

COMUNE DI CUNEO

PROVINCIA DI CUNEO

San Pietro del Gallo



**PROGETTO DI PIANO ESECUTIVO
CONVENZIONATO IN ZONA ATF2.PG1 DI PRGC
VIGENTE - SAN PIETRO DEL GALLO**

**COMPARTO A
Primo comparto d'intervento**

**COMPARTO B
Di futura realizzazione**

**RELAZIONE GEOLOGICA
CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E SISMICA
DEL TERRENO DI FONDAZIONE
D.M. 14 gennaio 2008**

Richiedenti

Sig. COLOMBERO Francesco e altri

Via del Bosco n. 56 – San Pietro del Gallo, Cuneo

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.M. 14.01.2008

NTA al PRGC



dott. Fabrizio Cambursano

geologo

b.ta Gautero n. 30
12020 Roccabruna (Cuneo)



tel. fax 0171 918060
cell. 335 6040758
cambursano@geologiweb.it
www.geologiweb.it

Roccabruna, dicembre 2013



Ordine dei Geologi del Piemonte n. 316

INDICE

1. PREMESSA
2. GEOMORFOLOGIA E IDROGEOLOGIA DELL'AREA
3. INDAGINE IN SITO
 - 3.1. PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE
 - 3.2. INDAGINE GEOFISICA MASW: DEFINIZIONE CATEGORIA DI SOTTOSUOLO
 - 3.2.1. Inquadramento Normativo
 - 3.2.2. Indagine
4. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA
5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE
6. INDICAZIONI SUL CARICO LIMITE
 - 6.1. Aspetti teorici
 - 6.2. Elaborazioni di calcolo
7. CONCLUSIONI
 - 7.1. Tabella riassuntiva

Allegati

- ☐ Estratto di PRGC Vigente
- ☐ Planimetria generale area di PEC con ubicazione prove penetrometriche e stendimento geofisico
- ☐ Elaborati prove penetrometriche dinamiche
- ☐ Elaborato prova geofisica MASW Vs₃₀

1. PREMESSA

Si relaziona in merito al progetto di Piano Esecutivo Convenzionato in area ATF.PG1 di PRGC. L'area di PEC è suddivisa in un *Comparto A* (il quale si sviluppa tra la Via del Bosco e la prima strada di previsione in continuità alla Via Domenico Giraudo in corrispondenza delle proprietà di COLOMBERO Francesco/ARMANDO Bruna e GIRAUDO Sara per complessivi mq. 12.919,00 di Superficie Territoriale), oggetto stretto della presente relazione ed un *Comparto B* di futura realizzazione.

Per giungere a definire le caratterizzazioni geologico tecniche e sismiche dell'area è stata condotta una campagna investigativa in sito, con l'esecuzione di prove penetrometriche dinamiche e uno stendimento geofisico del tipo Masw Vs₃₀. Le prove sono state estese ad entrambi i comparti. Le caratterizzazioni di dettaglio e le elaborazioni di calcolo si riferiscono al *Comparto A* oggetto stretto della presente relazione.

Considerando l'estrema omogeneità dei terreni, riscontrata nel corso dell'indagine in sito, le valutazioni di carattere geologico stratigrafico e sismico contenute nella presente relazione e riferibili al *Comparto A*, potranno essere estese anche al successivo *Comparto B* di futura realizzazione.

L'area di intervento è facilmente individuabile nell'estratto della C.T.R. di Figura 1 e dalla fotografia aerea della Foto 1, nonché in allegato negli estratti corografici.

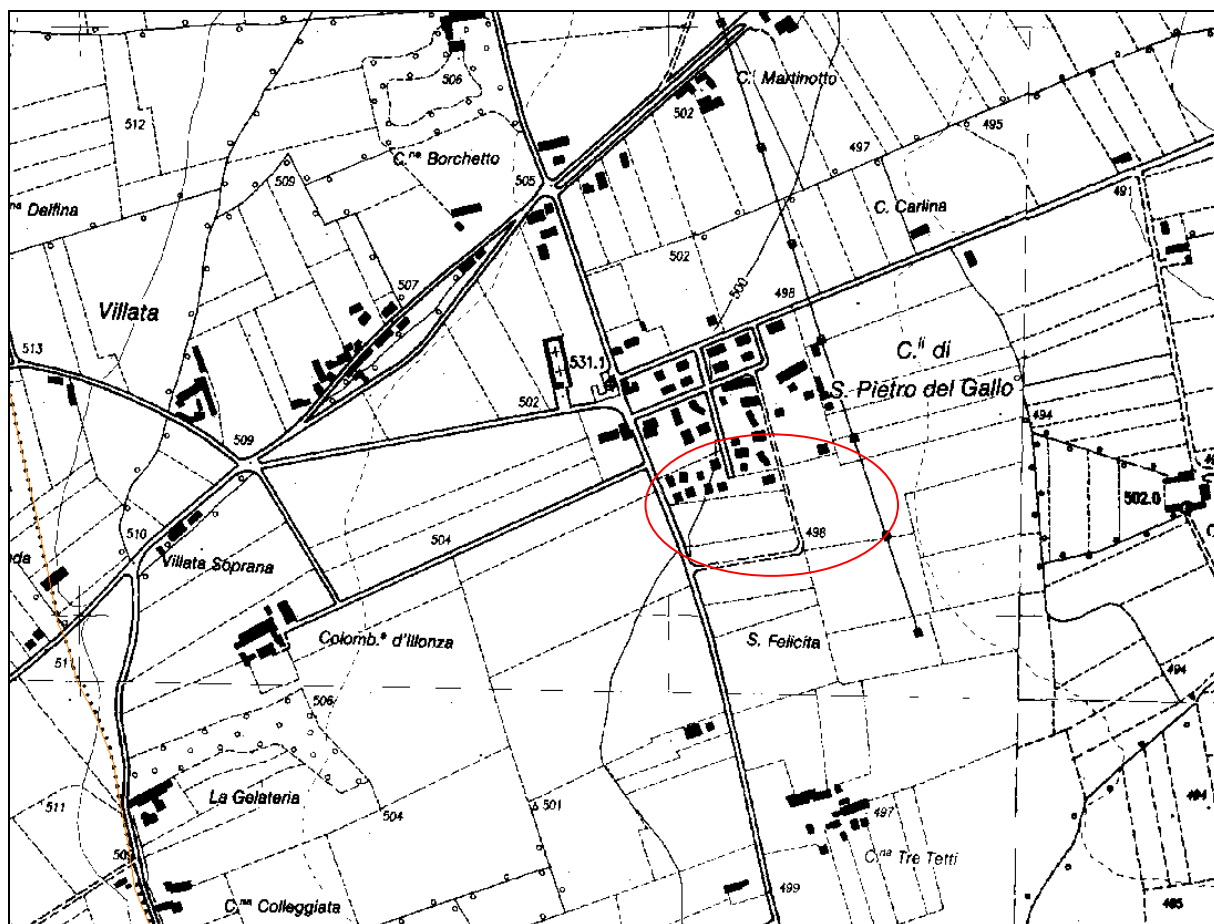


Figura 1: Estratto Carta Tecnica Regionale con ubicazione area oggetto di PEC



Foto 1: foto aerea area di PEC



Foto 2: area di PEC



Foto 3: penetrometro dinamico per prove in sito

2. GEOMORFOLOGIA E IDROGEOLOGIA DELL'AREA

L'area d'intervento s'inserisce in un contesto pianeggiante, regolare e senza forme morfologiche di rilievo. Da quanto osservato in sito e dalla consultazione della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000 (Foglio 80 – Cuneo), emerge che l'area è caratterizzata da depositi alluvionali, riconducibili ad alluvioni sabbioso ghiaioso ciottolose (Fig. 2).

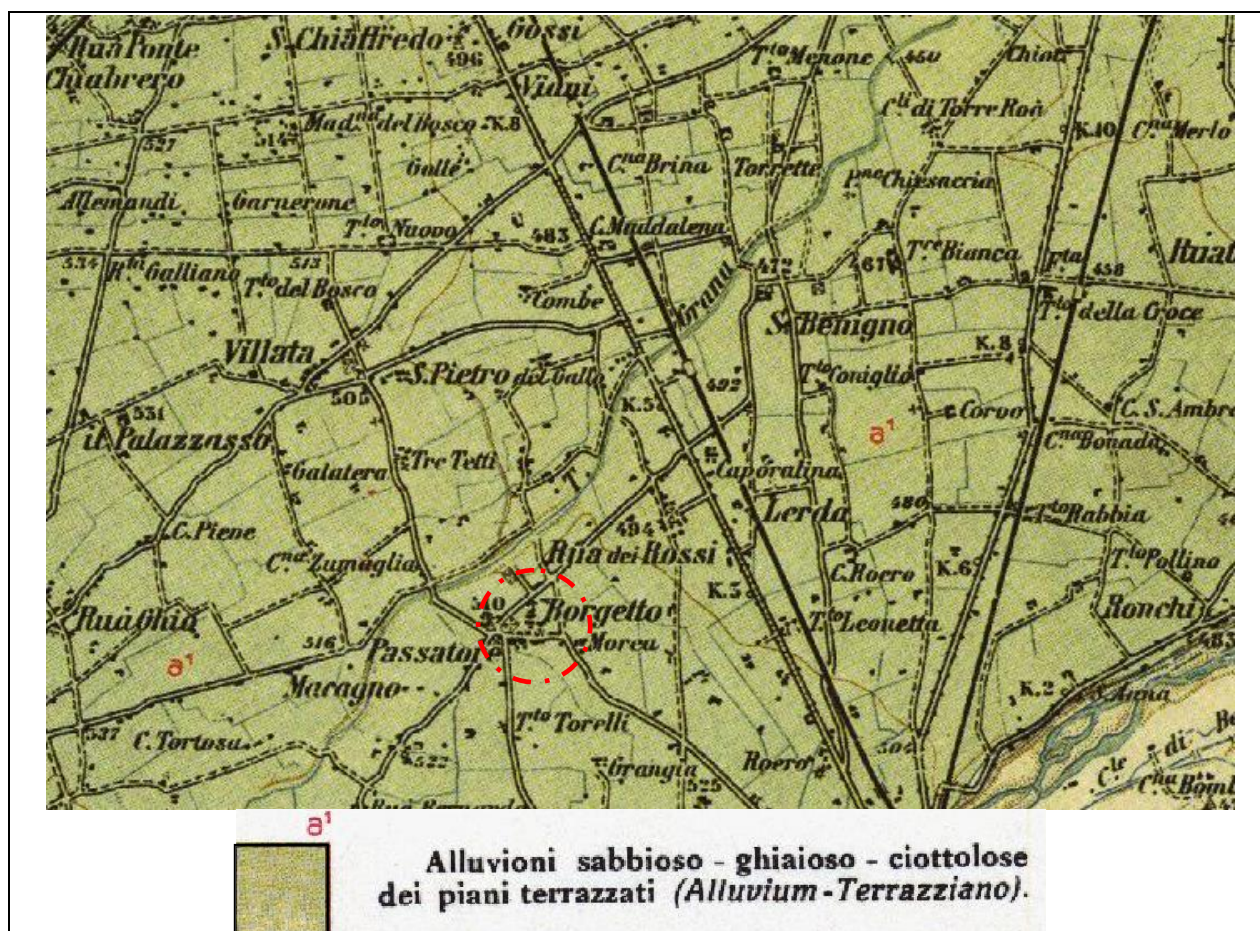


Figura 2: Estratto della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000, Foglio 80 – Cuneo.

L'aumento della profondità corrisponde, di norma, al crescere del grado di addensamento del deposito. A partire da pochi metri di profondità, si segnalano livelli più o meno potenti fortemente cementati, riconducibili a conglomerati eterometrici e polimittici e noti in letteratura con il nome di Ceppo.

Le alluvioni antiche interessano le aree topograficamente più elevate, incise nel corso del tempo dal graduale approfondimento dal reticolo idrografico principale e secondario, che ha portato alla formazione di ampi terrazzamenti a quote differenti.

L'analisi di schematizzazioni stratigrafiche correlate principalmente a pozzi ad uso agricolo e idropotabile (ad esempio, si segnalano i pozzi ad uso potabile siti nell'adiacente comune di Tarantasca), testimoniano la continuità e la presenza dei conglomerati. La stratigrafia del pozzo di Tarantasca mostra che, oltre -2,50 m circa di profondità, l'assetto stratigrafico vede alternarsi livelli conglomeratici compatti e fessurati. Il pozzo in esame definisce un livello statico di -45,50 m ed ha una profondità complessiva di terebrazione di circa 105 m.

Relativamente all'aspetto idrogeologico, le prove condotte in sito non hanno messo in luce la presenza di una falda libera superficiale entro la massima profondità d'indagine raggiunta con le prove penetrometriche dinamiche.

Il livello statico della falda libera nel comparto in esame viene definito sulla base di dati di monitoraggio relativi ad un pozzo ricadente nel Foglio di Mappa n. 9, sito tra le cascate di Santa Felicita e Colomba d'Illonza, profondo circa 70 mt. La soggiacenza si colloca tra -32,5 m a -42,5 m.

3. INDAGINI IN SITO

3.1. PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

In data 27 novembre 2013 è stata realizzata una campagna d'indagine per mezzo di prove penetrometriche dinamiche ubicate nell'ambito delle aree di PEC. Due prove sono state ubicate entro il comparto A e due nel comparto B. La profondità massima raggiunta è pari a -4,50 m. Tutte le prove sono state interrotte al raggiungimento del rifiuto alla penetrazione ($N > 50$ colpi).

La prova dinamica consiste nell'infiingere nel terreno un complesso di aste con relativo puntale per mezzo di una massa battente di 73 kg, rilevando ad intervalli definiti (30 cm) gli sforzi necessari per vincere la resistenza offerta dal terreno alla penetrazione. La punta è conica, con



angolo di apertura di 90° ed una superficie complessiva di $20,43 \text{ cm}^2$. La prova viene eseguita contando il numero di colpi di maglio necessari per infingere una tacca, cioè 30 cm, il complesso aste-punta nel terreno. I risultati vengono diagrammati in funzione della profondità raggiunta. La penetrazione dinamica della batteria nel terreno consente, in assenza di attrito laterale, la definizione di massima delle caratteristiche di resistenza dei terreni attraversati, e di fornire un quadro sintetico dell'assetto stratigrafico del comparto.

Foto 4: penetrometro super-heavy utilizzato

3.2. INDAGINE GEOFISICA MASW: DEFINIZIONE CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

3.2.1 Inquadramento Normativo

L'O.P.C.M. 3274/03 e s.m.i. e il D.M. 14 gennaio 2008 (ex D.M. 14.09.2005), art. 3.2.2., tab. 3.2.II, *categorie di sottosuolo*, definiscono i criteri da seguire al fine di giungere preliminarmente alla definizione della categoria di suolo di fondazione ai fini dell'azione sismica di progetto.

Com'è noto con l'O.P.C.M. 20 marzo 2003 n. 3274 sono stati fissati i criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e introdotte nuove normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

Ai fini dell'applicazione di tali norme il territorio nazionale è stato suddiviso in 4 zone sismiche (da 1 a 4) ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro a_g che definisce l'accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A (formazioni litoidi o suoli molto rigidi).

Le disposizioni regionali emanate in applicazione dell'O.P.C.M. 3274 (Circ. P.G.R. 27 aprile 2004 n. 1/DOP) forniscono i criteri generali e le indicazioni procedurali per gli interventi costruttivi nelle diverse zone sismiche. La Giunta regionale del Piemonte, per quanto di competenza, ha recepito la classificazione sismica definita dall'ordinanza ministeriale assumendo la D.G.R. n. 61-11017 del 17 novembre 2003. In tale documento il territorio comunale di Cuneo risultava inserito in zona sismica 4. La D.G.R. del 19 gennaio 2010 n. 11-13058, pubblicata sul Bollettino Ufficiale n. 07 della Regione Piemonte il 18 febbraio 2010, che aggiorna ed adegua l'elenco della zone sismiche indicate nell'O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006, riclassifica il Comune di Cuneo in **zona sismica 3**, rispetto alla zona 4 precedente.

Inoltre si ricorda che:

dal **1 gennaio 2012** si applicano su tutto il territorio piemontese le procedure di gestione e controllo delle attività urbanistico - edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico approvate con Deliberazione della Giunta Regionale n.4 - 3084 del 12.12.2011 (B.U.R.P. n. 50 del 15.12.2011), successivamente modificate ed integrate con D.G.R. n. 7-3340 del 3.02.2012 (B.U.R.P n. 8 del 23.02.2012).

Per quanto riguarda *l'ambito urbanistico*, le procedure e relative applicazioni nelle diverse zone sismiche sono illustrate ai punti 4 e 5 dell'allegato alla D.G.R.

Con Determinazione Dirigenziale n. 540/DB1400 del 09.03.2012 Allegato A sono state approvate le modalità per la predisposizione degli studi finalizzati alla prevenzione del rischio sismico a supporto degli strumenti urbanistici generali e loro varianti generali e strutturali dei Comuni compresi nelle zone sismiche 3S e 3, in vigore dal 1° giugno 2012.

Sono sottoposti a parere preventivo ai sensi dell'art. 89 del D.P.R. 380 del 06.06.2001:

- gli Strumenti Urbanistici Generali, nonché le rispettive varianti generali e strutturali, relativi ai comuni ricadenti nella zona sismica 3S e nella zona sismica 3;
- gli Strumenti Urbanistici Esecutivi, nonché le rispettive varianti, relativi ai comuni ricadenti nella zona sismica 3S

Da tutto ciò si deduce che gli Strumenti Urbanistici Esecutivi relativi ai comuni ricadenti in zona sismica 3 come Cuneo, non necessitano di parere preventivo, ai sensi dell'art. 89 del D.P.R. 380 del 06.06.2001

3.2.2. Indagine

Per giungere alla determinazione della velocità delle onde sismiche di taglio nei primi 30 m e poter definire, in base a quanto indicato nel D.M. 14.01.2008 la categoria di sottosuolo ai fini della risposta sismica di progetto è stata realizzata nell'area di PEC una prova del tipo Masw V_{s30} (*Multichannel Analysis of Surface Waves* ovvero Analisi Multicanale delle Onde Superficiali di Rayleigh).



Foto 5: stendimento MASW realizzato in sito

Nella maggior parte delle indagini sismiche per le quali si utilizzano le onde compressive, più di due terzi dell'energia sismica totale generata viene trasmessa nella forma di onde di Rayleigh, la componente principale delle onde superficiali.

L'analisi multicanale delle onde superficiali di Rayleigh (MASW) è una efficiente ed accreditata metodologia sismica per la determinazione delle velocità delle onde di taglio V_S .

Tale metodo utilizza le onde superficiali di Rayleigh registrate da una serie di geofoni lungo uno stendimento rettilineo e collegati ad un comune sismografo multicanale.

L'intero processo comprende tre passi successivi: l'acquisizione delle onde superficiali, la costruzione di una curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza) e l'inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle V_s .

L'inversione della curva di dispersione viene realizzata iterativamente, utilizzando la curva di dispersione misurata come riferimento sia per la modellizzazione diretta che per la procedura ai minimi quadrati.

La strumentazione utilizzata è costituita da:

- un sismografo EEG BR24 24 canali;
- 24 geofoni a 4,5Hz;
- una mazza da 6 Kg.

Gli istogrammi interpretativi relativi alla prova realizzata in sito, sono allegati in calce alla presente relazione.

La prova Masw V_{s30} realizzata ha fornito un valore della V_{s30} , sulla base della formula:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

pari a $V_{s30} = \mathbf{481 \text{ m/s}}$.

La tipologia di sottosuolo di fondazione per l'area della scuola materna parrocchiale, sulla base di quanto indicato nel D.M. 14.01.2008 (*categorie di sottosuolo e condizioni topografiche*) risulta pertanto la seguente:

Suolo di tipo B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Le condizioni topografiche (tabella n. 3.2.IV) sono riconducibili alla ***categoria T1*** "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ".

Si segnala che il valore di riferimento ottenuto dalla prova Masw V_{s30} in sito e l'attribuzione della categoria di sottosuolo al Tipo B, trova ampiamente riscontro nelle numerose indagini geofisiche svolte dallo scrivente nel comune di Cuneo e nelle aree ad esso limitrofe, dove le condizioni geologiche e stratigrafiche risultano del tutto simili e comparabili.

4. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA

Tenuto conto delle risultanze emerse dalla campagna investigativa si è cercato di sintetizzare la successione stratigrafica dei terreni in corrispondenza dell'area di PEC (Comparto A), ed in particolare:

da p.c. a -0,60 m circa:

terreno vegetale di copertura;

da -0,6 a -2,5 m circa:

depositi alluvionali ghiaioso-sabbiosi, progressivo aumento del grado di addensamento del deposito con la profondità;

da -2,5 m a -4,5 m circa:

depositi alluvionali ghiaioso-ciottolosi ben addensati passanti a livelli e lenti di conglomerati cementati.

A circa -4,5 m dal piano campagna il deposito diventa ben addensato e questa profondità di norma coincide con il rifiuto alla penetrazione del sistema d'indagine. Il livello superficiale, oltre il terreno vegetale, appare geotecnicamente portante.

L'aumento progressivo del grado di addensamento del deposito è ampiamente confermato dall'analisi dell'istogramma interpretativo relativo alla MASW effettuata (vedi allegato); l'analisi stratigrafica di pozzi presenti nel comparto, confermano ulteriormente questo aspetto.

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Estrapolando i risultati delle prove in sito, si propone di seguito la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione da adottare nel corso delle verifiche agli stati limite (D.M. 14.11.2008).

I valori caratteristici dell'angolo d'attrito sono stati calcolati sulla base della Nuova Normativa Sismica (NTC 2008) con il quinto percentile:

da -0,6 m a -2,5 m circa:

- Angolo d'attrito interno nominale medio	ϕ	= 27,2°
- Angolo d'attrito interno caratteristico	ϕ	= 22,7°
- Coesione	c	= 0 kN/m ²
- Peso di volume naturale	γ_{nat}	=17,65 kN/m ³
- Peso di volume saturo	γ_{sat}	=18,63 kN/m ³

da -2,5 m a -4,5 m circa:

- Angolo d'attrito interno nominale medio	ϕ	= 38,4°
- Angolo d'attrito interno caratteristico	ϕ	= 32,2°
- Coesione	c	= 0 kN/m ²
- Peso di volume naturale	γ_{nat}	=18,63 kN/m ³
- Peso di volume saturo	γ_{sat}	=19,61 kN/m ³

oltre -4,5 m circa:

- Angolo d'attrito interno nominale medio	ϕ	= 42,1°
- Angolo d'attrito interno caratteristico	ϕ	= 35,2°
- Coesione	c	= 0 kN/m ²
- Peso di volume naturale	γ_{nat}	=19,12 kN/m ³
- Peso di volume saturo	γ_{sat}	=20,59 kN/m ³

6. INDICAZIONI SUL CARICO LIMITE

6.1. Aspetti teorici

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- *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:

$$t = c + s' \operatorname{tg} j \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

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

- Materiale privo di peso e quindi $g=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione
 $t=c + s' \operatorname{tg} j$

- 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 $45^\circ + j/2$ 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 $\pm(45^\circ + j/2)$ rispetto alla verticale.

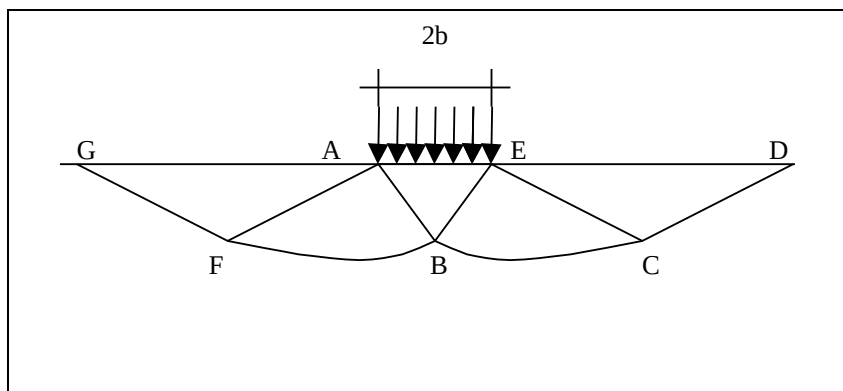


Figura 3: volume di terreno portato a rottura.

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 $q = B' c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito j del terreno.

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

Per $j = 0$ il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi $q = 5.14' c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, g^10) 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: g^10 , $j=0$, $c=0$ e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A' g_1 + B' c$$

che è sicuramente è 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 γ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di γ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $g_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A' g' h + B' c + C' g' b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito j del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo j 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:

$$tgj_{rid} = 2/3 \cdot tgj \text{ e } c_{rid} = 2/3 \cdot c$$

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

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c + g \cdot D \cdot N_q + 0.5 \cdot g \cdot B \cdot N_g \cdot s_g$$

dove:

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

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

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

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left(\frac{K p \gamma}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

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:

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

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

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari

$s_c = 1,2$ 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.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 g' B' N_g s_g i_g$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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).

Coefficienti sismici

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

$$K_h = b' (a_{\max}/g)$$

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

b = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

$a_{\max}$ = 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.

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_h , e vale:

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

6.2 Elaborazioni di calcolo

Le elaborazioni di seguito riportate rappresentano un mero esempio ed un riferimento per il calcolatore statico, nel momento in cui affronterà le verifiche agli stati limite relative ai singoli interventi edificatori previsti nell'ambito del PEC.

Al momento non si hanno indicazioni di dettaglio. Da quanto comunicato dai progettisti, la tipologia dei fabbricati in progetto sarà simile per tutti i lotti; prevedrà un piano interrato, uno terreno ed uno primo con sottotetto. Eventuali variazioni in corso di progettazione non modificheranno in alcun modo gli inquadramenti di carattere geologico, geotecnico e sismico contenuti nella presente relazione.

Considerando un dislivello medio di circa 1,0 tra il Comparto A e la Strada Provinciale 197, si ipotizza che il piano di posa delle fondazioni possa collocarsi a circa -2,5 m dall'attuale piano campagna, entro comunque ai depositi alluvionali addensati. In taluni casi non si esclude che lo scavo di sbancamento degli interrati possa interessare livelli cementati conglomeratici più o meno potenti.

Nell'ambito delle elaborazioni di calcolo sotto schematizzate, è stato adottato l'approccio 2, combinazioni unica. Il progettista dovrà, in fase di calcolo, verificare le ipotesi fatte in merito alla geometria e alle specifiche tecniche costruttive dei sistemi di fondazione esistenti ed in particolare:

Parametri geometrici sistema di fondazione (ipotesi)

- ⇒ fondazione nastriforme avente larghezza pari a 0,80 m
- ⇒ profondità piano di posa = -2,5 m da piano campagna attuale (circa -3,5 m dal piano stradale SP 197)
- ⇒ falda non interferente

Parametri sismici

- ⇒ Zona sismica = 3
- ⇒ Tipo di sottosuolo = B
- ⇒ Condizioni Topografiche = T1
- ⇒ Stato limite di riferimento SLV
 - Accelerazione massima $a_g/g = 0,155$
 - $K_{hk} = 0,0373$

I valori del carico limite calcolato (Q_{lim}) e della Resistenza di progetto (R_d) sono riportati in dettaglio nelle pagine seguenti. In estrema sintesi si è ottenuto (Metodo di Terzaghi, Approccio 2, combinazione sisma) quanto segue:

VALORI MAGGIORMENTE CAUTELATIVI		Terzaghi Carico limite 752 kN/m^2 Resistenza di progetto 417 kN/m^2 COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) ⇒ Costante di Winkler = 30088 kN/m^3
--	--	---

Per il dettaglio vedi la tabella finale dopo le conclusioni

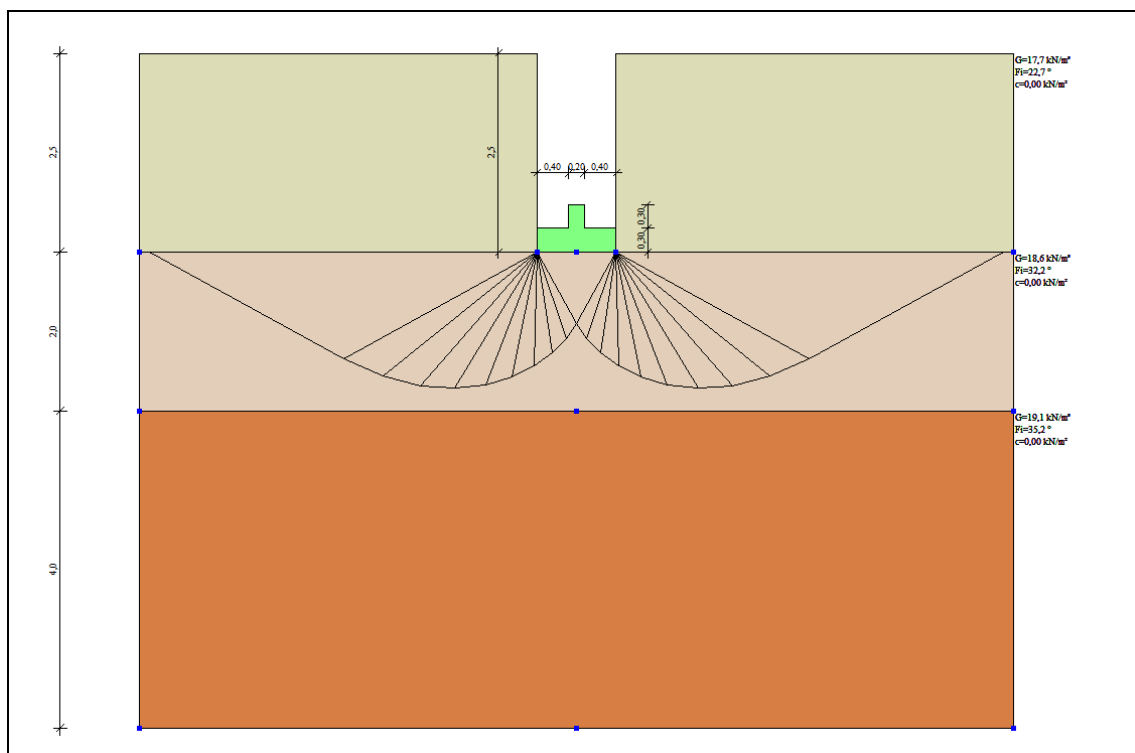


Fig. 4: Schema di calcolo impiegato

Con tale configurazione, la fondazione risulta verificata con condizione di verifica $[Ed \leq Rd]$, per un carico limite $[Q_{ult}]$ di 752 KN/m^2 , una tensione $[Ed]$ pari a 250 KN/m^2 [fattore di sicurezza 3, $F_s = Q_{lim} / Ed$], resistenza di progetto $[Rd]$ di 417 KN/m^2 , stato limite di riferimento SLV (Metodo Terzaghi, combinazione sisma). Questi valori risultano puramente indicativi non conoscendo in dettaglio la natura e la distribuzione dei carichi della struttura al sistema di fondazione.

DATI GENERALI

Azione sismica NTC 2008
 Zona S. Pietro del Gallo
 Lat./ Long. [WGS84] 44,451646/7,492743
 Larghezza fondazione 1,0 m
 Lunghezza fondazione 5,0 m
 Profondità piano di posa 2,5 m
 Altezza di incastro 1,0 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g) 0,155
 Effetto sismico secondo NTC (C7.11.5.3.1)
 Fattore di struttura $[q]$ 3
 Periodo fondamentale vibrazione $[T]$ 0,357
 Coefficiente intensità sismico terreno $[K_{hk}]$ 0,0373
 Coefficiente intensità sismico struttura $[K_{hi}]$ 0,1285

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

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: B
 Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,37	2,45	0,2
S.L.D.	50,0	0,49	2,43	0,23
S.L.V.	475,0	1,27	2,48	0,28
S.L.C.	975,0	1,6	2,51	0,29

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,444	0,2	0,0091	0,0045
S.L.D.	0,588	0,2	0,012	0,006
S.L.V.	1,524	0,24	0,0373	0,0186
S.L.C.	1,92	0,24	0,047	0,0235

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 [kN/ m ³]	Gams [kN/ m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [kN/ m ²]	c Corr. [kN/ m ²]	cu [kN/ m ²]	Ey [kN/ m ²]	Ed [kN/ m ²]	Ni	Cv [cmq/ s]	Cs
2,5	17,65	18,63	22,7	22,7	0,0	0,0	0,0	9806,65	0,0	0,45	0,0	0,0
2,0	18,63	19,61	32,2	32,2	0,0	0,0	0,0	19613,3	0,0	0,45	0,0	0,0
4,0	19,12	20,59	35,2	35,2	0,0	0,0	0,0	49033,25	0,0	0,45	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pression e normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	250,74	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	Sisma	250,74	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	250,74	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	250,74	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

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. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Sì	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult] 752,21 kN/m²
 Resistenza di progetto[Rd] 417,9 kN/m²
 Tensione [Ed] 250,74 kN/m²
 Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 3,0
 Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 30088,56 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq] 29,22
 Fattore [Nc] 44,81
 Fattore [Ng] 28,36
 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 1553,4 kN/m²
 Resistenza di progetto 675,39 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq] 23,73
 Fattore [Nc] 36,09
 Fattore [Ng] 28,63
 Fattore forma [Sc] 1,11
 Fattore profondità [Dc] 1,48
 Fattore inclinazione carichi [Ic] 1,0
 Fattore inclinazione pendio [Gc] 1,0
 Fattore inclinazione base [Bc] 1,0

Fattore forma [Sq]	1,11
Fattore profondità [Dq]	1,33
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,94
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	1788,25 kN/m ²
Resistenza di progetto	777,5 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

Sisma

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	15,43
Fattore [Nc]	28,65
Fattore [Ng]	12,67
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,6
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	752,21 kN/m ²
Resistenza di progetto	417,9 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12,83
Fattore [Nc]	23,48
Fattore [Ng]	11,92
Fattore forma [Sc]	1,1
Fattore profondità [Dc]	1,48
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,09
Fattore profondità [Dq]	1,36
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,94

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]	0,6
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	904,02 kN/m ²
Resistenza di progetto	502,23 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

7. CONCLUSIONI

L'indagine ha permesso di caratterizzare dal punto di vista stratigrafico, geotecnico, idrogeologico e sismico il terreno di fondazione dell'area di PEC denominata ATF2.PG1 di PRGC. Le informazioni di carattere geologico e stratigrafico sono state ottenute da una campagna investigativa in sito, per mezzo di prove penetrometriche dinamiche e uno stendimento geofisico del tipo Mas Vs₃₀. Sono inoltre state considerate e comparate indagini svolte dallo scrivente nel territorio comunale di Cuneo, svolte in contesti geologico stratigrafici del tutto simili e confrontabili.

Nelle valutazioni di carattere sismico, si è tenuto conto dei dettami indicati dal D.M. 14.01.2008, che recepisce l'O.P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003 e s.m.i., *"primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e norme tecniche per le costruzioni in zona sismica"*. Le indagini geofisiche hanno permesso di definire, per le opere in progetto e secondo la classificazione vigente, un Suolo di tipo B.

Nel paragrafo precedente è stato riportato un esempio di calcolo del carico limite per il sistema di fondazione dei nuovi fabbricati relativi al Comparto A (estendibile con le opportune tarature anche al Comparto B di futura realizzazione). Non conoscendo i carichi indotti dalle nuove strutture al terreno, il calcolo è da ritenersi puramente indicativo e sarà compito dello strutturista verificare e validare le ipotesi fatte in fase di calcolo.

Dal punto di vista geotecnico, si ritiene che fondazioni dirette, possano assolvere con efficacia alla trasmissione dei carichi delle nuove strutture al terreno.

Tutte le opere di urbanizzazione del PEC interesseranno esclusivamente il livello alluvionale più superficiale, unitamente al terreno vegetale di copertura.

Nel corso degli scavi di sbancamento dei piani interrati, a seconda della quota prescelta in fase esecutiva, non si esclude la possibilità che possano emergere livelli cementati conglomeratici meglio noti con il nome di Ceppo. In questi casi, lo scavo dovrà prevedere l'utilizzo di pale meccaniche dotate di martello demolitore.

Non si ritiene di dover indicare ulteriori prescrizioni da adottare in fase esecutiva, rimandando, per quanto non espressamente specificato nella presente relazione geologico-tecnica, al D.M. 14.01.2008 e s.m.i.

Fermo restando quanto sopra, si conclude con parere favorevole alla fattibilità geologica, idrogeologica e geotecnica del Piano Esecutivo Convenzionato in progetto.

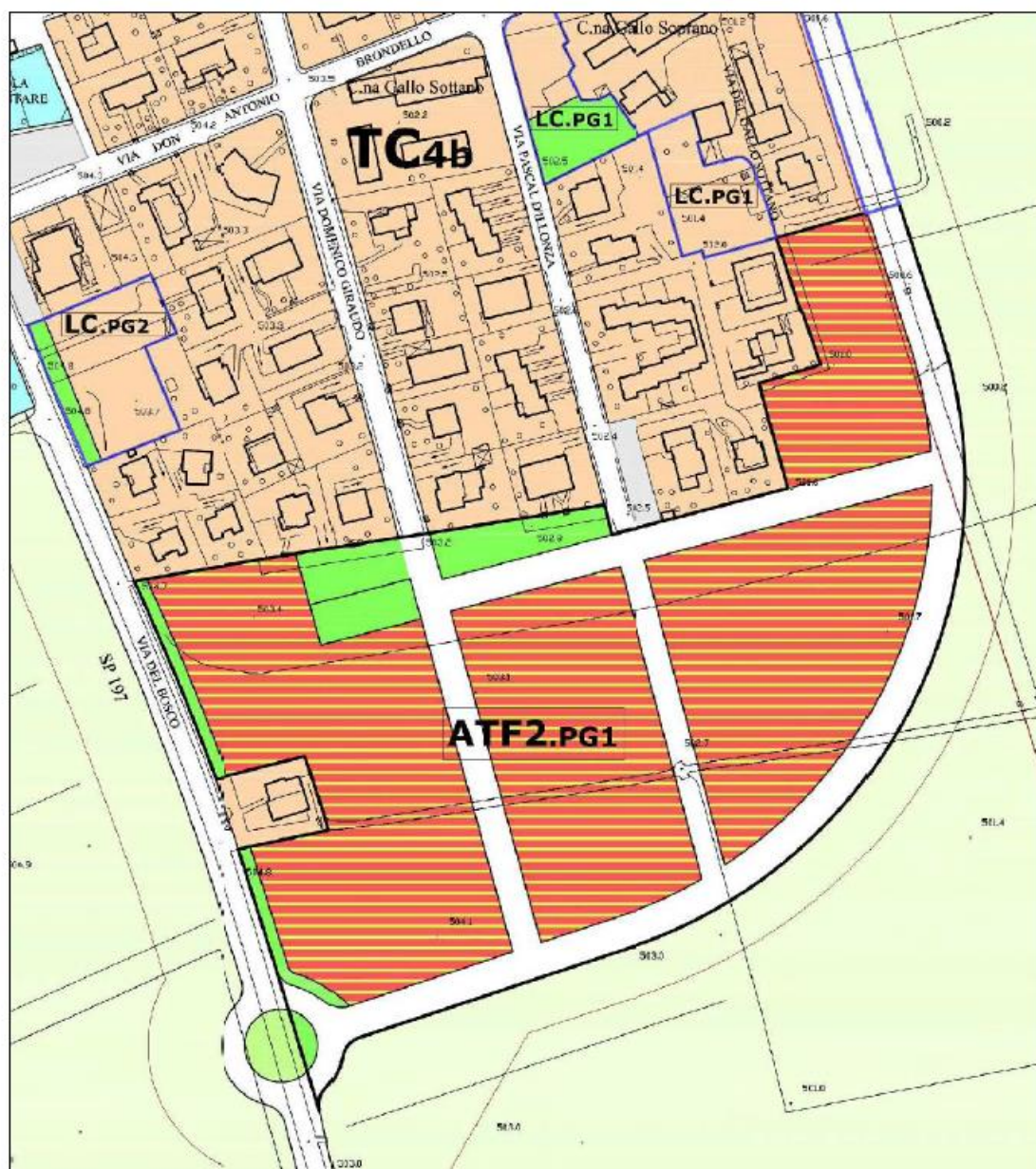
7.1 TABELLA RIASSUNTIVA

SISMICA	PARAMETRI	Sottosuolo di Tipo B; Condizioni topografiche T1 Accelerazione massima SLV: $ag/g = 0,155$ Coefficiente intensità sismica terreno $K_{hk} = 0,0373$
GEOTECNICA	da -0,6 a -2,5 m	$\phi = 22,7^\circ$ $c = 0 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_{nat} = 17,65 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_{sat} = 18,63 \text{ kN/m}^3$
	Da -2,5 a -4,5 m	$\phi = 32,2^\circ$ $c = 0 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_{nat} = 18,63 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_{sat} = 19,61 \text{ kN/m}^3$
	oltre -4,5 m	$\phi = 35,2^\circ$ $c = 0 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_{nat} = 19,12 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_{sat} = 20,59 \text{ kN/m}^3$
	FALDA	a - 32,5 m
EDIFICIO	DATI	Tipo opera: 2 - Opere ordinarie Classe d'uso: Classe II Vita nominale: 50,0 [anni] Vita di riferimento: 50,0 [anni]
FONDAZIONE	IPOSTESI	Nastriforme avente larghezza = 0,80 m Posa a -2,5 m dal p.c. attuale
ELABORAZIONI	Approccio 2	Combinazione Statica Brinch Hansen (Eurocodice 8) Carico limite 1788 kN/m^2 Resistenza di progetto 777 kN/m^2 COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) $\Rightarrow$ Costante di Winkler = 71530 kN/m^3
		Terzaghi Carico limite 1553 kN/m^2 Resistenza di progetto 675 kN/m^2 COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) $\Rightarrow$ Costante di Winkler = 621366 kN/m^3
		Combinazione Sisma Brinch Hansen (Eurocodice 8) Carico limite 904 kN/m^2 Resistenza di progetto 502 kN/m^2 COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) $\Rightarrow$ Costante di Winkler = 36160 kN/m^3
VALORI MAGGIORMENTE CAUTELATIVI		Terzaghi Carico limite 752 kN/m^2 Resistenza di progetto 417 kN/m^2 COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) $\Rightarrow$ Costante di Winkler = 30088 kN/m^3

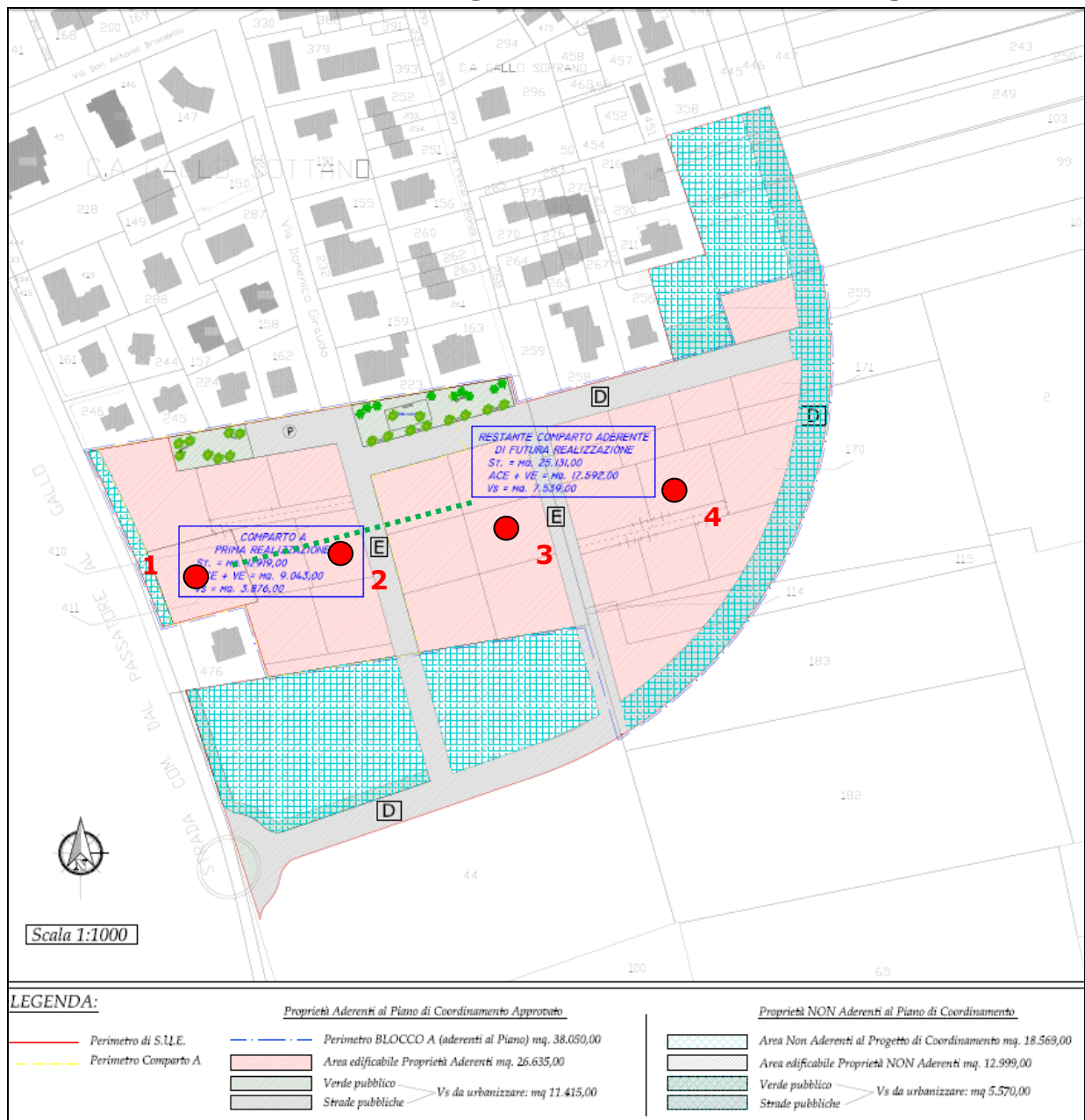


Il geologo
Fabrizio Cambursano
dicembre 2013

Estratto di P.R.G. Vigente



PLANIMETRIA GENERALE AREA DI PEC



con ubicazione:

- = prove penetrometriche dinamiche
- = stendimento geofisico Masw Vs₃₀

PENETROMETRO DINAMICO IN USO : TG 63-100 M-A.C

Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici		
TIPO	Sigla riferimento	Peso Massa Battente M (kg)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

CARATTERISTICHE TECNICHE : TG 63-100 M-A.C

PESO MASSA BATTENTE	M = 73,00 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H = 0,75 m
PESO SISTEMA BATTUTA	Ms = 0,63 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D = 51,00 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A = 20,43 cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	$\alpha = 60^\circ$
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La = 0,80 m
PESO ASTE PER METRO	Ma = 6,31 kg
PROF. GIUNZIONE 1 ^a ASTA	P1 = 0,30 m
AVANZAMENTO PUNTA	$\delta = 0,30$ m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N = N(30) $\Rightarrow$ Relativo ad un avanzamento di 30 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	SI
ENERGIA SPECIFICA x COLPO	Q = (MH)/(A δ) = 8,93 kg/cm ² (prova SPT : Qspt = 7.83 kg/cm ²)
COEFF.TEORICO DI ENERGIA	$\beta_t = Q/Q_{spt} = 1,141$ (teoricamente : Nspt = β_t N)

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd [funzione del numero di colpi N] (FORMULA OLANDESE) :

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

Rpd = resistenza dinamica punta [area A]
e = infissione per colpo = δ / N

M = peso massa battente (altezza caduta H)
P = peso totale aste e sistema battuta

UNITA' di MISURA (conversioni)

1 kg/cm² = 0.098067 MPa
1 MPa = 1 MN/m² = 10.197 kg/cm²
1 bar = 1.0197 kg/cm² = 0.1 MPa
1 kN = 0.001 MN = 101.97 kg

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 1

- committente : Studio GEO Cuneo
- lavoro : PEC area ATF2.PG1 S, Pietro del Gallo
- località : San Pietro del Gallo Cuneo
- note :

- data : 27/11/2013
- quota inizio : attuale p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,30	----	----	1	2,40 - 2,70	30	208,5	4
0,30 - 0,60	2	15,6	2	2,70 - 3,00	34	224,2	5
0,60 - 0,90	2	15,6	2	3,00 - 3,30	36	237,4	5
0,90 - 1,20	2	15,6	2	3,30 - 3,60	38	250,6	5
1,20 - 1,50	2	14,7	3	3,60 - 3,90	38	238,5	6
1,50 - 1,80	1	7,3	3	3,90 - 4,20	40	251,0	6
1,80 - 2,10	2	14,7	3	4,20 - 4,50	50	313,8	6
2,10 - 2,40	14	97,3	4				

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 M-A.C**

- M (massa battente)= **73,00** kg - H (altezza caduta)= **0,75** m - A (area punta)= **20,43** cm² - D(diam. punta)= **51,00** mm

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [δ = 30 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 2

- committente : Studio GEO Cuneo
- lavoro : PEC area ATF2.PG1 S, Pietro del Gallo
- località : San Pietro del Gallo Cuneo
- note :

- data : 27/11/2013
- quota inizio : attuale p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,30	----	----	1	2,40 - 2,70	12	83,4	4
0,30 - 0,60	1	7,8	2	2,70 - 3,00	28	184,7	5
0,60 - 0,90	2	15,6	2	3,00 - 3,30	31	204,5	5
0,90 - 1,20	1	7,8	2	3,30 - 3,60	36	237,4	5
1,20 - 1,50	2	14,7	3	3,60 - 3,90	37	232,2	6
1,50 - 1,80	2	14,7	3	3,90 - 4,20	41	257,3	6
1,80 - 2,10	4	29,4	3	4,20 - 4,50	50	313,8	6
2,10 - 2,40	12	83,4	4				

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 M-A.C**

- M (massa battente)= **73,00** kg - H (altezza caduta)= **0,75** m - A (area punta)= **20,43** cm² - D(diam. punta)= **51,00** mm

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [δ = 30 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 3

- committente : Studio GEO Cuneo
- lavoro : PEC area ATF2.PG1 S, Pietro del Gallo
- località : San Pietro del Gallo Cuneo
- note :

- data : 27/11/2013
- quota inizio : attuale p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,30	----	----	1	2,40 - 2,70	3	20,9	4
0,30 - 0,60	2	15,6	2	2,70 - 3,00	16	105,5	5
0,60 - 0,90	2	15,6	2	3,00 - 3,30	28	184,7	5
0,90 - 1,20	2	15,6	2	3,30 - 3,60	36	237,4	5
1,20 - 1,50	2	14,7	3	3,60 - 3,90	40	251,0	6
1,50 - 1,80	1	7,3	3	3,90 - 4,20	43	269,8	6
1,80 - 2,10	2	14,7	3	4,20 - 4,50	50	313,8	6
2,10 - 2,40	3	20,9	4				

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 M-A.C**

- M (massa battente)= **73,00** kg - H (altezza caduta)= **0,75** m - A (area punta)= **20,43** cm² - D(diam. punta)= **51,00** mm

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [δ = 30 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 4

- committente : Studio GEO Cuneo
- lavoro : PEC area ATF2.PG1 S, Pietro del Gallo
- località : San Pietro del Gallo Cuneo
- note :

- data : 27/11/2013
- quota inizio : attuale p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,30	----	----	1	2,40 - 2,70	6	41,7	4
0,30 - 0,60	2	15,6	2	2,70 - 3,00	17	112,1	5
0,60 - 0,90	2	15,6	2	3,00 - 3,30	30	197,9	5
0,90 - 1,20	2	15,6	2	3,30 - 3,60	38	250,6	5
1,20 - 1,50	2	14,7	3	3,60 - 3,90	40	251,0	6
1,50 - 1,80	2	14,7	3	3,90 - 4,20	44	276,1	6
1,80 - 2,10	1	7,3	3	4,20 - 4,50	50	313,8	6
2,10 - 2,40	3	20,9	4				

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 M-A.C**

- M (massa battente)= **73,00** kg - H (altezza caduta)= **0,75** m - A (area punta)= **20,43** cm² - D(diam. punta)= **51,00** mm

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [δ = 30 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**

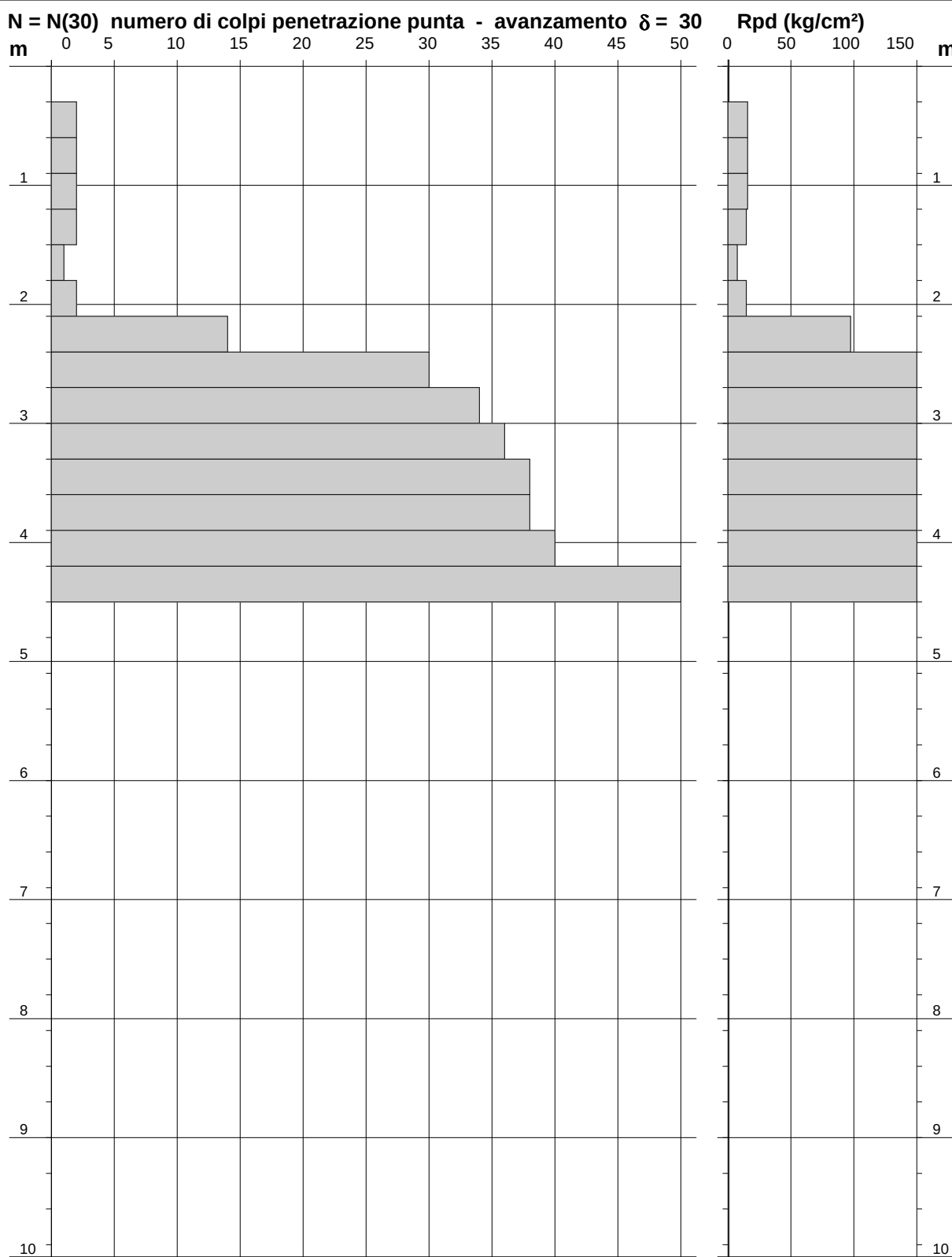
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 1

Scala 1: 50

- committente : Studio GEO Cuneo
- lavoro : PEC area ATF2.PG1 S, Pietro del Gallo
- località : San Pietro del Gallo Cuneo
- note :

- data : 27/11/2013
- quota inizio : attuale p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1



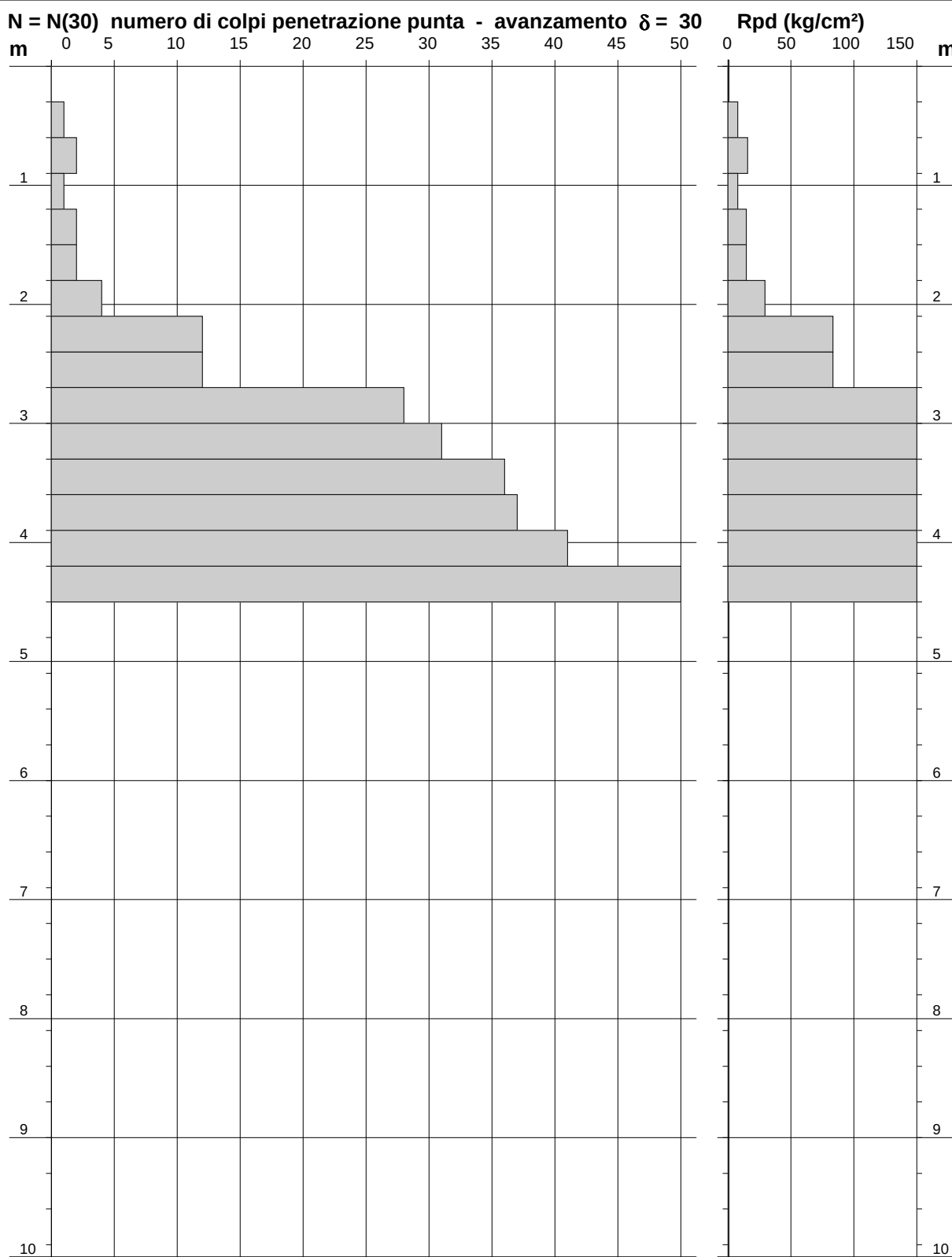
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 2

Scala 1: 50

- committente : Studio GEO Cuneo
- lavoro : PEC area ATF2.PG1 S, Pietro del Gallo
- località : San Pietro del Gallo Cuneo
- note :

- data : 27/11/2013
- quota inizio : attuale p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1



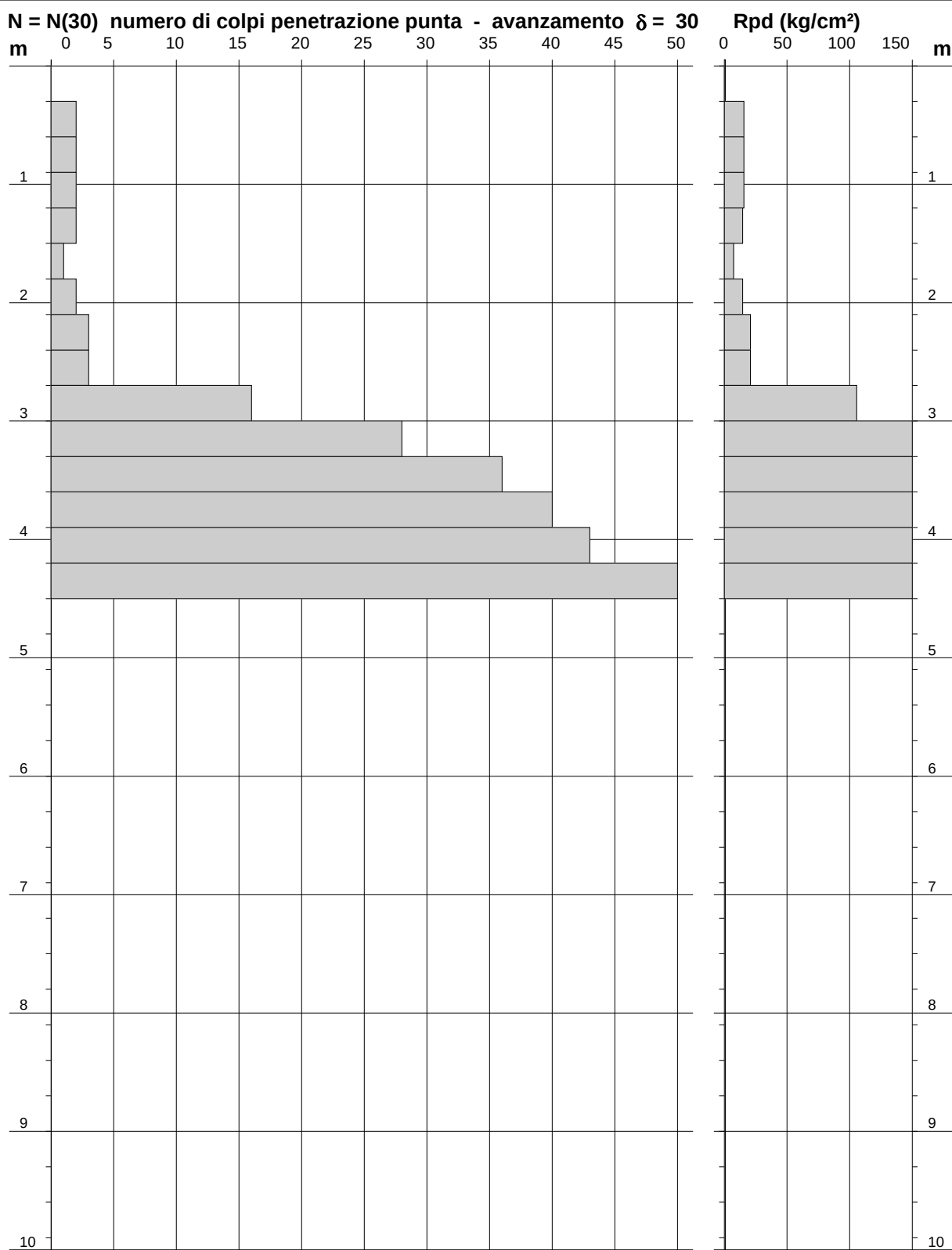
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 3

Scala 1: 50

- committente : Studio GEO Cuneo
- lavoro : PEC area ATF2.PG1 S, Pietro del Gallo
- località : San Pietro del Gallo Cuneo
- note :

- data : 27/11/2013
- quota inizio : attuale p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1



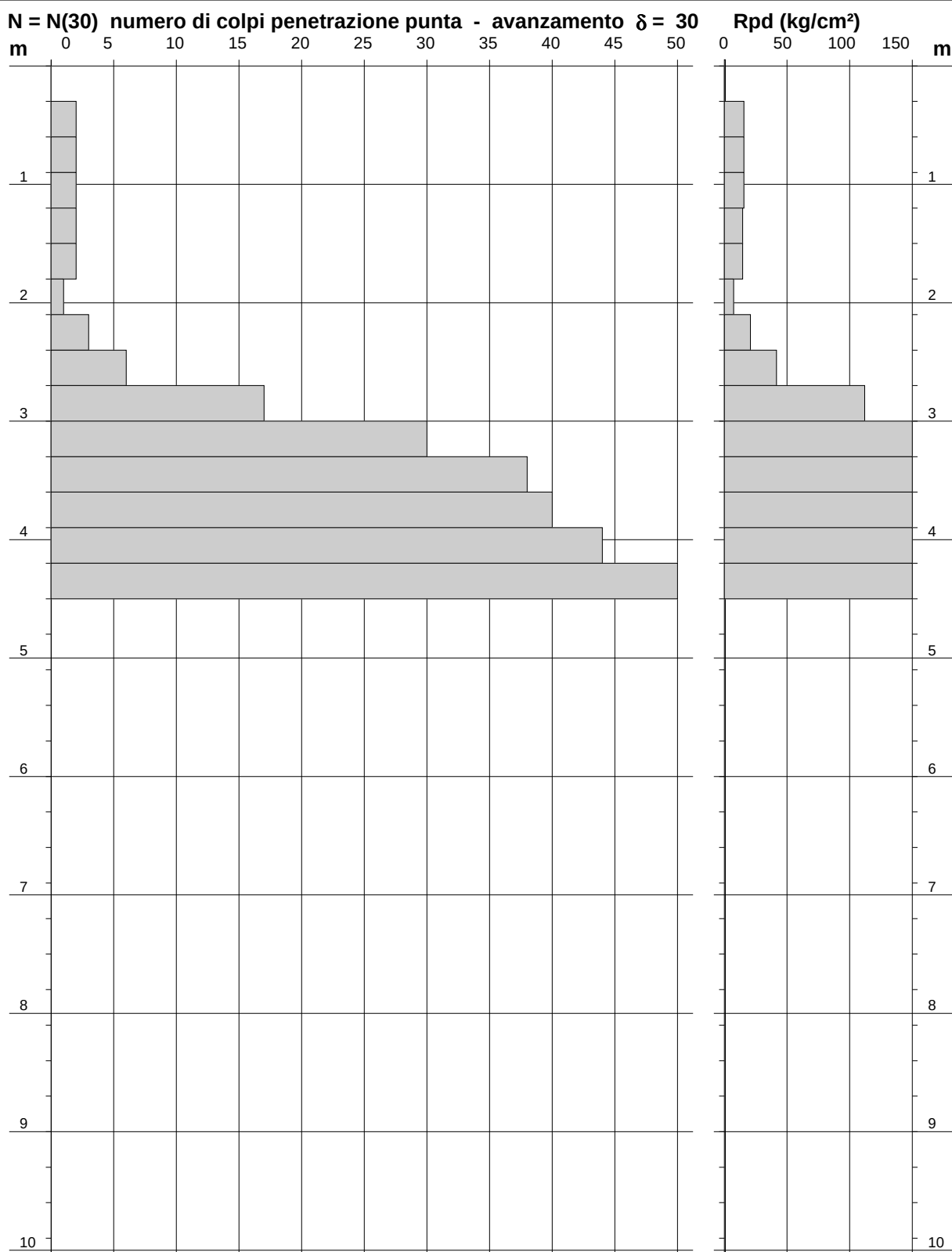
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 4

Scala 1: 50

- committente : Studio GEO Cuneo
- lavoro : PEC area ATF2.PG1 S, Pietro del Gallo
- località : San Pietro del Gallo Cuneo
- note :

- data : 27/11/2013
- quota inizio : attuale p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA ELABORAZIONE STATISTICA

DIN 1

- committente :	Studio GEO Cuneo	- data :	27/11/2013
- lavoro :	PEC area ATF2.PG1 S, Pietro del Gallo	- quota inizio :	attuale p.c.
- località :	San Pietro del Gallo Cuneo	- prof. falda :	Falda non rilevata
- note :		- pagina :	1

n°	Profondità (m)	PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA							VC A	β	Nspt
			M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+min)$	s	M-s	M+s			
1	0,00 2,40	N Rpd	3,1 22,6	0 0	14 97	1,6 11,3	3,1 22,6	---- ----	6,3 45,2	3 22	1,14	3
2	2,40 4,20	N Rpd	36,0 235,1	30 209	40 251	33,0 221,8	3,6 16,3	32,4 218,7	39,6 251,4	36 235	1,14	41
3	4,20 4,50	N Rpd	50,0 313,8	50 314	50 314	50,0 313,8	---- ----	---- ----	---- ----	50 314	1,14	57

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio

N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 30$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)

β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 1,14$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

DIN 1

n°	Prof.(m)	LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
				DR	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
1	0.00 2.40		3	11.3	27.2	214	1.86	1.38	0.19	1.78	44	1.194
2	2.40 4.20		41	76.0	38.8	507	2.10	1.77	2.56	2.27	12	0.334
3	4.20 4.50		57	87.6	42.1	631	2.17	1.87	3.56	2.47	06	0.158

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace

E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua

e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata

Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA ELABORAZIONE STATISTICA

DIN 2

- committente : Studio GEO Cuneo - lavoro : PEC area ATF2.PG1 S, Pietro del Gallo - località : San Pietro del Gallo Cuneo - note :	- data : 27/11/2013 - quota inizio : attuale p.c. - prof. falda : Falda non rilevata - pagina : 1
---	--

n°	Profondità (m)		PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA						VC A	β	Nspt	
				M	min	Max	½(M+min)	s	M-s				M+s
1	0,00	2,70	N Rpd	4,0 28,5	0 0	12 83	2,0 14,3	4,0 28,5	---- ----	8,0 57,1	4 29	1,14	5
2	2,70	4,20	N Rpd	34,6 223,2	28 185	41 257	31,3 203,9	---- ----	---- ----	---- ----	35 226	1,14	40
3	4,20	4,50	N Rpd	50,0 313,8	50 314	50 314	50,0 313,8	---- ----	---- ----	---- ----	50 314	1,14	57

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio

N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 30$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)

β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 1,14$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

DIN 2

n°	Prof.(m)		LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
					DR	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
1	0.00	2.70		5	18.3	28.0	230	1.88	1.41	0.31	1.83	39	1.061
2	2.70	4.20		40	75.0	38.5	500	2.10	1.77	2.50	2.26	13	0.347
3	4.20	4.50		57	87.6	42.1	631	2.17	1.87	3.56	2.47	06	0.158

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace

E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua

e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata

Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA ELABORAZIONE STATISTICA

DIN 3

- committente :	Studio GEO Cuneo	- data :	27/11/2013
- lavoro :	PEC area ATF2.PG1 S, Pietro del Gallo	- quota inizio :	attuale p.c.
- località :	San Pietro del Gallo Cuneo	- prof. falda :	Falda non rilevata
- note :		- pagina :	1

n°	Profondità (m)	PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA							VC A	β	Nspt
			M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+min)$	s	M-s	M+s			
1	0,00 2,70	N Rpd	1,9 13,9	0 0	3 21	0,9 7,0	---- 6,5	1,0 7,4	2,8 20,5	2 15	1,14	2
2	2,70 4,20	N Rpd	32,6 209,7	16 106	43 270	24,3 157,6	---- ----	---- ----	---- ----	33 212	1,14	38
3	4,20 4,50	N Rpd	50,0 313,8	50 314	50 314	50,0 313,8	---- ----	---- ----	---- ----	50 314	1,14	57

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio

N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 30$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)

β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 1,14$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

DIN 3

n°	Prof.(m)	LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
				DR	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
1	0.00 2.70		2	7.5	26.8	207	1.85	1.36	0.13	1.75	47	1.267
2	2.70 4.20		38	73.0	38.0	484	2.09	1.75	2.38	2.24	14	0.373
3	4.20 4.50		57	87.6	42.1	631	2.17	1.87	3.56	2.47	06	0.158

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace

E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua

e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata

Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA ELABORAZIONE STATISTICA

DIN 4

- committente : Studio GEO Cuneo - lavoro : PEC area ATF2.PG1 S, Pietro del Gallo - località : San Pietro del Gallo Cuneo - note :	- data : 27/11/2013 - quota inizio : attuale p.c. - prof. falda : Falda non rilevata - pagina : 1
---	--

n°	Profondità (m)	PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA							VC A	β	Nspt
			M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+\min)$	s	M-s	M+s			
1	0,00 2,70	N	2,2	0	6	1,1	1,6	----	3,9	2	1,14	2
		Rpd	16,2	0	42	8,1	11,3	4,9	27,5	15		
2	2,70 4,20	N	33,8	17	44	25,4	----	----	----	34	1,14	39
		Rpd	217,5	112	276	164,8	----	----	----	219		
3	4,20 4,50	N	50,0	50	50	50,0	----	----	----	50	1,14	57
		Rpd	313,8	314	314	313,8	----	----	----	314		

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio

N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 30$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)

β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 1,14$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

DIN 4

n°	Prof.(m)	LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
				DR	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
1	0.00 2.70		2	7.5	26.8	207	1.85	1.36	0.13	1.75	47	1.267
2	2.70 4.20		39	74.0	38.3	492	2.10	1.76	2.44	2.25	13	0.360
3	4.20 4.50		57	87.6	42.1	631	2.17	1.87	3.56	2.47	06	0.158

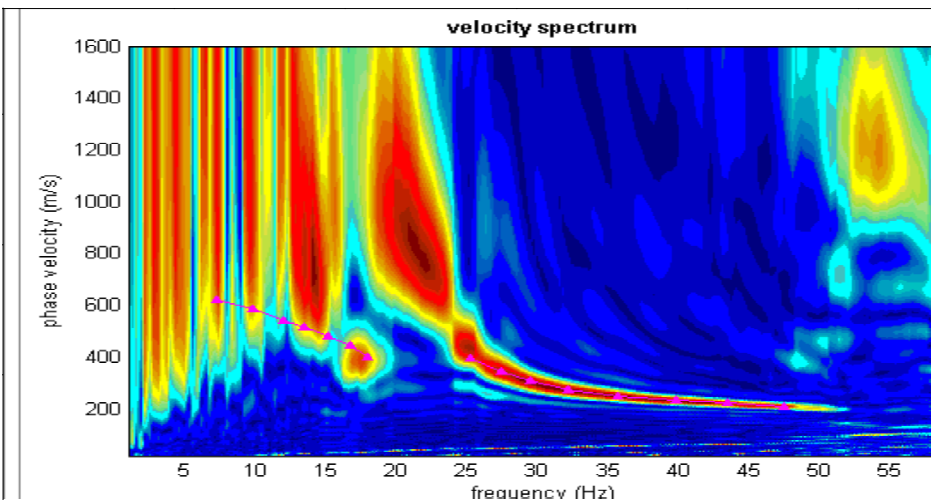
Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace

E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua

e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata

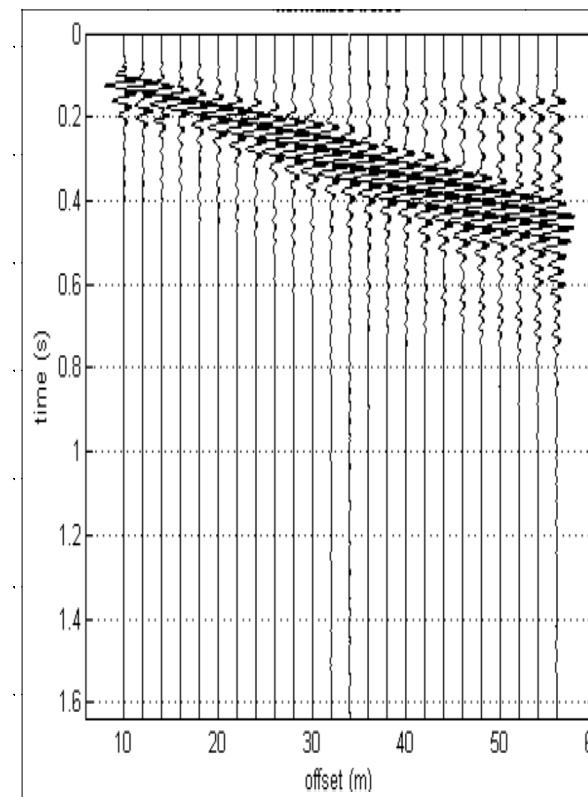
Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno



LEGENDA

- + Curva di dispersione misurata
- Curva di dispersione calcolata
- Velocità sismica delle onde S
- Modulo di taglio (Mpascal)
- VsX

Il valore approssimato del peso di volume per il calcolo del parametro G è dato dalla formula $D=1.5 + V_s/1000$



Sismogramma

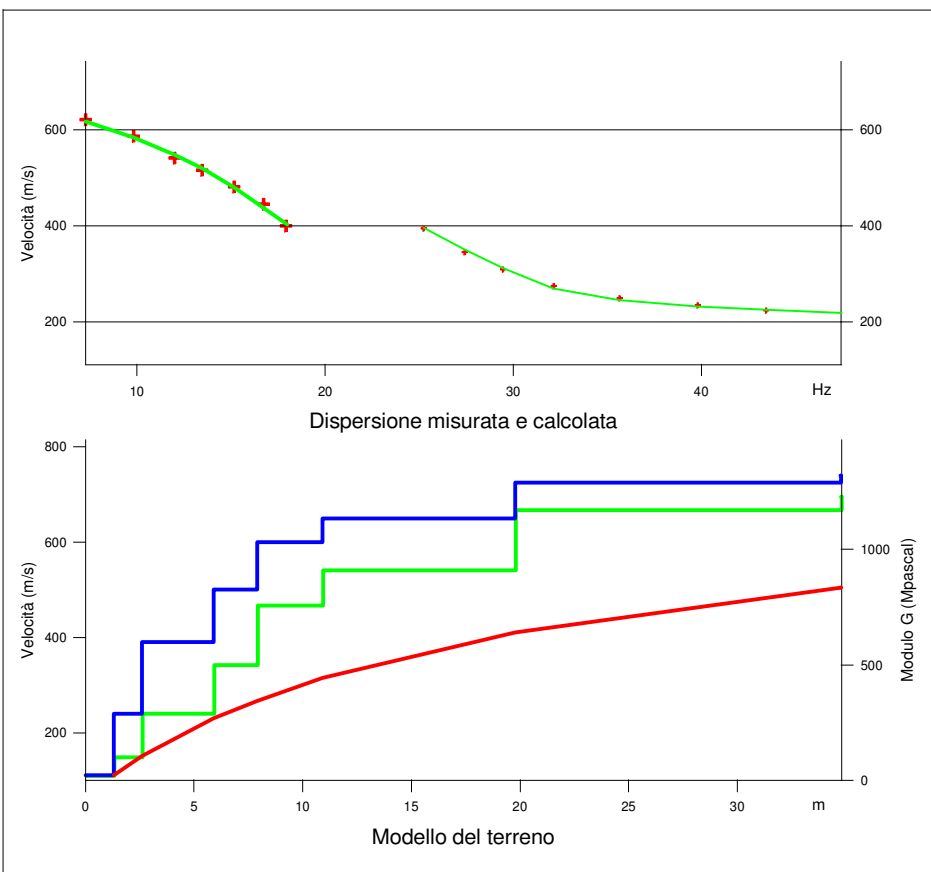


TABELLA DI CALCOLO

Da Prof.	a Prof.	Vs	Hi/Vi	VsX	G
0	1.3	111	.0117	111	20
1.3	2.6	240	.0054	152	100
2.6	5.9	390	.0085	231	287
5.9	7.9	500	.004	267	500
7.9	10.9	600	.005	315	756
10.9	19.8	650	.0137	410	908
19.8	34.8	725	.0207	505	1170

VALORE CALCOLATO VS30 = 481 m/s

PROVA SISMICA VS30

Località: San Pietro del Gallo (Cuneo)

Studio Dr. Geol. Cambursano

Metodologia MASW

VELOCITA' DELLE ONDE S

All. 2/a

Dicembre 2013

EEG
GEOFISICA
ELABORAZIONE DATI