



COMUNE DI FOLIGNANO
PROVINCIA DI ASCOLI PICENO

**"LAVORI DI RIQUALIFICAZIONE, DI AMPLIAMENTO E COMPLETAMENTO
DEL PRIMO TRATTO DELLA PUBBLICA VIA GIANNI TORSELLINI"
- PROGETTO ESECUTIVO -**

PROGETTO STRUTTURALE DELLE OPERE IN C.A.
muro di contenimento in c.a. Hmax 1.10 m

TAV. 1S Relazione geotecnica e sulle fondazioni
caratteristiche geologiche e geomeccaniche dei terreni in sito

data : Dicembre 2018

Progettista architettonico: Geom. Enrico Massi

Progettista strutturale: Ing. Jessica Ionni

RUP: Arch. Francesca Romana Mancini

1. PREMESSA	pag.2
2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI	pag.2
2.1 INDAGINI IN SITO	pag.2
2.2 INTERAZIONE TERRENO – STRUTTURE	pag.2
2.3 CAPACITA' PORTANTE DEI TERRENI	pag.3
2.4 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	pag.4
Allegati: certificati di prova	
3. SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE E VERIFICHE DI SICUREZZA	pag.5

1. PREMESSA

Il presente elaborato tratta la progettazione strutturale di un muro di contenimento in c.a. di altezza massima 1.10 m rispetto al piano stradale, che si inserisce in un più ampio intervento di riqualificazione di via Torsellini in Folignano. La tipologia di muro impiegata è quella di muro a mensola in c.a. Il muro si sviluppa per una lunghezza totale di 24 metri totali (distinti in due blocchi separati) ed ha un'altezza massima di 1.10 m e spessore del paramento costante lungo l'altezza di 0.30 m. Di seguito si riportano la caratterizzazione e la modellazione geotecnica dei terreni in sito, nonché il dimensionamento e il calcolo delle strutture di fondazione.

2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Si riportano la caratterizzazione e la modellazione geotecnica del sottosuolo, preliminari alle scelte progettuali effettuate. Si prevede la realizzazione di un muro a mensola in cemento armato, con fondazioni dirette, a contenimento di un terrapieno di altezza massima pari a 1.10 m. **Il manufatto di progetto ricade in una zona con caratteristiche sufficientemente note e con costruzioni esistenti confrontabili; l'intervento non richiede l'esecuzione di scavi e/o riporti che alterino significativamente la topografia originaria del terreno.** L'opera, può quindi essere compresa nella casistica delle costruzioni di modesta rilevanza ed essendo la zona di ubicazione ben conosciuta da un punto di vista geotecnico, con riferimento al paragrafo 6.2.2 del DM 14/01/2008, la progettazione può essere basata sull'esperienza e sulle conoscenze disponibili relative alla caratterizzazione geotecnica dell'area di sedime. Sulla base di quanto premesso, circa la caratterizzazione dei terreni in sito, si fa riferimento alle indagini geologiche e geotecniche, condotte in tempi precedenti, nella medesima area.

3. INDAGINI IN SITO

Le indagini in sito, effettuate in tempi precedenti nei dintorni dell'area di intervento, e di cui in allegato si riportano i certificati di prova, sono composte da n. 3 prove penetrometriche dinamiche continue, spinte fino alla profondità massima di 6 metri dal piano campagna. Al fine di meglio definire il modello geotecnico, si fa inoltre riferimento alle risultanze di n. 4 sondaggi geognostici, sulle cui carote di terreno estratte, sono state condotte prove in sito con penetrometro e scissometro tascabili.

Di seguito si riporta l'indicazione geografica dei sondaggi realizzati e dell'area di intervento.



- prova penetrometrica dinamica
- prove in sito sondaggi geognostici

In generale la stratigrafia dei terreni, nell'area di interesse, è costituita da uno strato più superficiale di natura limoso – sabbiosa, con lieve presenza di ghiaie eteroclastiche, di natura prevalentemente calcarea, che si estende in maniera approssimativa fino a 10 metri di profondità dal piano campagna. La formazione di base è invece costituita da arenarie litoidi, alternate a livelli marnosi – argillosi, le cui proprietà meccaniche, tendono a migliorare con la profondità.

Trattandosi di opere strutturali di modesto rilievo e prevedendo una fondazione del tipo superficiale, che interesserà i terreni posti ad una profondità inferiore ad un metro, in maniera comunque cautelativa, sulla base dei dati risultanti da prove effettuate nelle aree limitrofe, si assumono le seguenti caratteristiche meccaniche:

<i>litotipo A limo – sabbioso (fino a – 10,00 metri)</i>
γ (peso di volume) = 1,9 kg/dm ³ ϕ' (angolo di attrito interno drenato) = 25° C_u (coesione non drenata) = 0,9 kg/cm ² c' (coesione drenata) = 0 – 0,05 kg/cm ² D_r (densità relativa) = 30 % K (modulo di sottofondo di Winkler) = 3,0 kg/cm ³

<i>litotipo B arenarie litoidi con livelli marnosi argillosi (formazione di base)</i>
γ (peso di volume) = 2,2 t/mc ϕ (angolo di attrito interno) = 33° Q_u (resistenza alla compressione semplice) > 250 kg/cm ² D_r (densità relativa) = 80 % K (modulo di sottofondo di Winkler) > 70,0 kg/cm ³

4. INTERAZIONE TERRENO STRUTTURA

L'intervento in oggetto, consiste nella realizzazione di un muro di modeste dimensioni, altezza massima del paramento verticale di 1.10 m, altezza della mensola di fondazione pari a 0.25 m, spessore alla testa del muro pari a 0.25 m. Si prevede fondazione realizzata mediante struttura superficiale del tipo a mensola, con base di appoggio all'interno della formazione caratterizzata da limo sabbioso (litotipo A).

5. CAPACITA' PORTANTE DEI TERRENI IN SITO

Di seguito si definisce il valore indicativo della capacità portante dei terreni considerando il piano di posa della fondazione all'interno dei limi sabbiosi. Si utilizza la seguente relazione di Terzaghi, valida nel caso in cui i carichi vengano trasmessi rapidamente in relazione alle possibilità di drenaggio del terreno, la quale, nel caso in oggetto assume la forma:

$$Q_r = \gamma D + 5,7 C_u$$

dove Q_r = carico di rottura

γ = peso di volume terreno in sito

D = profondità del piano di posa

C_u = coesione non drenata

da cui segue :

$$Q_r = 1,8 * 0,30 + 5,70 * 9 = 51,84 \text{ t/m}^2 = 5,18 \text{ kg/cm}^2$$

6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

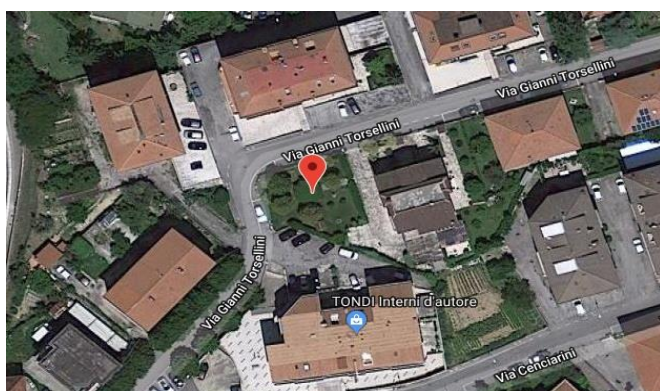
Categoria di sottosuolo

Definito il profilo stratigrafico dei suoli e la caratterizzazione geotecnica dei terreni in sito, risulta la presenza del substrato di base ad una profondità circa pari a 10 metri dal piano campagna; inoltre si rileva che le caratteristiche di resistenza e addensamento tendono a migliorare con la profondità. Pertanto, con riferimento alla tabella 3.2.II della normativa di settore vigente DM 14.01.2008, si assume nello specifico, la *categoria di sottosuolo B*, ovvero *rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti*.

Condizioni topografiche

Rilevato che non ricorrono particolari configurazioni topografiche, si fa riferimento alle categorie standardizzate di cui alla Tabella 3.2.IV DM 14.01.2008. Al fine di valutare eventuali amplificazioni topografiche relative alla definizione della pericolosità sismica dei luoghi, data la condizione topografica dell'area di sedime dell'opera, si assume la geometria superficiale del terreno appartenente alla categoria T1 (superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$).

Parametri pericolosità sismica



Latitudine (WGS84)	Longitudine (WGS84)
42.82140551	13.63497634
Latitudine (ED50)	Longitudine (ED50)
42.823131	13.63581
Altitudine (mt)	0
Classe dell'edificio	II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti
Vita Nominale Struttura	50
Periodo di Riferimento per l'azione sismica	50

Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	T_r [anni]	a_g/g [-]	F_o [-]	T_c^* [s]
Operatività	30	0.057	2.476	0.280
Danno	50	0.072	2.446	0.290
Salvaguardia Vita	475	0.179	2.468	0.350
Prevenzione Collasso	975	0.231	2.511	0.352

F_0	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
T_c^*	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.
T_r	Periodo di ritorno dell'azione sismica.
a_g/g	Coefficiente di accelerazione al suolo.

7. SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE E VERIFICHE DI SICUREZZA

La tipologia delle opere di fondazione sono consone alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati delle indagini geognostiche.

Nel caso in esame, la struttura di fondazione è costituita da fondazioni dirette.

Verifiche di sicurezza

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

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

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche di sicurezza sono state condotte, con riferimento all'**Approccio 1**, sulla base delle tipologie di fondazioni descritte nel paragrafo precedente.

Le azioni sono ottenute, applicando ai valori caratteristici delle stesse, i coefficienti parziali γ_F di cui nella tabella 6.2.I delle NTC 2008, che vengono di seguito riportati.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)	A2 (GEO)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3

Il valore di progetto della resistenza R_d è determinato in modo analitico con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M , specificato nella tabella 6.2.II delle NTC 2008, e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specifici per ciascun tipo di opera come specificato nella tabella 6.5.I delle NTC 2008.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'$	$\gamma_{\varphi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40

Tab. 6.5.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno

VERIFICA	Coefficiente parziale γ_R (R1)	Coefficiente parziale γ_R (R2)	Coefficiente parziale γ_R (R3)
Capacità portante della fondazione	1.0	1.0	1.4
Scorrimento	1.0	1.0	1.1
Resistenza del terreno a valle	1.0	1.0	1.4

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite ed i risultati di tale calcolo.

Carico limite fondazioni dirette

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma$$

in cui:

- c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;
- q = $\gamma \cdot D$ = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;
- γ = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;
- D = profondità del piano di posa della fondazione;
- B = dimensione caratteristica della fondazione, che corrisponde alla larghezza della suola;
- L = Lunghezza della fondazione (**= Lunghezza del muro**);
- γ_f = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;
- N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;
- s, d, i, g, b, ψ = coefficienti correttivi.

NB: Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di:

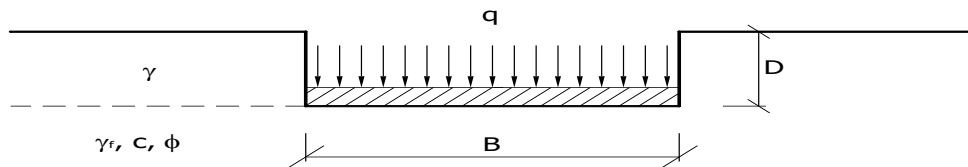
$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L$$

dove:

e_B = eccentricità parallela al lato di dimensione B;

e_L = eccentricità parallela al lato di dimensione L (**valore nullo per lo schema adottato**).



Calcolo dei fattori N_c, N_q, N_γ

Condizioni non drenate	Condizioni drenate
$N_c = 2 + \pi$	$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg } \phi$
$N_q = 1$	$N_q = k_p \cdot e^{\pi \text{tg } \phi}$
$N_\gamma = 0 \quad \text{se } \omega = 0$ $N_\gamma = -2 \cdot \text{sen } \omega \quad \text{se } \omega \neq 0$	$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \text{tg } \phi$

dove:

$k_p = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$ è il coefficiente di spinta passiva;

ϕ = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

ω = angolo di inclinazione del piano campagna.

Calcolo dei fattori di forma s_c s_q s_γ

Terreni Coerenti	Terreni Incoerenti
$s_c = 1 + \frac{B}{(2 + \pi)L}$	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B}{L} \operatorname{tg} \phi$
$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$	$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$

con $B/L < 1$.

Calcolo dei fattori di profondità d_c d_q d_γ

Si definisce il seguente parametro:

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} \leq 1 ;$$

$$k = \operatorname{arctg} \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} > 1 .$$

Terreni Coerenti	Terreni Incoerenti
$d_c = 1 + 0.4k$	$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \operatorname{tg} \phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi (1 - \operatorname{sen} \phi)^2 \cdot k$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$

Calcolo dei fattori di inclinazione del carico i_c i_q i_γ

Si definisce il seguente parametro:

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

Terreni Coerenti	Terreni Incoerenti
$i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_a \cdot N_c}$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \operatorname{tg} \phi}$
$i_q = 1$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg} \phi} \right)^m$
$i_\gamma = 1$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg} \phi} \right)^{m+1}$

dove:

$$A_f = B \cdot L$$

H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;

c_a = adesione lungo la base della fondazione ($c_a \leq c$);

δ = angolo di attrito di interfaccia terreno-fondazione.

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$H < V \cdot \operatorname{tg} \delta + A_f \cdot c_a$$

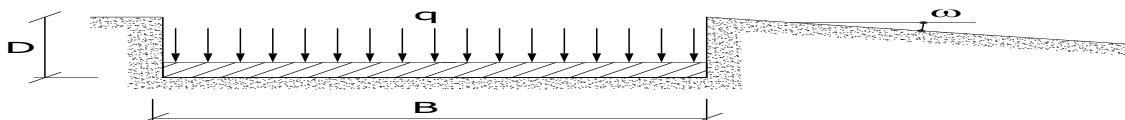
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c , b_q , b_γ

Indicando con ω l'angolo di inclinazione del piano campagna, si ha:

Terreni Coerenti	Terreni Incoerenti
$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{2 + \pi}$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \operatorname{tg} \phi}$
$b_q = 1$	$b_q = (1 - \operatorname{tg} \omega)^2 \cos \omega$
$b_\gamma = 1$	$b_\gamma = \frac{b_q}{\cos \omega}$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$\omega < \phi ; \quad \omega < 45^\circ$$



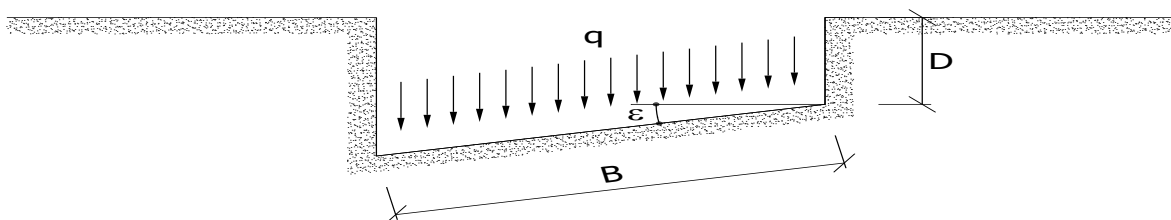
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q , g_γ

Indicando con ε l'angolo di inclinazione del piano di posa della fondazione, si ha:

Terreni Coerenti	Terreni Incoerenti
$g_c = 1 - \frac{2 \cdot \varepsilon}{2 + \pi}$	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \operatorname{tg} \phi}$
$g_q = 1$	$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \operatorname{tg} \phi)^2$
$g_\gamma = 1$	$g_\gamma = (1 - \varepsilon \cdot \operatorname{tg} \phi)^2$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$\varepsilon < 45^\circ$$



Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento ψ_c , ψ_q , ψ_γ

Si definisce l'indice di rigidità del terreno come:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi}$$

dove:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \text{modulo d'elasticità tangenziale del terreno};$$

E = modulo elastico del terreno. Nei calcoli è utilizzato il modulo edometrico;

ν = modulo di Poisson. Sia in condizioni non drenate che drenate è assunto pari a 0.5;

σ = tensione litostatica alla profondità $D+B/2$.

La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento ψ_c , ψ_q , ψ_γ sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidezza I_r si mantiene inferiore al valore critico:

$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2} \exp \left\{ \left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \text{ctg} \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right\}$$

Terreni Coerenti	Terreni Incoerenti
$\psi_c = 0.32 + 0.12 \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \text{Log}(I_r)$	$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_q \cdot \text{tg}\phi}$
$\psi_q = 1$	$\psi_q = \exp \left\{ \left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \text{tg}\phi + \frac{3.07 \cdot \text{sen}\phi \cdot \text{Log}(2I_r)}{1 + \text{sen}\phi} \right\}$
$\psi_\gamma = 1$	$\psi_\gamma = \psi_q$

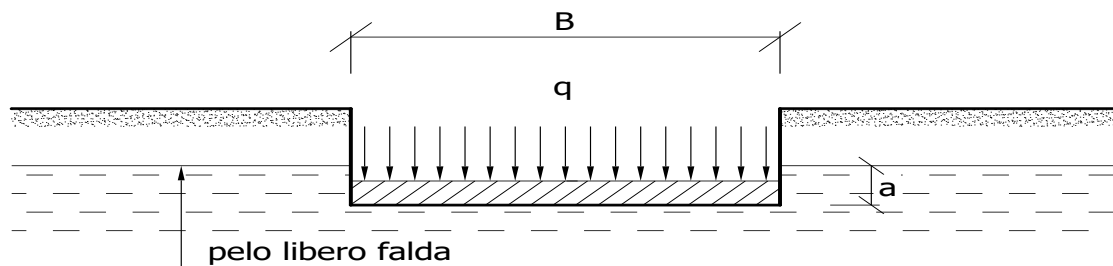
Calcolo del carico limite in presenza di falda

Se il pelo libero della falda è compreso fra il piano campagna ed il piano di posa della fondazione, ad un'altezza a sopra il piano di posa, l'espressione generale del carico limite, valutato in termini di tensioni effettive, diviene:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma'_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma + \gamma_{H2O} \cdot a$$

dove la tensione litostatica al piano di posa è valutata come:

$$q = \gamma \cdot (D - a) + \gamma' \cdot a$$

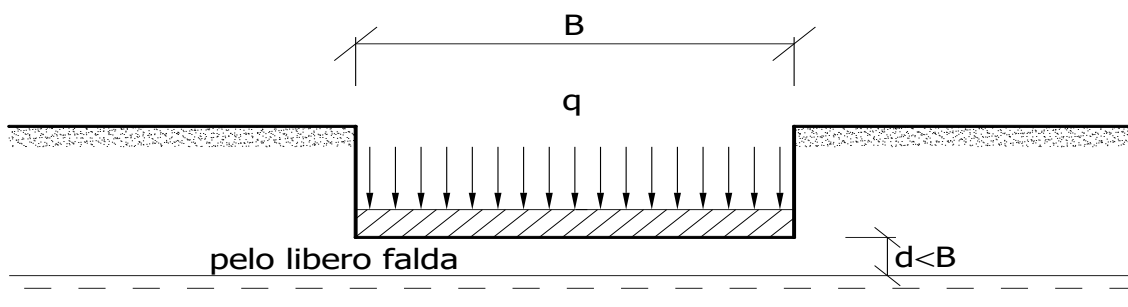


Se il pelo libero della falda è al di sotto del piano di posa della fondazione di una profondità d , tale che:

$$D \leq d \leq D + B, \quad \text{o in altri termini} \quad d < B$$

l'espressione generale del carico limite, valutato in termini di tensioni effettive, diviene:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q + 0.5 \cdot B \cdot \left(\gamma'_f + (\gamma_f - \gamma'_f) \frac{d}{B} \right) \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma$$



Se il pelo libero della falda è al di sotto del piano campagna di una profondità **d**, tale che:

$$d > D + B, \text{ o in altri termini } d \geq B$$

la presenza della falda viene trascurata.

Calcolo del carico limite in condizioni non drenate

L'espressione generale del carico limite, valutato in termini di tensioni totale, diventa:

$$q_{lim} = (2 + \pi)c_u \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q + \frac{1}{2} \gamma_{sat} \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

c_u = coesione non drenata;

γ_{sat} = peso unità di volume del terreno in condizioni di saturazione.

Fattori correttivi del carico limite in presenza di sisma

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (**effetto cinematico**) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (**effetto inerziale**).

Nell'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati **K_{hi}** e **K_{hk}** , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Calcolo del fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico

L'effetto cinematico, ovvero l'effetto dovuto all'accelerazione della porzione di terreno in cui è immersa la fondazione, è direttamente portato in conto, nel calcolo del carico limite, poiché si è considerato il cuneo di massima spinta del terreno a partire dalla quota del piano di posa della fondazione. Pertanto, per tale porzione di terreno in cui è immersa la fondazione, gli effetti del sisma sono stati direttamente già considerati nella determinazione del cuneo di spinta del terreno.

Calcolo dei fattori correttivi dovuti all'effetto inerziale

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico K_{hi} .

Per le combinazioni sismiche, gli effetti inerziali sono stati direttamente portati in conto, nel calcolo del carico limite, tramite i coefficienti correttivi dovuti all'inclinazione dei carichi (i_c, i_q, i_γ).

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alla verifica dello stato limite di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

Si precisa che il valore relativo alla colonna Q_{lim} , di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza R_d (determinato come sopra esposto e diviso per il valore del coefficiente parziale γ_R relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione). Nel caso in esame il coefficiente parziale γ_{Rr} , come indicato nella tabella 6.5.I delle NTC 2008, è stato assunto pari:

Tabella 6.5.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno

VERIFICA	Coefficiente parziale γ_R (R1)	Coefficiente parziale γ_R (R2)	Coefficiente parziale γ_R (R3)
Capacità portante della fondazione	1.0	1.0	1.4

Si precisa che, nella sottostante tabella:

- Q_{med} rappresenta la tensione media del terreno, ossia il valore della tensione del terreno in corrispondenza del baricentro della sezione di impronta (sezione reagente) della fondazione;
- la coppia Q_{med} e Q_{lim} è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che da luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS).

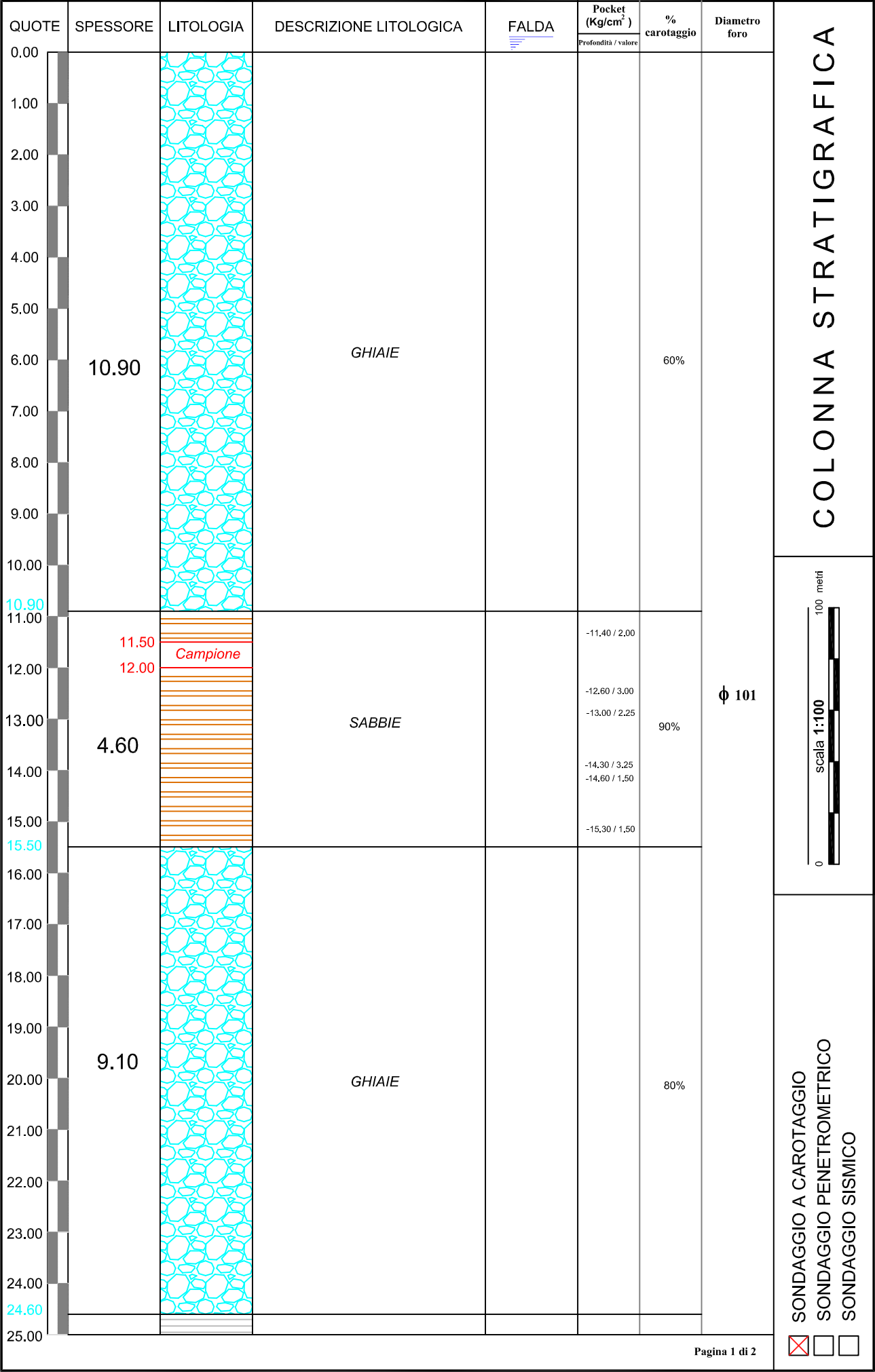
VERIFICHE A CARICO LIMITE					
Approcc	Stato limite	Sisma	CS	QMedP [N/mm ²]	QLim [N/mm ²]
Sezione 1					
Verifica 1					
Approccio 1, Combinazione 1	Stato Limite di Resistenza della Struttura	NO	4,58	0,04	0,17
Verifica 2					
Approccio 1, Combinazione 1	Stato Limite di Resistenza della Struttura	NO	5,95	0,03	0,17
Verifica 3					
Approccio 1, Combinazione 1	Stato Limite di Resistenza della Struttura	SI	5,77	0,03	0,17
Verifica 4					
Approccio 1, Combinazione 1	Stato Limite di Resistenza della Struttura	SI	6,05	0,03	0,17
Verifica 5					
Approccio 1, Combinazione 2	Stato Limite di Resistenza del Terreno	NO	5,65	0,03	0,16
Verifica 6					
Approccio 1, Combinazione 2	Stato Limite di Resistenza del Terreno	NO	5,65	0,03	0,16
Verifica 7					
Approccio 1, Combinazione 2	Stato Limite di Resistenza del Terreno	SI	5,43	0,03	0,16
Verifica 8					
Approccio 1, Combinazione 2	Stato Limite di Resistenza del Terreno	SI	5,79	0,03	0,17

LEGENDA Verifiche a Carico Limite

Approcc	Tipo di Approccio seguito.
Stato limite	Tipo di Stato Limite.
Sisma	Sisma agente nella Combinazione.
CS	Coefficiente di sicurezza.
QMedP	Tensione media di Progetto [N/mm ²].
QLim	Carico Limite [N/mm ²].

Folignano, lì _____

Il Progettista
Ing. Jessica Ionni



QUOTE	SPESSORE	LITOLOGIA	DESCRIZIONE LITOLOGICA	FALDA	Pocket (Kg/cm ²)	% carotaggio	Diametro foro
25.00	10.40		SUBSTRATO ARENACEO			95%	
26.00							
27.00							
28.00							
29.00							
30.00							
31.00							
32.00							
33.00							
34.00							
35.00		STOP					Ø 101
36.00							
37.00							
38.00							
39.00							
40.00							
41.00							
42.00							
43.00							
44.00							
45.00							
46.00							
47.00							
48.00							
49.00							
50.00							

COLONNA STRATIGRAFICA

0100 metri

scala 1:100

SONDAGGIO A CAROTAGGIO

SONDAGGIO PENETROMETRICO

SONDAGGIO SISMICO

Pagina 2 di 2

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

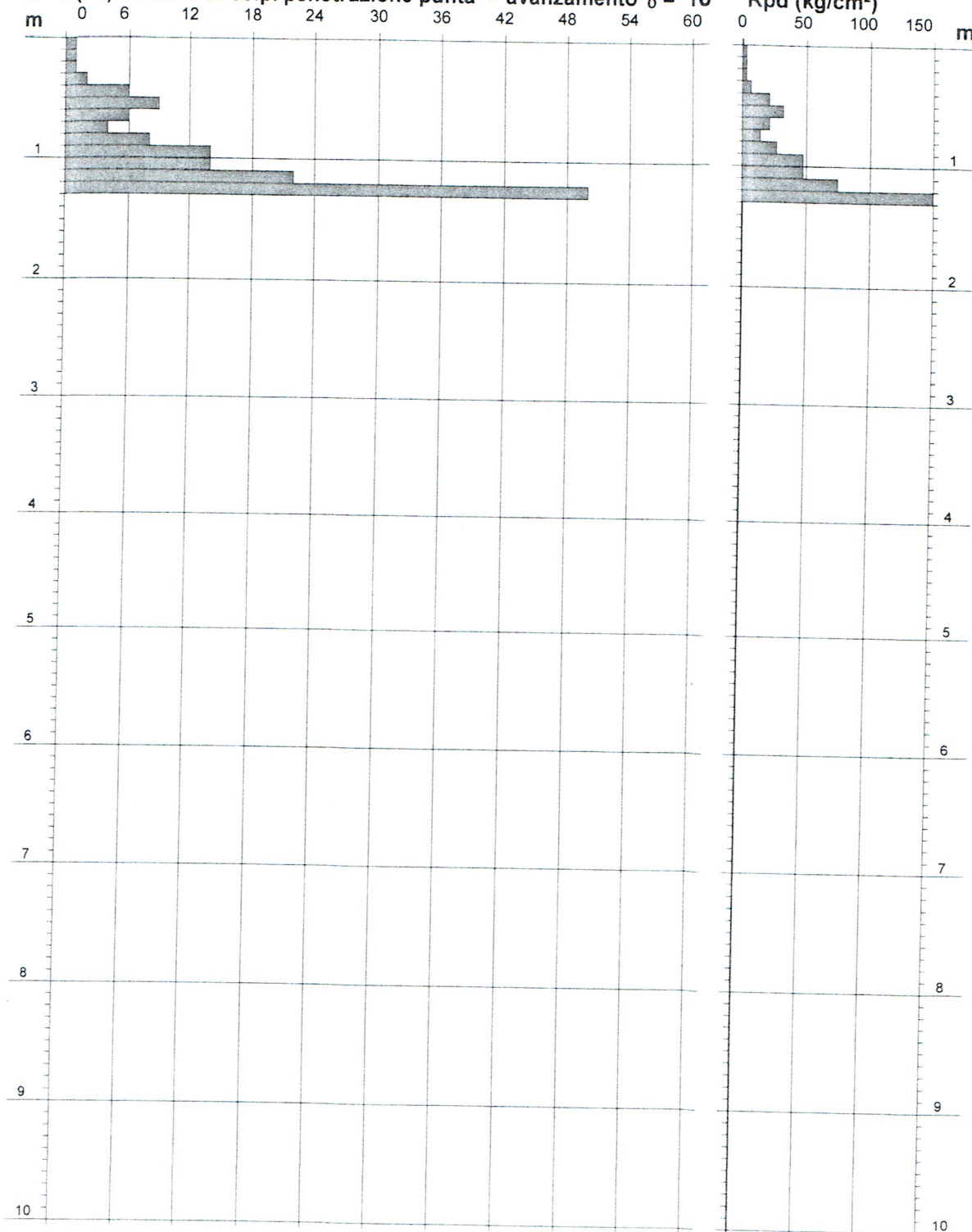
DIN 1

Scala 1: 50

- committente : Piersimoni Stefano
- lavoro : Realizzazione fabbricato di civile abitazione
- località : Folignano (AP)
- note : Prova Penetrometrica N. 1

- data : 31/08/2010
- quota inizio : 0,00
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1

N = N(10) numero di colpi penetrazione punta - avanzamento $\delta = 10$



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA ELABORAZIONE STATISTICA

DIN 1

- committente : Piersimoni Stefano
- lavoro : Realizzazione fabbricato di civile abitazione
- località : Folignano (AP)
- note : Prvva Penetrometrica N. 1

- data : 31/08/2010
- quota inizio : 0,00
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1

n°	Profondità (m)	PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA							VCA	β	Nspt
			M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+min)$	s	M-s	M+s			
1	0,00 0,80	N	3,8	1	9	2,4	3,0	---	6,8	4	0,77	3
		Rpd	13,4	4	32	8,5	10,7	2,6	24,1	14		
2	0,80 1,20	N	14,5	8	22	11,3	---	---	---	14	0,77	11
		Rpd	49,2	27	75	38,2	---	---	---	48		
3	1,20 1,30	N	50,0	50	50	50,0	---	---	---	50	0,77	38
		Rpd	169,8	170	170	169,8	---	---	---	170		

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio
N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 10$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta^t = 0,77$) 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 0.80	Terreno vegetale Ghiaia eterom. ed eter. Clasto calcareo	3	11.3	27.2	214	1.86	1.38	0.19	1.78	44	1.194
2	0.80 1.20		11	36.5	30.3	276	1.94	1.51	0.69	1.91	32	0.867
3	1.20 1.30		38	---	---	---	---	---	---	---	---	---

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 TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 2

- committente : Piersimoni Stefano
- lavoro : Realizzazione fabbricato di civile abitazione
- località : Folignano (AP)
- note : Prova Penetrometrica N. 2

- data : 31/08/2010
- quota inizio : 0,00
- 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 - 0,10	1	3,6	1	3,00 - 3,10	11	34,1	4
0,10 - 0,20	1	3,6	1	3,10 - 3,20	14	43,4	4
0,20 - 0,30	1	3,6	1	3,20 - 3,30	15	46,6	4
0,30 - 0,40	5	17,8	1	3,30 - 3,40	16	49,7	4
0,40 - 0,50	18	64,2	1	3,40 - 3,50	12	37,2	4
0,50 - 0,60	18	64,2	1	3,50 - 3,60	15	46,6	4
0,60 - 0,70	20	71,3	1	3,60 - 3,70	20	62,1	4
0,70 - 0,80	14	49,9	1	3,70 - 3,80	19	59,0	4
0,80 - 0,90	13	44,2	2	3,80 - 3,90	19	56,5	5
0,90 - 1,00	12	40,8	2	3,90 - 4,00	20	59,5	5
1,00 - 1,10	10	34,0	2	4,00 - 4,10	17	50,6	5
1,10 - 1,20	8	27,2	2	4,10 - 4,20	18	53,6	5
1,20 - 1,30	9	30,6	2	4,20 - 4,30	17	50,6	5
1,30 - 1,40	6	20,4	2	4,30 - 4,40	13	38,7	5
1,40 - 1,50	6	20,4	2	4,40 - 4,50	17	50,6	5
1,50 - 1,60	5	17,0	2	4,50 - 4,60	17	50,6	5
1,60 - 1,70	6	20,4	2	4,60 - 4,70	18	53,6	5
1,70 - 1,80	13	44,2	2	4,70 - 4,80	20	59,5	5
1,80 - 1,90	6	19,5	3	4,80 - 4,90	19	54,3	6
1,90 - 2,00	8	25,9	3	4,90 - 5,00	20	57,1	6
2,00 - 2,10	9	29,2	3	5,00 - 5,10	21	60,0	6
2,10 - 2,20	10	32,4	3	5,10 - 5,20	22	62,9	6
2,20 - 2,30	9	29,2	3	5,20 - 5,30	24	68,6	6
2,30 - 2,40	10	32,4	3	5,30 - 5,40	25	71,4	6
2,40 - 2,50	13	42,2	3	5,40 - 5,50	23	65,7	6
2,50 - 2,60	11	35,7	3	5,50 - 5,60	22	62,9	6
2,60 - 2,70	12	38,9	3	5,60 - 5,70	30	85,7	6
2,70 - 2,80	13	42,2	3	5,70 - 5,80	30	85,7	6
2,80 - 2,90	14	43,4	4	5,80 - 5,90	50	137,4	7
2,90 - 3,00	12	37,2	4				

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : DL-30 (60°)

- M (massa battente)= 30,00 kg - H (altezza caduta)= 0,20 m

- Numero Colpi Punta N = N(10) [δ = 10 cm]

- A (area punta)= 10,00 cm² - D(diam. punta)= 35,70 mm

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : NO

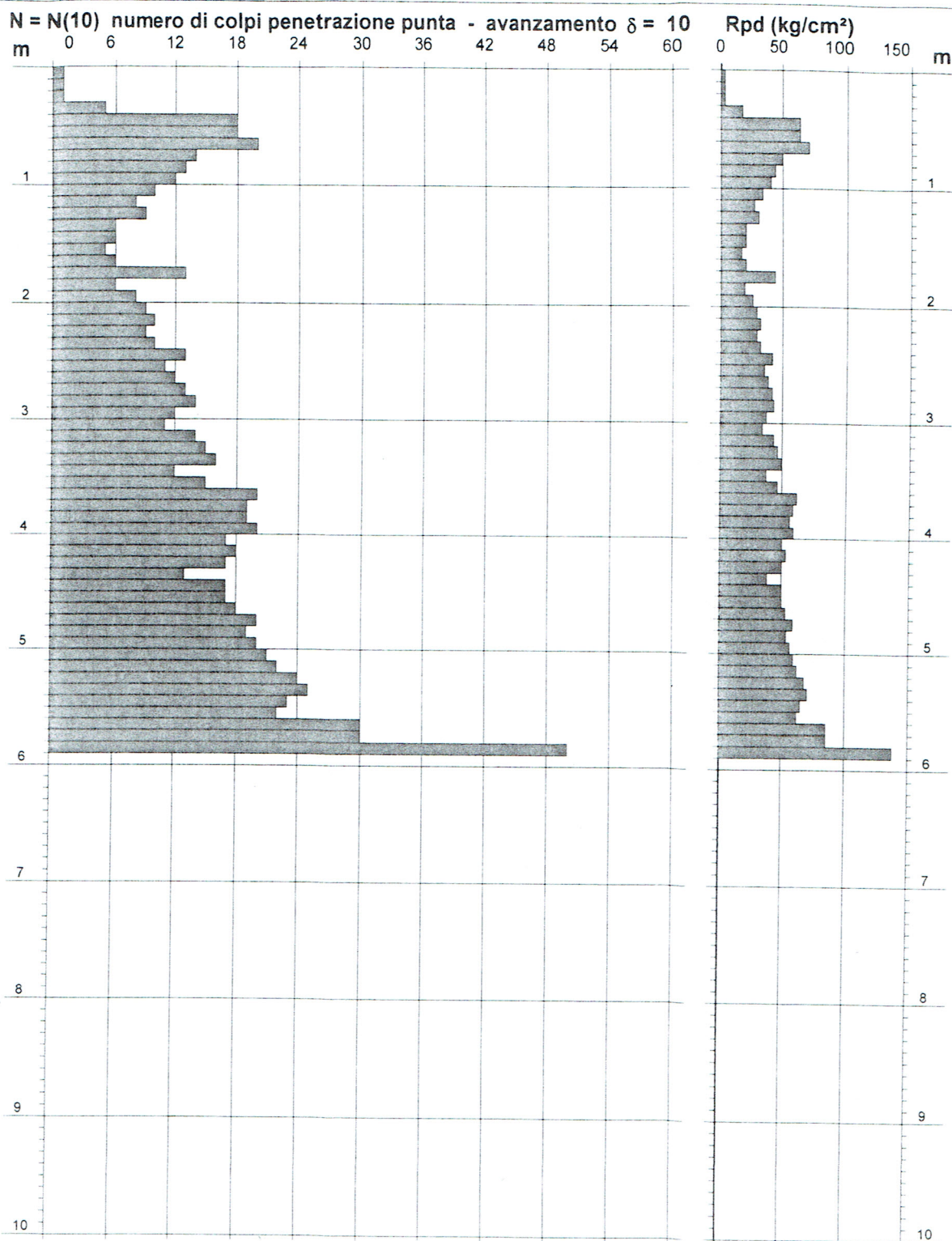
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 2

Scala 1: 50

- committente : Piersimoni Stefano
- lavoro : Realizzazione fabbricato di civile abitazione
- località : Folignano (AP)
- note : Prova Penetrometrica N. 2

- data : 31/08/2010
- quota inizio : 0,00
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA ELABORAZIONE STATISTICA

DIN 2

- committente : Piersimoni Stefano
- lavoro : Realizzazione fabbricato di civile abitazione
- località : Folignano (AP)
- note : Prova Penetrometrica N. 2

- data : 31/08/2010
- quota inizio : 0,00
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1

n°	Profondità (m)	PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA							VCA	β	Nspt
			M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+min)$	s	M-s	M+s			
1	0,00 0,40	N	2,0	1	5	1,5	---	---	---	2	0,77	2
		Rpd	7,1	4	18	5,3	---	---	---			
2	0,40 5,60	N	14,6	5	25	9,8	5,2	9,4	19,8	15	0,77	11
		Rpd	45,4	17	71	31,2	14,7	30,7	60,2			
3	5,60 5,90	N	36,7	30	50	33,3	---	---	---	37	0,77	28
		Rpd	102,9	86	137	94,3	---	---	---			

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio
N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 10$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 0,77$) 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 0,40	Terreno vegetale Ghiaia eter. ed eter. Clasti calcarei	2	7.5	26.8	207	1.85	1.36	0.13	1.75	47	1.267
2	0,40 5,60		11	36.5	30.3	276	1.94	1.51	0.69	1.91	32	0.867
3	5,60 5,90		28	---	---	---	---	---	---	---	---	---

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 TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 3

- committente : Piersimoni Stefano
- lavoro : Realizzazione fabbricato di civile abitazione
- località : Folignano (AP)
- note : Prova Penetrometrica N. 3

- data : 31/08/2010
- quota inizio : 0,00
- 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 - 0,10	1	3,6	1	1,50 - 1,60	17	57,7	2
0,10 - 0,20	6	21,4	1	1,60 - 1,70	15	50,9	2
0,20 - 0,30	8	28,5	1	1,70 - 1,80	10	34,0	2
0,30 - 0,40	12	42,8	1	1,80 - 1,90	13	42,2	3
0,40 - 0,50	14	49,9	1	1,90 - 2,00	8	25,9	3
0,50 - 0,60	12	42,8	1	2,00 - 2,10	12	38,9	3
0,60 - 0,70	7	25,0	1	2,10 - 2,20	17	55,1	3
0,70 - 0,80	5	17,8	1	2,20 - 2,30	20	64,9	3
0,80 - 0,90	9	30,6	2	2,30 - 2,40	17	55,1	3
0,90 - 1,00	13	44,2	2	2,40 - 2,50	18	58,4	3
1,00 - 1,10	13	44,2	2	2,50 - 2,60	19	61,6	3
1,10 - 1,20	12	40,8	2	2,60 - 2,70	19	61,6	3
1,20 - 1,30	14	47,5	2	2,70 - 2,80	21	68,1	3
1,30 - 1,40	16	54,3	2	2,80 - 2,90	22	68,3	4
1,40 - 1,50	17	57,7	2	2,90 - 3,00	30	93,1	4

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : DL-30 (60°)

- M (massa battente)= 30,00 kg - H (altezza caduta)= 0,20 m

- Numero Colpi Punta N = N(10) [δ = 10 cm]

- A (area punta)= 10,00 cm² - D(diam. punta)= 35,70 mm

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : NO

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

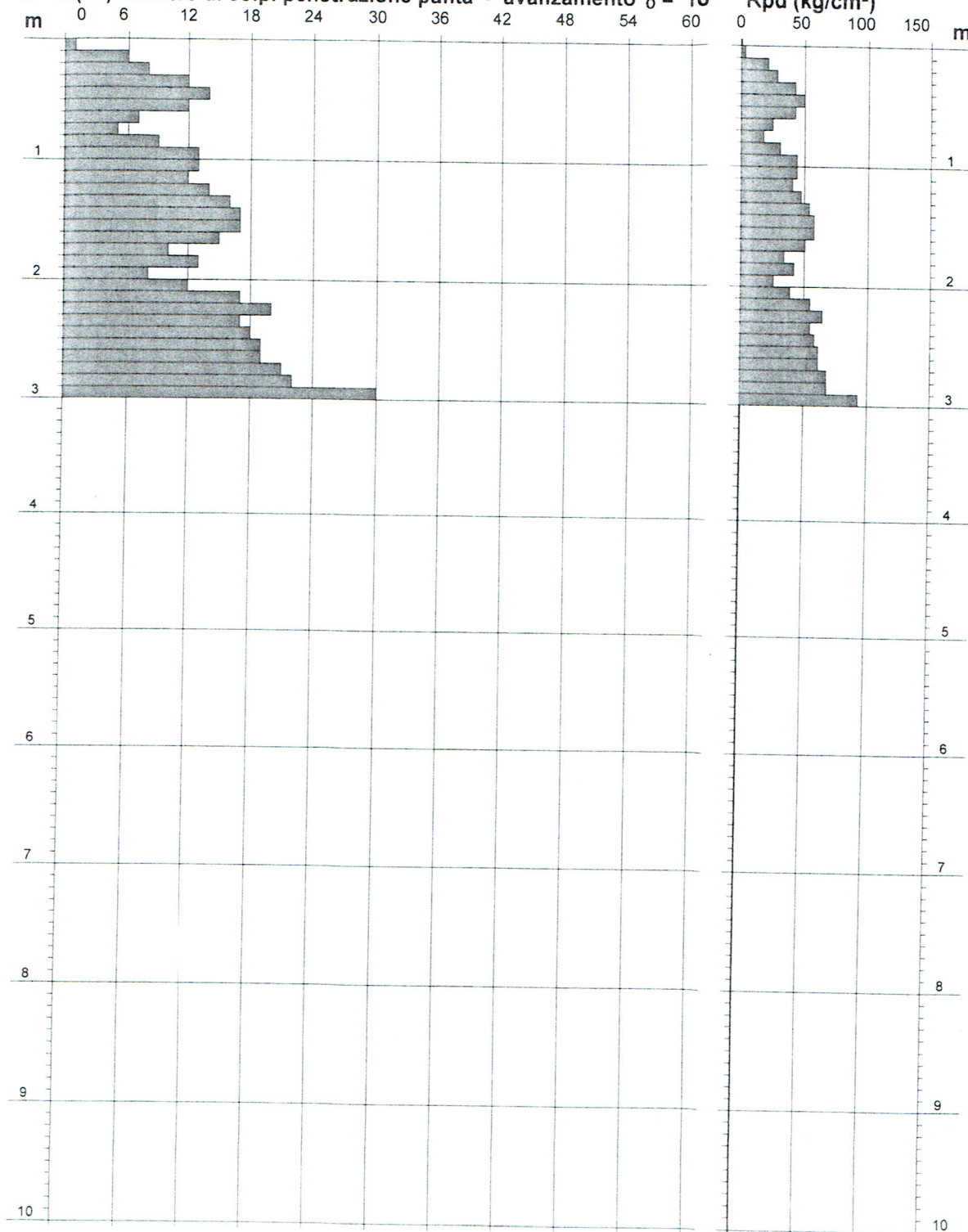
DIN 3

Scala 1: 50

- committente : Piersimoni Stefano
- lavoro : Realizzazione fabbricato di civile abitazione
- località : Folignano (AP)
- note : Prova Penetrometrica N. 3

- data : 31/08/2010
- quota inizio : 0,00
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1

N = N(10) numero di colpi penetrazione punta - avanzamento $\delta = 10$



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA ELABORAZIONE STATISTICA

Riferimento: Folignano

DIN 3

- committente : Piersimoni Stefano
- lavoro : Realizzazione fabbricato di civile abitazione
- località : Folignano (AP)
- note : Prova Penetrometrica N. 3

- data : 31/08/2010
- quota inizio : 0,00
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1

n°	Profondità (m)	PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA							VCA	β	Nspt
			M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+min)$	s	M-s	M+s			
1	0,00 0,30	N Rpd	5,0 17,8	1 4	8 29	3,0 10,7	---	---	---	5 18	0,77	4
2	0,30 2,90	N Rpd	14,3 47,7	5 18	22 68	9,7 32,8	4,4 13,6	9,9 34,1	18,7 61,3	14 47	0,77	11
3	2,90 3,00	N Rpd	30,0 93,1	30 93	30 93	30,0 93,1	---	---	---	30 93	0,77	23

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio
N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 10$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 0,77$) 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 0,30	Terreno vegetale	4	15,0	27,6	222	1,87	1,39	0,25	1,80	42	1,125
2	0,30 2,90	Ghiaia eter. ed eterocl.	11	36,5	30,3	276	1,94	1,51	0,69	1,91	32	0,867
3	2,90 3,00	Clasto calcareo	23	---	---	---	---	---	---	---	---	---

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

Dr. Luca Morganti
geologo

GEOLOGIA APPLICATA
GEOTECNICA
IDROGEOLOGIA

STUDIO
via Scirolo, 7
Castel di Lama
(AP)

Committente: Comune di Folignano, Sig.^{ra} Cinelli Giuliana, Cinelli Sandra e Marinelli Iride.

SONDAGGIO 1

Località: Folignano capoluogo (AP)

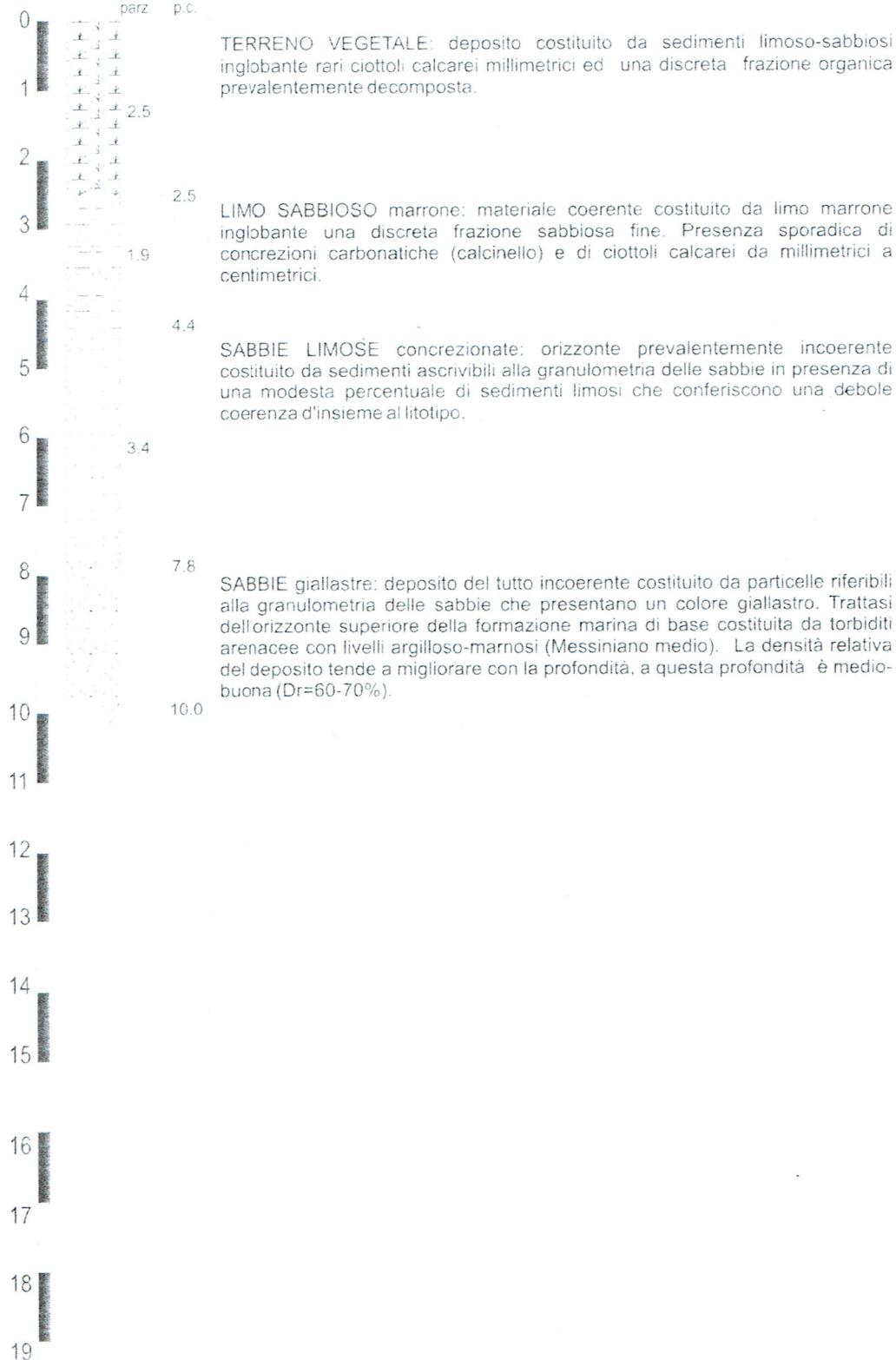
data: 7 Luglio 2010

Rp = penetrometro tascabile Kg/cm²
Vt = scissometro tascabile Kg/cm²

Rp Vt

LITOLOGIA

SPESSORE
parz. p.c.



Dr. Luca Morganti
geologo

GEOLOGIA APPLICATA
GEOTECNICA
IDROGEOLOGIA

STUDIO
via Scirolo, 7
Castel di Lama
(AP)

Committente: Comune di Folignano, Sig.^{ra} Cineili Giuliana, Cineili Sandra e Marinelli Iride.

SONDAGGIO 2

Località: Folignano capoluogo (AP)

data: 7 Luglio 2010

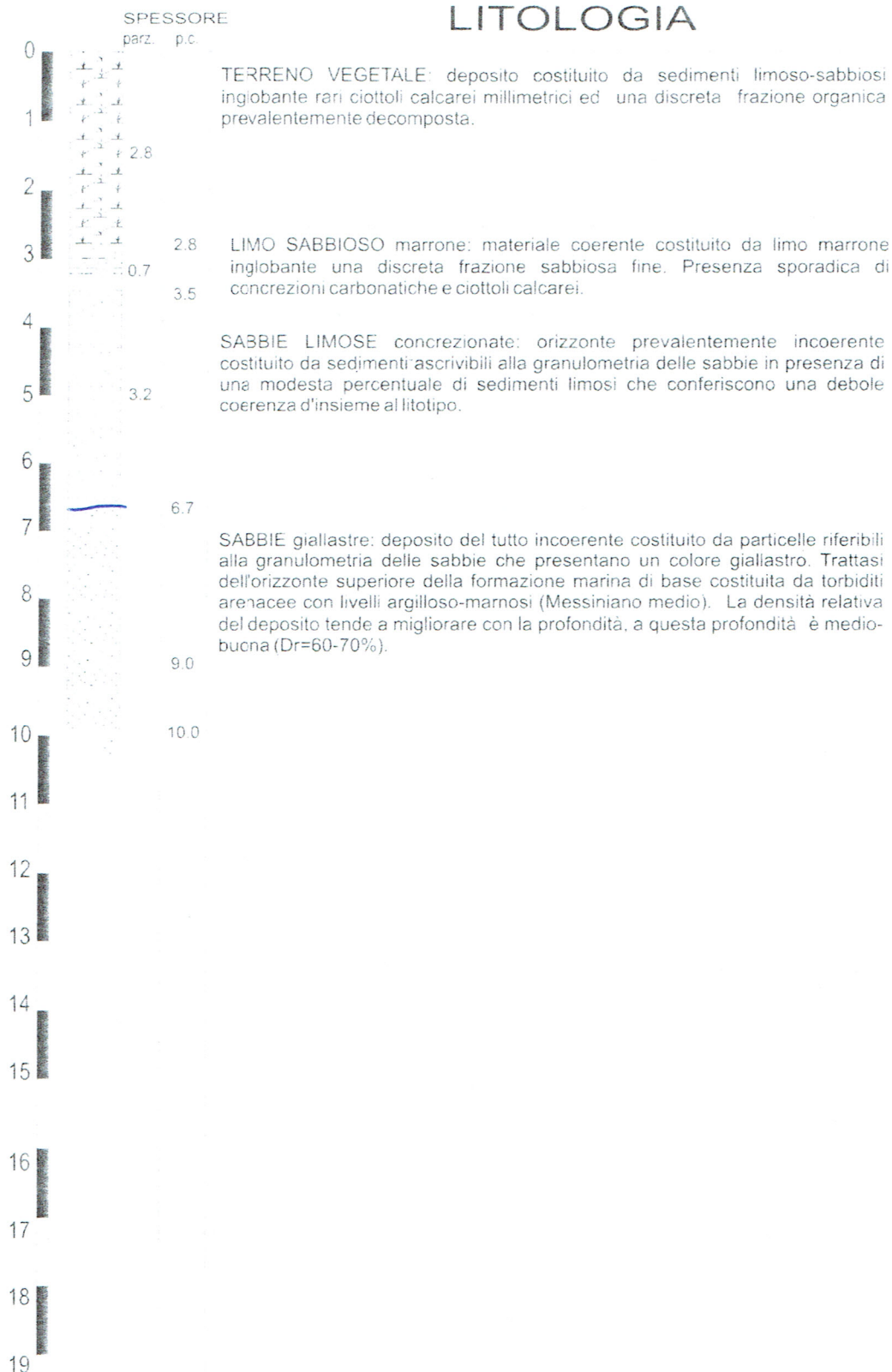
Rp = penetrometro tascabile Kg/cmq

Vt = sismometro tascabile Kg/cmq

Rp

Vt

LITOLOGIA



Dr. Luca Morganti
geologo

GEOLOGIA APPLICATA
GEOTECNICA
IDROGEOLOGIA

STUDIO
via Scirolo, 7
Castel di Lama
(AP)

Committente: Comune di Folignano, Sig.^{re} Cinelli Giuliana, Cinelli Sandra e Marinelli Iride.

SONDAGGIO 3

Località: Folignano capoluogo (AP)

data: 7 Luglio 2010

Rp = penetrometro tascabile Kg/cm²

Vt = sismometro tascabile Kg/cm²

Rp

Vt

LITOLOGIA

SPESORE
parz. p.c.

0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16



5.5

5.5

2.5

8.0

1.5

9.5

11.0

RIPORTO: deposito di natura antropica, molto eterogeneo, costituito da sedimenti sabbioso-limosi con frammenti di laterizio e clasti di natura calcarea di dimensioni variabili dal granulo (3-4 mm) al ciottolo (3-4 cm).

TERRENO VEGETALE: deposito naturale, obliterato dal terreno di riporto, costituito da sedimenti limoso-sabbiosi inglobante qualche ciottolo calcareo ed una discreta frazione organica decomposta (humus).

DETRITO SABBIOSO: deposito sciolto costituito da clasti di natura calcarea e calcareo-marnosa (con tracce di elementi selciferi) immersi in una abbondante matrice sabbiosa e a luoghi sabbioso-limosa. I clasti hanno dimensioni che variano da pochi millimetri a 6-7 cm (pietrame) con qualche elemento di 12-13 cm. La forma dei granuli è tendenzialmente biassiale con scarso grado di

SABBIE giallastre: deposito del tutto incoerente costituito da particelle riferibili alla granulometria delle sabbie che presentano un colore giallastro. Trattasi dell'orizzonte superiore della formazione marina di base costituita da torbiditi arenacei con livelli argilloso-marnosi (Messiniano medio). La densità relativa del deposito tende a migliorare con la profondità, a questa profondità è medio-buona ($Dr=60-70\%$).

Dr. Luca Morganti
geologo

GEOLOGIA APPLICATA
GEOTECNICA
IDROGEOLOGIA

STUDIO
via Scirolo, 7
Castel di Lama
(AP)

Committente: Comune di Folignano, Sig.^{ra} Cinelli Giuliana, Cinelli Sandra e Marinelli Iride.

SONDAGGIO 4

Località: Folignano capoluogo (AP)

data: 7 Luglio 2010

Rp = penetrometro tascabile Kg/cm²
Vt = sissometro tascabile Kg/cm²

Rp Vt

LITOLOGIA

