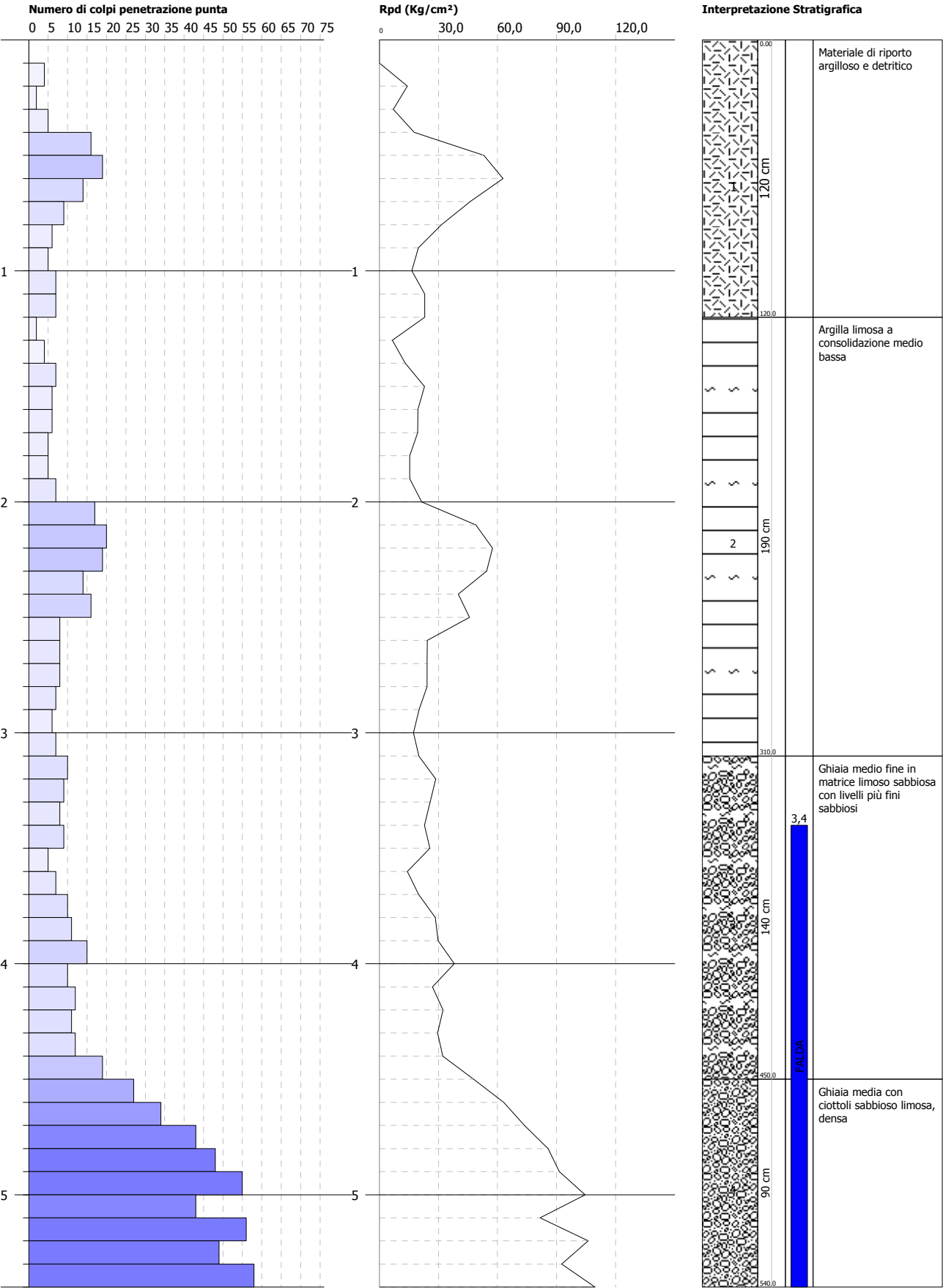


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.12 (q. + 40)
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: AGF88 Holding srl. - Terra Sole srl - Floriani Renato e Argeo
Cantiere: via dei fiori
Località: San Martino di Lupari

Data: 14/05/2015

Scala 1:24

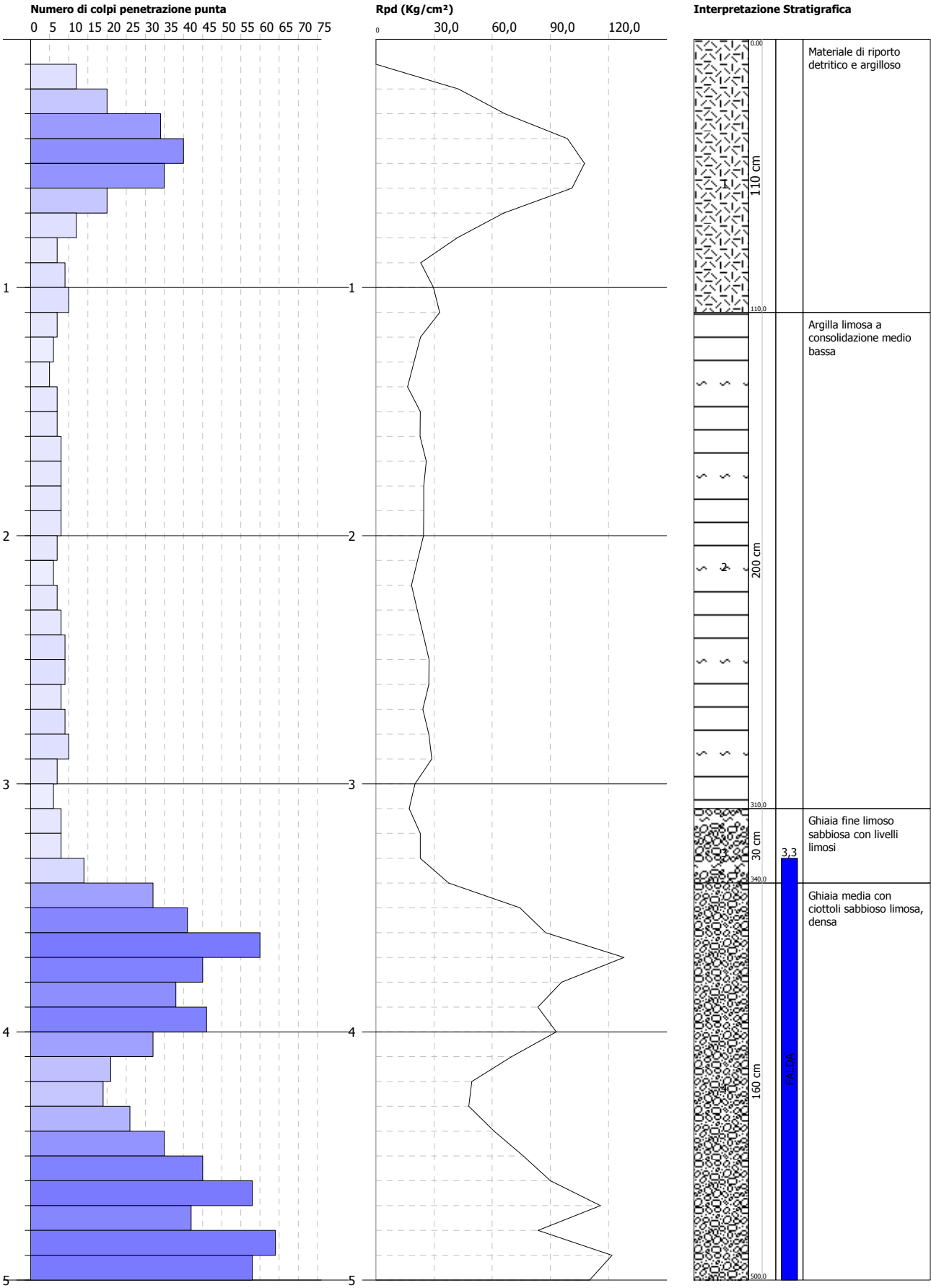


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.13 (q. +40)
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: AGF88 Holding srl - Terra Sole srl - Floriani Renato e Argeo
Cantiere: via dei fiori
Località: San Martino di Lupari

Data: 14/05/2015

Scala 1:22

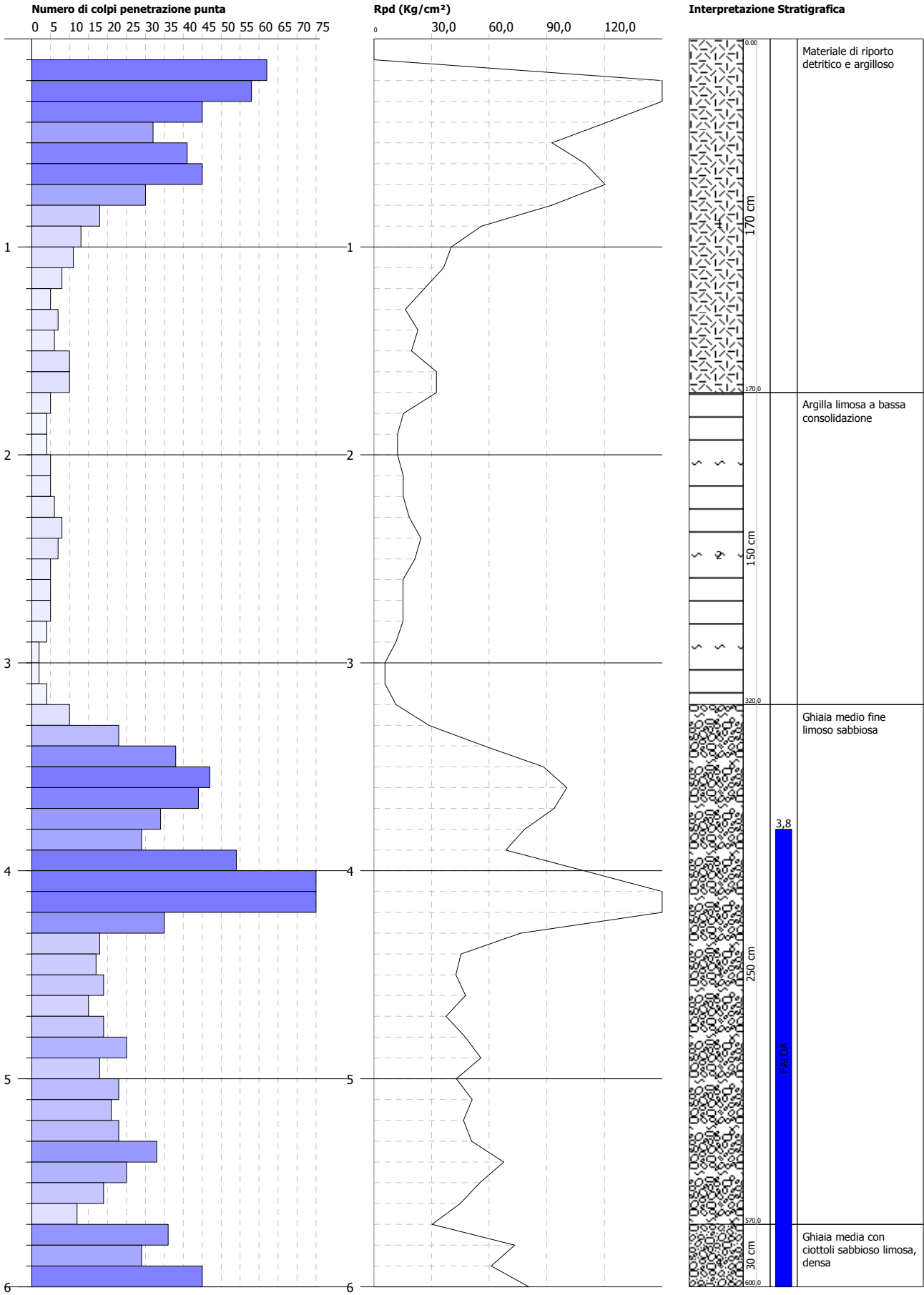


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.14 (q. +75)
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: AGF88 Holding srl. - Terra Sole srl - Floriani Renato e Argeo
Cantiere: via dei fiori
Località: San Martino di Lupari

Data: 14/05/2015

Scala 1:26

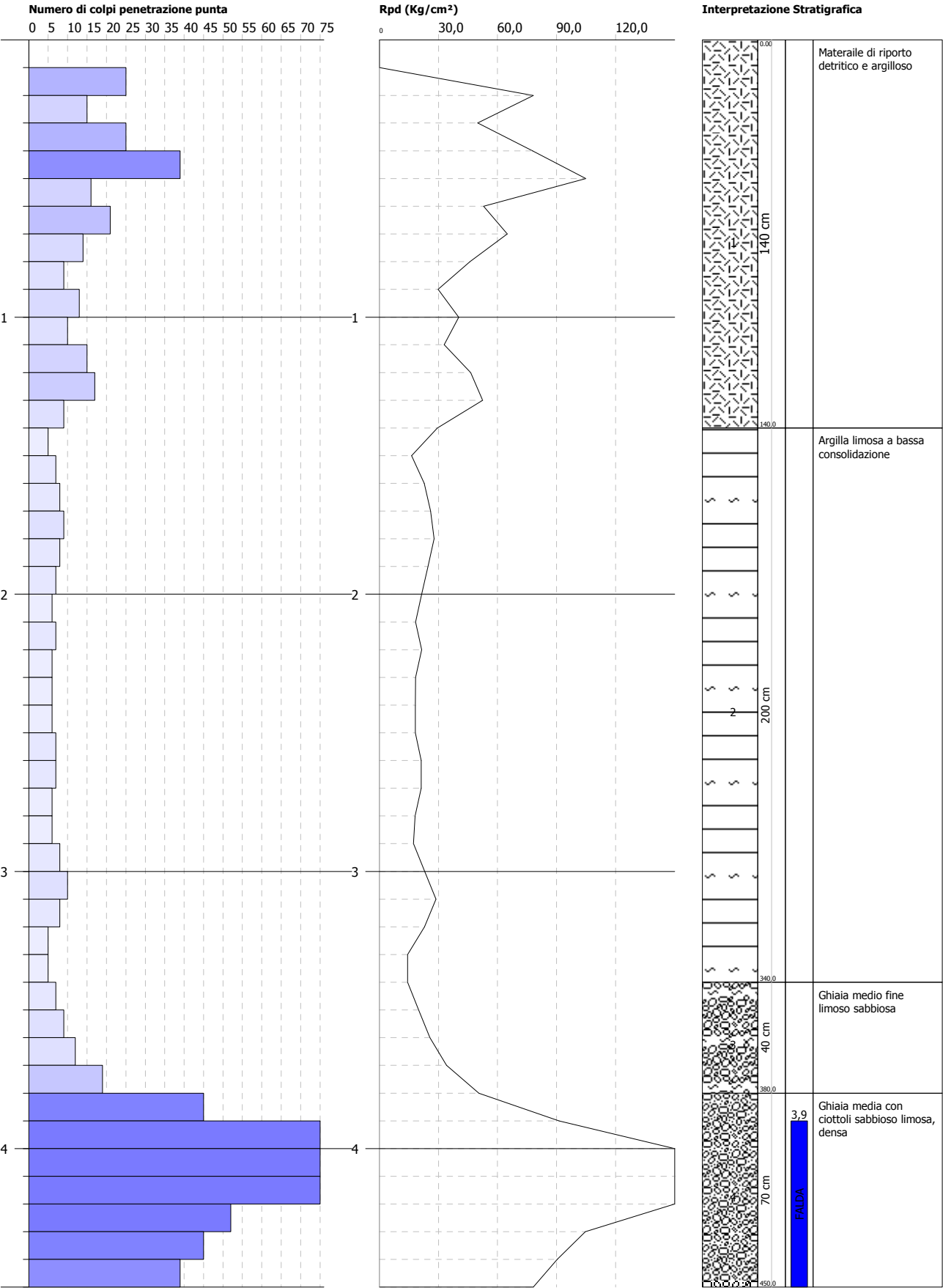


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.15 (q. +75)
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: AGF88 Holding srl. - Terra Sole srl - Floriani Renato e Argeo
Cantiere: via dei fiori
Località: San Martino di Lupari

Data: 14/05/2015

Scala 1:20

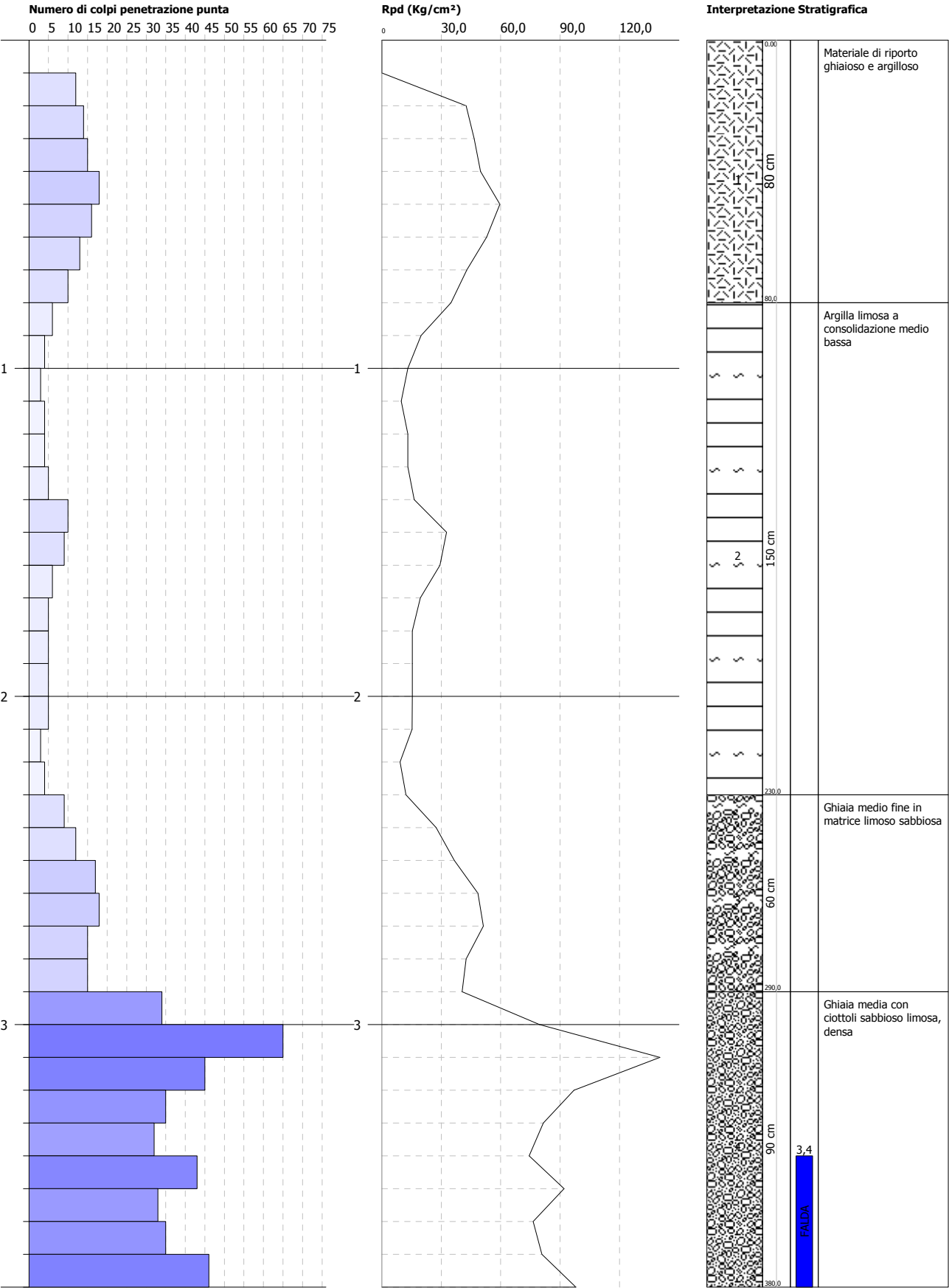


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.16 (parK via roveri)
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: AGF88 Holding srl. - Terra Sole srl - Floriani Renato e Argeo
Cantiere: via dei fiori
Località: San Martino di Lupari

Data: 14/05/2015

Scala 1:17

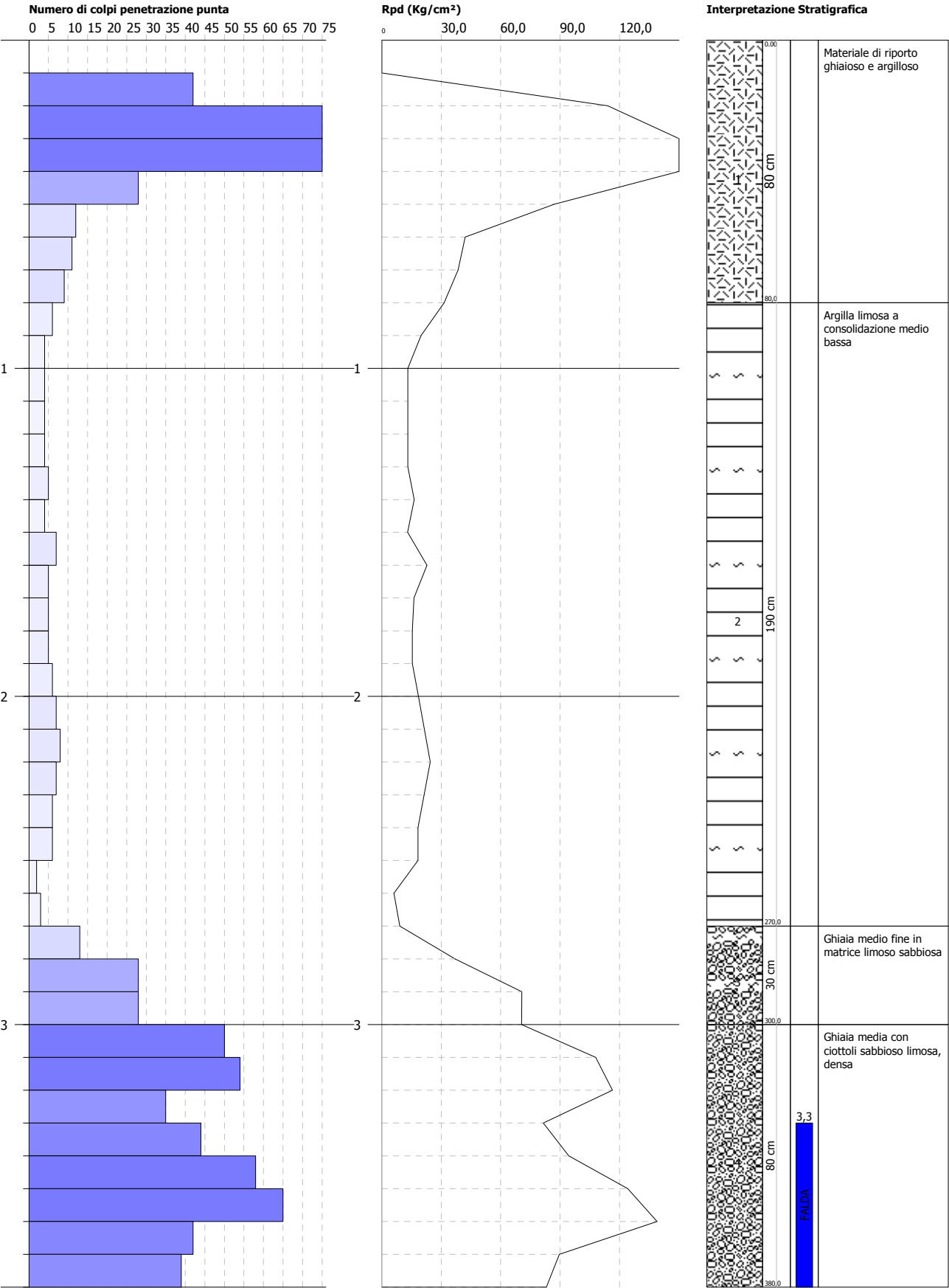


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.17 (park via roveri)
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: AGF88 Holding srl. - Terra Sole srl - Floriani Renato e Argeo
Cantiere: via dei fiori
Località: San Martino di Lupari

Data: 14/05/2015

Scala 1:17

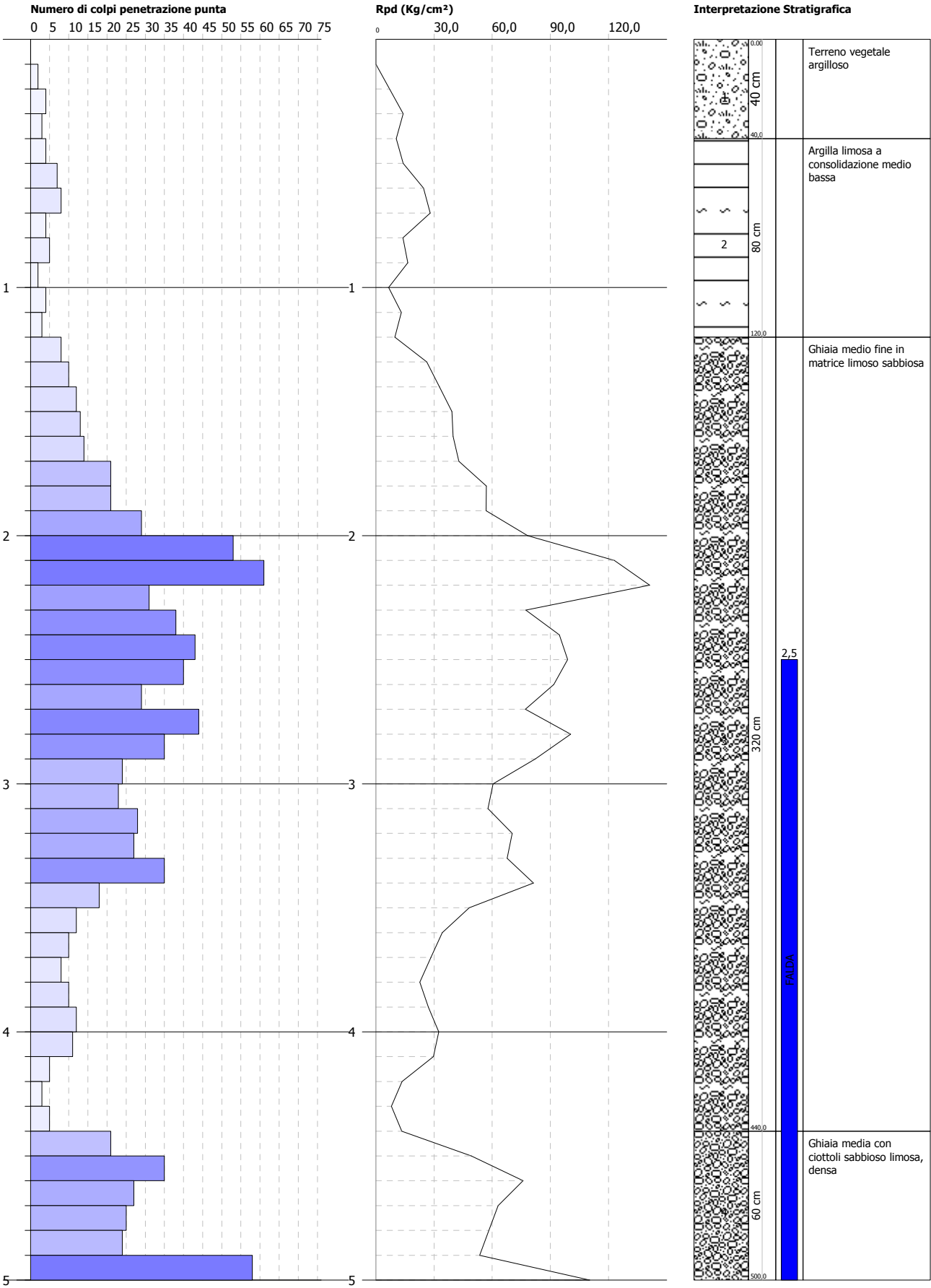


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.18 (rotonda via roveri)
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: AGF88 Holding srl - Terra Sole srl - Floriani Renato e Argeo
Cantiere: via dei fiori
Località: San Martino di Lupari

Data: 14/05/2015

Scala 1:22



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente: Pettenon Cosmetics spa
Cantiere: via dei fiori
Località: San Martino di Lupari

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DL-30 (60°)

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	30 Kg
Altezza di caduta libera	0,20 m
Peso sistema di battuta	11 Kg
Diametro punta conica	35,68 mm
Area di base punta	10 cm ²
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	2,4 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,80 m
Avanzamento punta	0,10 m
Numero colpi per punta	N(10)
Coeff. Correlazione	0,783
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	60 °

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE *DPSH – DPM (... scpt ecc.)*

Note illustrative - Diverse tipologie di penetrometri dinamici

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi δ) misurando il numero di colpi N necessari.

Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M
- altezza libera caduta H
- punta conica: diametro base cono D, area base A (angolo di apertura α)

- avanzamento (penetrazione) δ
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

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

- tipo LEGGERO (DPL)
- tipo MEDIO (DPM)
- tipo PESANTE (DPH)
- tipo SUPERPESANTE (DPSH)

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

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

penetrometri in uso in Italia

In Italia risultano attualmente in uso i seguenti tipi di penetrometri dinamici (non rientranti però nello Standard ISSMFE):

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-30) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
massa battente $M = 30$ kg, altezza di caduta $H = 0.20$ m, avanzamento $\delta = 10$ cm, punta conica ($\alpha = 60-90^\circ$), diametro $D = 35.7$ mm, area base cono $A = 10 \text{ cm}^2$ rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;
- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-20) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
massa battente $M = 20$ kg, altezza di caduta $H = 0.20$ m, avanzamento $\delta = 10$ cm, punta conica ($\alpha = 60-90^\circ$), diametro $D = 35.7$ mm, area base cono $A = 10 \text{ cm}^2$ rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;
- DINAMICO PESANTE ITALIANO (SUPERPESANTE secondo la classifica ISSMFE)
massa battente $M = 73$ kg, altezza di caduta $H = 0.75$ m, avanzamento $\delta = 30$ cm, punta conica ($\alpha = 60^\circ$), diametro $D = 50.8$ mm, area base cono $A = 20.27 \text{ cm}^2$ rivestimento: previsto secondo precise indicazioni;
- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA)
massa battente $M = 63.5$ kg, altezza caduta $H = 0.75$ m, avanzamento $\delta = 20-30$ cm, punta conica conica ($\alpha = 60^\circ-90^\circ$) diametro $D = 50.5$ mm, area base cono $A = 20 \text{ cm}^2$, rivestimento / fango bentonitico : talora previsto.

Correlazione con N_{spt}

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi N_{spt} ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con N_{spt} . Il passaggio viene dato da:

$$N_{spt} = \beta_t N$$

Dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q_{spt} è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

- M = peso massa battente;
M' = peso aste;
H = altezza di caduta;
A = area base punta conica;
 δ = passo di avanzamento.

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd

Formula Olandesi

$$Rpd = \frac{M^2 \cdot H}{[A \cdot e \cdot (M + P)]} = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{[A \cdot \delta \cdot (M + P)]}$$

- Rpd = resistenza dinamica punta (area A);
e = infissione media per colpo (δ/N);
M = peso massa battente (altezza caduta H);
P = peso totale aste e sistema battuta.

Metodologia di Elaborazione.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software*.

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini 1983 - Meyerhof 1956 - Desai 1968 - Borowczyk-Frankowsky 1981.

Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle resistenza alla punta.

Valutazioni statistiche e correlazioni

Elaborazione Statistica

Permette l'elaborazione statistica dei dati numerici di Dynamic Probing, utilizzando nel calcolo dei valori rappresentativi dello strato considerato un valore inferiore o maggiore della media aritmetica dello strato (dato comunque maggiormente utilizzato); i valori possibili in immissione sono :

Media

Media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media minima

Valore statistico inferiore alla media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Massimo

Valore massimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Minimo

Valore minimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Scarto quadratico medio

Valore statistico di scarto dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media deviata

Valore statistico di media deviata dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media + s

Media + scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media - s

Media - scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Pressione ammissibile

Pressione ammissibile specifica sull'interstrato (con effetto di riduzione energia per svergolamento aste o no) calcolata secondo le note elaborazioni proposte da Herminier, applicando un coefficiente di sicurezza (generalmente = 20-22) che corrisponde ad un coefficiente di sicurezza standard delle fondazioni pari a 4, con una geometria fondale standard di larghezza pari a 1 mt. ed immersione $d = 1$ mt..

Correlazioni geotecniche terreni incoerenti**Liquefazione**

Permette di calcolare utilizzando dati N_{spt} il potenziale di liquefazione dei suoli (prevalentemente sabbiosi).

Attraverso la relazione di *SHI-MING (1982)*, applicabile a terreni sabbiosi, la liquefazione risulta possibile solamente se N_{spt} dello strato considerato risulta inferiore a N_{spt} critico calcolato con l'elaborazione di *SHI-MING*.

Correzione N_{spt} in presenza di falda

$N_{spt} \text{ corretto} = 15 + 0.5 \times (N_{spt} - 15)$

N_{spt} è il valore medio nello strato

La correzione viene applicata in presenza di falda solo se il numero di colpi è maggiore di 15 (la correzione viene eseguita se tutto lo strato è in falda).

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 D_r %.
- 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) $\sigma > 15$ 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 D_r 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 D_r % 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 D_r % 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 ($N_{spt} = 0$) a 1,99 ($N_{spt} = 95$)

Modulo di poisson

- Classificazione A.G.I.

Potenziale di liquefazione (Stress Ratio)

- Seed-Idriss 1978-1981. Tale correlazione è valida solamente per sabbie, ghiaie e limi sabbiosi, rappresenta il rapporto tra lo sforzo dinamico medio τ e la tensione verticale di consolidazione per la valutazione del potenziale di liquefazione delle sabbie e terreni sabbio-ghiaiosi attraverso grafici degli autori.

Velocità onde di taglio V_s (m/sec)

- Tale correlazione è valida solamente per terreni incoerenti sabbiosi e ghiaiosi.

Modulo di deformazione di taglio (G)

- Ohsaki & Iwasaki – elaborazione valida per sabbie con fine plastico e sabbie pulite.
- Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982) elaborazione valida soprattutto per sabbie e per tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cmq.

Modulo di reazione (K_0)

- Navfac 1971-1982 - elaborazione valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson 1983 Q_c

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 Cu (Kg/cmq) (valori medi), valida per **argille e limi argillosi** con $N_c=20$ e $Q_c/N_{spt}=2$.
- Schmertmann 1975 Cu (Kg/cmq) (valori minimi), valida per argille NC.
- Fletcher 1965 - (Argilla di Chicago). Coesione non drenata Cu (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.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson 1983 Q_c

Modulo Edometrico-Confinato (Mo)

- 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 - Mo (Eed) (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 ... Nr.1 (q-90)

DL-30 (60°)

14/05/2015

5,80 mt

Strumento utilizzato...

Prova eseguita in data

Profondità prova

Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	7	0,855	24,81	29,03	1,24	1,45
0,30	7	0,853	24,76	29,03	1,24	1,45
0,40	6	0,851	21,17	24,88	1,06	1,24
0,50	5	0,849	17,60	20,74	0,88	1,04
0,60	5	0,847	17,56	20,74	0,88	1,04
0,70	4	0,845	14,02	16,59	0,70	0,83
0,80	4	0,843	13,99	16,59	0,70	0,83
0,90	4	0,842	13,23	15,72	0,66	0,79
1,00	7	0,840	23,10	27,51	1,16	1,38
1,10	9	0,838	29,64	35,37	1,48	1,77
1,20	12	0,836	39,44	47,16	1,97	2,36
1,30	11	0,835	36,08	43,23	1,80	2,16
1,40	12	0,833	39,28	47,16	1,96	2,36
1,50	10	0,831	32,67	39,30	1,63	1,97
1,60	15	0,780	45,96	58,95	2,30	2,95
1,70	12	0,828	39,05	47,16	1,95	2,36
1,80	8	0,826	25,98	31,44	1,30	1,57
1,90	6	0,825	18,48	22,41	0,92	1,12
2,00	27	0,723	72,92	100,83	3,65	5,04
2,10	56	0,622	130,00	209,13	6,50	10,46
2,20	48	0,620	111,16	179,25	5,56	8,96
2,30	41	0,619	94,72	153,11	4,74	7,66
2,40	37	0,667	92,18	138,17	4,61	6,91
2,50	61	0,616	140,25	227,80	7,01	11,39
2,60	46	0,614	105,52	171,78	5,28	8,59
2,70	35	0,663	86,63	130,71	4,33	6,54
2,80	63	0,611	143,85	235,27	7,19	11,76
2,90	42	0,610	91,14	149,41	4,56	7,47
3,00	35	0,659	82,01	124,51	4,10	6,23
3,10	28	0,707	70,45	99,60	3,52	4,98
3,20	25	0,706	62,79	88,93	3,14	4,45
3,30	47	0,605	101,10	167,19	5,06	8,36
3,40	31	0,653	72,06	110,28	3,60	5,51
3,50	25	0,702	62,44	88,93	3,12	4,45
3,60	38	0,651	87,98	135,18	4,40	6,76
3,70	27	0,700	67,20	96,05	3,36	4,80
3,80	45	0,598	95,79	160,08	4,79	8,00
3,90	39	0,597	79,10	132,45	3,96	6,62
4,00	29	0,696	68,55	98,49	3,43	4,92
4,10	16	0,745	40,47	54,34	2,02	2,72
4,20	25	0,694	58,90	84,91	2,94	4,25
4,30	43	0,593	86,54	146,04	4,33	7,30
4,40	38	0,641	82,78	129,06	4,14	6,45
4,50	48	0,590	96,23	163,02	4,81	8,15
4,60	27	0,689	63,20	91,70	3,16	4,58
4,70	31	0,638	67,19	105,28	3,36	5,26
4,80	27	0,687	63,01	91,70	3,15	4,58
4,90	35	0,636	72,33	113,72	3,62	5,69
5,00	45	0,585	85,54	146,21	4,28	7,31
5,10	32	0,634	65,92	103,97	3,30	5,20
5,20	23	0,683	51,04	74,73	2,55	3,74
5,30	47	0,582	88,88	152,71	4,44	7,64
5,40	58	0,581	109,50	188,45	5,47	9,42
5,50	62	0,580	116,85	201,44	5,84	10,07
5,60	46	0,579	86,56	149,46	4,33	7,47
5,70	35	0,628	71,44	113,72	3,57	5,69
5,80	41	0,577	76,90	133,21	3,85	6,66

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1 (q-90)

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	0,4	3,91	Coesivo	1,33	1,83	--	0,62	17,94	39,10	--	--
2	1,0	3,78	Coesivo	1,33	1,83	--	0,59	17,34	37,80	--	--
3	1,9	8,27	Incoerente	1,67	1,91	30,32	--	44,45	---	0,34	473,55
4	5,2	28,83	Incoerente	2,12	2,50	36,07	--	86,68	219,15	0,3	1531,68
5	5,8	37,72	Incoerente	2,10	2,50	35,38	--	81,61	206,80	0,3	1408,00

PROVA ... Nr.2 (q-55)

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

14/05/2015

Profondità prova

5,80 mt

Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	3	0,855	10,63	12,44	0,53	0,62
0,30	2	0,853	7,07	8,29	0,35	0,41
0,40	4	0,851	14,11	16,59	0,71	0,83
0,50	5	0,849	17,60	20,74	0,88	1,04
0,60	8	0,847	28,10	33,18	1,41	1,66
0,70	7	0,845	24,54	29,03	1,23	1,45
0,80	8	0,843	27,98	33,18	1,40	1,66
0,90	8	0,842	26,46	31,44	1,32	1,57
1,00	8	0,840	26,40	31,44	1,32	1,57
1,10	7	0,838	23,05	27,51	1,15	1,38
1,20	7	0,836	23,01	27,51	1,15	1,38
1,30	9	0,835	29,52	35,37	1,48	1,77
1,40	7	0,833	22,91	27,51	1,15	1,38
1,50	7	0,831	22,87	27,51	1,14	1,38
1,60	7	0,830	22,82	27,51	1,14	1,38
1,70	6	0,828	19,52	23,58	0,98	1,18
1,80	4	0,826	12,99	15,72	0,65	0,79
1,90	4	0,825	12,32	14,94	0,62	0,75
2,00	3	0,823	9,22	11,20	0,46	0,56
2,10	2	0,822	6,14	7,47	0,31	0,37
2,20	1	0,820	3,06	3,73	0,15	0,19
2,30	6	0,819	18,34	22,41	0,92	1,12
2,40	18	0,767	51,57	67,22	2,58	3,36
2,50	23	0,716	61,47	85,89	3,07	4,29
2,60	42	0,614	96,34	156,85	4,82	7,84
2,70	39	0,613	89,25	145,64	4,46	7,28
2,80	31	0,661	76,57	115,77	3,83	5,79
2,90	28	0,710	70,72	99,60	3,54	4,98
3,00	35	0,659	82,01	124,51	4,10	6,23
3,10	61	0,607	131,79	217,00	6,59	10,85
3,20	42	0,606	90,54	149,41	4,53	7,47
3,30	49	0,605	105,40	174,31	5,27	8,72
3,40	40	0,603	85,86	142,29	4,29	7,11
3,50	26	0,702	64,94	92,49	3,25	4,62
3,60	16	0,751	42,74	56,92	2,14	2,85
3,70	16	0,750	42,67	56,92	2,13	2,85
3,80	23	0,698	57,14	81,82	2,86	4,09

3,90	42	0,597	85,19	142,64	4,26	7,13
4,00	35	0,646	76,79	118,87	3,84	5,94
4,10	22	0,695	51,92	74,72	2,60	3,74
4,20	23	0,694	54,19	78,11	2,71	3,91
4,30	18	0,743	45,39	61,13	2,27	3,06
4,40	35	0,641	76,25	118,87	3,81	5,94
4,50	29	0,690	67,99	98,49	3,40	4,92
4,60	43	0,589	86,05	146,04	4,30	7,30
4,70	28	0,688	65,44	95,09	3,27	4,75
4,80	35	0,637	75,73	118,87	3,79	5,94
4,90	47	0,586	89,50	152,71	4,47	7,64
5,00	32	0,635	66,02	103,97	3,30	5,20
5,10	26	0,684	57,78	84,48	2,89	4,22
5,20	21	0,683	46,60	68,23	2,33	3,41
5,30	48	0,582	90,77	155,96	4,54	7,80
5,40	64	0,581	120,82	207,94	6,04	10,40
5,50	45	0,580	84,81	146,21	4,24	7,31
5,60	68	0,579	127,95	220,94	6,40	11,05
5,70	52	0,578	97,69	168,95	4,88	8,45
5,80	39	0,577	73,15	126,71	3,66	6,34

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.2 (q-55)

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	0,4	1,76	Coesivo	1,33	1,83	--	0,28	8,08	17,60	--	--
2	1,7	5,66	Coesivo	1,41	1,88	--	0,87	25,97	56,60	--	--
3	2,2	2,19	Incoerente	1,41	1,87	28,61	--	31,96	---	0,35	135,81
4	5,2	24,30	Incoerente	2,07	2,48	34,8	--	77,38	196,50	0,31	1304,32
5	5,8	41,24	Incoerente	2,12	2,50	35,87	--	85,22	215,60	0,3	1496,19

PROVA ... Nr.3 (q-65)

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

14/05/2015

Profondità prova

6,00 mt

Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	1	0,855	3,54	4,15	0,18	0,21
0,30	2	0,853	7,07	8,29	0,35	0,41
0,40	2	0,851	7,06	8,29	0,35	0,41
0,50	5	0,849	17,60	20,74	0,88	1,04
0,60	6	0,847	21,08	24,88	1,05	1,24
0,70	5	0,845	17,53	20,74	0,88	1,04
0,80	6	0,843	20,99	24,88	1,05	1,24
0,90	9	0,842	29,77	35,37	1,49	1,77
1,00	8	0,840	26,40	31,44	1,32	1,57
1,10	5	0,838	16,47	19,65	0,82	0,98
1,20	6	0,836	19,72	23,58	0,99	1,18
1,30	4	0,835	13,12	15,72	0,66	0,79
1,40	5	0,833	16,37	19,65	0,82	0,98
1,50	5	0,831	16,33	19,65	0,82	0,98
1,60	5	0,830	16,30	19,65	0,82	0,98
1,70	4	0,828	13,02	15,72	0,65	0,79
1,80	5	0,826	16,24	19,65	0,81	0,98
1,90	8	0,825	24,64	29,88	1,23	1,49
2,00	9	0,823	27,67	33,61	1,38	1,68

2,10	10	0,822	30,68	37,34	1,53	1,87
2,20	9	0,820	27,56	33,61	1,38	1,68
2,30	12	0,819	36,69	44,81	1,83	2,24
2,40	18	0,767	51,57	67,22	2,58	3,36
2,50	43	0,616	98,87	160,58	4,94	8,03
2,60	71	0,614	162,86	265,15	8,14	13,26
2,70	34	0,663	84,16	126,97	4,21	6,35
2,80	20	0,761	56,87	74,69	2,84	3,73
2,90	12	0,810	34,58	42,69	1,73	2,13
3,00	9	0,809	25,89	32,02	1,29	1,60
3,10	13	0,757	35,02	46,25	1,75	2,31
3,20	25	0,706	62,79	88,93	3,14	4,45
3,30	27	0,705	67,68	96,05	3,38	4,80
3,40	65	0,603	139,52	231,23	6,98	11,56
3,50	50	0,602	107,10	177,87	5,35	8,89
3,60	23	0,701	57,34	81,82	2,87	4,09
3,70	19	0,750	50,67	67,59	2,53	3,38
3,80	21	0,698	52,17	74,70	2,61	3,74
3,90	30	0,697	71,04	101,89	3,55	5,09
4,00	16	0,746	40,54	54,34	2,03	2,72
4,10	34	0,645	74,46	115,47	3,72	5,77
4,20	46	0,594	92,75	156,23	4,64	7,81
4,30	51	0,593	102,64	173,21	5,13	8,66
4,40	63	0,591	126,55	213,96	6,33	10,70
4,50	78	0,590	156,38	264,91	7,82	13,25
4,60	71	0,589	142,08	241,13	7,10	12,06
4,70	43	0,588	85,89	146,04	4,29	7,30
4,80	39	0,587	77,76	132,45	3,89	6,62
4,90	27	0,686	60,18	87,73	3,01	4,39
5,00	35	0,635	72,21	113,72	3,61	5,69
5,10	32	0,634	65,92	103,97	3,30	5,20
5,20	41	0,583	77,66	133,21	3,88	6,66
5,30	38	0,632	78,03	123,47	3,90	6,17
5,40	62	0,581	117,05	201,44	5,85	10,07
5,50	52	0,580	98,01	168,95	4,90	8,45
5,60	43	0,579	80,91	139,71	4,05	6,99
5,70	58	0,578	108,96	188,45	5,45	9,42
5,80	64	0,577	120,04	207,94	6,00	10,40
5,90	62	0,576	111,29	193,08	5,56	9,65
6,00	60	0,575	107,53	186,85	5,38	9,34

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.3 (q.-65)

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturato (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	0,4	0,98	Coesivo	1,33	1,83	--	0,16	4,50	9,80	--	--
2	1,8	4,36	Coesivo	1,33	1,83	--	0,67	20,00	43,60	--	--
3	4,0	19,36	Incoerente	1,98	2,38	33,42	--	67,23	171,80	0,32	1053,43
4	6,0	39,11	Incoerente	2,10	2,50	35,58	--	83,04	210,27	0,3	1442,87

PROVA ... Nr.4 (q. -95)

Strumento utilizzato... DL-30 (60°)
 Prova eseguita in data 14/05/2015
 Profondità prova 6,00 mt
 Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
----------------	-----------	------------------------------------	--------------------------------	------------------------	---	---

0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	3	0,855	10,63	12,44	0,53	0,62
0,30	2	0,853	7,07	8,29	0,35	0,41
0,40	2	0,851	7,06	8,29	0,35	0,41
0,50	7	0,849	24,64	29,03	1,23	1,45
0,60	7	0,847	24,59	29,03	1,23	1,45
0,70	6	0,845	21,03	24,88	1,05	1,24
0,80	5	0,843	17,49	20,74	0,87	1,04
0,90	8	0,842	26,46	31,44	1,32	1,57
1,00	10	0,840	33,00	39,30	1,65	1,97
1,10	14	0,788	43,36	55,02	2,17	2,75
1,20	14	0,786	43,26	55,02	2,16	2,75
1,30	21	0,735	60,62	82,53	3,03	4,13
1,40	37	0,683	99,30	145,41	4,96	7,27
1,50	32	0,681	85,67	125,76	4,28	6,29
1,60	28	0,730	80,28	110,04	4,01	5,50
1,70	22	0,728	62,94	86,46	3,15	4,32
1,80	25	0,726	71,36	98,25	3,57	4,91
1,90	38	0,675	95,75	141,91	4,79	7,10
2,00	39	0,623	90,76	145,64	4,54	7,28
2,10	31	0,672	77,75	115,77	3,89	5,79
2,20	36	0,670	90,09	134,44	4,50	6,72
2,30	36	0,669	89,89	134,44	4,49	6,72
2,40	31	0,667	77,23	115,77	3,86	5,79
2,50	32	0,666	79,55	119,50	3,98	5,98
2,60	23	0,714	61,35	85,89	3,07	4,29
2,70	22	0,713	58,56	82,16	2,93	4,11
2,80	22	0,711	58,45	82,16	2,92	4,11
2,90	22	0,710	55,57	78,26	2,78	3,91
3,00	16	0,759	43,18	56,92	2,16	2,85
3,10	21	0,707	52,84	74,70	2,64	3,74
3,20	28	0,706	70,32	99,60	3,52	4,98
3,30	21	0,705	52,64	74,70	2,63	3,74
3,40	38	0,653	88,33	135,18	4,42	6,76
3,50	61	0,602	130,66	217,00	6,53	10,85
3,60	23	0,701	57,34	81,82	2,87	4,09
3,70	21	0,700	52,27	74,70	2,61	3,74
3,80	27	0,698	67,08	96,05	3,35	4,80
3,90	21	0,697	49,73	71,32	2,49	3,57
4,00	17	0,746	43,07	57,74	2,15	2,89
4,10	22	0,695	51,92	74,72	2,60	3,74
4,20	20	0,744	50,52	67,92	2,53	3,40
4,30	30	0,693	70,56	101,89	3,53	5,09
4,40	34	0,641	74,07	115,47	3,70	5,77
4,50	42	0,590	84,21	142,64	4,21	7,13
4,60	43	0,589	86,05	146,04	4,30	7,30
4,70	34	0,638	73,69	115,47	3,68	5,77
4,80	27	0,687	63,01	91,70	3,15	4,58
4,90	28	0,686	62,41	90,97	3,12	4,55
5,00	26	0,685	57,87	84,48	2,89	4,22
5,10	17	0,734	40,54	55,23	2,03	2,76
5,20	20	0,733	47,63	64,98	2,38	3,25
5,30	20	0,732	47,57	64,98	2,38	3,25
5,40	23	0,681	50,89	74,73	2,54	3,74
5,50	44	0,580	82,93	142,96	4,15	7,15
5,60	56	0,579	105,37	181,95	5,27	9,10
5,70	62	0,578	116,47	201,44	5,82	10,07
5,80	43	0,577	80,65	139,71	4,03	6,99
5,90	35	0,626	68,27	109,00	3,41	5,45
6,00	54	0,575	96,78	168,17	4,84	8,41

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.4 (q. -95)

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	0,4	1,37	Coesivo	1,33	1,83	--	0,22	6,29	13,70	--	--
2	1,2	6,95	Coesivo	1,41	1,88	--	1,07	31,89	69,50	--	--
3	5,4	21,94	Incoerente	2,03	2,44	34,14	--	72,53	184,70	0,31	1184,88
4	6,0	38,37	Coesivo Incoerente	1,73	2,08	35,47	4,72	176,04	383,70	0,3	1424,31

PROVA ... Nr.5 (q. -125)

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

14/05/2015

Profondità prova

6,00 mt

Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	3	0,855	10,63	12,44	0,53	0,62
0,30	2	0,853	7,07	8,29	0,35	0,41
0,40	2	0,851	7,06	8,29	0,35	0,41
0,50	2	0,849	7,04	8,29	0,35	0,41
0,60	3	0,847	10,54	12,44	0,53	0,62
0,70	4	0,845	14,02	16,59	0,70	0,83
0,80	8	0,843	27,98	33,18	1,40	1,66
0,90	12	0,842	39,69	47,16	1,98	2,36
1,00	14	0,790	43,45	55,02	2,17	2,75
1,10	14	0,788	43,36	55,02	2,17	2,75
1,20	13	0,786	40,17	51,09	2,01	2,55
1,30	12	0,835	39,36	47,16	1,97	2,36
1,40	17	0,783	52,31	66,81	2,62	3,34
1,50	10	0,831	32,67	39,30	1,63	1,97
1,60	13	0,780	39,83	51,09	1,99	2,55
1,70	10	0,828	32,54	39,30	1,63	1,97
1,80	13	0,776	39,66	51,09	1,98	2,55
1,90	13	0,775	37,61	48,55	1,88	2,43
2,00	7	0,823	21,52	26,14	1,08	1,31
2,10	7	0,822	21,48	26,14	1,07	1,31
2,20	5	0,820	15,31	18,67	0,77	0,93
2,30	4	0,819	12,23	14,94	0,61	0,75
2,40	8	0,817	24,41	29,88	1,22	1,49
2,50	11	0,816	33,51	41,08	1,68	2,05
2,60	10	0,814	30,41	37,34	1,52	1,87
2,70	18	0,763	51,28	67,22	2,56	3,36
2,80	22	0,711	58,45	82,16	2,92	4,11
2,90	18	0,760	48,67	64,03	2,43	3,20
3,00	15	0,759	40,48	53,36	2,02	2,67
3,10	10	0,807	28,72	35,57	1,44	1,78
3,20	10	0,806	28,67	35,57	1,43	1,78
3,30	14	0,755	37,59	49,80	1,88	2,49
3,40	18	0,753	48,24	64,03	2,41	3,20
3,50	18	0,752	48,16	64,03	2,41	3,20
3,60	13	0,751	34,72	46,25	1,74	2,31
3,70	10	0,800	28,45	35,57	1,42	1,78
3,80	12	0,798	34,08	42,69	1,70	2,13
3,90	8	0,797	21,66	27,17	1,08	1,36
4,00	4	0,796	10,81	13,58	0,54	0,68
4,10	11	0,795	29,69	37,36	1,48	1,87

4,20	19	0,744	47,99	64,53	2,40	3,23
4,30	24	0,693	56,45	81,51	2,82	4,08
4,40	22	0,691	51,66	74,72	2,58	3,74
4,50	28	0,690	65,65	95,09	3,28	4,75
4,60	40	0,589	80,05	135,85	4,00	6,79
4,70	32	0,638	69,35	108,68	3,47	5,43
4,80	21	0,687	49,00	71,32	2,45	3,57
4,90	19	0,736	45,44	61,73	2,27	3,09
5,00	23	0,685	51,19	74,73	2,56	3,74
5,10	21	0,684	46,67	68,23	2,33	3,41
5,20	32	0,633	65,81	103,97	3,29	5,20
5,30	27	0,682	59,83	87,73	2,99	4,39
5,40	45	0,581	84,95	146,21	4,25	7,31
5,50	58	0,580	109,31	188,45	5,47	9,42
5,60	46	0,579	86,56	149,46	4,33	7,47
5,70	62	0,578	116,47	201,44	5,82	10,07
5,80	48	0,577	90,03	155,96	4,50	7,80
5,90	40	0,576	71,80	124,57	3,59	6,23
6,00	50	0,575	89,61	155,71	4,48	7,79

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.5 (q. -125)

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	0,5	1,41	Coesivo	1,33	1,83	--	0,22	6,47	14,10	--	--
2	0,8	3,91	Coesivo	1,33	1,83	--	0,62	17,94	39,10	--	--
3	4,1	9,35	Incoerente	1,71	1,91	30,62	--	46,67	---	0,34	531,47
4	5,3	20,10	Incoerente	1,94	1,96	32,91	--	63,51	162,75	0,32	960,58
5	6,0	39,04	Incoerente	2,10	2,50	35,57	--	82,96	210,10	0,3	1441,11

PROVA ... Nr.6 (q.-160)

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

14/05/2015

Profondità prova

5,80 mt

Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	4	0,855	14,18	16,59	0,71	0,83
0,30	4	0,853	14,15	16,59	0,71	0,83
0,40	5	0,851	17,64	20,74	0,88	1,04
0,50	2	0,849	7,04	8,29	0,35	0,41
0,60	2	0,847	7,03	8,29	0,35	0,41
0,70	3	0,845	10,52	12,44	0,53	0,62
0,80	3	0,843	10,49	12,44	0,52	0,62
0,90	2	0,842	6,61	7,86	0,33	0,39
1,00	2	0,840	6,60	7,86	0,33	0,39
1,10	3	0,838	9,88	11,79	0,49	0,59
1,20	5	0,836	16,43	19,65	0,82	0,98
1,30	7	0,835	22,96	27,51	1,15	1,38
1,40	8	0,833	26,19	31,44	1,31	1,57
1,50	9	0,831	29,40	35,37	1,47	1,77
1,60	11	0,830	35,86	43,23	1,79	2,16
1,70	11	0,828	35,79	43,23	1,79	2,16
1,80	8	0,826	25,98	31,44	1,30	1,57
1,90	8	0,825	24,64	29,88	1,23	1,49
2,00	7	0,823	21,52	26,14	1,08	1,31
2,10	6	0,822	18,41	22,41	0,92	1,12

2,20	9	0,820	27,56	33,61	1,38	1,68
2,30	11	0,819	33,63	41,08	1,68	2,05
2,40	10	0,817	30,52	37,34	1,53	1,87
2,50	16	0,766	45,75	59,75	2,29	2,99
2,60	28	0,714	74,68	104,56	3,73	5,23
2,70	22	0,713	58,56	82,16	2,93	4,11
2,80	21	0,711	55,79	78,42	2,79	3,92
2,90	23	0,710	58,09	81,82	2,90	4,09
3,00	20	0,759	53,98	71,15	2,70	3,56
3,10	22	0,707	55,36	78,26	2,77	3,91
3,20	14	0,756	37,65	49,80	1,88	2,49
3,30	15	0,755	40,27	53,36	2,01	2,67
3,40	21	0,703	52,55	74,70	2,63	3,74
3,50	20	0,752	53,51	71,15	2,68	3,56
3,60	20	0,751	53,42	71,15	2,67	3,56
3,70	21	0,700	52,27	74,70	2,61	3,74
3,80	24	0,698	59,63	85,38	2,98	4,27
3,90	29	0,697	68,67	98,49	3,43	4,92
4,00	32	0,646	70,21	108,68	3,51	5,43
4,10	35	0,645	76,65	118,87	3,83	5,94
4,20	38	0,644	83,07	129,06	4,15	6,45
4,30	44	0,593	88,55	149,43	4,43	7,47
4,40	52	0,591	104,45	176,60	5,22	8,83
4,50	65	0,590	130,32	220,75	6,52	11,04
4,60	39	0,589	78,05	132,45	3,90	6,62
4,70	43	0,588	85,89	146,04	4,29	7,30
4,80	58	0,587	115,65	196,98	5,78	9,85
4,90	41	0,586	78,07	133,21	3,90	6,66
5,00	34	0,635	70,15	110,47	3,51	5,52
5,10	47	0,584	89,18	152,71	4,46	7,64
5,20	64	0,583	121,23	207,94	6,06	10,40
5,30	38	0,632	78,03	123,47	3,90	6,17
5,40	45	0,581	84,95	146,21	4,25	7,31
5,50	69	0,580	130,05	224,19	6,50	11,21
5,60	48	0,579	90,32	155,96	4,52	7,80
5,70	39	0,578	73,27	126,71	3,66	6,34
5,80	48	0,577	90,03	155,96	4,50	7,80

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.6 (q.-160)

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	0,4	2,54	Coesivo	1,33	1,83	--	0,40	11,65	25,40	--	--
2	1,3	2,52	Coesivo	1,33	1,83	--	0,39	11,56	25,20	--	--
3	2,5	7,44	Incoerente	1,64	1,90	30,08	--	42,75	---	0,34	428,74
4	3,9	16,78	Incoerente	1,90	1,95	32,45	--	60,10	154,45	0,32	874,92
5	5,8	36,22	Coesivo Incoerente	1,73	2,08	35,17	4,60	166,18	362,20	0,3	1370,31

PROVA ... Nr.7 (q.-85)

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

14/05/2015

Profondità prova

6,00 mt

Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
----------------	-----------	------------------------------------	--------------------------------	------------------------	---	---

0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	1	0,855	3,54	4,15	0,18	0,21
0,30	1	0,853	3,54	4,15	0,18	0,21
0,40	2	0,851	7,06	8,29	0,35	0,41
0,50	5	0,849	17,60	20,74	0,88	1,04
0,60	6	0,847	21,08	24,88	1,05	1,24
0,70	5	0,845	17,53	20,74	0,88	1,04
0,80	4	0,843	13,99	16,59	0,70	0,83
0,90	5	0,842	16,54	19,65	0,83	0,98
1,00	8	0,840	26,40	31,44	1,32	1,57
1,10	10	0,838	32,93	39,30	1,65	1,97
1,20	11	0,836	36,15	43,23	1,81	2,16
1,30	11	0,835	36,08	43,23	1,80	2,16
1,40	8	0,833	26,19	31,44	1,31	1,57
1,50	6	0,831	19,60	23,58	0,98	1,18
1,60	9	0,830	29,34	35,37	1,47	1,77
1,70	15	0,778	45,86	58,95	2,29	2,95
1,80	18	0,776	54,92	70,74	2,75	3,54
1,90	13	0,775	37,61	48,55	1,88	2,43
2,00	8	0,823	24,59	29,88	1,23	1,49
2,10	10	0,822	30,68	37,34	1,53	1,87
2,20	12	0,820	36,75	44,81	1,84	2,24
2,30	17	0,769	48,80	63,49	2,44	3,17
2,40	14	0,767	40,11	52,28	2,01	2,61
2,50	10	0,816	30,46	37,34	1,52	1,87
2,60	3	0,814	9,12	11,20	0,46	0,56
2,70	2	0,813	6,07	7,47	0,30	0,37
2,80	3	0,811	9,09	11,20	0,45	0,56
2,90	3	0,810	8,64	10,67	0,43	0,53
3,00	3	0,809	8,63	10,67	0,43	0,53
3,10	16	0,757	43,10	56,92	2,16	2,85
3,20	25	0,706	62,79	88,93	3,14	4,45
3,30	16	0,755	42,95	56,92	2,15	2,85
3,40	14	0,753	37,52	49,80	1,88	2,49
3,50	17	0,752	45,48	60,47	2,27	3,02
3,60	13	0,751	34,72	46,25	1,74	2,31
3,70	12	0,800	34,13	42,69	1,71	2,13
3,80	10	0,798	28,40	35,57	1,42	1,78
3,90	14	0,747	35,53	47,55	1,78	2,38
4,00	12	0,796	32,44	40,75	1,62	2,04
4,10	7	0,795	18,90	23,77	0,94	1,19
4,20	7	0,794	18,87	23,77	0,94	1,19
4,30	8	0,793	21,53	27,17	1,08	1,36
4,40	6	0,791	16,13	20,38	0,81	1,02
4,50	7	0,790	18,79	23,77	0,94	1,19
4,60	10	0,789	26,80	33,96	1,34	1,70
4,70	5	0,788	13,38	16,98	0,67	0,85
4,80	7	0,787	18,71	23,77	0,94	1,19
4,90	23	0,686	51,27	74,73	2,56	3,74
5,00	25	0,685	55,64	81,23	2,78	4,06
5,10	26	0,684	57,78	84,48	2,89	4,22
5,20	27	0,683	59,92	87,73	3,00	4,39
5,30	40	0,582	75,64	129,96	3,78	6,50
5,40	57	0,581	107,61	185,20	5,38	9,26
5,50	62	0,580	116,85	201,44	5,84	10,07
5,60	45	0,579	84,67	146,21	4,23	7,31
5,70	60	0,578	112,72	194,95	5,64	9,75
5,80	52	0,577	97,53	168,95	4,88	8,45
5,90	43	0,576	77,18	133,91	3,86	6,70
6,00	55	0,575	98,57	171,28	4,93	8,56

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.7 (q. -85)

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	0,4	0,78	Coesivo	1,33	1,83	--	0,13	3,58	7,80	--	--
2	1,6	5,74	Coesivo	1,41	1,88	--	0,88	26,34	57,40	--	--
3	2,5	10,18	Incoerente	1,74	1,92	30,85	--	48,37	125,90	0,33	575,70
4	3,0	2,19	Incoerente	1,41	1,87	28,61	--	31,96	---	0,35	135,81
5	4,0	11,67	Incoerente	1,78	1,93	31,27	--	51,44	133,35	0,33	654,58
6	4,8	5,57	Incoerente	1,56	1,89	29,56	--	38,91	---	0,34	326,60
7	6,0	33,61	Coesivo Incoerente	1,69	2,05	34,81	4,15	154,20	336,10	0,31	1304,57

PROVA ... Nr.8 (q. -60)

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

14/05/2015

Profondità prova

4,00 mt

Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	1	0,855	3,54	4,15	0,18	0,21
0,30	1	0,853	3,54	4,15	0,18	0,21
0,40	3	0,851	10,59	12,44	0,53	0,62
0,50	5	0,849	17,60	20,74	0,88	1,04
0,60	5	0,847	17,56	20,74	0,88	1,04
0,70	5	0,845	17,53	20,74	0,88	1,04
0,80	6	0,843	20,99	24,88	1,05	1,24
0,90	10	0,842	33,07	39,30	1,65	1,97
1,00	8	0,840	26,40	31,44	1,32	1,57
1,10	8	0,838	26,35	31,44	1,32	1,57
1,20	9	0,836	29,58	35,37	1,48	1,77
1,30	10	0,835	32,80	39,30	1,64	1,97
1,40	14	0,783	43,07	55,02	2,15	2,75
1,50	21	0,731	60,35	82,53	3,02	4,13
1,60	22	0,730	63,08	86,46	3,15	4,32
1,70	23	0,728	65,80	90,39	3,29	4,52
1,80	31	0,676	82,40	121,83	4,12	6,09
1,90	40	0,625	93,32	149,38	4,67	7,47
2,00	41	0,623	95,42	153,11	4,77	7,66
2,10	27	0,722	72,76	100,83	3,64	5,04
2,20	23	0,720	61,85	85,89	3,09	4,29
2,30	17	0,769	48,80	63,49	2,44	3,17
2,40	8	0,817	24,41	29,88	1,22	1,49
2,50	4	0,816	12,18	14,94	0,61	0,75
2,60	8	0,814	24,33	29,88	1,22	1,49
2,70	19	0,763	54,13	70,95	2,71	3,55
2,80	22	0,711	58,45	82,16	2,92	4,11
2,90	25	0,710	63,15	88,93	3,16	4,45
3,00	39	0,609	84,44	138,74	4,22	6,94
3,10	16	0,757	43,10	56,92	2,16	2,85
3,20	15	0,756	40,34	53,36	2,02	2,67
3,30	16	0,755	42,95	56,92	2,15	2,85
3,40	25	0,703	62,56	88,93	3,13	4,45
3,50	38	0,652	88,15	135,18	4,41	6,76
3,60	45	0,601	96,19	160,08	4,81	8,00
3,70	39	0,600	83,19	138,74	4,16	6,94
3,80	26	0,698	64,60	92,49	3,23	4,62
3,90	34	0,647	74,73	115,47	3,74	5,77
4,00	27	0,696	63,82	91,70	3,19	4,58

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.8 (q. -60)

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	0,4	0,98	Coesivo	1,33	1,83	--	0,16	4,50	9,80	--	--
2	1,4	6,26	Coesivo	1,41	1,88	--	0,96	28,72	62,60	--	--
3	4,0	19,61	Incoerente	1,99	2,39	33,49	--	67,74	173,05	0,32	1066,21

PROVA ... Nr.9 (q. -70)

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

14/05/2015

Profondità prova

6,00 mt

Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	10	0,855	35,45	41,47	1,77	2,07
0,30	6	0,853	21,22	24,88	1,06	1,24
0,40	4	0,851	14,11	16,59	0,71	0,83
0,50	4	0,849	14,08	16,59	0,70	0,83
0,60	4	0,847	14,05	16,59	0,70	0,83
0,70	5	0,845	17,53	20,74	0,88	1,04
0,80	5	0,843	17,49	20,74	0,87	1,04
0,90	5	0,842	16,54	19,65	0,83	0,98
1,00	5	0,840	16,50	19,65	0,83	0,98
1,10	5	0,838	16,47	19,65	0,82	0,98
1,20	5	0,836	16,43	19,65	0,82	0,98
1,30	4	0,835	13,12	15,72	0,66	0,79
1,40	3	0,833	9,82	11,79	0,49	0,59
1,50	3	0,831	9,80	11,79	0,49	0,59
1,60	3	0,830	9,78	11,79	0,49	0,59
1,70	3	0,828	9,76	11,79	0,49	0,59
1,80	4	0,826	12,99	15,72	0,65	0,79
1,90	9	0,825	27,72	33,61	1,39	1,68
2,00	12	0,823	36,89	44,81	1,84	2,24
2,10	12	0,822	36,82	44,81	1,84	2,24
2,20	10	0,820	30,63	37,34	1,53	1,87
2,30	11	0,819	33,63	41,08	1,68	2,05
2,40	11	0,817	33,57	41,08	1,68	2,05
2,50	7	0,816	21,32	26,14	1,07	1,31
2,60	9	0,814	27,37	33,61	1,37	1,68
2,70	9	0,813	27,32	33,61	1,37	1,68
2,80	10	0,811	30,30	37,34	1,52	1,87
2,90	11	0,810	31,70	39,13	1,58	1,96
3,00	14	0,759	37,78	49,80	1,89	2,49
3,10	10	0,807	28,72	35,57	1,44	1,78
3,20	10	0,806	28,67	35,57	1,43	1,78
3,30	11	0,805	31,49	39,13	1,57	1,96
3,40	15	0,753	40,20	53,36	2,01	2,67
3,50	16	0,752	42,81	56,92	2,14	2,85
3,60	12	0,801	34,19	42,69	1,71	2,13
3,70	10	0,800	28,45	35,57	1,42	1,78
3,80	11	0,798	31,24	39,13	1,56	1,96
3,90	16	0,747	40,60	54,34	2,03	2,72
4,00	14	0,746	35,47	47,55	1,77	2,38
4,10	16	0,745	40,47	54,34	2,02	2,72
4,20	16	0,744	40,41	54,34	2,02	2,72

4,30	20	0,743	50,44	67,92	2,52	3,40
4,40	23	0,691	54,01	78,11	2,70	3,91
4,50	31	0,640	67,42	105,28	3,37	5,26
4,60	29	0,689	67,88	98,49	3,39	4,92
4,70	20	0,738	50,14	67,92	2,51	3,40
4,80	23	0,687	53,67	78,11	2,68	3,91
4,90	20	0,736	47,83	64,98	2,39	3,25
5,00	17	0,735	40,60	55,23	2,03	2,76
5,10	17	0,734	40,54	55,23	2,03	2,76
5,20	19	0,733	45,25	61,73	2,26	3,09
5,30	29	0,682	64,26	94,22	3,21	4,71
5,40	55	0,581	103,83	178,70	5,19	8,94
5,50	56	0,580	105,55	181,95	5,28	9,10
5,60	48	0,579	90,32	155,96	4,52	7,80
5,70	62	0,578	116,47	201,44	5,82	10,07
5,80	59	0,577	110,66	191,70	5,53	9,58
5,90	51	0,576	91,54	158,82	4,58	7,94
6,00	55	0,575	98,57	171,28	4,93	8,56

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.9 (q. -70)

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	0,6	3,66	Coesivo	1,33	1,83	--	0,58	16,79	36,60	--	--
2	1,9	3,55	Coesivo	1,33	1,83	--	0,54	16,29	35,50	--	--
3	5,2	11,67	Incoerente	1,78	1,93	31,27	--	51,44	133,35	0,33	654,58
4	6,0	40,62	Coesivo Incoerente	1,77	2,10	35,79	5,00	186,37	406,20	0,3	1480,68

PROVA ... Nr.10 (q. -60)

Strumento utilizzato... DL-30 (60°)
 Prova eseguita in data 14/05/2015
 Profondità prova 6,80 mt
 Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	17	0,805	56,73	70,51	2,84	3,53
0,30	12	0,853	42,44	49,77	2,12	2,49
0,40	8	0,851	28,23	33,18	1,41	1,66
0,50	7	0,849	24,64	29,03	1,23	1,45
0,60	8	0,847	28,10	33,18	1,41	1,66
0,70	9	0,845	31,55	37,33	1,58	1,87
0,80	7	0,843	24,48	29,03	1,22	1,45
0,90	6	0,842	19,84	23,58	0,99	1,18
1,00	6	0,840	19,80	23,58	0,99	1,18
1,10	4	0,838	13,17	15,72	0,66	0,79
1,20	5	0,836	16,43	19,65	0,82	0,98
1,30	4	0,835	13,12	15,72	0,66	0,79
1,40	4	0,833	13,09	15,72	0,65	0,79
1,50	4	0,831	13,07	15,72	0,65	0,79
1,60	4	0,830	13,04	15,72	0,65	0,79
1,70	8	0,828	26,03	31,44	1,30	1,57
1,80	6	0,826	19,49	23,58	0,97	1,18
1,90	8	0,825	24,64	29,88	1,23	1,49
2,00	8	0,823	24,59	29,88	1,23	1,49
2,10	7	0,822	21,48	26,14	1,07	1,31
2,20	9	0,820	27,56	33,61	1,38	1,68

2,30	9	0,819	27,51	33,61	1,38	1,68
2,40	11	0,817	33,57	41,08	1,68	2,05
2,50	10	0,816	30,46	37,34	1,52	1,87
2,60	11	0,814	33,45	41,08	1,67	2,05
2,70	13	0,763	37,03	48,55	1,85	2,43
2,80	14	0,761	39,81	52,28	1,99	2,61
2,90	13	0,760	35,15	46,25	1,76	2,31
3,00	15	0,759	40,48	53,36	2,02	2,67
3,10	19	0,757	51,19	67,59	2,56	3,38
3,20	15	0,756	40,34	53,36	2,02	2,67
3,30	24	0,705	60,16	85,38	3,01	4,27
3,40	15	0,753	40,20	53,36	2,01	2,67
3,50	17	0,752	45,48	60,47	2,27	3,02
3,60	20	0,751	53,42	71,15	2,67	3,56
3,70	25	0,700	62,22	88,93	3,11	4,45
3,80	39	0,598	83,02	138,74	4,15	6,94
3,90	21	0,697	49,73	71,32	2,49	3,57
4,00	20	0,746	50,67	67,92	2,53	3,40
4,10	17	0,745	43,00	57,74	2,15	2,89
4,20	25	0,694	58,90	84,91	2,94	4,25
4,30	19	0,743	47,92	64,53	2,40	3,23
4,40	21	0,691	49,31	71,32	2,47	3,57
4,50	18	0,740	45,26	61,13	2,26	3,06
4,60	13	0,739	32,64	44,15	1,63	2,21
4,70	14	0,738	35,10	47,55	1,75	2,38
4,80	11	0,787	29,40	37,36	1,47	1,87
4,90	9	0,786	22,99	29,24	1,15	1,46
5,00	7	0,785	17,85	22,74	0,89	1,14
5,10	7	0,784	17,83	22,74	0,89	1,14
5,20	3	0,783	7,63	9,75	0,38	0,49
5,30	3	0,782	7,62	9,75	0,38	0,49
5,40	3	0,781	7,61	9,75	0,38	0,49
5,50	4	0,780	10,14	13,00	0,51	0,65
5,60	4	0,779	10,13	13,00	0,51	0,65
5,70	3	0,778	7,59	9,75	0,38	0,49
5,80	7	0,777	17,68	22,74	0,88	1,14
5,90	10	0,776	24,18	31,14	1,21	1,56
6,00	13	0,725	29,37	40,48	1,47	2,02
6,10	18	0,725	40,62	56,06	2,03	2,80
6,20	23	0,674	48,26	71,63	2,41	3,58
6,30	42	0,573	74,93	130,80	3,75	6,54
6,40	50	0,572	89,07	155,71	4,45	7,79
6,50	45	0,571	80,04	140,14	4,00	7,01
6,60	38	0,620	73,41	118,34	3,67	5,92
6,70	49	0,570	86,91	152,60	4,35	7,63
6,80	52	0,569	92,10	161,94	4,61	8,10

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.10 (q. -60)

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,8	6,66	Coesivo	1,41	1,88	--	1,06	30,56	66,60	--	--
2	2,1	4,46	Coesivo	1,33	1,83	--	0,66	20,46	44,60	--	--
3	4,9	13,06	Incoerente	1,83	1,94	31,66	--	54,29	140,30	0,33	727,61
4	5,9	3,99	Incoerente	1,49	1,88	29,12	--	35,66	---	0,35	238,69
5	6,8	28,71	Incoerente	2,03	2,44	34,12	--	72,36	184,27	0,31	1180,57

PROVA ... Nr.11 (q. -00)

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

14/05/2015

Profondità prova

5,40 mt

Falda rilevata

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)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	7	0,855	24,81	29,03	1,24	1,45
0,30	5	0,853	17,68	20,74	0,88	1,04
0,40	7	0,851	24,70	29,03	1,23	1,45
0,50	6	0,849	21,12	24,88	1,06	1,24
0,60	6	0,847	21,08	24,88	1,05	1,24
0,70	4	0,845	14,02	16,59	0,70	0,83
0,80	5	0,843	17,49	20,74	0,87	1,04
0,90	5	0,842	16,54	19,65	0,83	0,98
1,00	7	0,840	23,10	27,51	1,16	1,38
1,10	5	0,838	16,47	19,65	0,82	0,98
1,20	3	0,836	9,86	11,79	0,49	0,59
1,30	5	0,835	16,40	19,65	0,82	0,98
1,40	5	0,833	16,37	19,65	0,82	0,98
1,50	5	0,831	16,33	19,65	0,82	0,98
1,60	5	0,830	16,30	19,65	0,82	0,98
1,70	3	0,828	9,76	11,79	0,49	0,59
1,80	5	0,826	16,24	19,65	0,81	0,98
1,90	4	0,825	12,32	14,94	0,62	0,75
2,00	4	0,823	12,30	14,94	0,61	0,75
2,10	4	0,822	12,27	14,94	0,61	0,75
2,20	5	0,820	15,31	18,67	0,77	0,93
2,30	6	0,819	18,34	22,41	0,92	1,12
2,40	6	0,817	18,31	22,41	0,92	1,12
2,50	4	0,816	12,18	14,94	0,61	0,75
2,60	6	0,814	18,24	22,41	0,91	1,12
2,70	9	0,813	27,32	33,61	1,37	1,68
2,80	10	0,811	30,30	37,34	1,52	1,87
2,90	8	0,810	23,05	28,46	1,15	1,42
3,00	8	0,809	23,01	28,46	1,15	1,42
3,10	8	0,807	22,98	28,46	1,15	1,42
3,20	11	0,806	31,54	39,13	1,58	1,96
3,30	11	0,805	31,49	39,13	1,57	1,96
3,40	13	0,753	34,84	46,25	1,74	2,31
3,50	13	0,752	34,78	46,25	1,74	2,31
3,60	16	0,751	42,74	56,92	2,14	2,85
3,70	13	0,750	34,67	46,25	1,73	2,31
3,80	7	0,798	19,88	24,90	0,99	1,25
3,90	8	0,797	21,66	27,17	1,08	1,36
4,00	9	0,796	24,33	30,57	1,22	1,53
4,10	28	0,695	66,08	95,09	3,30	4,75
4,20	50	0,594	100,82	169,81	5,04	8,49
4,30	51	0,593	102,64	173,21	5,13	8,66
4,40	44	0,591	88,38	149,43	4,42	7,47
4,50	55	0,590	110,27	186,79	5,51	9,34
4,60	75	0,589	150,09	254,72	7,50	12,74
4,70	43	0,588	85,89	146,04	4,29	7,30
4,80	55	0,587	109,67	186,79	5,48	9,34
4,90	42	0,586	79,97	136,46	4,00	6,82
5,00	39	0,585	74,13	126,71	3,71	6,34
5,10	48	0,584	91,08	155,96	4,55	7,80
5,20	60	0,583	113,65	194,95	5,68	9,75
5,30	52	0,582	98,33	168,95	4,92	8,45
5,40	48	0,581	90,62	155,96	4,53	7,80

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.11 (q. -00)

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	1,0	4,07	Coesivo	1,33	1,83	--	0,64	18,67	40,70	--	--
2	2,6	3,67	Coesivo	1,33	1,83	--	0,54	16,84	36,70	--	--
3	4,0	8,06	Incoerente	1,66	1,91	30,26	--	44,02	---	0,34	462,24
4	5,4	38,59	Incoerente	2,10	2,50	35,5	--	82,50	208,98	0,3	1429,83

PROVA ... Nr.12 (q. + 40)

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

14/05/2015

Profondità prova

5,40 mt

Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	4	0,855	14,18	16,59	0,71	0,83
0,30	2	0,853	7,07	8,29	0,35	0,41
0,40	5	0,851	17,64	20,74	0,88	1,04
0,50	16	0,799	53,01	66,36	2,65	3,32
0,60	19	0,797	62,81	78,80	3,14	3,94
0,70	14	0,795	46,17	58,06	2,31	2,90
0,80	9	0,843	31,48	37,33	1,57	1,87
0,90	6	0,842	19,84	23,58	0,99	1,18
1,00	5	0,840	16,50	19,65	0,83	0,98
1,10	7	0,838	23,05	27,51	1,15	1,38
1,20	7	0,836	23,01	27,51	1,15	1,38
1,30	2	0,835	6,56	7,86	0,33	0,39
1,40	4	0,833	13,09	15,72	0,65	0,79
1,50	7	0,831	22,87	27,51	1,14	1,38
1,60	6	0,830	19,56	23,58	0,98	1,18
1,70	6	0,828	19,52	23,58	0,98	1,18
1,80	5	0,826	16,24	19,65	0,81	0,98
1,90	5	0,825	15,40	18,67	0,77	0,93
2,00	7	0,823	21,52	26,14	1,08	1,31
2,10	17	0,772	48,99	63,49	2,45	3,17
2,20	20	0,770	57,52	74,69	2,88	3,73
2,30	19	0,769	54,54	70,95	2,73	3,55
2,40	14	0,767	40,11	52,28	2,01	2,61
2,50	16	0,766	45,75	59,75	2,29	2,99
2,60	8	0,814	24,33	29,88	1,22	1,49
2,70	8	0,813	24,28	29,88	1,21	1,49
2,80	8	0,811	24,24	29,88	1,21	1,49
2,90	7	0,810	20,17	24,90	1,01	1,25
3,00	6	0,809	17,26	21,34	0,86	1,07
3,10	7	0,807	20,10	24,90	1,01	1,25
3,20	10	0,806	28,67	35,57	1,43	1,78
3,30	9	0,805	25,76	32,02	1,29	1,60
3,40	8	0,803	22,86	28,46	1,14	1,42
3,50	9	0,802	25,68	32,02	1,28	1,60
3,60	5	0,801	14,24	17,79	0,71	0,89
3,70	7	0,800	19,91	24,90	1,00	1,25
3,80	10	0,798	28,40	35,57	1,42	1,78
3,90	11	0,797	29,78	37,36	1,49	1,87
4,00	15	0,746	38,00	50,94	1,90	2,55
4,10	10	0,795	26,99	33,96	1,35	1,70
4,20	12	0,794	32,35	40,75	1,62	2,04

4,30	11	0,793	29,61	37,36	1,48	1,87
4,40	12	0,791	32,25	40,75	1,61	2,04
4,50	19	0,740	47,77	64,53	2,39	3,23
4,60	27	0,689	63,20	91,70	3,16	4,58
4,70	34	0,638	73,69	115,47	3,68	5,77
4,80	43	0,587	85,74	146,04	4,29	7,30
4,90	48	0,586	91,40	155,96	4,57	7,80
5,00	55	0,585	104,54	178,70	5,23	8,94
5,10	43	0,584	81,59	139,71	4,08	6,99
5,20	56	0,583	106,08	181,95	5,30	9,10
5,30	49	0,582	92,66	159,21	4,63	7,96
5,40	58	0,581	109,50	188,45	5,47	9,42

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.12 (q. + 40)

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	1,2	6,13	Coesivo	1,41	1,88	--	0,96	28,12	61,30	--	--
2	3,1	7,09	Coesivo	1,41	1,88	--	1,02	32,53	70,90	--	--
3	4,5	8,28	Incoerente	1,67	1,91	30,32	--	44,47	---	0,34	474,09
4	5,4	35,93	Coesivo Incoerente	1,73	2,08	35,13	4,52	164,85	359,30	0,3	1363,01

PROVA ... Nr.13 (q. +40)

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

14/05/2015

Profondità prova

5,00 mt

Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	12	0,855	42,53	49,77	2,13	2,49
0,30	20	0,803	66,58	82,95	3,33	4,15
0,40	34	0,701	98,82	141,01	4,94	7,05
0,50	40	0,649	107,65	165,90	5,38	8,29
0,60	35	0,697	101,18	145,16	5,06	7,26
0,70	20	0,795	65,96	82,95	3,30	4,15
0,80	12	0,843	41,97	49,77	2,10	2,49
0,90	7	0,842	23,15	27,51	1,16	1,38
1,00	9	0,840	29,70	35,37	1,49	1,77
1,10	10	0,838	32,93	39,30	1,65	1,97
1,20	7	0,836	23,01	27,51	1,15	1,38
1,30	6	0,835	19,68	23,58	0,98	1,18
1,40	5	0,833	16,37	19,65	0,82	0,98
1,50	7	0,831	22,87	27,51	1,14	1,38
1,60	7	0,830	22,82	27,51	1,14	1,38
1,70	8	0,828	26,03	31,44	1,30	1,57
1,80	8	0,826	25,98	31,44	1,30	1,57
1,90	8	0,825	24,64	29,88	1,23	1,49
2,00	8	0,823	24,59	29,88	1,23	1,49
2,10	7	0,822	21,48	26,14	1,07	1,31
2,20	6	0,820	18,38	22,41	0,92	1,12
2,30	7	0,819	21,40	26,14	1,07	1,31
2,40	8	0,817	24,41	29,88	1,22	1,49
2,50	9	0,816	27,42	33,61	1,37	1,68
2,60	9	0,814	27,37	33,61	1,37	1,68
2,70	8	0,813	24,28	29,88	1,21	1,49
2,80	9	0,811	27,27	33,61	1,36	1,68

2,90	10	0,810	28,82	35,57	1,44	1,78
3,00	7	0,809	20,14	24,90	1,01	1,25
3,10	6	0,807	17,23	21,34	0,86	1,07
3,20	8	0,806	22,94	28,46	1,15	1,42
3,30	8	0,805	22,90	28,46	1,15	1,42
3,40	14	0,753	37,52	49,80	1,88	2,49
3,50	32	0,652	74,23	113,83	3,71	5,69
3,60	41	0,601	87,64	145,85	4,38	7,29
3,70	60	0,600	127,99	213,44	6,40	10,67
3,80	45	0,598	95,79	160,08	4,79	8,00
3,90	38	0,647	83,53	129,06	4,18	6,45
4,00	46	0,596	93,11	156,23	4,66	7,81
4,10	32	0,645	70,08	108,68	3,50	5,43
4,20	21	0,694	49,47	71,32	2,47	3,57
4,30	19	0,743	47,92	64,53	2,40	3,23
4,40	26	0,691	61,06	88,30	3,05	4,42
4,50	35	0,640	76,11	118,87	3,81	5,94
4,60	45	0,589	90,05	152,83	4,50	7,64
4,70	58	0,588	115,86	196,98	5,79	9,85
4,80	42	0,587	83,75	142,64	4,19	7,13
4,90	64	0,586	121,87	207,94	6,09	10,40
5,00	58	0,585	110,25	188,45	5,51	9,42

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.13 (q. +40)

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	1,1	14,16	Incoerente	1,86	1,94	31,96	--	56,55	145,80	0,33	785,08
2	3,1	5,87	Coesivo	1,41	1,88	--	0,85	26,93	58,70	--	--
3	3,4	7,83	Incoerente	1,65	1,90	30,19	--	43,55	---	0,34	449,83
4	5,0	32,40	Coesivo Incoerente	1,69	2,05	34,64	4,24	148,65	324,00	0,31	1274,02

PROVA ... Nr.14 (q. +75)

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

14/05/2015

Profondità prova

6,00 mt

Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	62	0,655	168,33	257,14	8,42	12,86
0,30	58	0,653	157,01	240,55	7,85	12,03
0,40	45	0,651	121,46	186,64	6,07	9,33
0,50	32	0,699	92,75	132,72	4,64	6,64
0,60	41	0,647	110,02	170,05	5,50	8,50
0,70	45	0,645	120,41	186,64	6,02	9,33
0,80	30	0,743	92,49	124,42	4,62	6,22
0,90	18	0,792	55,99	70,74	2,80	3,54
1,00	13	0,790	40,35	51,09	2,02	2,55
1,10	11	0,838	36,23	43,23	1,81	2,16
1,20	8	0,836	26,29	31,44	1,31	1,57
1,30	5	0,835	16,40	19,65	0,82	0,98
1,40	7	0,833	22,91	27,51	1,15	1,38
1,50	6	0,831	19,60	23,58	0,98	1,18
1,60	10	0,830	32,60	39,30	1,63	1,97
1,70	10	0,828	32,54	39,30	1,63	1,97
1,80	5	0,826	16,24	19,65	0,81	0,98

1,90	4	0,825	12,32	14,94	0,62	0,75
2,00	4	0,823	12,30	14,94	0,61	0,75
2,10	5	0,822	15,34	18,67	0,77	0,93
2,20	5	0,820	15,31	18,67	0,77	0,93
2,30	6	0,819	18,34	22,41	0,92	1,12
2,40	8	0,817	24,41	29,88	1,22	1,49
2,50	7	0,816	21,32	26,14	1,07	1,31
2,60	5	0,814	15,20	18,67	0,76	0,93
2,70	5	0,813	15,18	18,67	0,76	0,93
2,80	5	0,811	15,15	18,67	0,76	0,93
2,90	4	0,810	11,53	14,23	0,58	0,71
3,00	2	0,809	5,75	7,11	0,29	0,36
3,10	2	0,807	5,74	7,11	0,29	0,36
3,20	4	0,806	11,47	14,23	0,57	0,71
3,30	10	0,805	28,63	35,57	1,43	1,78
3,40	23	0,703	57,55	81,82	2,88	4,09
3,50	38	0,652	88,15	135,18	4,41	6,76
3,60	47	0,601	100,46	167,19	5,02	8,36
3,70	44	0,600	93,86	156,52	4,69	7,83
3,80	34	0,648	78,42	120,95	3,92	6,05
3,90	29	0,697	68,67	98,49	3,43	4,92
4,00	54	0,596	109,31	183,40	5,47	9,17
4,10	84	0,595	169,70	285,28	8,49	14,26
4,20	79	0,594	159,29	268,30	7,96	13,42
4,30	35	0,643	76,38	118,87	3,82	5,94
4,40	18	0,741	45,33	61,13	2,27	3,06
4,50	17	0,740	42,74	57,74	2,14	2,89
4,60	19	0,739	47,70	64,53	2,39	3,23
4,70	15	0,738	37,60	50,94	1,88	2,55
4,80	19	0,737	47,56	64,53	2,38	3,23
4,90	25	0,686	55,73	81,23	2,79	4,06
5,00	18	0,735	42,99	58,48	2,15	2,92
5,10	23	0,684	51,12	74,73	2,56	3,74
5,20	21	0,683	46,60	68,23	2,33	3,41
5,30	23	0,682	50,97	74,73	2,55	3,74
5,40	33	0,631	67,66	107,22	3,38	5,36
5,50	25	0,680	55,24	81,23	2,76	4,06
5,60	19	0,729	45,01	61,73	2,25	3,09
5,70	12	0,778	30,34	38,99	1,52	1,95
5,80	36	0,627	73,37	116,97	3,67	5,85
5,90	29	0,676	61,08	90,31	3,05	4,52
6,00	45	0,575	80,65	140,14	4,03	7,01

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.14 (q. +75)

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturated (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	1,7	18,47	Incoerente	1,96	1,97	33,17	--	65,40	167,35	0,32	1007,84
2	3,2	3,70	Coesivo	1,33	1,83	--	0,53	16,98	37,00	--	--
3	5,7	23,93	Incoerente	2,06	2,47	34,7	--	76,62	194,65	0,31	1285,64
4	6,0	28,71	Incoerente	2,03	2,44	34,12	--	72,36	184,27	0,31	1180,57

PROVA ... Nr.15 (q. +75)

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

14/05/2015

Profondità prova

4,50 mt

Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
----------------	-----------	------------------------------------	--------------------------------	------------------------	---	---

0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	25	0,755	78,25	103,69	3,91	5,18
0,30	15	0,803	49,94	62,21	2,50	3,11
0,40	25	0,751	77,84	103,69	3,89	5,18
0,50	39	0,649	104,96	161,75	5,25	8,09
0,60	16	0,797	52,89	66,36	2,64	3,32
0,70	21	0,745	64,90	87,10	3,25	4,35
0,80	14	0,793	46,06	58,06	2,30	2,90
0,90	9	0,842	29,77	35,37	1,49	1,77
1,00	13	0,790	40,35	51,09	2,02	2,55
1,10	10	0,838	32,93	39,30	1,65	1,97
1,20	15	0,786	46,35	58,95	2,32	2,95
1,30	17	0,785	52,42	66,81	2,62	3,34
1,40	9	0,833	29,46	35,37	1,47	1,77
1,50	5	0,831	16,33	19,65	0,82	0,98
1,60	7	0,830	22,82	27,51	1,14	1,38
1,70	8	0,828	26,03	31,44	1,30	1,57
1,80	9	0,826	29,23	35,37	1,46	1,77
1,90	8	0,825	24,64	29,88	1,23	1,49
2,00	7	0,823	21,52	26,14	1,08	1,31
2,10	6	0,822	18,41	22,41	0,92	1,12
2,20	7	0,820	21,44	26,14	1,07	1,31
2,30	6	0,819	18,34	22,41	0,92	1,12
2,40	6	0,817	18,31	22,41	0,92	1,12
2,50	6	0,816	18,28	22,41	0,91	1,12
2,60	7	0,814	21,29	26,14	1,06	1,31
2,70	7	0,813	21,25	26,14	1,06	1,31
2,80	6	0,811	18,18	22,41	0,91	1,12
2,90	6	0,810	17,29	21,34	0,86	1,07
3,00	8	0,809	23,01	28,46	1,15	1,42
3,10	10	0,807	28,72	35,57	1,44	1,78
3,20	8	0,806	22,94	28,46	1,15	1,42
3,30	5	0,805	14,31	17,79	0,72	0,89
3,40	5	0,803	14,29	17,79	0,71	0,89
3,50	7	0,802	19,97	24,90	1,00	1,25
3,60	9	0,801	25,64	32,02	1,28	1,60
3,70	12	0,800	34,13	42,69	1,71	2,13
3,80	19	0,748	50,58	67,59	2,53	3,38
3,90	45	0,597	91,27	152,83	4,56	7,64
4,00	120	0,596	242,91	407,55	12,15	20,38
4,10	100	0,595	202,03	339,62	10,10	16,98
4,20	85	0,594	171,39	288,68	8,57	14,43
4,30	52	0,593	104,65	176,60	5,23	8,83
4,40	45	0,591	90,39	152,83	4,52	7,64
4,50	39	0,590	78,19	132,45	3,91	6,62

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.15 (q. +75)

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturato (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	1,4	12,76	Incoerente	1,82	1,94	31,57	--	53,67	138,80	0,33	711,89
2	3,4	5,36	Coesivo	1,41	1,88	--	0,77	24,59	53,60	--	--
3	3,8	9,20	Incoerente	1,70	1,91	30,58	--	46,36	---	0,34	523,45
4	4,5	54,36	Incoerente	2,26	2,50	43,22	--	139,12	346,80	0,24	2780,20

PROVA ... Nr.16 (parK via roveri)

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

14/05/2015

Profondità prova

3,80 mt

Falda rilevata

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)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	12	0,855	42,53	49,77	2,13	2,49
0,30	14	0,803	46,61	58,06	2,33	2,90
0,40	15	0,801	49,82	62,21	2,49	3,11
0,50	18	0,799	59,64	74,65	2,98	3,73
0,60	16	0,797	52,89	66,36	2,64	3,32
0,70	13	0,795	42,87	53,92	2,14	2,70
0,80	10	0,843	34,98	41,47	1,75	2,07
0,90	6	0,842	19,84	23,58	0,99	1,18
1,00	4	0,840	13,20	15,72	0,66	0,79
1,10	3	0,838	9,88	11,79	0,49	0,59
1,20	4	0,836	13,15	15,72	0,66	0,79
1,30	4	0,835	13,12	15,72	0,66	0,79
1,40	5	0,833	16,37	19,65	0,82	0,98
1,50	10	0,831	32,67	39,30	1,63	1,97
1,60	9	0,830	29,34	35,37	1,47	1,77
1,70	6	0,828	19,52	23,58	0,98	1,18
1,80	5	0,826	16,24	19,65	0,81	0,98
1,90	5	0,825	15,40	18,67	0,77	0,93
2,00	5	0,823	15,37	18,67	0,77	0,93
2,10	5	0,822	15,34	18,67	0,77	0,93
2,20	3	0,820	9,19	11,20	0,46	0,56
2,30	4	0,819	12,23	14,94	0,61	0,75
2,40	9	0,817	27,46	33,61	1,37	1,68
2,50	12	0,816	36,55	44,81	1,83	2,24
2,60	17	0,764	48,52	63,49	2,43	3,17
2,70	18	0,763	51,28	67,22	2,56	3,36
2,80	15	0,761	42,65	56,02	2,13	2,80
2,90	15	0,760	40,56	53,36	2,03	2,67
3,00	34	0,659	79,67	120,95	3,98	6,05
3,10	65	0,607	140,43	231,23	7,02	11,56
3,20	45	0,606	97,01	160,08	4,85	8,00
3,30	35	0,655	81,51	124,51	4,08	6,23
3,40	32	0,653	74,38	113,83	3,72	5,69
3,50	43	0,602	92,10	152,96	4,61	7,65
3,60	33	0,651	76,41	117,39	3,82	5,87
3,70	35	0,650	80,88	124,51	4,04	6,23
3,80	46	0,598	97,92	163,64	4,90	8,18

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.16 (parK via roveri)

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,8	9,59	Coesivo Incoerente	1,41	1,88	30,69	1,52	44,00	95,90	0,34	544,28
2	2,3	4,07	Coesivo	1,33	1,83	--	0,60	18,67	40,70	--	--
3	2,9	11,22	Incoerente	1,77	1,93	31,14	--	50,51	131,10	0,33	630,82
4	3,8	32,02	Incoerente	2,15	2,50	36,97	--	93,23	235,10	0,29	1690,48

PROVA ... Nr.17 (park via roveri)

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

14/05/2015

Profondità prova

3,80 mt

Falda rilevata

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	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
----------------	-----------	------------------------------------	---	-------------------------------------	--	--

0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	42	0,655	114,03	174,19	5,70	8,71
0,30	75	0,653	203,03	311,06	10,15	15,55
0,40	75	0,651	202,43	311,06	10,12	15,55
0,50	28	0,749	86,97	116,13	4,35	5,81
0,60	12	0,847	42,16	49,77	2,11	2,49
0,70	11	0,845	38,56	45,62	1,93	2,28
0,80	9	0,843	31,48	37,33	1,57	1,87
0,90	6	0,842	19,84	23,58	0,99	1,18
1,00	4	0,840	13,20	15,72	0,66	0,79
1,10	4	0,838	13,17	15,72	0,66	0,79
1,20	4	0,836	13,15	15,72	0,66	0,79
1,30	4	0,835	13,12	15,72	0,66	0,79
1,40	5	0,833	16,37	19,65	0,82	0,98
1,50	4	0,831	13,07	15,72	0,65	0,79
1,60	7	0,830	22,82	27,51	1,14	1,38
1,70	5	0,828	16,27	19,65	0,81	0,98
1,80	5	0,826	16,24	19,65	0,81	0,98
1,90	5	0,825	15,40	18,67	0,77	0,93
2,00	6	0,823	18,44	22,41	0,92	1,12
2,10	7	0,822	21,48	26,14	1,07	1,31
2,20	8	0,820	24,50	29,88	1,23	1,49
2,30	7	0,819	21,40	26,14	1,07	1,31
2,40	6	0,817	18,31	22,41	0,92	1,12
2,50	6	0,816	18,28	22,41	0,91	1,12
2,60	2	0,814	6,08	7,47	0,30	0,37
2,70	3	0,813	9,11	11,20	0,46	0,56
2,80	13	0,761	36,97	48,55	1,85	2,43
2,90	28	0,710	70,72	99,60	3,54	4,98
3,00	28	0,709	70,59	99,60	3,53	4,98
3,10	50	0,607	108,02	177,87	5,40	8,89
3,20	54	0,606	116,41	192,09	5,82	9,60
3,30	35	0,655	81,51	124,51	4,08	6,23
3,40	44	0,603	94,45	156,52	4,72	7,83
3,50	58	0,602	124,23	206,32	6,21	10,32
3,60	65	0,601	138,94	231,23	6,95	11,56
3,70	42	0,600	89,59	149,41	4,48	7,47
3,80	39	0,598	83,02	138,74	4,15	6,94

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.17 (park via roveri)

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturato (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	0,8	24,66	Incoerente	2,07	2,48	34,9	--	78,12	198,30	0,31	1322,47
2	2,7	4,04	Coesivo	1,33	1,83	--	0,59	18,54	40,40	--	--
3	3,0	18,01	Incoerente	1,95	1,97	33,04	--	64,46	165,05	0,32	984,23
4	3,8	37,88	Incoerente	2,19	2,50	38,61	--	105,27	264,40	0,28	1979,79

PROVA ... Nr.18 (rotonda via roveri)

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

14/05/2015

Profondità prova

5,00 mt

Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
----------------	-----------	------------------------------------	--------------------------------	------------------------	---	---

0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	2	0,855	7,09	8,29	0,35	0,41
0,30	4	0,853	14,15	16,59	0,71	0,83
0,40	3	0,851	10,59	12,44	0,53	0,62
0,50	4	0,849	14,08	16,59	0,70	0,83
0,60	7	0,847	24,59	29,03	1,23	1,45
0,70	8	0,845	28,04	33,18	1,40	1,66
0,80	4	0,843	13,99	16,59	0,70	0,83
0,90	5	0,842	16,54	19,65	0,83	0,98
1,00	2	0,840	6,60	7,86	0,33	0,39
1,10	4	0,838	13,17	15,72	0,66	0,79
1,20	3	0,836	9,86	11,79	0,49	0,59
1,30	8	0,835	26,24	31,44	1,31	1,57
1,40	10	0,833	32,73	39,30	1,64	1,97
1,50	12	0,831	39,20	47,16	1,96	2,36
1,60	13	0,780	39,83	51,09	1,99	2,55
1,70	14	0,778	42,80	55,02	2,14	2,75
1,80	21	0,726	59,95	82,53	3,00	4,13
1,90	21	0,725	56,84	78,42	2,84	3,92
2,00	29	0,723	78,32	108,30	3,92	5,41
2,10	53	0,622	123,04	197,93	6,15	9,90
2,20	61	0,620	141,26	227,80	7,06	11,39
2,30	31	0,669	77,41	115,77	3,87	5,79
2,40	38	0,667	94,67	141,91	4,73	7,10
2,50	43	0,616	98,87	160,58	4,94	8,03
2,60	40	0,614	91,75	149,38	4,59	7,47
2,70	29	0,713	77,20	108,30	3,86	5,41
2,80	44	0,611	100,47	164,32	5,02	8,22
2,90	35	0,660	82,18	124,51	4,11	6,23
3,00	24	0,709	60,50	85,38	3,03	4,27
3,10	23	0,707	57,87	81,82	2,89	4,09
3,20	28	0,706	70,32	99,60	3,52	4,98
3,30	27	0,705	67,68	96,05	3,38	4,80
3,40	35	0,653	81,35	124,51	4,07	6,23
3,50	18	0,752	48,16	64,03	2,41	3,20
3,60	12	0,801	34,19	42,69	1,71	2,13
3,70	10	0,800	28,45	35,57	1,42	1,78
3,80	8	0,798	22,72	28,46	1,14	1,42
3,90	10	0,797	27,08	33,96	1,35	1,70
4,00	12	0,796	32,44	40,75	1,62	2,04
4,10	11	0,795	29,69	37,36	1,48	1,87
4,20	5	0,794	13,48	16,98	0,67	0,85
4,30	3	0,793	8,08	10,19	0,40	0,51
4,40	5	0,791	13,44	16,98	0,67	0,85
4,50	21	0,690	49,23	71,32	2,46	3,57
4,60	35	0,639	75,98	118,87	3,80	5,94
4,70	27	0,688	63,10	91,70	3,16	4,58
4,80	25	0,687	58,34	84,91	2,92	4,25
4,90	24	0,686	53,50	77,98	2,67	3,90
5,00	58	0,585	110,25	188,45	5,51	9,42

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.18 (rotonda via roveri)

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,4	1,76	Coesivo	1,33	1,83	--	0,28	8,08	17,60	--	--
2	1,2	3,62	Coesivo	1,33	1,83	--	0,56	16,61	36,20	--	--
3	4,4	17,94	Incoerente	1,95	1,97	33,02	--	64,31	164,70	0,32	980,63
4	5,0	24,80	Incoerente	1,99	2,39	33,57	--	68,34	174,50	0,32	1081,02

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI A PLINTI A -2.0MT DA P.C. ATTUALE

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

D.M. LL.PP. del 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.

D.M. LL.PP. del 14/02/1992

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi

D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

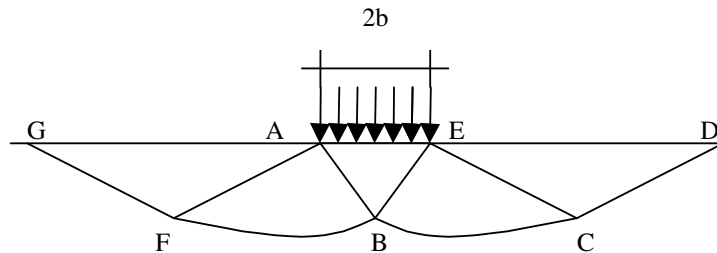
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau=c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie $GFBCD$.

Nel triangolo AEB la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone ABF e EBC la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti A ed E e l'altra da archi di famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti A ed E . Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45^\circ + \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione $q = B \times c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito φ del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[e^{\frac{\pi g \varphi}{2} \tan^2 (45^\circ + \varphi/2)} - 1 \right]$$

Per $\varphi = 0$ il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi $q = 5.14 \times c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, $\gamma \neq 0$) risulta $q=0$, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h , con $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: $\gamma \neq 0$, $\varphi = 0$, $c = 0$ e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \times \gamma l + B \times c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per

tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito ϕ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo ϕ prima definito;

b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, **Terzaghi** passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da **Terzaghi** sull'effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, **Terzaghi** invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, **Terzaghi** consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$tg \phi_{rid} = 2/3 \times tg \phi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di **Terzaghi** può essere scritta:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_p \gamma}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di **Terzaghi**; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_i e di pendenza i_i per il caso in

cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

$$\begin{aligned} \text{Carico verticale} \quad q_{ult} &= c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma \\ \text{Carico inclinato} \quad q_{ult} &= c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \end{aligned}$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi \tan^2 (45^\circ + \varphi/2)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2 k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi = 0$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove :

$$K_p = \tan^2 (45^\circ + \varphi/2)$$

θ = Inclinazione della risultante sulla verticale.

Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di b_i che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B}$$

Per valori $D/B > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso $\varphi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\varphi=0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastriformi}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattore di profondità:

$$\begin{aligned}
 d'_c &= 0.4k \\
 d_c &= 1 + 0.4k \\
 d_q &= 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) k \\
 d_\gamma &= 1 \quad \text{per qualsiasi } \varphi \\
 k &= \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1 \\
 k &= \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1
 \end{aligned}$$

Fattori di inclinazione del carico

$$\begin{aligned}
 i'_c &= 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}} \\
 i_c &= i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \\
 i_q &= \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \\
 i_\gamma &= \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0) \\
 i_\gamma &= \left(1 - \frac{(0.7 - \eta / 450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)
 \end{aligned}$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$\begin{aligned}
 g'_c &= \frac{\beta}{147} \\
 g_c &= 1 - \frac{\beta}{147} \\
 g_q &= g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5
 \end{aligned}$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$\begin{aligned}
 b'_c &= \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \\
 b_c &= 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \\
 b_q &= \exp(-2\eta \tan \varphi) \\
 b_\gamma &= \exp(-2.7\eta \tan \varphi)
 \end{aligned}$$

Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_γ come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \tan(\phi)$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$$s_c = 1 + 0,2 (B'/L') \quad \text{per fondazioni rettangolari}$$

$$s_c = 1,2 \quad \text{Per fondazioni quadrate o circolari.}$$

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H/A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B'/L') \tan \phi' \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \tan \phi' \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \text{ per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_s = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Metodo di Richards et. Al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio alla Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite:

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

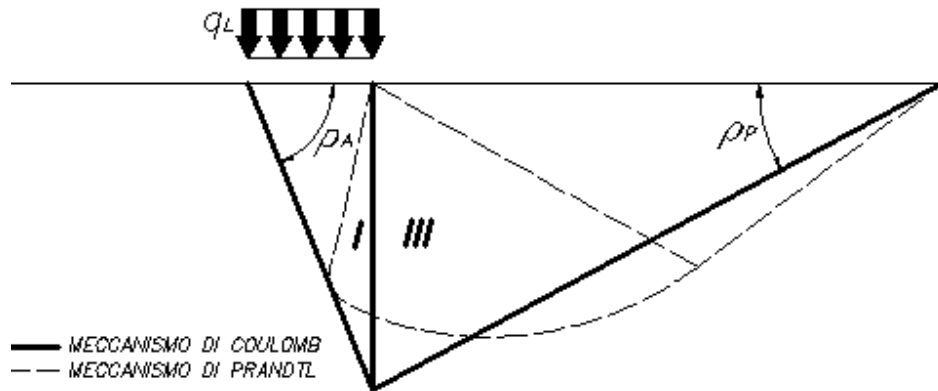
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi)$$

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left(\frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene riguardata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (qL)

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli ρ_A e ρ_P che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva K_A e K_P in funzione dell'angolo di attrito ϕ del terreno e dell'angolo di attrito δ terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \phi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\phi) \cdot (\tan(\phi) \cdot \cot(\phi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\phi))} - \tan(\phi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\phi) + \cot(\phi))} \right\}$$

$$\rho_P = \phi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\phi) \cdot (\tan(\phi) \cdot \cot(\phi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\phi))} + \tan(\phi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\phi) + \cot(\phi))} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\phi=0.5\delta$, conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un'analisi alla Prandtl. Richards et. Al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni $k_h g$ e $k_v g$, agenti rispettivamente in direzione orizzontale

e verticale, sono a loro volta pari a $k_h \gamma$ e $k_v \gamma$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di ρ_a e ρ_p , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

I valori di N_q e N_γ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella che segue sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

$$- \quad \phi = 30^\circ$$

$$- \quad \delta = 15^\circ$$

E per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

$k_h/(1-k_v)$	N_q	N_γ	N_c
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

Tabella dei fattori di capacità portante per $\phi=30^\circ$

VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dell'utente. La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \tan \delta + c_a A'$$

Nella quale N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale, δ è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto, c_a è l'adesione plinto-terreno e A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

Per la valutazione della capacità portante ammissibile delle rocce si deve tener conto di di alcuni parametri significativi quali le caratteristiche geologiche, il tipo di roccia e la sua qualità, misurata con l'RQD. Nella capacità portante delle rocce si utilizzano normalmente fattori di sicurezza molto alti e legati in qualche modo al valore del coefficiente RQD: ad esempio, per una roccia con RQD pari al massimo a 0.75 il fattore di sicurezza varia tra 6 e 10. Per la determinazione della capacità portante di una roccia si possono usare le formule di Terzaghi, usando angolo d'attrito e coesione della roccia, o quelle proposte da Stagg e **Zienkiewicz** (1968) in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:

$$\begin{aligned} N_q &= \tan^6 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \\ N_c &= 5 \tan^4 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \\ N_\gamma &= N_q + 1 \end{aligned}$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi.

La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

$$q' = q_{ult} (RQD)^2$$

Se il carotaggio in roccia non fornisce pezzi intatti (RQD tende a 0), la roccia viene trattata come un terreno stimando al meglio i parametri c e ϕ .

FATTORI CORRETTIVI SISMICI: SHIKHIEV & JAKOVLEV

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z :

$$\begin{aligned} z_q &= \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi} \right)^{0,35} \\ z_c &= 1 - 0,32 \cdot k_h \\ z_\gamma &= z_q \end{aligned}$$

Dove K_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti K_h e K_v in dipendenza di vari fattori:

$$K_h = \beta \times (a_{\max}/g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

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

g accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

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

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq S_S \leq 1.80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Con l'**OPCM 3274** e successive modifiche, i coefficienti sismici orizzontale K_h e verticale K_v che interessano tutte le masse vengono calcolati come:

$$K_h = S \cdot (a_g/g),$$

$$K_v = 0.5 \cdot K_o.$$

S : fattore dipendente dal tipo di suolo secondo lo schema:

Suolo di tipo A - $S=1$;

Suolo di tipo B - $S=1.25$;

Suolo di tipo C - $S=1.25$;

Suolo di tipo E - $S=1.25$;

Suolo di tipo D - $S=1.35$.

Per fondazioni su pendii con inclinazione superiore a 15° e dislivello superiore a 30 m, l'azione sismica deve essere incrementata moltiplicandola per il coefficiente di amplificazione topografica S_T :

- $S_T \geq 1,2$ per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati;
- $S_T \geq 1,4$ per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in testa molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media $> 30^\circ$; $S_T \geq 1,2$ per siti dello stesso tipo ma pendenza media inferiore.

L'applicazione del **D.M. 88** e successive modifiche ed integrazioni è consentito mediante l'inserimento del coefficiente sismico orizzontale K_o in funzione delle Categorie Sismiche secondo il seguente schema:

CATEGORIA	K_o	K_v
I	0.1	0
II	0.07	0
III	0.04	0

In accordo a tale disposizioni, il rapporto: $a_g/g = C \cdot I \cdot R$

C: coefficiente di intensità sismica $C = \frac{S-2}{100}$

S: grado di sismicità ($S \geq 2$)

R: coefficiente di risposta,

I: coefficiente di protezione sismica.

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ_I : fattore di importanza,

S: soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la “design ground acceleration on type A ground”.

Il coefficiente sismico verticale K_v è definito in funzione di K_o , e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni B×L posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) I_F \quad (1)$$

dove:

q_0 = Intensità della pressione di contatto

B' = Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ = Parametri elastici del terreno.

I_i = Coefficienti di influenza dipendenti da: L/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D ;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da Steinbrenner (1934) (V. Bowles), in funzione del rapporto L'/B' ed H/B , utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di Fox (1948), che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di Poisson e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} I_S I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a $5B$, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

CEDIMENTI EDOMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v < \sigma'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

RR Rapporto di ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

$\Delta \sigma_v$ incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

H_c è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

C_α è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;

T tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

T_{100} tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

CEDIMENTI DI SCHMERTMANN

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. Schmertmann ha quindi proposto di considerare un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a $4B$, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a $2B$ per fondazioni quadrate o circolari.

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

Δq rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;

I_z è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di $2B$, per fondazione circolare o quadrata, e a profondità $4B$, per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di I_z si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

$B/2$ per fondazione circolare o quadrata

B per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{z\max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

dove σ'_{vi} rappresenta la tensione verticale efficace a profondità $B/2$ per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi.

E_i rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato **i-esimo** considerato nel calcolo;

Δz_i rappresenta lo spessore dello strato **i-esimo**;

C_1 e C_2 sono due coefficienti correttivi.

Il modulo E viene assunto pari a $2.5 q_c$ per fondazioni circolari o quadrate e a $3.5 q_c$ per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di L/B .

Il termine q_c che interviene nella determinazione di E rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti C_1 e C_2 sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione t rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

σ'_{vo} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_c = indice di compressibilità;

f_S, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_c = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_S, f_H ed f_t sono rispettivamente:

$$f_S = \left(\frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con

t = tempo in anni > 3 ;

R_3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

DATI GENERALI

Larghezza fondazione	3,0 m
Lunghezza fondazione	3,0 m
Profondità piano di posa	2,0 m
Altezza di incastro	2,0 m
Profondità falda	1,5

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,063
Coefficiente sismico orizzontale	0,0125
Coefficiente sismico verticale	0,0063

Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

Descrizione:	
Latitudine:	45,64
Longitudine:	11,86
Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,41	2,51	0,24
S.L.D.	50,0	0,56	2,48	0,25
S.L.V.	475,0	1,6	2,41	0,31
S.L.C.	975,0	2,12	2,41	0,32

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:	Stabilità dei pendii
--------	----------------------

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,615	0,2	0,0125	0,0063
S.L.D.	0,84	0,2	0,0171	0,0086
S.L.V.	2,3425	0,24	0,0573	0,0287
S.L.C.	2,9413	0,28	0,084	0,042

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm ²)	c Corr. (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
0,5	1900,0	2100,0	15,0	15	0,4	0,4	0,4	25,49	26,51	0,0	0,0	0,0
1,5	2000,0	2200,0	22,0	22	0,6	0,6	0,6	45,89	50,0	0,0	0,0	0,0
3,0	1900,0	2000,0	31,0	31	0,0	0,0	0,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	1950,0	2100,0	36,0	36	0,0	0,0	0,0	500,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto (Kg/cm ²)	N (Kg)	Mx (Kg·m)	My (Kg·m)	Hx (Kg)	Hy (Kg)	Tipo
1	A1+M1+R1	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	Sisma	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Ca pacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	1	1
2	No	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
3	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: TERZAGHI (1955)

Pressione limite 6,1 Kg/cm²

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 2,44 Kg/cm³

A1+M1+R1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	20,63
Fattore [Nc]	32,67
Fattore [Ng]	17,69
Fattore forma [Sc]	1,63
Fattore profondità [Dc]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,6
Fattore profondità [Dq]	1,19

Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	15,53 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	15,53 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	7,76
=====	

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	25,28
Fattore [Nc]	40,41
Fattore [Ng]	23,42
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	11,78 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	11,78 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	5,89
=====	

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	20,63
Fattore [Nc]	32,67
Fattore [Ng]	18,56
Fattore forma [Sc]	1,62
Fattore profondità [Dc]	1,24
Fattore forma [Sq]	1,31
Fattore profondità [Dq]	1,12
Fattore forma [Sg]	1,31
Fattore profondità [Dg]	1,12
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	14,83 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	14,83 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	7,41
=====	

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	20,63
Fattore [Nc]	32,67

Fattore [Ng]	25,99
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,6
Fattore profondità [Dq]	1,19
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	16,27 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	16,27 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	8,14
=====	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	20,63
Fattore [Nc]	32,67
Fattore [Ng]	23,59
Fattore forma [Sc]	1,54
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,52
Fattore profondità [Dq]	1,19
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	15,66 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	15,66 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	7,83
=====	

A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11,45
Fattore [Nc]	21,74
Fattore [Ng]	7,53
Fattore forma [Sc]	1,53
Fattore profondità [Dc]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,48
Fattore profondità [Dq]	1,21
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	7,93 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,41 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,97

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13,7
Fattore [Nc]	26,43
Fattore [Ng]	10,79
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	6,16 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3,42 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,08

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11,45
Fattore [Nc]	21,74
Fattore [Ng]	7,58
Fattore forma [Sc]	1,51
Fattore profondità [Dc]	1,21
Fattore forma [Sq]	1,25
Fattore profondità [Dq]	1,11
Fattore forma [Sg]	1,25
Fattore profondità [Dg]	1,11
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	7,21 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,0 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,6
=====	

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11,45
Fattore [Nc]	21,74
Fattore [Ng]	11,97
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,48
Fattore profondità [Dq]	1,21
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	8,33 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,63 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	4,17
=====	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11,45
Fattore [Nc]	21,74
Fattore [Ng]	10,05
Fattore forma [Sc]	1,47
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,43
Fattore profondità [Dq]	1,21
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	8,08 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,49 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	4,04
=====	

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11,45
Fattore [Nc]	21,74
Fattore [Ng]	7,53
Fattore forma [Sc]	1,53
Fattore profondità [Dc]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,48
Fattore profondità [Dq]	1,21
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	7,86 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,37 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,93
=====	

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13,7
Fattore [Nc]	26,43
Fattore [Ng]	10,79
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	6,1 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3,39 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,05
=====	

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

=====	
-------	--

Fattore [Nq]	11,45
Fattore [Nc]	21,74
Fattore [Ng]	7,58
Fattore forma [Sc]	1,51
Fattore profondità [Dc]	1,21
Fattore forma [Sq]	1,25
Fattore profondità [Dq]	1,11
Fattore forma [Sg]	1,25
Fattore profondità [Dg]	1,11
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	7,14 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3,97 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,57

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11,45
Fattore [Nc]	21,74
Fattore [Ng]	11,97
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,48
Fattore profondità [Dq]	1,21
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	8,26 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,59 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	4,13

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11,45
Fattore [Nc]	21,74
Fattore [Ng]	10,05
Fattore forma [Sc]	1,47
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0

Fattore forma [Sq]	1,43
Fattore profondità [Dq]	1,21
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	8,0 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,45 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	4
=====	

CEDIMENTI ELASTICI

=====	
Pressione normale di progetto	2,0 Kg/cm ²
Spessore dello strato	6,0 m
Profondità substrato roccioso	100,0 m
Modulo Elastico	200,0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0,3
=====	
Coefficiente di influenza I1	0,41
Coefficiente di influenza I2	0,04
Coefficiente di influenza Is	0,43
=====	
Cedimento al centro della fondazione	13,89 mm
=====	
Coefficiente di influenza I1	0,29
Coefficiente di influenza I2	0,06
Coefficiente di influenza Is	0,32
Cedimento al bordo	5,2 mm
=====	

COMUNE DI SAN MARTINO DI LUPARI

PROVINCIA DI PADOVA

**COMPLETAMENTO P.U.A. "DEL CONFINE"
INDAGINI IN VIA DEI ROVERI E VIA DEI FIORI**

**VERIFICA DI COMPATIBILITA' GEOLOGICA -
GEOMORFOLOGICA IDROGEOLOGICA E SISMICA**

Il Committente : AGF88 Holding s.r.l.

Il Geologo : Dott.Gabriele Soppelsa



Bassano d.Gr. 22.02.2019

COMUNE DI SAN MARTINO DI LUPARI

PROVINCIA DI PADOVA

COMPLETAMENTO P.U.A. "DEL CONFINE"

INDAGINI IN VIA DEI ROVERI E VIA DEI FIORI

Il Committente : AGF88 Holding s.r.l.

1 **PREMESSA**

La presente relazione integra e completa la verifica di compatibilità geologica, geomorfologica e idrogeologica è predisposta ai sensi dell'art.19 della L.R. n.11/2004 sul progetto del P.U.A. "del Confine" di espansione aziendale con opere di riqualificazione urbanistica, ricomposizione e mitigazione ambientale in via dei Roveri e via dei Fiori a San Martino di Lupari per conto della ditta AGF88 Holding s.r.l.

Trattandosi di un'area con destinazione produttiva con riferimento al paragrafo 2.4. delle N.T.C. si tratta di Opere ordinarie con Vita nominale **Vn** ≥ 50 anni e **Classe II d'uso** quindi con affollamenti normali, quindi con un coefficiente d'uso relativo al periodo di riferimento **Cu** = $V_r / V_n = 1.0$.

La presente relazione sulla base della normativa vigente, è finalizzata alla costruzione del modello geologico e alla successiva elaborazione del modello geotecnico per le necessarie verifiche delle fondazioni.

Il Comune di San Martino di Lupari è classificato in base alla nuova zonizzazione sismica dell'Ordinanza n.3274 del 20.03.03 località sismica in zona 3 quindi con accelerazione massima al suolo $ag = 0.15g$.

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Per la stesura della relazione geologica e geotecnica si è fatto riferimento alla seguente normativa vigente :

- D.M. 17.01.2018 – Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M.14.01.08
- Consiglio Superiore Lavori Pubblici: Pericolosità Sismica e Criteri di classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato 36 del 27.07.07.

- Eurocodice 8 (1988) : Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture– Parte 5 : Fondazioni, Strutture di contenimento (stesura 2003)
- Eurocodice 7.1 (1997) : Progettazione Geotecnica– Parte I :Regole Gen
- Eurocodice 7.2 (2002) : Progettazione Geotecnica– Parte II : Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002) UNI
- Eurocodice 7.3 (2002) : Progettazione Geotecnica– Parte II : Progettazione assistita con prove in sito (2002) UNI
- Leggi Regionali in materia di Pianificazione e Vincolo Idrogeologico
- Ordinanze Autorità di Bacino nazionale, regionale e interregionale.

2 CARATTERI MORFOLOGICI E GEOLOGICI DELL'AREA

Le aree oggetto dell'indagine sono ubicate nella Carta d'Italia I.G.M. alla tavoletta "San Martino di Lupari" F.50-I.NE e sono situate a est di via dei roveri e a est di via dei fiori nel settore nordoccidentale e sudorientale della lottizzazione ad uso artigianale sui margini meridionali del centro abitato di San Martino di Lupari, come risulta dalla corografia su ctr di Tav.1.

Dal punto di vista morfologico l'area in via dei roveri è situata ad una quota media di 39.1mslm e quella in via dei fiori ad una quota media di 38.0mslm nel settore sudorientale della conoide alluvionale del f.Brenta, sul limite superiore della fascia delle risorgive. Il territorio è completamente pianeggiante con leggera pendenza verso sudest variabile da 0.3% a 0.5%. L'elemento idrografico principale della zona è il ramo orientale dello scolo Vandura che si origina in questa porzione di territorio e raccoglie a sud gli apporti di risorgiva.

Nella carta delle fragilità del P.A.T. del Comune di San Martino di Lupari (Tav.2) l'area in esame è classificata "Terreno idoneo a condizione" sottoclasse "2a" in via dei roveri e "2b" in via dei fiori, caratterizzate da caratteristiche geotecniche dei terreni da mediocri a scadenti con variabilità laterale, drenaggio superficiale mediocre con locale possibilità di ristagni idrici e falda acquifera a profondità da -3.0mt a -1.5 mt dal p.c.

3 COSTITUZIONE GEOLOGICA DEL SOTTOSUOLO

Il sottosuolo dell'area in esame è costituito dalla potente successione dei materiali alluvionali e fluvioglaciali depositi dal f.Brenta poggianti su un basamento roccioso terziario situato alla profondità di circa 500mt dal p.c.

Con riferimento alla stratigrafia del pozzo della ditta Pettenon Cosmetics realizzato alla distanza massima di 200mt dell'ampliamento in progetto, riportata in Tav.7 il sottosuolo presenta una copertura argilloso limosa a spessore variabile da 1.5mt a 2.0mt, seguita da Ghiaie da medio fini a medie in matrice di sabbia medio grossa con livelli di Sabbie limose fino alla profondità di -23mt dal p.c. Successivamente sono presenti Argille limose fino a -28mt, seguite da Limi sabbiosi e Sabbie limose fino a -35mt seguite da Ghiaie medio grosse in matrice sabbiosa fino alla profondità di -55mt.

4 INDAGINI ESEGUITE

Per verificare le caratteristiche geotecniche e la stratigrafia del sottosuolo, nei due settori di completamento del P.U.A. si sono eseguite N.4 Prove Penetrometriche Dinamiche con penetrometro leggero tipo Sunda DI030 con massa da 30Kg; le caratteristiche strumentali del penetrometro e i calcoli teorici sono riportati in allegato. Le prove spinte fino alla profondità massima di 5.8mt dal p.c., sono state ubicate come risulta nella planimetria di Tav.6.

Nei diagrammi penetrometrici allegati si riportano :

- N = numero di colpi necessari all'avanzamento di 10cm
- Rpd = resistenza dinamica alla punta in Kg/cm²
- interpretazione stratigrafia della prova

5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

I materiali che costituiscono il sottosuolo dell'area in esame sono dovuti alla sovrapposizione dei depositi alluvionali della conoide del f.Brenta con una successione ghiaioso sabbiosa con intercalazione limoso argillose.

Il sottosuolo presenta una limitata variabilità laterale e verticale con le seguenti successioni nei due settori interessati dal completamento del P.U.A. in via dei roveri e via dei fiori :

Successione stratigrafica in via dei Roveri

Con riferimento alla p.c. attuale, il sottosuolo presenta la seguente successione stratigrafica tipo:

- dal p.c. attuale a -0.4mt :

Terreno vegetale argilloso

- da -0.4mt a -2.4mt :

Argilla limosa a consolidazione medio bassa

- resistenza dinamica $R_d = 10 - 18 \text{ Kg/cm}^2$
- coesione non drenata $C_u = 0.4 - 0.7 \text{ Kg/cm}^2$

- da -2.4mt a -5.0mt :

Ghiaia media con ciottoli in matrice sabbioso limosa densa

- resistenza dinamica $R_d = 22 - 62 \text{ Kg/cm}^2$
- angolo di attrito $\phi = 30^\circ - 35^\circ$

Successione stratigrafica in via dei Fiori

Con riferimento alla quota del p.c. attuale il substrato ghiaioso sabbioso è presente ad una profondità variabile da -1.2mt (P3) a -1.9mt (P4). La stratigrafia tipo del sottosuolo nella prova P3 risulta :

- * dal p.c. attuale a -0.4mt

Terreno vegetale argilloso

- * da -0.4mt a -1.2mt :

Argilla limosa a consolidazione medio bassa

- resistenza dinamica $R_d = 10 - 16 \text{ Kg/cm}^2$
- coesione non drenata $C_u = 0.4 - 0.6 \text{ Kg/cm}^2$

- * da -1.2mt a -2.0mt :

Ghiaia media con ciottoli in matrice sabbioso limosa

- | | |
|-----------------------|---------------------------|
| - resistenza dinamica | Rd = 54 - 80 Kg/cmq |
| - angolo di attrito | $\varnothing$ = 34° - 36° |

- * da -2.0mt a -2.4mt :

Sabbia con Ghiaia fine

- | | |
|-----------------------|---------------------------|
| - resistenza dinamica | Rd = 15 - 17 Kg/cmq |
| - angolo di attrito | $\varnothing$ = 29° - 30° |

- * da -2.4mt a -6.0mt :

Ghiaia media con ciottoli in matrice sabbioso limosa densa

- | | |
|-----------------------|---------------------------|
| - resistenza dinamica | Rd = 41 - 88 Kg/cmq |
| - angolo di attrito | $\varnothing$ = 33° - 36° |

6 CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE

L'area in esame è situata sul limite superiore della fascia delle risorgive; il sottosuolo ghiaioso sabbioso è sede di una falda acquifera freatica che affiora a sud, drenata dallo scolo Vandura. Nelle fasi di piena la falda acquifera affiora localmente nel settore meridionale della scolina centrale.

L'alimentazione degli acquiferi nell'area in esame è dovuta in gran parte alle dispersioni in alveo del f.Brenta nel tratto da Bassano a Nove e secondariamente agli apporti delle precipitazioni meteoriche e irrigui.

Le oscillazioni della falda acquifera nell'area in esame sono regolate dal regime idrologico del f.Brenta e dagli apporti d'irrigazione; dal confronto tra i valori idrometrici del Brenta a Bassano e i rilievi freatimetrici su un pozzo situato a Cittadella, si è rilevato un ritardo dovuto alla propagazione dei picchi di piena e di magra, di circa due – tre mesi.

Il regime della falda, prevede per questo una fase di piena nel periodo estivo nei mesi di Agosto, Settembre e Ottobre con alcuni eventi da Gennaio a Febbraio; la fase di magra si verifica generalmente da Aprile a Luglio.

Nella Tav.3 si riporta un estratto della Carta Idrogeologica del P.A.T. che evidenzia una profondità media di -3.6mt dal p.c. in via dei roveri e di -2.7mt dal p.c. in via dei fiori.

Nella Tav.4 si riporta il rilievo del livello della falda acquifera nell'area a ovest di via dei fiori **il 13.05.15 in corrispondenza alla fase di magra/morbida** dopo un periodo invernale non piovoso. I livelli misurati riferiti allo 0.0. del fabbricato sono stati confrontati con il rilievo effettuato in data **09.04.14 (fase di piena) evidenziando un abbassamento medio rispetto alla fase di piena del 2014 di circa 150cm.**

I risultati delle misure del 2015 sono sintetizzati nella tabella seguente :

Profondità Livello Falda acquifera da p.c. e da 00. pavimento esistente-Rilievo 13.05.15									
	P₁	P₂	P₃	P₄	P₅	P₆	P₇	P₈	P₉
Quota prova rispetto a 0.0.	-166cm	-131cm	-141cm	-171cm	-201m	-236cm	-161cm	-136cm	-136cm
Profondità livello falda da p.c. att.	-210cm	-240cm	-220cm	-200cm	-180cm	-150cm	-210cm	-230cm	-240cm
Profondità livello falda da 0.0.	-376cm	-371cm	-361cm	-375cm	-381cm	-386cm	-371cm	-366cm	-386cm

Nella situazione attuale di magra/morbida il livello della falda acquifera è presente ad una **profondità variabile da -230cm (P3) a -260cm (P4) dal p.c. attuale in via dei fiori. Il livello di falda in via dei Roveri è posto invece alla profondità media di -3.7mt dal p.c. attuale.**

Con riferimento ai rilievi del 09.04.14 **nelle fasi di piena si prevede un innalzamento medio di circa 150cm con una profondità minima del livello di falda di -100cm dal p.c. attuale nel settore di via dei fiori e di -220cm dal p.c. attuale in via dei roveri.**

Qualora si preveda la realizzazione di strutture interrato, lo scavo e la posa delle fondazioni dovranno essere eseguiti preferibilmente nelle fasi di magra dell'acquifero; si consiglia la verifica preliminare del livello di falda con un sondaggio con escavatore prima dell'inizio lavori.

Qualora si preveda la realizzazione di locali interrati **con pavimento a profondità maggiori di -350cm dallo 0.0. si dovrà prevedere l'utilizzo dell'impianto well-point per l'abbassamento del livello di falda** in quanto le fondazioni interferiscono con l'acquifero anche nelle fasi di magra.

Si dovrà tenere presente inoltre che **l'abbassamento nello scavo di battenti d'acqua con spessori superiori a 100cm, nel caso di superfici interrate estese, potrà essere difficoltoso per l'elevata permeabilità delle ghiaie e forti gradienti d'acqua di afflusso in zona di risorgiva.**

In tali condizioni si dovranno prevedere impianti di drenaggio dell'acquifero con elevate portate di emungimento e comunque tempi lunghi di abbassamento, anche per non creare effetti sui fabbricati limitrofi.

Si consiglia comunque l'esecuzione delle fondazioni del fabbricato nelle fasi di magra dell'acquifero che consentono la realizzazione dello scavo senza impianti di abbassamento della falda.

7 FONDAZIONI E VERIFICHE GEOTECNICHE

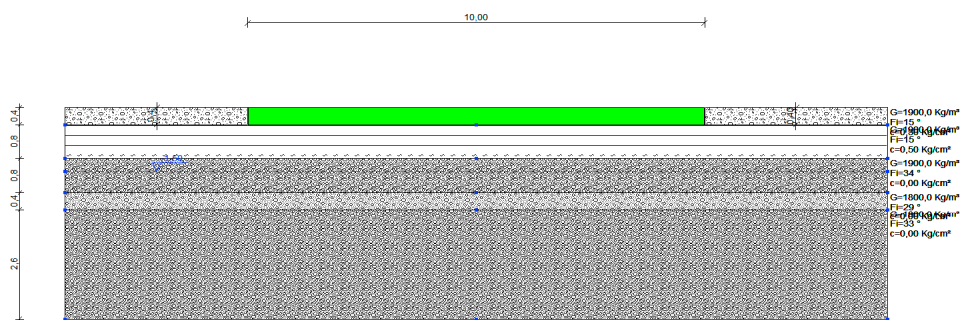
Nel settore nordoccidentale del PUA in via dei Roveri, è presente al di sotto del terreno vegetale un livello di Argilla limosa a consolidazione medio bassa fino a -2.4mt seguito da Ghiaie medie con ciottoli sabbioso limose, dense.

Nel settore sudorientale del P.U.A. in via dei Fiori è presente al di sotto del terreno vegetale un livello di Argilla limosa a consolidazione medio bassa fino alla profondità variabile da -1.2mt a -1.9mt seguito da Ghiaie medie con ciottoli sabbioso limose, dense.

Considerate le caratteristiche idrogeologiche e geotecniche del sottosuolo nella **tipologia edilizia fuori terra, si potranno adottare fondazioni a plinti o continue con piano di posa al contatto con le Ghiaie medio fini sabbioso limose. In alternativa si potranno adottare fondazioni a platea con piano di posa al contatto con le Argille limose a consolidazione medio bassa alla profondità media di -0.4mt dal p.c.**

7.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) e (SLE) per platea a -0.4mt dal p.c.

Nelle N.T.C. del D.M.14.01.2008 tutte le verifiche sono effettuate con il metodo degli “Stati Limite” in condizioni statiche e dinamiche. In particolare dovrà essere condotta la verifica allo SLU (limite ultimo prima della rottura) e allo SLE (limite esercizio per deformazione). Le verifiche sono effettuate con “approcci diversi” legate all’amplificazione dei carichi (A) alla riduzione dei parametri geotecnici (M) e riduzione resistenze (R), con riferimento alla schematizzazione della fondazione a platea con piano posa al contatto con le argille limose alla profondità media di -0.4mt dal p.c. attuale in via dei Fiori



Nelle verifiche è stato definito il Valore caratteristico dei parametri. Si sono assunti i parametri delle Argille limose a consolidazione medio bassa presenti fino alla profondità media di -1.2mt dal p.c.

In particolare si è assunto cautelativamente un valore della coesione non drenata **Cu = 0.5 Kg/cmq.**

Si considera la fondazione a platea con larghezza di 10.0mt e lunghezza di 15mt con falda a -1.5mt nelle condizioni sopra schematizzate.

In allegato si riportano le verifiche agli stati limite secondo i diversi autori (Hansen, Terzaghi, Meyerhof, Brinch-Hansen); i valori limite e di progetto delle pressioni adottati sono riferiti alla condizione più sfavorevole.

➤ Approccio 1 - Combinazione 1 (A1 + M1 + R1) (Strutturale)

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta coefficienti unitari sui parametri geotecnici (M1) e sulle resistente (R1) mentre si amplificano le azioni con coefficienti (A1) maggiori di 1.

In tali condizioni per la fondazione a platea il carico limite minimo è risultato nella verifica di Terzaghi pari a : **Qlim = 2.93 Kg/cmq**

La resistenza di progetto con un coefficiente unitario delle resistenze sarà :

$$Rd = Qlim / \gamma_R = 2.93 / 1.0 = 2.93 \text{ Kg/cmq}$$

In questa verifica il coefficiente delle resistenze sarà $\gamma_R = 1$ mentre per le azioni (A) avremo un coefficiente $\gamma_{G1} = 1.3$ per carichi permanenti $\gamma_{G2} = 1.5$ per i permanenti non strutturali.

Con una pressione di progetto $Q = 0.8 \text{ Kg/cmq}$ è verificata la relazione Ed (azione) $\leq Rd$ (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 3.66.

➤ Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) (Geotecnico)

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta una riduzione dei parametri geotecnici (M2) in quanto abbiano coefficienti $\gamma_{\phi1} = 1.25$ da cui partendo da $Cu = 0.5 \text{ Kg/cmq}$ sarà : $Cuk : 0.40 \text{ Kg/cmq}$.

In tali condizioni per la fondazione a platea il carico limite minimo è risultato nella verifica di Terzaghi pari a : **Qlim = 2.11 Kg/cmq**

In questa verifica il coefficiente delle resistenze (R2) sarà $\gamma_R = 1.8$ mentre per le azioni (A) avremo un coefficiente $\gamma_{G1} = 1.0$ per carichi permanenti $\gamma_{G2} = 1.3$ per i permanenti non strutturali. La resistenza di progetto divisa per il coefficiente di riduzione delle resistenze nell'approccio A1-2 sarà :

$$Rd = Qlim / \gamma_R = 2.11 / 1.8 = 1.17 \text{ Kg/cmq}$$

Con una pressione di progetto $Q = 0.8 \text{ Kg/cmq}$ è verificata la relazione Ed (azione) $\leq Rd$ (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 2.64

➤ Approccio 2 - Combinazione 1 (A1 + M1 + R3) (GEO)

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta coefficienti unitari sui parametri geotecnici (M1) ma l'introduzione di

coefficiente e quindi riduzioni sulle resistenze (R_3) con amplificazione delle azioni attraverso i coefficienti (A_1) maggiori di 1.

In tali condizioni per la fondazione a platea il carico limite minimo è risultato nella verifica di Terzaghi pari a : **$Q_{lim} = 2.93 \text{ Kg/cm}^2$**

La resistenza di progetto divisa per il coefficiente di riduzione delle resistenze nell'approccio A2-1 sarà :

$$R_d = Q_{lim} / \gamma_R = 2.93 / 2.3 = \mathbf{1.27 \text{ Kg/cm}^2}$$

Con una pressione di progetto $Q = 0.8 \text{ Kg/cm}^2$ è verificata la relazione E_d (azione) $\leq R_d$ (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 3.66.

Le Verifiche agli Stati limite di esercizio sono relative alle deformazioni (Cedimenti) e agli spostamenti e si effettuano con riferimento ai valori caratteristici dei parametri (f_k), quindi $f_k = f_d$. In tali condizioni deve essere verificato che il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione (E_d) sia minore o uguale al valore limite dell'effetto delle azioni (C_d).

Con riferimento alla pressione di esercizio di progetto pari a $Q = 0.8 \text{ Kg/cm}^2$ sulla platea di 10mt x 15mt con piano di posa a -0.4mt dal p.c. i cedimenti elastici al centro della fondazione sono risultati pari a : **$\Delta H_{tot} = 13.4\text{mm}$** .

Con la pressione unitaria sulla fondazione a platea $Q = 0.8 \text{ Kg/cm}^2$ i cedimenti rispettano la verifica delle condizioni allo stato limite di esercizio.

8 PERMEABILITA' E DISPERSIONE DEL SOTTOSUOLO

Il sottosuolo presenta una copertura argilloso limosa fino alla profondità variabile da 2.4mt (via dei Roveri) a -1.2mt dal p.c. (via dei fiori) seguita da Ghiaie medio fini sabbioso limose con livelli di Sabbie passanti da -2.4mt a Ghiaie con ciottoli sabbiose, dense.

La falda acquifera attuale è posta alla profondità variabile da -230cm (P3) a -260cm (P4) dal p.c. attuale in via dei fiori a -3.7mt in via dei Roveri.

La permeabilità e la capacità di assorbimento del sottosuolo è stata definita precedentemente con prove di dispersione a carico variabile in un'area con caratteristiche analoghe situata 1000mt a nord dell'area in esame.

Per le alternanze di Ghiaie medio fini con livelli di sabbie presenti dalla profondità variabile da -2.4mt a -1.2mt dal p.c. attuale si possono definire i seguenti valori di permeabilità medi :

- Coefficiente di Permeabilità = $K = 4.0 \times 10^{-3} - 8.0 \times 10^{-4} \text{ mt/sec}$

8.1 Dimensionamento del Pozzo Perdente e Dispersione Orizzontale

Considerata la possibile risalita della falda nelle fasi di piena fino a -3.0mt dallo 0.0. si considera il pozzo perdente tipo con le seguenti caratteristiche :

- Diametro pozzo costituito da anelli in cls forato = 1500mm
- Vespaio di ciottoli grossolani attorno al pozzo per almeno 1.0mt
- Profondità pozzo = -2.5mt dal p.c.
- Altezza utile del pozzo perdente = 2.0mt

In tal modo, la portata dispersa dalla formula di Dupuit per i pozzi assorbenti risulta : $Q = C \times K \times r_o \times H$ dove :

Q = Portata dispersa

C = Coefficiente di deflusso

r_o = Raggio del pozzo = 0.75mt

H = Profondità utile del pozzo = 2.0mt

K = Coefficiente di permeabilità = 0.0002 m/sec

Il coefficiente di deflusso C può essere calcolato con la teoria di Stephens e Neuman (1982) che esprime il termine C come :

$$\log C = 0.658 \log H / r_o - 0.398 \log H + 1.105$$

da cui il coefficiente di deflusso **C = 25.77**

La portata teorica dispersa dal pozzo sarà quindi :

$$Q = C \times K \times r_o \times H = 25.77 \times 0.0002 \times 0.75 \times 2.0 = \mathbf{7.7 \text{ lt/sec}}$$

Considerata la riduzione di efficienza futura del pozzo, si stabilisce comunque una portata utile ridotta del 30% rispetto a quella teorica da cui :

$$Q_{\text{utile smaltita da un pozzo a -3.0mt}} = \mathbf{5.4 \text{ lt/sec}}$$

Lo smaltimento delle acque meteoriche potrà essere effettuato con l'ausilio di una trincea drenante di infiltrazione spinta alla profondità media di 2.0mt

dal p.c. con tubazione forata disperdente posta all'interno di un vespaio ghiaioso o in alternativa con strutture prefabbricate tipo "Drening".

Per evitare il progressivo intasamento dell'impianto disperdente si dovrà prevedere l'inserimento a monte di un sedimentatore o comunque di una vasca desabbiatrice di filtrazione delle acque di afflusso.

Il numero di pozzi perdenti o il volume e lo sviluppo del letto a disperdere dovranno essere dimensionati in relazione con gli afflussi della massima precipitazione nel tempo di ritorno di progetto.

In alternativa lo smaltimento della portata di piena potrà essere effettuato con scarico graduale nel canale di scolo esistente a sud dell'area in esame, con formazione di un volume di mitigazione idraulica con l'ausilio di tubazioni di detenzione a diametro maggiorato interrate.

9 OPERE DI URBANIZZAZIONE DEL SETTORE A NORDOVEST

Nel settore nordoccidentale del P.U.A. in via dei Roveri si prevede la realizzazione di alcuni parcheggi e sistemazione della viabilità con la costruzione di una nuova rotonda di accesso.

Con riferimento alle prove P1-P2 e alle precedenti prove eseguite in tale settore (P16-P17-P18) il sottosuolo presenta al di sotto del terreno vegetale un livello di Argilla limosa a consolidazione medio bassa fino a -2.4mt seguita da Ghiaie medie con ciottoli sabbioso limose, dense.

Il terreno di sottofondo naturale dovrà essere idoneo a sopportare i carichi trasmessi dalla soprastruttura e dal transito degli automezzi e non dovrà sviluppare cedimenti significativi nel tempo.

In tali condizioni, si dovrà asportare preventivamente il terreno vegetale argilloso compressibile presente su tutta l'area per uno spessore medio di 0.4mt; il terreno sottostante argilloso limoso passante a limoso sabbioso è idoneo alla posa della soprastruttura stradale, ma dovrà essere preventivamente costipato con rullo compattatore gommato o vibrante.

Considerata la presenza di materiali argilloso limosi a bassa consolidazione, prima di posare la struttura stradale e dei parcheggi si dovrà stendere un geotessile con caratteristiche idonee per consentire il costipamento dei primi strati di sottofondo evitando l'affondamento nei materiali argillosi.

Considerata la presenza di un sottofondo naturale argilloso compressibile, si prevede la formazione di un rilevato con spessore di almeno 60cm. Il rilevato di sottofondo deve avere un'elevata rigidità, per non subire deformazioni significative dovute al sovraccarico stradale oltre ad una buona capacità drenante; per ottenere una superficie regolare sulla sommità del sottofondo sarà posizionato materiale più fine (stabilizzato).

Le caratteristiche geotecniche del rilevato di sottofondo, prima di eseguire la pavimentazione, potranno essere verificate con l'ausilio di prove di carico su piastra; secondo la classificazione H.R.B. il modulo di deformazione M_d' per il rilevato e gli strati di fondazione deve superare il valore di 500 Kg/cm^2

10 SITUAZIONE SISMICA

Il Comune di San Martino di Lupari non era classificato sismico ai sensi del D.M. 19.03.1982. In base alla OPCM 3274 del 20.03.03 che ha riclassificato l'intero territorio nazionale, il Comune è inserito in zona sismica di tipo 3.

Per il territorio in zona sismica 3 i valori di accelerazione al suolo a_g con probabilità di superamento del 10% in 50 anni risultano :

Accelerazione orizzontale con prob. super. del 10% (a_g / g) = 0.05 - 0.15

Accelerazione orizzontale di ancoraggio spettro di risposta a_{g_s} / g) = 0.15

Con l'entrata in vigore del D.M.17.01.18 (Aggiornamento NTC) la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio **“sito dipendente”** e non più un criterio “zona dipendente”. L'azione sismica di progetto sulla quale valutare il rispetto dei vari stati limite presi in considerazione viene definita partendo dalla “pericolosità di base” del sito di costruzione.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto le tipologie del suolo di fondazione vengono suddivise in 5 categorie (A, B, C, D, E).

A	<i>Ammassi rocciosi affioranti e terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs30 superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo di 3mt.</i>
B	<i>Rocce Tenere e Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine consistenti con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero con $N_{SPT} > 50$ o $Cu > 250$ kPa)</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati, terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero con $15 < N_{SPT} < 50$, o $70 < Cu < 250$ kPa)</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori di Vs30 < 180m/s.</i>
E	<i>Profili dei sottosuoli tipo C o D con uno spessore non superiore a 20mt, posti sul substrato più rigido con Vs30 > 800 m/s.</i>

Il sottosuolo presenta una copertura argilloso limosa a spessore medio di 2.0mt, seguita da Ghiaie da medio fini a medie in matrice di sabbia medio grossa con livelli di Sabbie limose fino alla profondità di -23mt dal p.c. Successivamente sono presenti Argille limose fino a -28mt, seguite da Limi sabbiosi e Sabbie limose fino a -35mt seguite da Ghiaie medio grosse in matrice sabbiosa fino alla profondità di -55mt dal p.c.

I terreni classificati nelle categorie elencate sono caratterizzati da parametri sismici (VS30, velocità media di propagazione onde di taglio entro 30m di profondità) e parametri geotecnici (NSPT, Standard Penetration Test e cu).

Sulla base del quadro geologico emerso dal seguente studio e dalla classificazione in base alle norme EC8 recepite dal OPCM 3274 è possibile inserire il sottosuolo nella **categoria di tipo C** : (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati, terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s*).

Si tratta quindi di un terreno di fondazione con caratteristiche geotecniche buone e limitata variabilità laterale con falda acquifera a ridotta profondità.

Nella successione ghiaioso sabbiosa non sono presenti livelli sabbiosi con spessori significativi a densità bassa suscettibili di liquefazione.

10.1 Azione Sismica di Progetto

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” che è rappresentata dalla probabilità che in un determinato intervallo di tempo (periodo di riferimento V_r in anni) in questo sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata “probabilità di eccedenza” (P_{vr}).

La pericolosità sismica è definita in termini di **accelerazione orizzontale massima “ag”** e di **ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente “Se(T)”** con riferimento alle probabilità di eccedenza P_{vr} nel periodo di riferimento V_r .

Ai fini delle N.T.C. le forme spettrali sono definite a partire dai valori di riferimento di una griglia di 10.751 siti dei parametri: (ag) ; (Fo) ; TxC.

A tal fine dalle coordinate geografiche del sito espresse in gradi sessagesimali e decimali si è determinata la maglia di riferimento con le distanze dal punto dei quattro vertici più prossimi. In allegato si riporta la scheda del programma di calcolo dei parametri di riferimento per il settore di via dei roveri di via dei fiori. I Parametri sismici per il sito in via dei fiori sono :

Sito in esame.
latitudine: 45.642162728393
longitudine: 11.8640817643128
Classe: 2
Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 11854	Lat: 45.6237	Lon: 11.8479	Distanza: 2403.369
Sito 2	ID: 11855	Lat: 45.6247	Lon: 11.9193	Distanza: 4713.428
Sito 3	ID: 11633	Lat: 45.6747	Lon: 11.9179	Distanza: 5529.750
Sito 4	ID: 11632	Lat: 45.6737	Lon: 11.8466	Distanza: 3762.944

Parametri sismici

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1
Periodo di riferimento:	50anni
Coefficiente cu:	1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %
 Tr: 30 [anni]
 ag: 0.042 g
 Fo: 2.511
 Tc*: 0.240 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
 Tr: 50 [anni]
 ag: 0.057 g
 Fo: 2.482
 Tc*: 0.254 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
 Tr: 475 [anni]
 ag: 0.163 g
 Fo: 2.407
 Tc*: 0.309 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
 Tr: 975 [anni]
 ag: 0.217 g
 Fo: 2.413
 Tc*: 0.323 [s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss: 1.500
 Cc: 1.680
 St: 1.000
 Kh: 0.013
 Kv: 0.006
 Amax: 0.624
 Beta: 0.200

SLD:

Ss: 1.500
 Cc: 1.650
 St: 1.000
 Kh: 0.017
 Kv: 0.009
 Amax: 0.845
 Beta: 0.200

SLV:

Ss: 1.470
 Cc: 1.550

St: 1.000
Kh: 0.057
Kv: 0.029
Amax: 2.345
Beta: 0.240
SLC:
Ss: 1.390
Cc: 1.520
St: 1.000
Kh: 0.084
Kv: 0.042
Amax: 2.951
Beta: 0.280

In tali condizioni si definiscono l'accelerazione massima di progetto e il coefficiente sismico orizzontale in corrispondenza allo SLV = SLU :

Accelerazione massima = **amax** = Ssx St x ag = 1.47x1.0x0.163 g = **0.239g**

Dal valore nominale si passa alla accelerazione orizzontale

A max = ag x 9.81 = **2.345 m/sec²** .

Il coefficiente sismico orizzontale sarà **Kh** = $\beta_s \times A_{max}/g$ = **0.057**

11 CONCLUSIONI

Dalle verifiche geologiche sulle aree di completamento del P.U.A. "del Confine" di espansione aziendale con opere di riqualificazione urbanistica, ricomposizione e mitigazione ambientale in via dei Fiori e via dei Roveri a San Martino di Lupari per AGF88 Holding s.r.l. si può concludere :

11.1 Dal punto di vista morfologico l'area in via dei roveri è situata alla quota di 39.1mslm e quella in via dei fiori a 38.0mslm nel settore sudorientale della conoide alluvionale del f.Brenta, sul limite superiore della fascia delle risorgive. Il territorio è completamente pianeggiante con leggera pendenza verso sudest variabile da 0.3% a 0.5%. L'elemento idrografico principale della zona è il ramo orientale dello scolo Vandura che si origina in questa porzione di territorio e raccoglie a sud gli apporti di risorgiva.

11.2 Nella carta delle fragilità del P.A.T. del Comune di San Martino di Lupari (Tav.2) l'area in esame è classificata "Terreno idoneo a condizione"

sottoclasse "2a" in via dei roveri e "2b" in via dei fiori, caratterizzate da caratteristiche geotecniche dei terreni da mediocri a scadenti con variabilità laterale, drenaggio superficiale mediocre con locale possibilità di ristagni idrici e falda acquifera a profondità da -3.0mt a -1.5 mt dal p.c.

11.3 Il sottosuolo è costituito dalla potente successione dei materiali alluvionali e fluvioglaciali depositi dal f.Brenta con una copertura argilloso limosa a spessore variabile da 1.5mt a 2.0mt, seguita da Ghiaie da medio fini a medie in matrice di sabbia medio grossa con livelli di Sabbie limose fino alla profondità di -23mt dal p.c. Successivamente sono presenti Argille limose fino a -28mt, seguite da Limi sabbiosi e Sabbie limose fino a -35mt seguite da Ghiaie medio grosse in matrice sabbiosa.

11.4 Nel settore nordoccidentale del PUA in via dei Roveri, è presente al di sotto del terreno vegetale un livello di Argilla limosa a consolidazione medio bassa fino a -2.4mt seguita da Ghiaie medie con ciottoli sabbioso limose.

11.5 Nel settore sudorientale del P.U.A. in via dei Fiori è presente al di sotto del terreno vegetale un livello di Argilla limosa a consolidazione medio bassa fino alla profondità variabile da -1.2mt a -1.9mt seguito da Ghiaie medie con ciottoli sabbioso limose, dense.

11.6 L'area in esame è situata sul limite superiore della fascia delle risorgive; il sottosuolo ghiaioso sabbioso è sede di una falda acquifera con livello statico nella situazione attuale di magra/morbida alla **profondità variabile da -230cm (P3) a -260cm (P4) dal p.c. attuale in via dei fiori.**

Il livello di falda in via dei Roveri è posto invece alla profondità media di -3.7mt dal p.c. attuale.

Con riferimento ai rilievi del 09.04.14 nelle fasi di piena si prevede un innalzamento medio di circa 150cm con una profondità minima del livello di falda di -100cm dal p.c. attuale nel settore di via dei fiori e di -220cm dal p.c. attuale in via dei roveri.

11.7 Qualora si preveda la realizzazione di strutture interrato, lo scavo e la posa delle fondazioni dovranno essere eseguiti preferibilmente nelle fasi di magra dell'acquifero; si consiglia la verifica preliminare del livello di falda con un sondaggio con escavatore prima dell'inizio lavori.

Qualora si preveda la realizzazione di locali interrati **con pavimento a profondità maggiori di -350cm dallo 0.0. si dovrà prevedere l'utilizzo dell'impianto well-point per l'abbassamento del livello di falda** in quanto le fondazioni interferiscono con l'acquifero anche nelle fasi di magra.

Si dovrà tenere presente inoltre che **l'abbassamento nello scavo di battenti d'acqua con spessori superiori a 100cm, nel caso di superfici interrato estese, potrà essere difficoltoso per l'elevata permeabilità delle ghiaie e forti gradienti d'acqua di afflusso in zona di risorgiva.**

11.8 Considerate le caratteristiche idrogeologiche e geotecniche del sottosuolo nella **tipologia edilizia fuori terra, si potranno adottare fondazioni a plinti o continue con piano di posa al contatto con le Ghiaie medio fini sabbioso limose. In alternativa si potranno adottare fondazioni a platea con piano di posa al contatto con le Argille limose a consolidazione medio bassa alla profondità media di -0.4mt dal p.c.**

11.9 Le verifiche agli stati limite per la fondazione a platea con piano posa al contatto con le Argille limose alla profondità media di -0.4mt dal p.c. attuale hanno fornito i seguenti risultati :

- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 1 - Combinazione 1
(A1+ M1 + R1) (Strutturale) : $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 2.93/1.0 = \mathbf{2.93 \text{ Kg/cm}^2}$
- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 1 - Combinazione 2
(A2 + M2 + R2) (Geotecnico) : $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 2.11/1.8 = \mathbf{1.17 \text{ Kg/cm}^2}$
- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 2 - Combinazione 1
(A1 + M1 + R3) (Geotecnico) : $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 2.93/2.3 = \mathbf{1.27 \text{ Kg/cm}^2}$

Le Verifiche agli Stati limite di esercizio relative alle deformazioni (Cedimenti) con una pressione normale di progetto pari a $Q = 0.8 \text{ Kg/cm}^2$ sulla fondazione a platea con piano di posa a -0.4mt dal p.c. hanno definito un cedimento totale pari a : **$\Delta H = 13.4\text{mm}$** . Con una pressione sulla fondazione $Q = 0.8 \text{ Kg/cm}^2$ i cedimenti totali e differenziali rispettano la verifica delle condizioni allo stato limite di esercizio (SLU) riguardanti le deformazioni.

11.10 Per le alternanze di Ghiaie medio fini con livelli di sabbie presenti dalla profondità variabile da -2.4mt a -1.2mt dal p.c. attuale si può definire il seguente valore di permeabilità = **$K = 4.0 \times 10^{-3} - 8.0 \times 10^{-4} \text{ mt/sec}$**

Lo smaltimento delle acque meteoriche potrà essere attuato con l'ausilio di tubazioni forate disperdenti o letti a disperdere e strutture orizzontali tipo "drening" con base posta alla profondità media di -2.0mt dallo 0.0.

Per il pozzo perdente tipo con diametro di 150cm e profondità di -2.0mt dal p.c. dotato di vespaio si può definire una portata dispersa utile :

$$Q_{\text{utile smaltita da un pozzo a -3.0mt}} = 5.4 \text{ lt/sec}$$

11.11 In alternativa lo smaltimento della portata di piena potrà essere effettuato con scarico graduale nel canale di scolo esistente a sud dell'area in esame, con formazione di un volume di mitigazione idraulica con l'ausilio di tubazioni di detenzione a diametro maggiorato interrate

11.12 Nel settore nordoccidentale del P.U.A. in via dei Roveri dove si prevede la realizzazione di alcuni parcheggi e sistemazione della viabilità, si dovrà asportare preventivamente il terreno vegetale argilloso compressibile presente su tutta l'area per uno spessore medio di 0.4mt; il terreno sottostante argilloso limoso passante a limoso sabbioso è idoneo alla posa della sovrastruttura stradale, ma dovrà essere preventivamente costipato con rullo compattatore vibrante.

11.13 Il Comune di San Martino di Lupari in base alla OPCM 3274 del 20.03.03 è inserito in zona sismica 3. Il sottosuolo presenta al di sotto della copertura argilloso limosa, Ghiaie da medio fini a medie in matrice di sabbia medio grossa con livelli di Sabbie limose fino alla profondità di -23mt dal p.c. Successivamente sono presenti Argille limose fino a -28mt, seguite da Limi sabbiosi e Sabbie limose fino a -35mt seguite da Ghiaie medio grosse.

11.14 Sulla base del quadro geologico emerso dal seguente studio e dalla classificazione in base alle norme EC8 recepite dal OPCM 3274 è possibile inserire il sottosuolo nella **categoria di tipo C** : *(Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati, terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s)*

11.15 Le azioni sismiche di progetto definite a partire dalla “pericolosità sismica di base” con riferimento alle forme spettrali di una griglia di 10.751 in corrispondenza allo SLV = SLU hanno verificato le seguenti condizioni :

Accelerazione massima = **amax** = $S_s \times S_t \times a_g = 1.47 \times 1.0 \times 0.163 \text{ g} = \mathbf{0.239g}$

Dal valore nominale si passa alla accelerazione orizzontale

A max = $a_g \times 9.81 = \mathbf{2.345 \text{ m/sec}^2}$.

Il coefficiente sismico orizzontale sarà **Kh** = $\beta_s \times A_{max}/g = \mathbf{0.057}$

Il Geologo

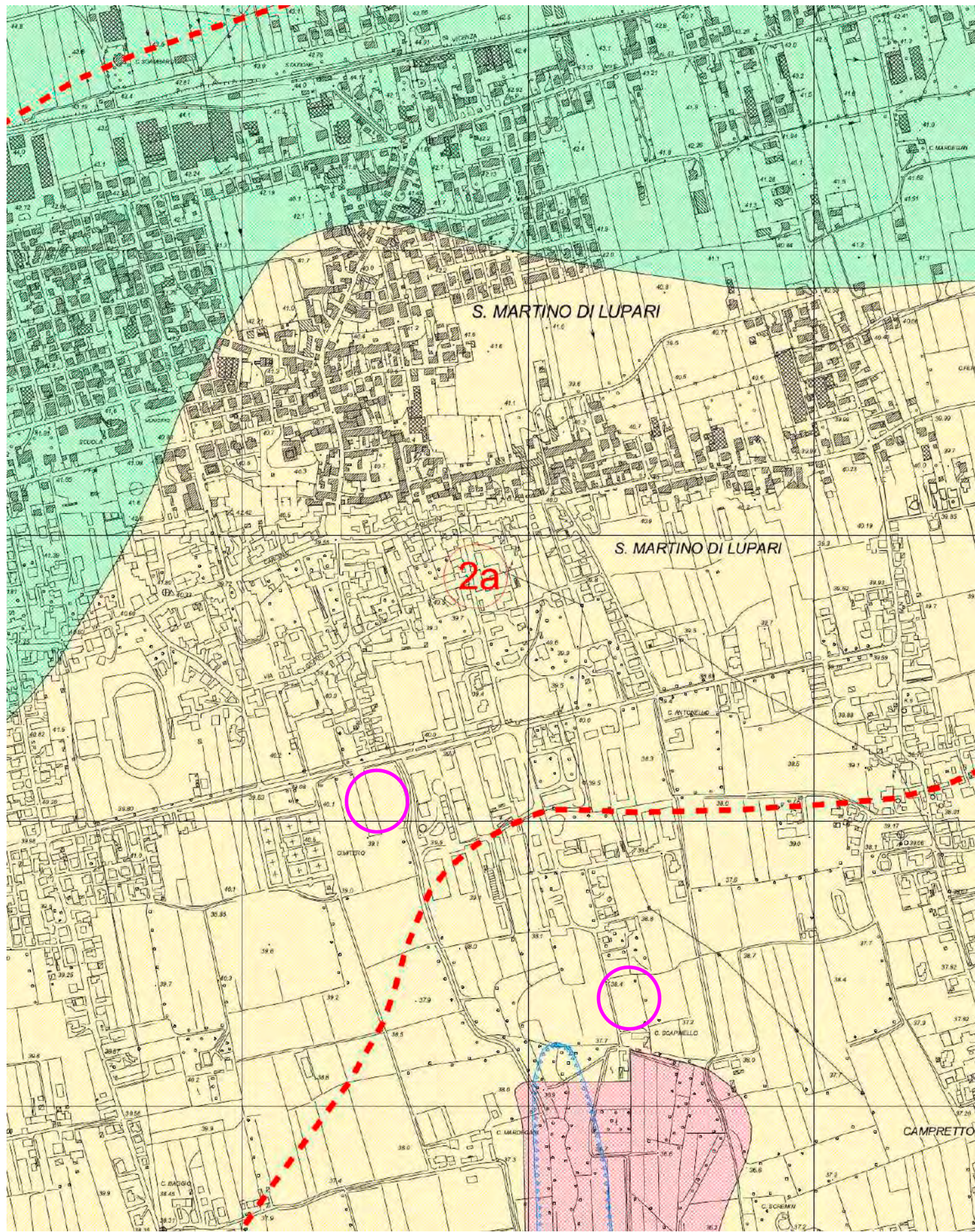
Dott. Gabriele Soppelsa

Bassano d.Gr. 22.02.2019



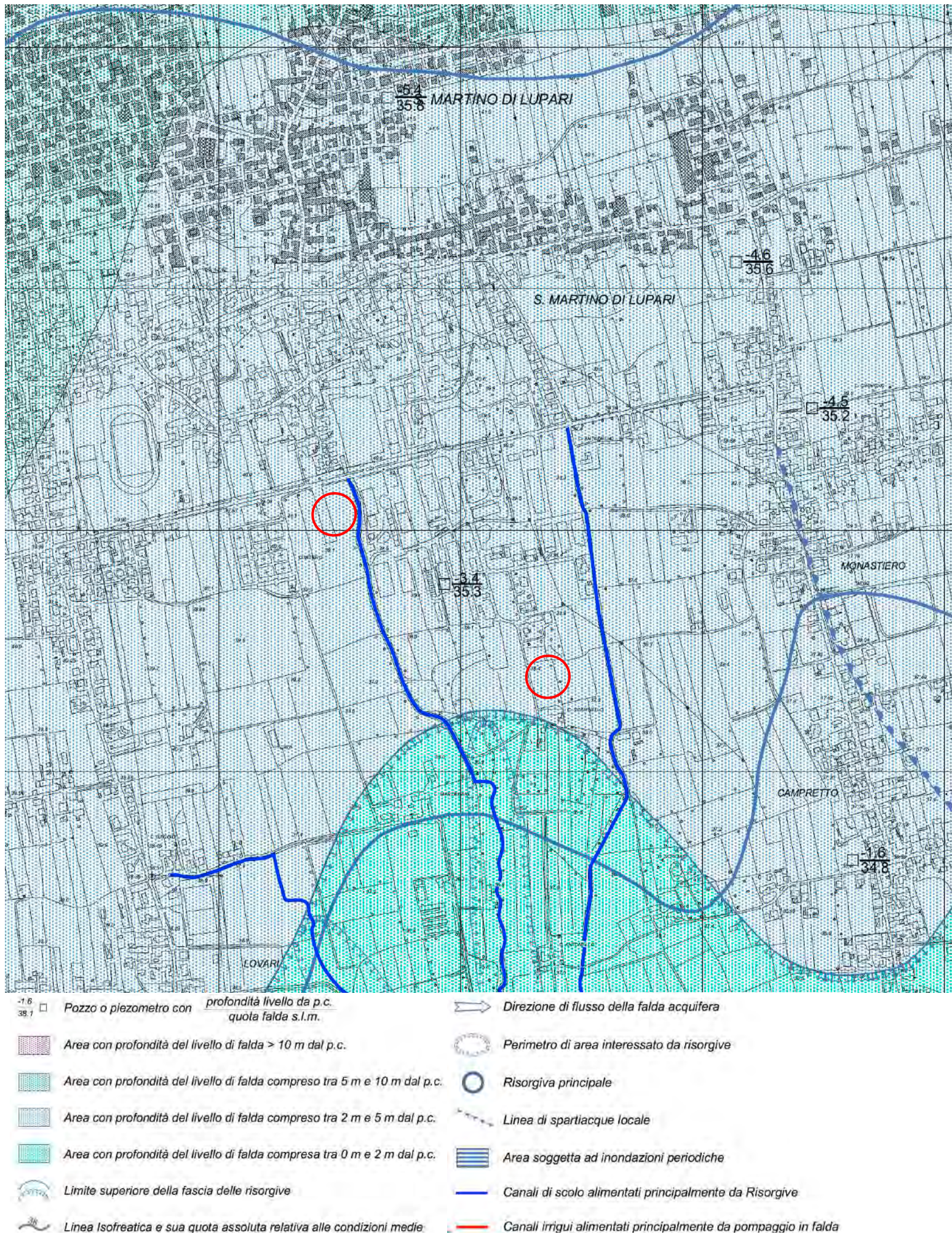


TAV.1 : Ubicazione delle aree interessate dal completamento del P.U.A. "del Confine" in via dei Roveri e via del Fiori su estratto di ctr alla scala 1:5.000



TERRENO IDONEO A CONDIZIONE:
 Area mediamente esposta al rischio geologico e idrogeologico. Substrato ghiaioso sabbioso ad una profondità superiore a 3.0 mt con aumento progressivo dei materiali limosi argillosi e della variabilità laterale verso sud. Livello della falda ad una profondità variabile da -4.0 mt a -1.5 mt. Aree prossime alle risorgive. Fasce di rispetto dalle cave dismesse.

TAV.2 – Ubicazione aree di completamento del PUA del Confine in via dei Roveri e via del Fiori su estratto della Carta delle Fragilità del P.A.T. di San Martino di Lupari
Area Idonea a Condizione



TAV.3- Ubicazione aree interessate dal completamento del P.U.A. "del Confine" in via dei Roveri e via del Fiori su estratto della Carta Idrogeologica del P.A.T.

Linee isofreatiche 35.5 e 35.3 mslm - Profondità del livello di falda -3.6mt dal p.c. a nord e -2.7mt a sud



TAV.4 : Indicazione della profondità del livello di falda dal p.c. (rosso) e da 0.0.(nero) su prove eseguite in precedenza nel P.U.A.- Rilievo 13.05.15



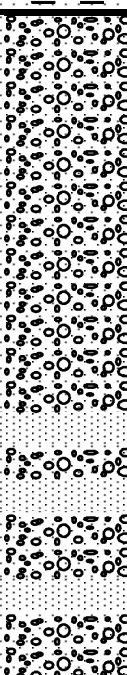
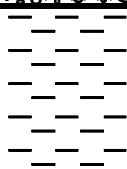
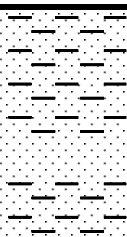
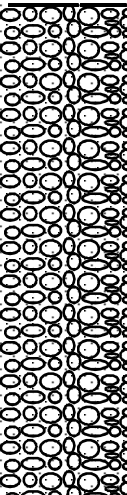
TAV.5 : Indicazione della profondità delle ghiaie sabbiose dal p.c. (rosso) e da 0.0.(nero) su prove eseguite in precedenza nel P.U.A.- Rilievo 13.05.15



TAV.6 : Ubicazione delle prove penetrometriche nelle aree interessate dal completamento del P.U.A. "del Confine" in via dei Roveri e via del Fiori

Dott.Gabriele Soppelsa - GEOLOGO via San Donato 20 - Bassano d.G.

COMUNE DI SAN MARTINO DI LUPARI**PROVINCIA DI PADOVA****DOMANDA DI RICONOSCIMENTO DI CONCESSIONE PER LA DERIVAZIONE D'ACQUA
DA FALDA SOTTERRANEA PER USO INDUSTRIALE****La Ditta Committente : PETTENON COSMETICI S.r.l.****STRATIGRAFIA DEL POZZO**

Acquiferi	STRATIGRAFIA	Profondità metri	SUCCESSIONE LITOLOGICA
	dal p.c.		
		1,0	<i>Materiale di riporto eterogeneo</i>
		3,0	<i>Limo argilloso sabbioso</i>
I° Acq Frea		23,0	<i>Ghiaie da medio fini a medie in matrice di sabbia medio grossa con livelli di Sabbie poco limose</i>
		28,0	<i>Argilla limosa e Limi grigio nocciola</i>
		35,0	<i>Limi sabbiosi e Sabbie medio fini limose</i>
II° Acq		55,0	<i>Ghiaia medio grossa in matrice sabbiosa</i>

GEOSTRU PARAMETRI SISMICI

Versione 2017, rilasciata il 14-08-2017

Via	dei Roveri	n°	
Comune	San Martino di Lupari	Cap	
Provincia		Cerca	

WGS84 (°)			
Latitudine			
Longitudine		Cerca	

Isole	-- Seleziona --	v
-------	--	----------------------------------

(1)* Coordinate WGS84 (°)

Latitude	45.644363	Longitude	11.8582
----------	-----------	-----------	---------

(1)* Coordinate ED50 (°)

Latitude	45.645269	Longitude	11.859201
----------	-----------	-----------	-----------

Classe dell'edificio

Il. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...

 $C_u = 1$

Vita nominale 50 ▼

(Opere provvisorie ≤ 10 , Opere ordinarie ≥ 50 , Grandi opere ≥ 100)

Interpolazione Media ponderata ▼

Calcola

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc' [s]
Operatività (SLO)	30	0.043	2.509	0.239
Danno (SLD)	50	0.058	2.482	0.254
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.163	2.406	0.309
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.217	2.412	0.323
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI (av)Label

☐ Muri di sostegno ☐ Paratie

● Stabilità dei pendii e fondazioni

☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)	1
μ_s (m)	0.1

Categoria sottosuolo
 Categoria topografica

SLO SLD SLV SLC

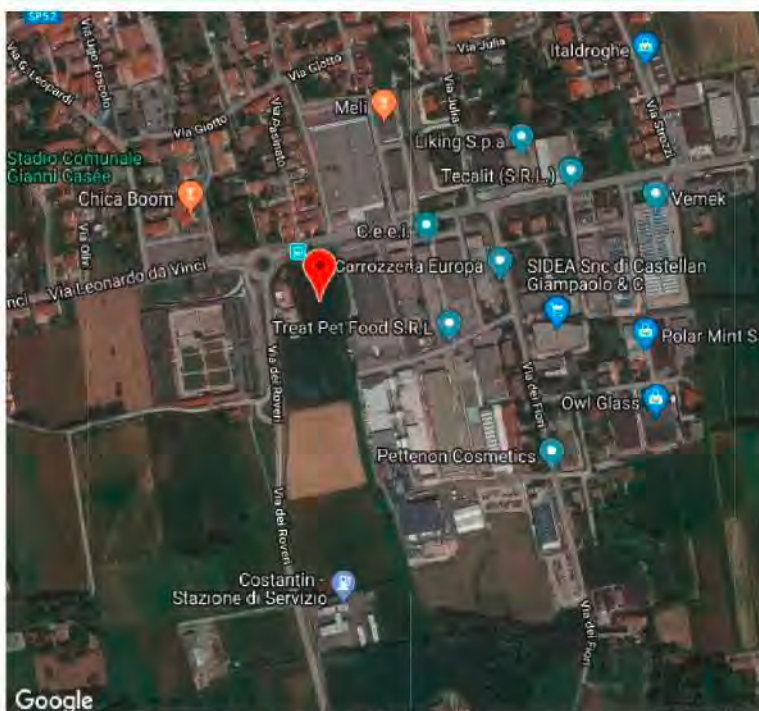
	2011	2012	2013	2014
Ss *				
Amplificazione stratigrafica	1.50	1.50	1.46	1.39

Cc *	1.88	1.65	1.55	1.52
Coeff. funz categoria				

St *	1.00	1.00	1.00	1.00
Amplificazione topografica				

☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²] 0.6

Coefficient	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.013	0.017	0.057	0.085
kv	0.006	0.009	0.029	0.042
Amax [m/s ²]	0.627	0.847	2.338	2.963
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280



45,644363, 11,858200

☒ Visualizza vertici della
maglia di appartenenza

Parametri sismici

(1)* Il software converte i dati dal sistema WGS84 al sistema ED50, prima di elaborare i risultati è comunque possibile inserire direttamente le coordinate nel sistema ED50. I punti sulla mappa sono da considerarsi esclusivamente in coordinate WGS84.

(2)* Il file creato con "Salva file" può essere importato automaticamente negli applicativi GeoStru.

TAV. 8 : Inquadramento e Parametri sismici dell'area in via dei roveri

GEOSTRU PARAMETRI SISMICI

Versione 2017, rilasciata il 14-08-2017

Via n°

Comune Cap

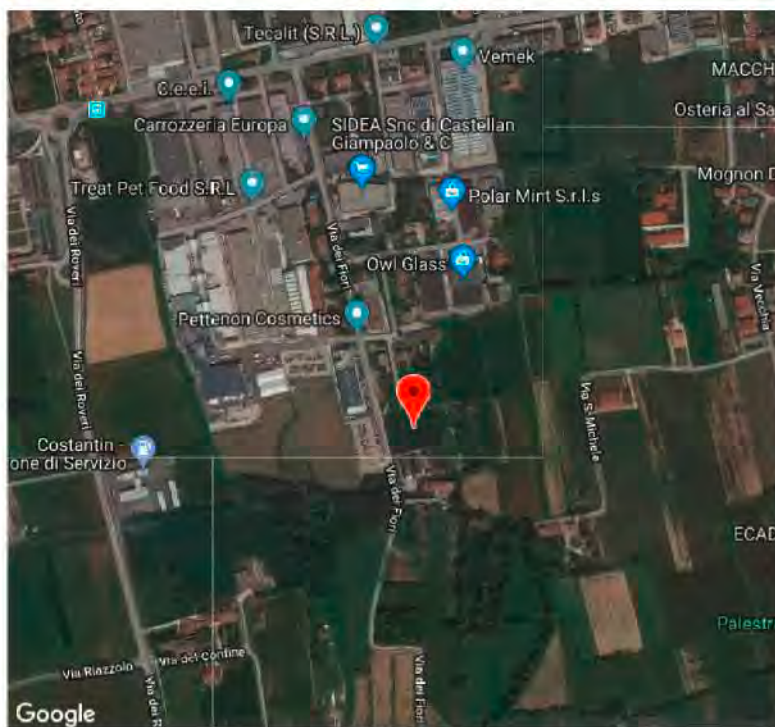
Provincia

WGS84 (°)

Latitudine

Longitudine

Isole



45.641257, 11.863080

☒ Visualizza vertici della maglia di appartenenza



Parametri sismici

(1)* Il software converte i dati dal sistema WGS84 al sistema ED50, prima di elaborare i risultati è comunque possibile inserire direttamente le coordinate nel sistema ED50. I punti sulla mappa sono da considerarsi esclusivamente in coordinate WGS84.
(2)* Il file creato con "Salva file" può essere importato automaticamente negli applicativi GeoStru.

(1)* Coordinate WGS84 (°)
Latitudine Longitudine

(1)* Coordinate ED50 (°)
Latitudine Longitudine

Classe dell'edificio

Cu = 1

Vita nominale
(Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100)
Interpolazione

Stato Limite	Tr [anni]	a ₀ [g]	F ₀	T _c [s]
Operatività (SLO)	30	0.042	2.511	0.240
Danno (SLD)	50	0.057	2.462	0.254
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.163	2.407	0.309
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.217	2.413	0.323
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI (av)Label

- ☐ Muri di sostegno ☐ Paratie
- ☒ Stabilità dei pendii e fondazioni
- ☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)
us (m)

Categoria sottosuolo
Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss * Amplificazione stratigrafica	1.50	1.50	1.47	1.39
Cc * Coeff. funz categoria	1.68	1.65	1.55	1.52
St * Amplificazione topografica	1.00	1.00	1.00	1.00

☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.013	0.017	0.057	0.084
kv	0.006	0.009	0.029	0.042
Amax [m/s²]	0.624	0.845	2.345	2.951
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280

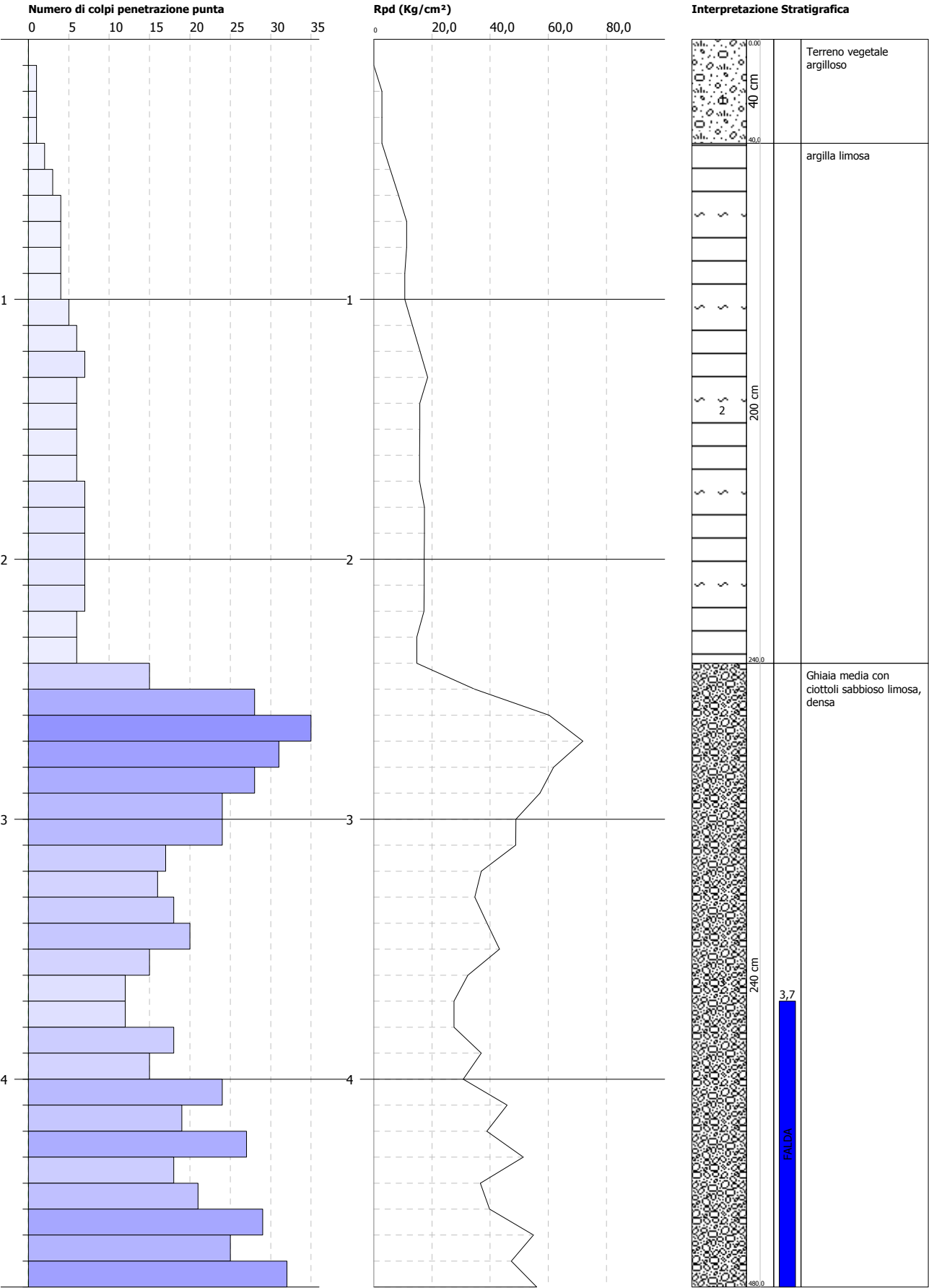
TAV. 9 : Inquadramento e Parametri sismici dell'area in via dei fiori

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1
Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)

Committente: AGF88 Holding srl
Cantiere: via dei Roveri
Località: San Martino di Lupari

Data: 13/02/2019

Scala 1:21

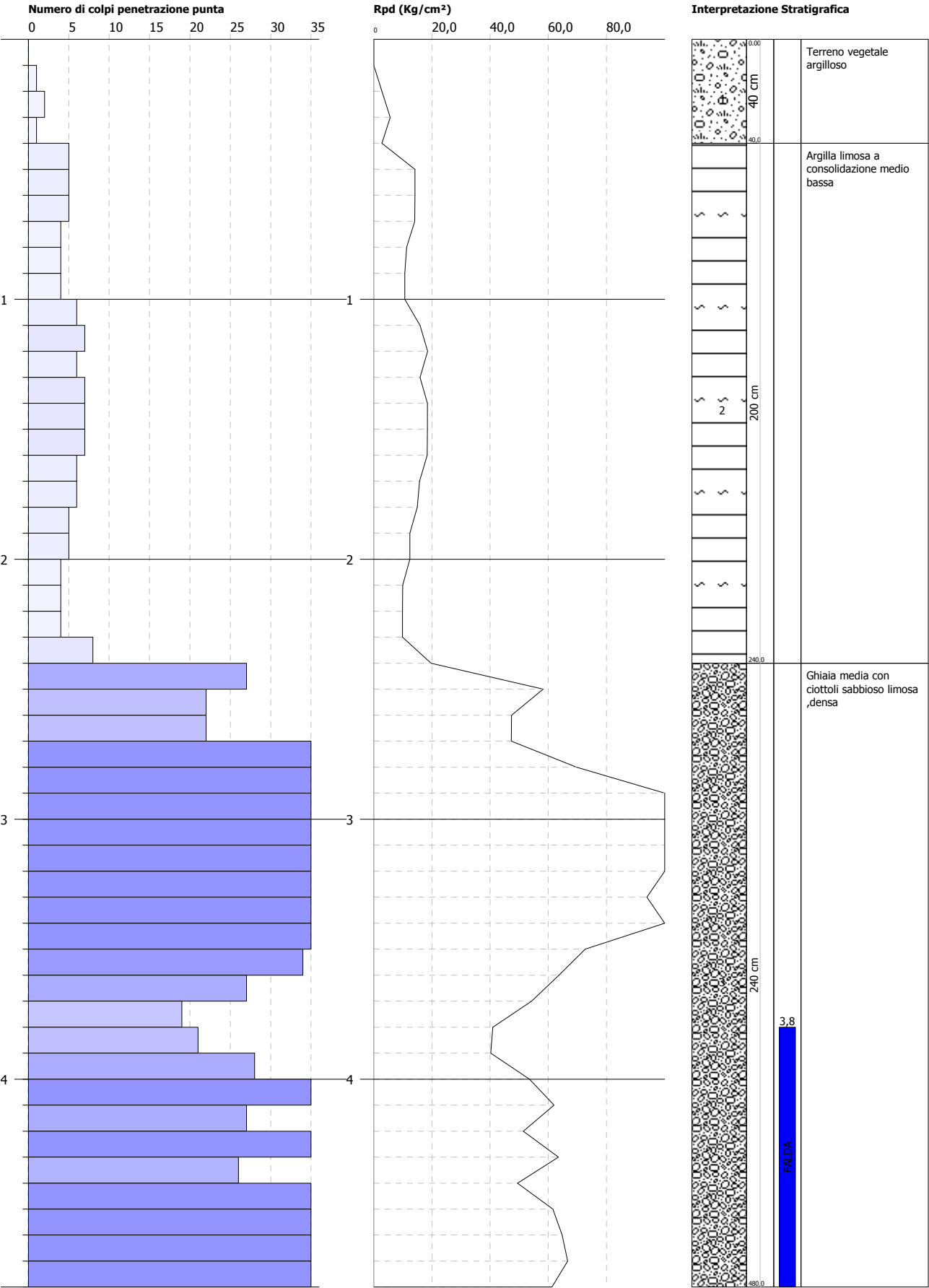


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2
Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)

Committente: AGF88 Holding srl
Cantiere: via dei Roveri
Località: San Martino di Lupari

Data: 13/02/2019

Scala 1:21

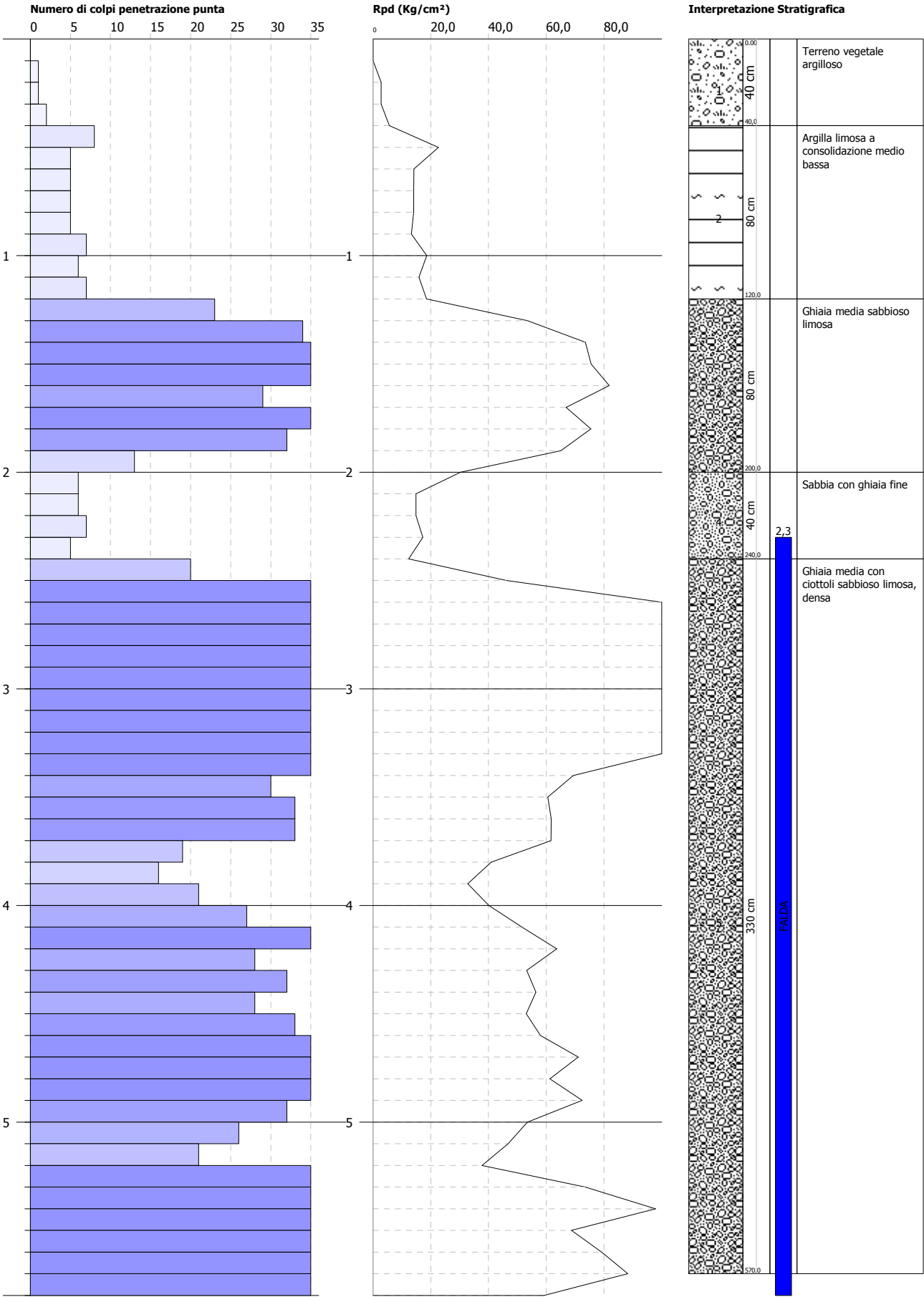


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.3
Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)

Committente: AGF88 Holding srl
Cantiere: via dei Fiori
Località: San Martino di Lupari

Data: 13/02/2019

Scala 1:25

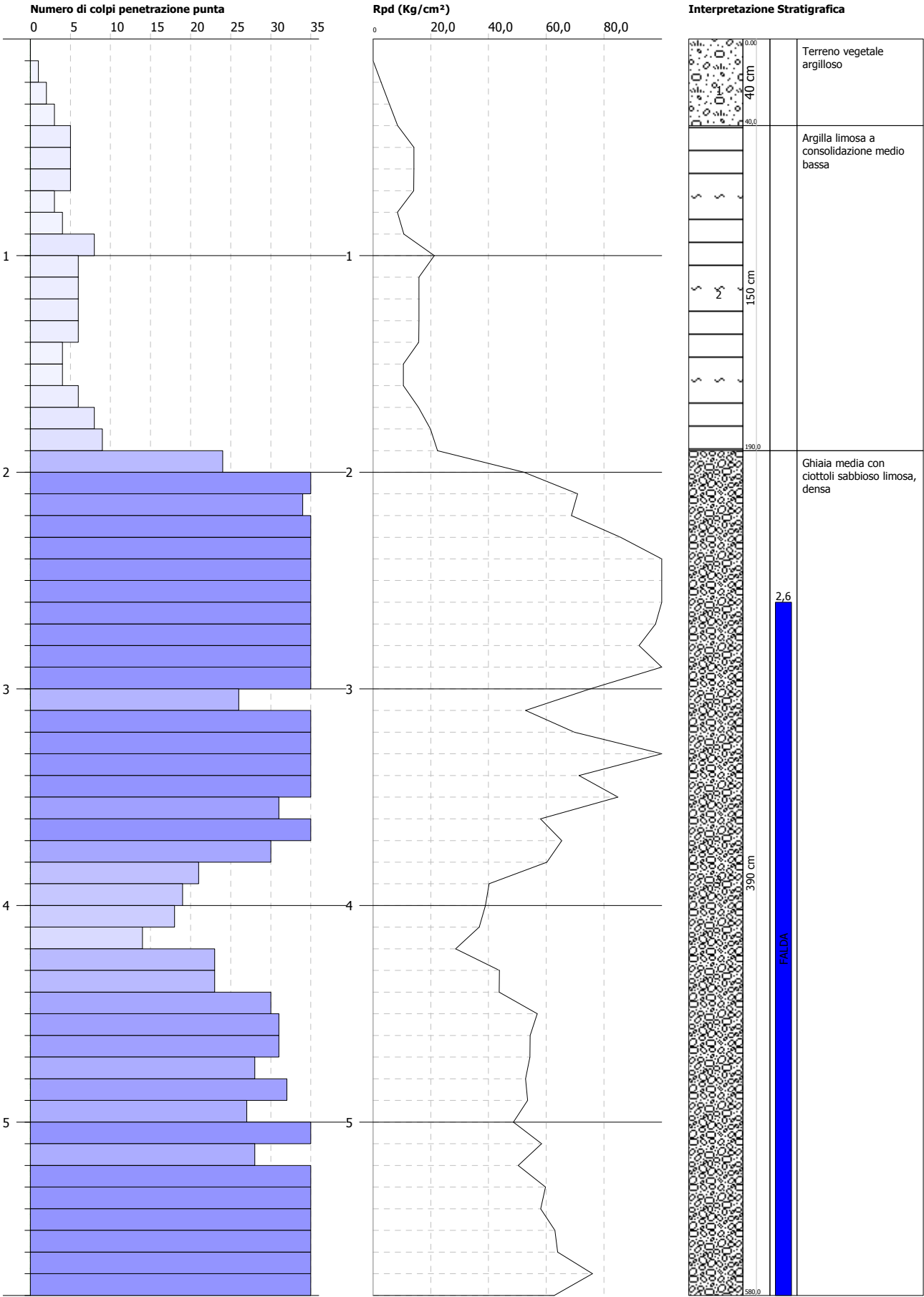


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.4
Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)

Committente: AGF88 Holding srl
Cantiere: via dei Fiori
Località: San Martino di Lupari

Data: 13/02/2019

Scala 1:25



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente: AGF88 Holding srl
 Cantiere: via dei Fiori e via dei Roveri
 Località: San Martino di Lupari

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DPM (DL030 10) (Medium)

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	30 Kg
Altezza di caduta libera	0,20 m
Peso sistema di battuta	21 Kg
Diametro punta conica	35,68 mm
Area di base punta	10 cm ²
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	2,9 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,80 m
Avanzamento punta	0,10 m
Numero colpi per punta	N(10)
Coeff. Correlazione	0,761
Rivestimento/fanghi	Si
Angolo di apertura punta	60 °

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE *DPSH – DPM (... scpt ecc.)*

Note illustrative - Diverse tipologie di penetrometri dinamici

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi δ) misurando il numero di colpi N necessari.

Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di “catalogare e parametrizzare” il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

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

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

- tipo LEGGERO (DPL)

- tipo MEDIO (DPM)
- tipo PESANTE (DPH)
- tipo SUPERPESANTE (DPSH)

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

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

penetrometri in uso in Italia

In Italia risultano attualmente in uso i seguenti tipi di penetrometri dinamici (non rientranti però nello Standard ISSMFE):

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

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

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

- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA)
massa battente $M = 63.5$ kg, altezza caduta $H = 0.75$ m, avanzamento $\delta = 20-30$ cm, punta conica conica ($\alpha = 60^\circ-90^\circ$) diametro $D = 50.5$ mm, area base cono $A = 20 \text{ cm}^2$, rivestimento / fango bentonitico : talora previsto.

Correlazione con N_{spt}

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi N_{spt} ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con N_{spt} . Il passaggio viene dato da:

$$N_{spt} = \beta_t N$$

Dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q_{spt} è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

- M = peso massa battente;
 M' = peso aste;
 H = altezza di caduta;
 A = area base punta conica;
 δ = passo di avanzamento.

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd

Formula Olandesi

$$Rpd = \frac{M^2 \cdot H}{[A \cdot e \cdot (M + P)]} = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{[A \cdot \delta \cdot (M + P)]}$$

- Rpd = resistenza dinamica punta (area A);
 e = infissione media per colpo (δ/ N);
 M = peso massa battente (altezza caduta H);
 P = peso totale aste e sistema battuta.

Metodologia di Elaborazione.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software*.

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini 1983 - Meyerhof 1956 - Desai 1968 - Borowczyk-Frankowsky 1981.

Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle resistenza alla punta.

Valutazioni statistiche e correlazioni

Elaborazione Statistica

Permette l'elaborazione statistica dei dati numerici di Dynamic Probing, utilizzando nel calcolo dei valori rappresentativi dello strato considerato un valore inferiore o maggiore della media aritmetica dello strato (dato comunque maggiormente utilizzato); i valori possibili in immissione sono :

Media

Media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media minima

Valore statistico inferiore alla media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Massimo

Valore massimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Minimo

Valore minimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Scarto quadratico medio

Valore statistico di scarto dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media deviata

Valore statistico di media deviata dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media + s

Media + scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media - s

Media - scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Pressione ammissibile

Pressione ammissibile specifica sull'interstrato (con effetto di riduzione energia per svergolamento aste o no) calcolata secondo le note elaborazioni proposte da Herminier, applicando un coefficiente di sicurezza (generalmente = 20-22) che corrisponde ad un coefficiente di sicurezza standard delle fondazioni pari a 4, con una geometria fondale standard di larghezza pari a 1 mt. ed immersione $d = 1$ mt..

Correlazioni geotecniche terreni incoerenti**Liquefazione**

Permette di calcolare utilizzando dati N_{spt} il potenziale di liquefazione dei suoli (prevalentemente sabbiosi).

Attraverso la relazione di *SHI-MING (1982)*, applicabile a terreni sabbiosi, la liquefazione risulta possibile solamente se N_{spt} dello strato considerato risulta inferiore a N_{spt} critico calcolato con l'elaborazione di *SHI-MING*.

Correzione N_{spt} in presenza di falda

$N_{spt} \text{ corretto} = 15 + 0.5 \times (N_{spt} - 15)$

N_{spt} è il valore medio nello strato

La correzione viene applicata in presenza di falda solo se il numero di colpi è maggiore di 15 (la correzione viene eseguita se tutto lo strato è in falda) .

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 D_r %.
- 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) $\sigma > 15$ 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)

Modulo di poisson

- Classificazione A.G.I.

Potenziale di liquefazione (Stress Ratio)

- Seed-Idriss 1978-1981. Tale correlazione è valida solamente per sabbie, ghiaie e limi sabbiosi, rappresenta il rapporto tra lo sforzo dinamico medio τ e la tensione verticale di consolidazione per la valutazione del potenziale di liquefazione delle sabbie e terreni sabbio-ghiaiosi attraverso grafici degli autori.

Velocità onde di taglio V_s (m/sec)

- Tale correlazione è valida solamente per terreni incoerenti sabbiosi e ghiaiosi.

Modulo di deformazione di taglio (G)

- Ohsaki & Iwasaki – elaborazione valida per sabbie con fine plastico e sabbie pulite.
- Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982) elaborazione valida soprattutto per sabbie e per tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cmq.

Modulo di reazione (K_o)

- Navfac 1971-1982 - elaborazione valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson 1983 Q_c

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-Nspt-grado di plasticità).
- Schmertmann 1975 Cu (Kg/cmq) (valori medi), valida per **argille e limi argillosi** con $N_c=20$ e $Q_c/N_{spt}=2$.
- Schmertmann 1975 Cu (Kg/cmq) (valori minimi), valida per argille NC.
- Fletcher 1965 - (Argilla di Chicago) - Coesione non drenata Cu (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.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson 1983 Q_c

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 (Eed) (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 ... Nr.1

Strumento utilizzato...

DPM (DL030 10) (Medium)

Prova eseguita in data

13/02/2019

Profondità prova

4,80 mt

Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Nr. Colpi Rivestimento	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)
0,10	0	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	1	0	0,855	2,85	3,34	0,14	0,17
0,30	1	0	0,853	2,85	3,34	0,14	0,17
0,40	1	0	0,851	2,84	3,34	0,14	0,17
0,50	2	0	0,849	5,67	6,68	0,28	0,33
0,60	3	0	0,847	8,49	10,02	0,42	0,50
0,70	4	0	0,845	11,29	13,36	0,56	0,67
0,80	4	0	0,843	11,27	13,36	0,56	0,67
0,90	4	0	0,842	10,67	12,68	0,53	0,63
1,00	4	0	0,840	10,64	12,68	0,53	0,63
1,10	5	0	0,838	13,28	15,85	0,66	0,79
1,20	6	0	0,836	15,90	19,01	0,80	0,95
1,30	7	0	0,835	18,51	22,18	0,93	1,11
1,40	6	0	0,833	15,84	19,01	0,79	0,95
1,50	6	0	0,831	15,80	19,01	0,79	0,95
1,60	6	0	0,830	15,77	19,01	0,79	0,95
1,70	6	0	0,828	15,74	19,01	0,79	0,95
1,80	7	0	0,826	18,33	22,18	0,92	1,11
1,90	7	0	0,825	17,41	21,11	0,87	1,06
2,00	7	0	0,823	17,37	21,11	0,87	1,06
2,10	7	0	0,822	17,34	21,11	0,87	1,06
2,20	7	0	0,820	17,31	21,11	0,87	1,06
2,30	6	0	0,819	14,81	18,09	0,74	0,90
2,40	6	0	0,817	14,78	18,09	0,74	0,90
2,50	15	0	0,766	34,63	45,23	1,73	2,26
2,60	28	0	0,714	60,30	84,42	3,01	4,22
2,70	36	0	0,663	71,94	108,54	3,60	5,43
2,80	31	0	0,661	61,82	93,47	3,09	4,67
2,90	28	0	0,710	57,17	80,51	2,86	4,03
3,00	24	0	0,709	48,91	69,01	2,45	3,45
3,10	24	0	0,707	48,81	69,01	2,44	3,45
3,20	17	0	0,756	36,95	48,88	1,85	2,44
3,30	16	0	0,755	34,72	46,01	1,74	2,30
3,40	18	0	0,753	38,99	51,76	1,95	2,59
3,50	20	0	0,752	43,25	57,51	2,16	2,88
3,60	15	0	0,751	32,39	43,13	1,62	2,16
3,70	12	0	0,800	27,59	34,50	1,38	1,73
3,80	12	0	0,798	27,55	34,50	1,38	1,73
3,90	18	0	0,747	36,96	49,47	1,85	2,47
4,00	15	0	0,746	30,75	41,22	1,54	2,06
4,10	24	0	0,695	45,83	65,95	2,29	3,30
4,20	19	0	0,744	38,83	52,21	1,94	2,61
4,30	27	0	0,693	51,39	74,20	2,57	3,71
4,40	18	0	0,741	36,68	49,47	1,83	2,47
4,50	21	0	0,690	39,84	57,71	1,99	2,89
4,60	29	0	0,689	54,93	79,69	2,75	3,98
4,70	25	0	0,688	47,28	68,70	2,36	3,44
4,80	32	0	0,637	56,03	87,94	2,80	4,40

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,4	0,57	Coesivo	1,33	1,83	--	0,08	2,62	5,70	--	--
2	2,4	4,19	Coesivo	1,33	1,83	--	0,52	19,22	41,90	--	--
3	4,8	16,61	Incoerente	1,92	1,96	32,65	--	61,58	158,05	0,32	912,14

PROVA ... Nr.2

Strumento utilizzato...

DPM (DL030 10) (Medium)

Prova eseguita in data

13/02/2019

Profondità prova

4,80 mt

Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Nr. Colpi Rivestimento	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammiss con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,10	0	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	1	0	0,855	2,85	3,34	0,14	0,17
0,30	2	0	0,853	5,70	6,68	0,28	0,33
0,40	1	0	0,851	2,84	3,34	0,14	0,17
0,50	5	0	0,849	14,17	16,70	0,71	0,83
0,60	5	0	0,847	14,14	16,70	0,71	0,83
0,70	5	0	0,845	14,11	16,70	0,71	0,83
0,80	4	0	0,843	11,27	13,36	0,56	0,67
0,90	4	0	0,842	10,67	12,68	0,53	0,63
1,00	4	0	0,840	10,64	12,68	0,53	0,63
1,10	6	0	0,838	15,93	19,01	0,80	0,95
1,20	7	0	0,836	18,55	22,18	0,93	1,11
1,30	6	0	0,835	15,87	19,01	0,79	0,95
1,40	7	0	0,833	18,48	22,18	0,92	1,11
1,50	7	0	0,831	18,44	22,18	0,92	1,11
1,60	7	0	0,830	18,40	22,18	0,92	1,11
1,70	6	0	0,828	15,74	19,01	0,79	0,95
1,80	6	0	0,826	15,71	19,01	0,79	0,95
1,90	5	0	0,825	12,43	15,08	0,62	0,75
2,00	5	0	0,823	12,41	15,08	0,62	0,75
2,10	4	0	0,822	9,91	12,06	0,50	0,60
2,20	4	0	0,820	9,89	12,06	0,49	0,60
2,30	4	0	0,819	9,87	12,06	0,49	0,60
2,40	8	0	0,817	19,71	24,12	0,99	1,21
2,50	27	0	0,716	58,26	81,41	2,91	4,07
2,60	22	0	0,714	47,38	66,33	2,37	3,32
2,70	22	0	0,713	47,28	66,33	2,36	3,32
2,80	35	0	0,661	69,80	105,53	3,49	5,28
2,90	100	0	0,610	175,41	287,54	8,77	14,38
3,00	95	0	0,609	166,27	273,16	8,31	13,66
3,10	105	0	0,607	183,36	301,92	9,17	15,10
3,20	76	0	0,606	132,43	218,53	6,62	10,93
3,30	54	0	0,605	93,89	155,27	4,69	7,76
3,40	68	0	0,603	117,98	195,53	5,90	9,78
3,50	42	0	0,602	72,72	120,77	3,64	6,04
3,60	34	0	0,651	63,63	97,76	3,18	4,89
3,70	27	0	0,700	54,32	77,64	2,72	3,88
3,80	19	0	0,748	40,89	54,63	2,04	2,73
3,90	21	0	0,697	40,24	57,71	2,01	2,89
4,00	28	0	0,696	53,56	76,95	2,68	3,85

4,10	35	0	0,645	62,02	96,18	3,10	4,81
4,20	27	0	0,694	51,47	74,20	2,57	3,71
4,30	39	0	0,593	63,51	107,18	3,18	5,36
4,40	26	0	0,691	49,40	71,45	2,47	3,57
4,50	35	0	0,640	61,59	96,18	3,08	4,81
4,60	40	0	0,589	64,77	109,92	3,24	5,50
4,70	38	0	0,638	66,64	104,43	3,33	5,22
4,80	35	0	0,637	61,28	96,18	3,06	4,81

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.2

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	0,4	0,76	Coesivo	1,33	1,83	--	0,10	3,49	7,60	--	--
2	2,4	4,15	Coesivo	1,33	1,83	--	0,52	19,04	41,50	--	--
3	4,8	33,29	Incoerente	2,16	2,50	37,32	--	95,84	241,45	0,29	1753,43

PROVA ... Nr.3

Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)
 Prova eseguita in data 13/02/2019
 Profondità prova 5,80 mt
 Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Nr. Colpi Rivestimento	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammiss con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	1	0	0,855	2,85	3,34	0,14	0,17
0,30	1	0	0,853	2,85	3,34	0,14	0,17
0,40	2	0	0,851	5,68	6,68	0,28	0,33
0,50	8	0	0,849	22,68	26,72	1,13	1,34
0,60	5	0	0,847	14,14	16,70	0,71	0,83
0,70	5	0	0,845	14,11	16,70	0,71	0,83
0,80	5	0	0,843	14,08	16,70	0,70	0,83
0,90	5	0	0,842	13,33	15,85	0,67	0,79
1,00	7	0	0,840	18,63	22,18	0,93	1,11
1,10	6	0	0,838	15,93	19,01	0,80	0,95
1,20	7	0	0,836	18,55	22,18	0,93	1,11
1,30	23	0	0,735	53,54	72,89	2,68	3,64
1,40	34	0	0,683	73,58	107,75	3,68	5,39
1,50	35	0	0,681	75,56	110,92	3,78	5,55
1,60	38	0	0,680	81,83	120,42	4,09	6,02
1,70	29	0	0,728	66,90	91,90	3,34	4,60
1,80	37	0	0,676	79,30	117,25	3,97	5,86
1,90	32	0	0,675	65,10	96,48	3,26	4,82
2,00	13	0	0,773	30,31	39,20	1,52	1,96
2,10	6	0	0,822	14,86	18,09	0,74	0,90
2,20	6	0	0,820	14,84	18,09	0,74	0,90
2,30	7	0	0,819	17,28	21,11	0,86	1,06
2,40	5	0	0,817	12,32	15,08	0,62	0,75
2,50	20	0	0,766	46,17	60,30	2,31	3,02
2,60	60	0	0,614	111,12	180,90	5,56	9,05
2,70	110	0	0,613	203,25	331,66	10,16	16,58
2,80	120	0	0,611	221,22	361,81	11,06	18,09
2,90	120	0	0,610	210,49	345,05	10,52	17,25
3,00	100	0	0,609	175,02	287,54	8,75	14,38

3,10	110	0	0,607	192,09	316,29	9,60	15,81
3,20	85	0	0,606	148,11	244,41	7,41	12,22
3,30	60	0	0,605	104,32	172,52	5,22	8,63
3,40	40	0	0,603	69,40	115,02	3,47	5,75
3,50	30	0	0,702	60,57	86,26	3,03	4,31
3,60	33	0	0,651	61,76	94,89	3,09	4,74
3,70	33	0	0,650	61,64	94,89	3,08	4,74
3,80	19	0	0,748	40,89	54,63	2,04	2,73
3,90	16	0	0,747	32,85	43,97	1,64	2,20
4,00	21	0	0,696	40,17	57,71	2,01	2,89
4,10	27	0	0,695	51,56	74,20	2,58	3,71
4,20	39	0	0,594	63,63	107,18	3,18	5,36
4,30	28	0	0,693	53,29	76,95	2,66	3,85
4,40	32	0	0,641	56,41	87,94	2,82	4,40
4,50	28	0	0,690	53,12	76,95	2,66	3,85
4,60	33	0	0,639	57,97	90,69	2,90	4,53
4,70	44	0	0,588	71,12	120,92	3,56	6,05
4,80	35	0	0,637	61,28	96,18	3,06	4,81
4,90	47	0	0,586	72,49	123,68	3,62	6,18
5,00	32	0	0,635	53,48	84,21	2,67	4,21
5,10	26	0	0,684	46,80	68,42	2,34	3,42
5,20	21	0	0,683	37,75	55,26	1,89	2,76
5,30	48	0	0,582	73,52	126,32	3,68	6,32
5,40	64	0	0,581	97,86	168,42	4,89	8,42
5,50	45	0	0,580	68,69	118,42	3,43	5,92
5,60	52	0	0,579	79,25	136,84	3,96	6,84
5,70	58	0	0,578	88,25	152,63	4,41	7,63
5,80	39	0	0,577	59,25	102,63	2,96	5,13

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.3

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	0,4	0,76	Coesivo	1,33	1,83	--	0,10	3,49	7,60	--	--
2	1,2	4,57	Coesivo	1,33	1,83	--	0,59	20,97	45,70	--	--
3	2,0	22,92	Incoerente	2,05	2,46	34,42	--	74,54	189,60	0,31	1234,57
4	2,4	4,57	Incoerente	1,52	1,88	29,28	--	36,85	---	0,34	271,17
5	5,7	37,73	Incoerente	2,10	2,50	35,38	--	81,62	206,82	0,3	1408,25

PROVA ... Nr.4

Strumento utilizzato...

DPM (DL030 10) (Medium)

Prova eseguita in data

13/02/2019

Profondità prova

5,80 mt

Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Nr. Colpi Rivestimento	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	1	0	0,855	2,85	3,34	0,14	0,17
0,30	2	0	0,853	5,70	6,68	0,28	0,33
0,40	3	0	0,851	8,52	10,02	0,43	0,50
0,50	5	0	0,849	14,17	16,70	0,71	0,83
0,60	5	0	0,847	14,14	16,70	0,71	0,83
0,70	5	0	0,845	14,11	16,70	0,71	0,83
0,80	3	0	0,843	8,45	10,02	0,42	0,50

0,90	4	0	0,842	10,67	12,68	0,53	0,63
1,00	8	0	0,840	21,29	25,35	1,06	1,27
1,10	6	0	0,838	15,93	19,01	0,80	0,95
1,20	6	0	0,836	15,90	19,01	0,80	0,95
1,30	6	0	0,835	15,87	19,01	0,79	0,95
1,40	6	0	0,833	15,84	19,01	0,79	0,95
1,50	4	0	0,831	10,54	12,68	0,53	0,63
1,60	4	0	0,830	10,52	12,68	0,53	0,63
1,70	6	0	0,828	15,74	19,01	0,79	0,95
1,80	8	0	0,826	20,95	25,35	1,05	1,27
1,90	9	0	0,825	22,38	27,14	1,12	1,36
2,00	24	0	0,723	52,33	72,36	2,62	3,62
2,10	35	0	0,672	70,88	105,53	3,54	5,28
2,20	34	0	0,670	68,70	102,51	3,43	5,13
2,30	46	0	0,619	85,80	138,69	4,29	6,93
2,40	90	0	0,617	167,47	271,36	8,37	13,57
2,50	100	0	0,616	185,63	301,51	9,28	15,08
2,60	56	0	0,614	103,71	168,84	5,19	8,44
2,70	53	0	0,613	97,93	159,80	4,90	7,99
2,80	50	0	0,611	92,17	150,75	4,61	7,54
2,90	58	0	0,610	101,74	166,77	5,09	8,34
3,00	43	0	0,609	75,26	123,64	3,76	6,18
3,10	26	0	0,707	52,88	74,76	2,64	3,74
3,20	37	0	0,656	69,79	106,39	3,49	5,32
3,30	65	0	0,605	113,02	186,90	5,65	9,35
3,40	38	0	0,653	71,39	109,27	3,57	5,46
3,50	49	0	0,602	84,84	140,89	4,24	7,04
3,60	31	0	0,651	58,02	89,14	2,90	4,46
3,70	35	0	0,650	65,38	100,64	3,27	5,03
3,80	30	0	0,698	60,25	86,26	3,01	4,31
3,90	21	0	0,697	40,24	57,71	2,01	2,89
4,00	19	0	0,746	38,95	52,21	1,95	2,61
4,10	18	0	0,745	36,84	49,47	1,84	2,47
4,20	14	0	0,744	28,61	38,47	1,43	1,92
4,30	23	0	0,693	43,77	63,21	2,19	3,16
4,40	23	0	0,691	43,70	63,21	2,19	3,16
4,50	30	0	0,690	56,91	82,44	2,85	4,12
4,60	31	0	0,639	54,46	85,19	2,72	4,26
4,70	31	0	0,638	54,37	85,19	2,72	4,26
4,80	28	0	0,687	52,87	76,95	2,64	3,85
4,90	32	0	0,636	53,56	84,21	2,68	4,21
5,00	27	0	0,685	48,67	71,05	2,43	3,55
5,10	35	0	0,634	58,40	92,11	2,92	4,61
5,20	28	0	0,683	50,33	73,68	2,52	3,68
5,30	39	0	0,582	59,73	102,63	2,99	5,13
5,40	35	0	0,631	58,12	92,11	2,91	4,61
5,50	38	0	0,630	63,01	100,00	3,15	5,00
5,60	42	0	0,579	64,01	110,53	3,20	5,53
5,70	50	0	0,578	76,08	131,58	3,80	6,58
5,80	38	0	0,627	62,73	100,00	3,14	5,00

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.4

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Satur (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	0,4	1,14	Coesivo	1,33	1,83	--	0,15	5,23	11,40	--	--
2	1,9	4,31	Coesivo	1,33	1,83	--	0,54	19,77	43,10	--	--
3	5,8	29,31	Incoerente	2,13	2,50	36,21	--	87,67	221,55	0,3	1555,64

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI A PLATEA A -0.4MT DA P.C.

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

D.M. LL.PP. del 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.

D.M. LL.PP. del 14/02/1992

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi

D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

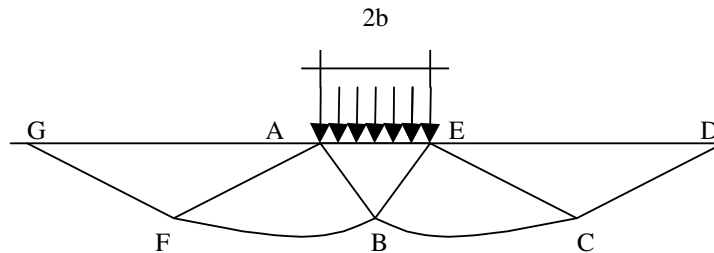
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie $GFBCD$.

Nel triangolo AEB la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone ABF e EBC la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti A ed E e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti A ed E . Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45^\circ + \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione $q = B \times c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito φ del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[e^{\frac{\pi g \varphi}{2} \tan(45^\circ + \varphi/2)} - 1 \right]$$

Per $\varphi = 0$ il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi $q = 5.14 \times c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, $\gamma \neq 0$) risulta $q=0$, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h , con $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: $\gamma \neq 0$, $\varphi = 0$, $c = 0$ e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \times \gamma + B \times c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per

tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito ϕ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo ϕ prima definito;

b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, **Terzaghi** passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da **Terzaghi** sull'effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, **Terzaghi** invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, **Terzaghi** consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$tg \phi_{rid} = 2/3 \times tg \phi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di **Terzaghi** può essere scritta:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_p \gamma}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di **Terzaghi**.; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_i e di pendenza i_i per il caso in

cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

$$\begin{aligned} \text{Carico verticale} \quad q_{ult} &= c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma \\ \text{Carico inclinato} \quad q_{ult} &= c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \end{aligned}$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 (45^\circ + \varphi / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4 \varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2 k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi = 0$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90} \right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi} \right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove :

$$K_p = \tan^2 (45^\circ + \varphi / 2)$$

θ = Inclinazione della risultante sulla verticale.

Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di b_i che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B}$$

Per valori $D/B > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso $\varphi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\varphi=0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastriformi}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattore di profondità:

$$\begin{aligned}
 d'_c &= 0.4k \\
 d_c &= 1 + 0.4k \\
 d_q &= 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) k \\
 d_\gamma &= 1 \quad \text{per qualsiasi } \varphi \\
 k &= \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1 \\
 k &= \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1
 \end{aligned}$$

Fattori di inclinazione del carico

$$\begin{aligned}
 i'_c &= 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}} \\
 i_c &= i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \\
 i_q &= \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \\
 i_\gamma &= \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0) \\
 i_\gamma &= \left(1 - \frac{(0.7 - \eta / 450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)
 \end{aligned}$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$\begin{aligned}
 g'_c &= \frac{\beta}{147} \\
 g_c &= 1 - \frac{\beta}{147} \\
 g_q &= g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5
 \end{aligned}$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$\begin{aligned}
 b'_c &= \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \\
 b_c &= 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \\
 b_q &= \exp(-2\eta \tan \varphi) \\
 b_\gamma &= \exp(-2.7\eta \tan \varphi)
 \end{aligned}$$

Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_γ come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \tan(\phi)$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$$s_c = 1 + 0,2 (B'/L') \quad \text{per fondazioni rettangolari}$$

$$s_c = 1,2 \quad \text{Per fondazioni quadrate o circolari.}$$

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H/A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B'/L') \tan \phi' \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \tan \phi' \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \text{ per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_s = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Metodo di Richards et. Al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio alla Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite:

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

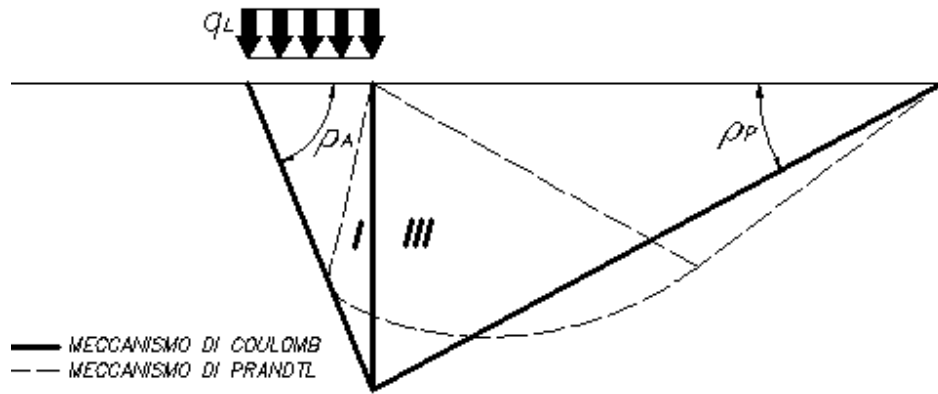
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi)$$

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left(\frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene riguardata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (qL)

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli ρ_A e ρ_P che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva K_A e K_P in funzione dell'angolo di attrito interno ϕ del terreno e dell'angolo di attrito δ terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \phi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\phi) \cdot (\tan(\phi) \cdot \cot(\phi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\phi))} - \tan(\phi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\phi) + \cot(\phi))} \right\}$$

$$\rho_P = \phi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\phi) \cdot (\tan(\phi) \cdot \cot(\phi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\phi))} + \tan(\phi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\phi) + \cot(\phi))} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\phi=0.5\delta$, conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un'analisi alla Prandtl. Richards et. Al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni $k_h g$ e $k_v g$, agenti rispettivamente in direzione orizzontale

e verticale, sono a loro volta pari a $k_h \gamma$ e $k_v \gamma$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di ρ_a e ρ_p , nonché di KA e KP, rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{PE} e come KAE e KPE per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

I valori di N_q e N_γ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} e dei coefficienti KAE e KPE relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella che segue sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

– $\phi = 30^\circ$

– $\delta = 15^\circ$

E per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

kh/(1-kv)	Nq	N γ	Nc
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

Tabella dei fattori di capacità portante per $\phi=30^\circ$

VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dell'utente. La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \tan \delta + c_a A'$$

Nella quale N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale, δ è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto, c_a è l'adesione plinto-terreno e A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

Per la valutazione della capacità portante ammissibile delle rocce si deve tener conto di alcuni parametri significativi quali le caratteristiche geologiche, il tipo di roccia e la sua qualità, misurata con l'RQD. Nella capacità portante delle rocce si utilizzano normalmente fattori di sicurezza molto alti e legati in qualche modo al valore del coefficiente RQD: ad esempio, per una roccia con RQD pari al massimo a 0.75 il fattore di sicurezza varia tra 6 e 10. Per la determinazione della capacità portante di una roccia si possono usare le formule di Terzaghi, usando angolo d'attrito e coesione della roccia, o quelle proposte da Stagg e **Zienkiewicz** (1968) in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:

$$\begin{aligned} N_q &= \tan^6 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \\ N_c &= 5 \tan^4 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \\ N_\gamma &= N_q + 1 \end{aligned}$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi.

La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

$$q' = q_{ult} (RQD)^2$$

Se il carotaggio in roccia non fornisce pezzi intatti (RQD tende a 0), la roccia viene trattata come un terreno stimando al meglio i parametri c e ϕ .

FATTORI CORRETTIVI SISMICI: SHIKHIEV & JAKOVLEV

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z :

$$\begin{aligned} z_q &= \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi} \right)^{0,35} \\ z_c &= 1 - 0,32 \cdot k_h \\ z_\gamma &= z_q \end{aligned}$$

Dove K_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti K_h e K_v in dipendenza di vari fattori:

$$K_h = \beta \times (a_{\max}/g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

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

g accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

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

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq S_S \leq 1.80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Con l'**OPCM 3274** e successive modifiche, i coefficienti sismici orizzontale K_h e verticale K_v che interessano tutte le masse vengono calcolati come:

$$K_h = S \cdot (a_g/g),$$

$$K_v = 0.5 \cdot K_o.$$

S : fattore dipendente dal tipo di suolo secondo lo schema:

Suolo di tipo A - $S=1$;

Suolo di tipo B - $S=1.25$;

Suolo di tipo C - $S=1.25$;

Suolo di tipo E - $S=1.25$;

Suolo di tipo D - $S=1.35$.

Per fondazioni su pendii con inclinazione superiore a 15° e dislivello superiore a 30 m, l'azione sismica deve essere incrementata moltiplicandola per il coefficiente di amplificazione topografica S_T :

- $S_T \geq 1,2$ per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati;
- $S_T \geq 1,4$ per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in testa molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media $> 30^\circ$; $S_T \geq 1,2$ per siti dello stesso tipo ma pendenza media inferiore.

L'applicazione del **D.M. 88** e successive modifiche ed integrazioni è consentito mediante l'inserimento del coefficiente sismico orizzontale K_o in funzione delle Categorie Sismiche secondo il seguente schema:

CATEGORIA	K_o	K_v
I	0.1	0
II	0.07	0
III	0.04	0

In accordo a tale disposizioni, il rapporto: $a_g/g = C \cdot I \cdot R$

C: coefficiente di intensità sismica $C = \frac{S - 2}{100}$

S: grado di sismicità ($S \geq 2$)

R: coefficiente di risposta,

I: coefficiente di protezione sismica.

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ_I : fattore di importanza,

S: soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la “design ground acceleration on type A ground”.

Il coefficiente sismico verticale K_v è definito in funzione di K_o , e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni $B \times L$ posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) I_F \quad (1)$$

dove:

q_0 = Intensità della pressione di contatto

B' = Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ = Parametri elastici del terreno.

I_i = Coefficienti di influenza dipendenti da: L/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D ;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da Steinbrenner (1934) (V. Bowles), in funzione del rapporto L'/B' ed H/B , utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di Fox (1948), che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di Poisson e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} I_S I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a $5B$, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

CEDIMENTI EDOMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v < \sigma'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

RR Rapporto di ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

$\Delta \sigma_v$ incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

H_c è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

C_α è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;

T tempo in cui si vuole il cedimento secondario;
 T_{100} tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

CEDIMENTI DI SCHMERTMANN

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. Schmertmann ha quindi proposto di considerare un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a $4B$, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a $2B$ per fondazioni quadrate o circolari.

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

Δq rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;

I_z è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di $2B$, per fondazione circolare o quadrata, e a profondità $4B$, per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di I_z si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

$B/2$ per fondazione circolare o quadrata

B per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{z\max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

dove σ'_{vi} rappresenta la tensione verticale efficace a profondità $B/2$ per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi.

E_i rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato **i-esimo** considerato nel calcolo;

Δz_i rappresenta lo spessore dello strato **i-esimo**;

C_1 e C_2 sono due coefficienti correttivi.

Il modulo E viene assunto pari a $2.5 q_c$ per fondazioni circolari o quadrate e a $3.5 q_c$ per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di L/B .

Il termine q_c che interviene nella determinazione di E rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti C_1 e C_2 sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione t rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

σ'_{v0} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_c = indice di compressibilità;

f_S, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_S, f_H ed f_t sono rispettivamente:

$$f_S = \left(\frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con

t = tempo in anni > 3 ;

R_3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

DATI GENERALI

Larghezza fondazione	10,0 m
Lunghezza fondazione	15,0 m
Profondità piano di posa	0,4 m
Altezza di incastro	0,4 m
Profondità falda	1,5

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,063
Coefficiente sismico orizzontale	0,0125
Coefficiente sismico verticale	0,0063

Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

Descrizione:	
Latitudine:	45,64
Longitudine:	11,86
Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,41	2,51	0,24
S.L.D.	50,0	0,56	2,48	0,25
S.L.V.	475,0	1,6	2,41	0,31
S.L.C.	975,0	2,13	2,41	0,32

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,615	0,2	0,0125	0,0063
S.L.D.	0,84	0,2	0,0171	0,0086
S.L.V.	2,3425	0,24	0,0573	0,0287
S.L.C.	2,952	0,28	0,0843	0,0421

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm ²)	c Corr. (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
0,4	1900,0	2100,0	15,0	15	0,3	0,3	0,3	25,49	26,51	0,0	0,0	0,0
0,8	1900,0	2100,0	15,0	15	0,5	0,5	0,5	25,49	26,51	0,0	0,0	0,0
0,8	1900,0	2000,0	34,0	34	0,0	0,0	0,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,4	1800,0	1900,0	29,0	29	0,0	0,0	0,0	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,6	1900,0	2000,0	33,0	33	0,0	0,0	0,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto (Kg/cm ²)	N (Kg)	Mx (Kg·m)	My (Kg)·m	Hx (Kg)	Hy (Kg)	Tipo
1	A1+M1+R1	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	Sisma	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Ca pacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	1	1
2	No	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
3	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: TERZAGHI (1955)

Pressione limite 2,11 Kg/cm²

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 0,84 Kg/cm³

A1+M1+R1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

```
=====
Fattore [Nq] 1,0
Fattore [Nc] 5,14
Fattore [Ng] 0,0
Fattore forma [Sc] 0,13
Fattore profondità [Dc] 0,02
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1,0
=====
```

Carico limite	3,03 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3,03 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,79

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,7
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	2,93 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2,93 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,66

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,13
Fattore profondità [Dc]	1,01
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	3,01 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3,01 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,76

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,13
Fattore profondità [Dc]	0,02
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	3,03 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3,03 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,79

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,13
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	2,99 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2,99 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,74

A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,13
Fattore profondità [Dc]	0,02
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	2,19 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,21 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	2,73

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,7
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	2,11 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,17 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	2,64

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,13

Fattore profondità [Dc]	1,01
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	2,17 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,21 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	2,72
=====	

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

=====	
Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,13
Fattore profondità [Dc]	0,02
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	2,19 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,21 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	2,73
=====	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

=====	
Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,13
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	2,16 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,2 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	2,7
=====	

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

=====	
Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,13
Fattore profondità [Dc]	0,02
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	2,19 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,21 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	2,73
=====	

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,7
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	2,11 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,17 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	2,64
=====	

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,13
Fattore profondità [Dc]	1,01
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	2,17 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,21 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	2,72
=====	

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,13
Fattore profondità [Dc]	0,02
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	2,19 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,21 Kg/cm ²

Fattore sicurezza **2,73**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,13
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	2,16 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,2 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	2,7

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	0,8 Kg/cm ²
Spessore dello strato	2,0 m
Profondità substrato roccioso	100,0 m
Modulo Elastico	45,49 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0,35

Coefficiente di influenza I1	0,03
Coefficiente di influenza I2	0,07
Coefficiente di influenza Is	0,06

Cedimento al centro della fondazione	13,44 mm
--------------------------------------	----------

Coefficiente di influenza I1	0,01
Coefficiente di influenza I2	0,04
Coefficiente di influenza Is	0,03
Cedimento al bordo	2,98 mm