

Comune di Napoli

**IV MUNICIPALITA'**  
Ponticelli-Barra-San Giovanni

Oggetto

**PROGETTO DEFINITIVO  
PER I LAVORI DI RIQUALIFICAZIONE  
DELL'IMPIANTO SPORTIVO COMUNALE  
SITO IN NAPOLI  
alla via CARLO BERNARI snc  
L.147/2013 art.1 commi 303-304-305**

Proponente

Milano edil Ponteggi srl

Elaborato

**G2**

Titolo

Relazione Geotecnica



Dott. Geologo Fabio CRISPINO

Data Aprile 2016

Revisione

Aggiornamento

Protocollo

# **INDICE**

<b>1 - RIFERIMENTI NORMATIVI .....</b>	<b>3</b>
<b>2 - INDAGINI ESEGUITE .....</b>	<b>5</b>
<b>3 - RISULTATI DELLE INDAGINI .....</b>	<b>8</b>
<b>4 - CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DEI LITOTIPI ...</b>	<b>12</b>
<b>4.1 - Profilo geotecnico di progetto e parametri nominali di resistenza .....</b>	<b>12</b>
<b>4.2 - Parametri caratteristici .....</b>	<b>14</b>
<b>4.3 - Parametri di progetto .....</b>	<b>18</b>
<b>5 - POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE .....</b>	<b>20</b>
<b>6 - INTERAZIONE PER LA SCELTA DELLE FONDAZIONI .....</b>	<b>22</b>
<b>7 - RACCOMANDAZIONI PER LA FASE ESECUTIVA .....</b>	<b>23</b>

## ***Allegati:***

- *Ubicazione sondaggi geotecnici*
- *Sondaggi geotecnici*



## **1 – RIFERIMENTI NORMATIVI**

Nelle relazioni che seguono vengono esposti i risultati delle indagini geologiche, geotecniche e sismiche eseguite nel territorio comunale di Napoli, dove la S.S.D. MEP Calcio intende procedere al “Progetto definitivo per i lavori di riqualificazione dell'impianto sportivo comunale sito in Napoli alla Via Carlo Bernari snc – L.147/2013 art.1 commi 303-304-305”.

In conformità a quanto prescritto dal D.M. 14.1.2008 lo studio dei terreni e delle situazioni geomorfiche è stato distinto in tre parti: la prima a carattere geologico, la seconda a carattere geognostico e geotecnico e la terza sulla risposta sismica locale. La prima e la terza parte, che sono parte integrante del presente studio, sono riportate negli appositi elaborati (Geo 1 – Relazione Geologica, Geo 3 – Relazione sulla pericolosità sismica di base), mentre la seconda verrà esposta nei capitoli che seguono.

La relazione geotecnica, partendo da quanto assunto dal modello geologico e da una programmazione di apposite indagini geotecniche dimensionate in funzione della tipologia costruttiva e della conoscenza dell'area interessata dalla costruzione e/o dall'intervento ha il fine ultimo di pervenire ad una definizione del modello geotecnico di progetto.

Inoltre, all'interno della stessa dovranno essere contenuti:

- descrizione delle opere e degli interventi;
- problemi geotecnici e scelte tipologiche;
- descrizione del programma delle indagini e delle prove geotecniche;





- caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni e delle rocce e definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici ottenuti attraverso una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro geotecnico nello stato limite considerato;
- verifiche della sicurezza e delle prestazioni: identificazione dei relativi stati limite;
- approcci progettuali e valori di progetto dei parametri geotecnici;
- modelli geotecnici di sottosuolo e metodi di analisi;
- risultati delle analisi e loro commento.

Infine, se previsto, deve essere definito e illustrato il programma di monitoraggio che ha lo scopo di verificare la corrispondenza tra le ipotesi progettuali e i comportamenti osservati e di controllare la funzionalità dei manufatti nel tempo.

Al termine di queste brevi note introduttive occorre far presente che le ipotesi progettuali riportate nelle relazioni che seguono dovranno essere verificate durante l'esecuzione dei lavori. Difatti, ad ogni variazione geologico-tecnica eventualmente riscontrata dovranno far seguito gli opportuni adeguamenti costruttivi, secondo quanto previsto dal D.M. 11.3.1988 nella sezione B 2 che è stato integrato ma non abrogato dalle NTC 08.





## 2 - INDAGINI ESEGUITE

Per la caratterizzazione geomeccanica delle formazioni litotecniche affioranti nell'area di progetto si è proceduto all'esecuzione di un'apposita campagna d'indagine geognostica, progettata in funzione delle caratteristiche costruttive e delle possibilità di accesso diretto al sito. Essa è consistita nell'esecuzione di n° 2 prove penetrometriche dinamiche pesanti (DPSH) che hanno raggiunto la profondità minima di 7,80 metri (P1) ed una profondità massima di 11,40 metri (P2) dal piano di campagna.

Ai fini della definizione della Risposta sismica locale (RSL), invece, è stata eseguita una prova MASW la cui metodologia di esecuzione ed i risultati sono riportati all'interno dell'elaborato Geo 3 - Relazione sulla pericolosità sismica di base.

La descrizione completa delle caratteristiche tecniche delle strumentazioni utilizzate, delle procedure operative e delle metodologie di analisi sono riportate in allegato.

Le indagini geotecniche sono state realizzate dalla Trivel Sondaggi srl (Autorizzazione del Ministero delle Infrastrutture n. 1271 del 08/02/2011 esecuzione e certificazione di indagini geognostiche, prelievo di campioni e prove in sito art. 59 D.P.R. 380/2001 - Circolare 7619/STC del 08/09/10).

Le prove penetrometriche sono state realizzate utilizzando un penetrometro pesante del tipo PAGANI TG 63-200 DPSH. Si è optato per tale tipo di prova per la sua economicità e rapidità d'esecuzione e perché in grado di determinare le principali caratteristiche





geomeccaniche dei terreni del substrato, soprattutto in presenza di litologie incoerenti.

La metodologia penetrometrica consiste nel conteggio del numero di colpi necessario per infiggere nel terreno una batteria di aste tarate per mezzo di un peso standard (nel penetrometro usato la massa battente è di 63,50 Kg), la cui altezza di caduta e la frequenza dei colpi restano costanti. I dati che si ricavano dalle prove forniscono indicazioni qualitative e quantitative delle caratteristiche geotecniche del sottosuolo e trovano ampia applicazione nella meccanica delle terre.

In allegato è riportata la disposizione planimetrica delle indagini geotecniche.



Penetrometro utilizzato per l'indagine geotecnica – Sondaggio P1







Penetrometro utilizzato per l'indagine geotecnica – Sondaggio P2



### 3 – RISULTATI DELLE INDAGINI

Vengono qui di seguito esposti i risultati delle indagini geotecniche. Per la visione dei tabulati integrali di misura si rimanda all'apposito allegato.

Come si può dedurre dalle Planimetrie con ubicazione indagini riportate in allegato, le prove sono state localizzate lungo il perimetro dell'impronta dell'edificio da realizzare.

#### 3.1 - Prove penetrometriche

Per la determinazione dell'angolo di resistenza al taglio di picco ( $\phi'$ ) in condizioni drenate, è stata utilizzata le formule che meglio si adattava alle caratteristiche litologiche e di pressione di confinamento degli orizzonti geotecnici individuati.

L'espressione di Meyerhof 1965 - correlazione valida per terreni per sabbie con % di limo < 5% a profondità < 5 mt.

$$\phi' = 29.47 + 0.46 N_{spt} - 0.004 N_{spt}^2$$

L'angolo di resistenza al taglio dei terreni più profondi, invece, è stato determinato facendo ricorso alla seguente espressione di Shioi – Fukuni (1982 – Road Bridge Specification):

$$\phi' = \sqrt{15 \times N_{SPT}} + 15$$

formula valida per  $N_{SPT} > 5$  e  $\phi' < 45^\circ$ .

La trasformazione tra  $N_{20}$  ed  $N_{SPT}$  è stata eseguita mediante la seguente formula:

$$N_{SPT} = N_{20} \times \beta$$

dove  $\beta$  è il coefficiente energetico dello strumento.

Studio Geologico Tecnico Fabio Crispino  
Via Roma n° 78 - 80024 Cardito (Na)

Tel/Fax 081.8308047 email fabiocrispino@tin.it - pec fabiocrispino@pec.it





La Densità Relativa ( $D_r$ ), invece, è stata determinata utilizzando la Correlazione di Skempton (1986) che risulta valida per limi e sabbie e sabbie da fini a grossolane NC a qualunque pressione efficace, data da:

$$D_r = 100 \sqrt{\frac{N_{60}}{32 + 0,288 \sigma'_{vo}}}$$

in cui:

$N_{60}$  rappresenta il valore di  $n$  normalizzato al rendimento energetico della macchina;  $\sigma'_{vo}$  è la tensione verticale efficace alla quota considerata.

Il Modulo Edometrico è stato desunto dalla formula di Menzenbach e Malcev valida per sabbia media.

$$E_d = 4.46 + 38 N_{spt} \text{ per sabbia media}$$

La definizione dello Stato di consistenza, invece, è stato effettuato seguendo le indicazioni AGI del 1977.

Appresso saranno elencati i risultati sintetici delle 2 prove eseguite.



### Prova penetrometrica n° 1

Profondità (metri dal p.c.)	Tipo di terreno	N*SPT	$\phi$ (gradi)	Modulo Ed. (kg/cm <sup>2</sup> )	Dr	Consistenza
0,00-1,80	Terreno di copertura	15.15	30.96	105.56	43.29	Moderatamente Addensato
1,80-4,00	Piroclastiti sabbia con pomici	13.91	35.09	100.04	41.00	Moderatamente Addensato
4,00-6,20	Piroclastiti sabbia con pomici	8.82	33.22	77.34	30.33	Poco Addensato
6,20-7,20	Piroclastiti sabbia con pomici	20.60	37.27	129.88	52.11	Moderatamente Addensato
7,20-7,80	Piroclastiti Cinerite	69.69	47.33	348.82	100.00	Molto Addensato

\* Prodotto della media dei valori di N<sub>20</sub> con il coefficiente energetico dello strumento (DPSH 63-200)

***Durante l'esecuzione delle prove non è stata rilevata la presenza di acqua.***

### Prova penetrometrica n° 2

Profondità (metri dal p.c.)	Tipo di terreno	N*SPT	$\phi$ (gradi)	Modulo Ed. (kg/cm <sup>2</sup> )	Dr	Consistenza
0,00-2,80	Terreno di copertura	14.29	30.62	101.73	41.71	Moderatamente Addensato
2,80-4,60	Piroclastiti sabbia con pomici	12.62	34.64	94.29	38.49	Moderatamente Addensato
4,60-6,20	Piroclastiti sabbia con pomici	5.12	31.72	60.84	21.15	Poco Addensato
6,20-8,20	Piroclastiti Cinerite	16.51	30.74	111.63	45.67	Moderatamente Addensato
8,20-9,60	Piroclastiti Cinerite	8.65	26.39	76.58	29.93	Poco Addensato
9,60-11,40	Piroclastiti Cinerite	31.15	36.62	176.93	64.65	Addensato

\* Prodotto della media dei valori di N<sub>20</sub> con il coefficiente energetico dello strumento (DPSH 63-200)

***Durante l'esecuzione delle prove non è stata rilevata la presenza di acqua.***

Le indagini eseguite hanno messo in evidenza che i depositi piroclastici incoerenti (pozzolane) risultano caratterizzati da livelli





più o meno humificati e alterati con lapilli eterometrici e matrice limoso- sabbiosa. Sono costituite essenzialmente da cenere e sabbia ma possono contenere anche piccoli lapilli lapidei e pomici.

Difatti, facendo astrazione del banco di terreno più superficiale, i valori misurati nel resto della successione, pur non risultando eccelsi, sono comunque apparsi caratteristici di terreni dotati di soddisfacente resistenza meccanica.

Il primo orizzonte litotecnico presenta un numero medio di colpi  $N_{SPT}$  di 14,72 colpi ed un valore di Densità Relativa ( $Dr$ ) pari al 42,50% corrispondente ad una consistenza "Moderatamente Addensata". C'è da evidenziare che a favore della sicurezza sono stati trascurati i colpi più elevati e quelli anomali dovuti alla presenza di ciottoli.

A partire dalla quota di 2,00÷3,00 metri dal p.c., si intercetta il banco delle piroclastiti incoerenti (pozzolane) dello spessore accertato di 7÷10 metri. Questi, a causa della loro costituzione caratterizzata da un'alternanza di banchi e livelli ora più grossolani ora più fini, presentano una resistenza alla penetrazione estremamente variabile, che di fatto individuano due orizzonti litotecnici di cui il primo con valori di  $N_{SPT}$  compresi rispettivamente tra un minimo di 5,12 colpi ed un massimo di 20,60 (sabbia con pomici) ed il secondo caratterizzato da valori di  $N_{SPT}$  compresi rispettivamente tra un minimo di 8,65 colpi ed un massimo di 69,69 caratteristico delle porzioni più grossolane (pomici eterometriche).

Il valore medio di  $N_{SPT}$ , caratteristico del primo banco in questione, presenta un valore prossimo ai 11,65 colpi ed un valore di Densità



Relativa ( $D_r$ ) del 27,88%, corrispondente ad una consistenza "Moderatamente addensata".

Il valore medio di  $N_{SPT}$ , caratteristico del secondo banco in successione, presenta un valore prossimo ai 44,23 colpi ed un valore di Densità Relativa ( $D_r$ ) del 39,29%, corrispondente ad una consistenza "Addensata".

#### 4 - CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DEI LITOTIPI

##### 4.1 – Profilo geotecnico di progetto e parametri nominali di resistenza

I risultati delle indagini precedentemente esposte, interpolati con le osservazioni di superficie e con considerazioni sulla natura geologica del sito, hanno consentito di ricavare il profilo geotecnico di progetto.

Esso, partendo dall'attuale piano di campagna verso il basso, possono essere così schematizzate:

##### ❖ Terreno di copertura:

Orizzonte pozzolanico alterato e/o rimaneggiato. Lo spessore risulta molto variabile da luogo a luogo a secondo dei processi di modificazione antropica subiti (da 1 a 3 metri). Nella zona in esame si presenta con uno spessore variabile da 1.80 a 2.80 metri.

$\gamma$	=	1,3 ÷ 1,4 t/m <sup>3</sup>
$\varphi$	=	28°÷30°
$c$	=	0,00 t/m <sup>2</sup>





### ❖ Piroclastiti – Sabbia con pomici;

Essenzialmente costituiti da sabbia con pomici e lapilli ben addensati. Si presentano con uno spessore di circa 5.0 m

$\gamma$	=	1,6 ÷ 1,8 t/m <sup>3</sup>
$\varphi$	=	28°÷32°
$c$	=	0,00 t/m <sup>2</sup>

### ❖ Piroclastiti – Cinerite

Sabbia ben addensata con inclusi pomicei e frammenti litici. Sono essenzialmente costituite da pomici subcentimetriche autoctone alterate e frammenti litici moderatamente addensate di colore marrone scuro eruttati dai complessi vulcanici dell'area Flegrea con uno spessore di 4 metri, ipotizzabile che arrivi a 20 metri.

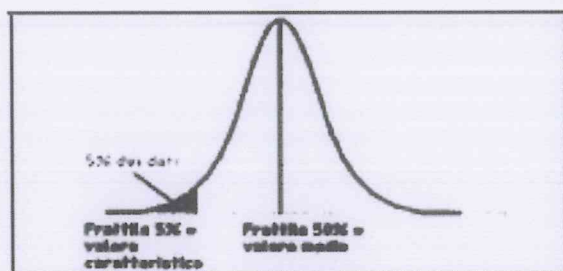
$\gamma$	=	1,6 ÷ 1,8 t/m <sup>3</sup>
$\varphi$	=	28°÷32°
$c$	=	0,00 t/m <sup>2</sup>



## 4.2 – Parametri caratteristici

Per la definizione del valore caratteristico della resistenza, si è proceduto ad un'elaborazione statistica dei dati nella fascia di sottosuolo ricadente nell'ambito del volume di terreno significativo e cioè, in quella porzione di terreno che risulta interessato dal bulbo di pressione immesso dalle strutture di fondazione.

L'Eurocodice 7 fissa per i parametri della resistenza al taglio una probabilità di superamento del 5%.



In effetti, tale distribuzione appare eccessivamente penalizzante nel caso di terreni omogenei o di fondazioni sufficientemente rigide, in cui i carichi vengono trasferiti dalle zone deboli a quelle forti del terreno, con un meccanismo di compensazione strutturale simile al descritto meccanismo di compensazione spaziale delle fluttuazioni casuali dei parametri statistici.

Questo concetto implica che, in presenza di strutture di fondazioni rigide, il valore caratteristico corrisponde al 5% percentile della media anche se non si è in presenza di grandi volumi di rottura:

$$X_k = X_m - t_{0.05} (n-1) (s/n-1^{(1/2)})$$

dove:

Studio Geologico Tecnico Fabio Crispino  
Via Roma n° 78 - 80024 Cardito (Na)

Tel/Fax 081.8308047 email fabiocrispino@tin.it - pec fabiocrispino@pec.it





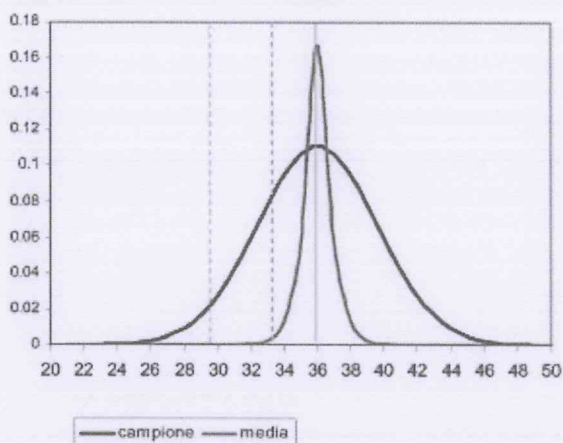
$x_k$  = parametro caratteristico

$x_m$  = valore medio

$t_{0.05} (n-1)$  = valore della distribuzione di student ad  $n-1$  gradi di libertà con probabilità  $u = 95\%$  (ossia  $1 - \alpha = 0.95$  o alternativamente,  $\alpha = 0.05$ )

$s$  = deviazione standard del campione

$n$  = numero di dati.



Ovviamente tale dato risulta maggiore rispetto al 5% percentile calcolato sull'intera popolazione anche se più rappresentativo nel caso di fondazioni vincolate in cui la stessa Circolare di applicazione delle NTC 08 suggerisce di fare riferimento a valori prossimi a quelli medi.

Pertanto, sulla scorta dei risultati delle indagini, considerando i parametri di resistenza geotecnica ricavati da ogni singola prova per ogni livello geotecnicamente omogeneo, risultano i seguenti dati:

Stato n°	P 1	P 2
1	30,07	29,64
2	35,18	33,18
3	31,25	31,25

Strato n°	$\phi'_m$	S	t (n-1)	n	$\phi'_k$
1	29,86	0,30	6,31	2	27,90
2	34,18	1,41	6,31	2	25,30
3	31,25	0,00	6,31	2	31,30

Trattandosi di terreni incoerenti, la coesione effettiva è stata considerata sempre pari a zero.

Ne consegue che, per gli orizzonti geotecnici, possono essere considerati i seguenti valori di resistenza caratteristica:

#### **Terreno di copertura** (0,00 ÷ 1,80 metri)

$\gamma_k$	=	1,8 t/m <sup>3</sup>
$\Phi_k$	=	27,90°
$c_k$	=	0,00 kg/cm <sup>2</sup>

#### **Piroclastiti incoerenti (sabbia con pomici)** (1,80 ÷ 6,80 metri)

$\gamma_k$	=	1,7 t/m <sup>3</sup>
$\Phi_k$	=	25,30°
$c_k$	=	0,00 kg/cm <sup>2</sup>





### Piroclastiti incoerenti (cinerite) (6,80 ÷ 11,40 metri)

$\gamma_k$	=	1,9 t/m <sup>3</sup>
$\Phi_k$	=	31,30°
$c_k$	=	0,00 kg/cm <sup>2</sup>

Qui di seguito si riporta la successione geotecnica di progetto, con i relativi parametri caratteristici.



La falda acquifera non è stata riscontrata alla profondità di circa 12 metri dal piano di campagna e quindi ben al di sotto della profondità di interesse ingegneristico.



### 4.3 – Parametri di progetto

Una volta ricavati i parametri caratteristici occorre provvedere ad una correzione, utilizzando i coefficienti parziali  $\gamma_M$  per gli SLU (Tab.6.2.II). In particolare per la condizione di verifica **M1** si avrà:

Unità geotecnica	Parametro caratteristico $\Phi_k$	Coefficiente parziale $\gamma_\phi$	Parametro progetto $\Phi_d (\tan^{-1} (\tan \Phi_k / \gamma_\phi))$
TC	27,90°	1,0	27,90°
PIS	25,30°	1,0	25,30°
PIC	31,30°	1,0	31,30°

Unità geotecnica	Parametro caratteristico $\gamma_k$	Coefficiente parziale $\gamma_\gamma$	Parametro progetto $\gamma_k / \gamma_\gamma$
TC	1,80 t/m <sup>3</sup>	1,0	1,80 t/m <sup>3</sup>
PIS	1,70 t/m <sup>3</sup>	1,0	1,70 t/m <sup>3</sup>
PIC	1,90 t/m <sup>3</sup>	1,0	1,90 t/m <sup>3</sup>

Unità geotecnica	Parametro caratteristico $c'_k$	Coefficiente parziale $\gamma_{c'}$	Parametro progetto $c'_k / \gamma_{c'}$
TC	0,00 t/m <sup>2</sup>	1,0	0,00 t/m <sup>2</sup>
PIS	0,00 t/m <sup>2</sup>	1,0	0,00 t/m <sup>2</sup>
PIC	0,00 t/m <sup>2</sup>	1,0	0,00 t/m <sup>2</sup>





Mentre per la condizione di verifica **M2** si avrà:

Unità geotecnica	Parametro caratteristico $\Phi_k$	Coefficiente parziale $\gamma_\phi$	Parametro progetto $\Phi_d (\tan^{-1} (\tan \Phi_k / \gamma_\phi))$
TC	27,90°	1,25	23,00 °
PIS	24,80°	1,25	20,70 °
PIC	31,30°	1,25	25,90°

Unità geotecnica	Parametro caratteristico $\gamma_k$	Coefficiente parziale $\gamma_\gamma$	Parametro progetto $\gamma_k / \gamma_\gamma$
TC	1,80 t/m <sup>3</sup>	1,0	1,80 t/m <sup>3</sup>
PIS	1,70 t/m <sup>3</sup>	1,0	1,70 t/m <sup>3</sup>
PIC	1,90 t/m <sup>3</sup>	1,0	1,90 t/m <sup>3</sup>

Unità geotecnica	Parametro caratteristico $c'_k$	Coefficiente parziale $\gamma_{c'}$	Parametro progetto $c'_k / \gamma_{c'}$
TC	0,00 t/m <sup>2</sup>	1,25	0,00 t/m <sup>2</sup>
PIS	0,00 t/m <sup>2</sup>	1,25	0,00 t/m <sup>2</sup>
PIC	0,00 t/m <sup>2</sup>	1,25	0,00 t/m <sup>2</sup>

dove

TC = **Terreno di copertura**

PIS = **Piroclastiti Incoerenti (sabbia con pomici)**

PIC = **Piroclastiti Incoerenti (Cinerite)**

## 5 - POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Si intende per "liquefazione" la riduzione di resistenza e/o rigidità causata durante il moto sismico dall'aumento delle pressioni interstiziali, in terreni saturi non coesivi, tale da provocare deformazioni permanenti significative o persino da indurre nel terreno una condizione di sforzi efficaci quasi nulli.

Nel momento in cui interviene il fenomeno della liquefazione, le particelle del terreno perdono contatto tra di loro e la capacità portante diventa praticamente nulla, mentre le strutture interessate possono ribaltarsi o crollare anche senza rompersi.

Questo fenomeno, più o meno lungo a secondo della permeabilità del terreno e della durata del sisma, termina quando le particelle del terreno ristabiliscono il contatto tra di loro con la diminuzione delle pressioni interstiziali.

Infatti, come è noto, nei terreni granulari incoerenti la resistenza al taglio su un piano di possibile scorrimento corrisponde al prodotto dello sforzo normale agente su tale piano per l'angolo di resistenza al taglio, esprimibile con la relazione di Coulomb  $\tau_r = \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$

Però, quando il terreno è saturo d'acqua, applicando il principio degli sforzi efficaci, l'equazione va posta in termini di pressioni effettive, per cui diventa

$$\tau_r = (\sigma - u) \times \operatorname{tg} \varphi'$$

dove  $u$  rappresenta la pressione interstiziale.





Quando il fattore  $\sigma-u$ , che rappresenta la pressione effettiva, si annulla la resistenza al taglio tende a zero; anche se non sempre tale condizione produce la fluidificazione del terreno, è assai probabile che la perdita di resistenza produca quel cambiamento di stato fisico definito "liquefazione".

I substrati su cui poggiano gli edifici in progetto sono caratterizzati da proprietà geomeccaniche e idrogeologiche tali per cui non appare verosimile ipotizzare l'instaurarsi del fenomeno della liquefazione.

Difatti, le condizioni idrogeologiche evidenziate all'interno della Relazione Geologica (*Capitolo 6.2*), indicano che la falda di base si colloca ad elevata profondità dal piano di campagna (> 15 metri).

Pertanto, anche in accordo a quanto riportato al **capitolo 7.11.3.4.2** del D.M. 14.1.2008, rinvenendosi la falda acquifera ad una profondità superiore ai 15 metri viene a mancare il principale fattore di innesco della liquefazione per cui, non risultando verosimile un innesco delle fenomenologia, può esserne omessa la verifica analitica.

Ne consegue che pur dovendosi prevedere una elevata possibilità che si producano sollecitazioni cicliche intense a causa dell'elevata sismicità dell'area, è invece da escludere che possano verificarsi fenomeni di liquefazione.



## 6 - INDICAZIONI PER LA SCELTA DELLE FONDAZIONI

Da quanto emerso nel corso della presente relazione, si evince che i terreni affioranti nei substrati dell'area di progetto non presentano alcun tipo di penalizzazione di ordine geotecnico.

Il ridotto spessore di tali di copertura (1,80-2,80 metri), però, ne rende alquanto agevole il superamento, facendo ricorso anche a fondazioni superficiali.

I sottostanti livelli, pur non presentando una elevatissima resistenza geomeccanica, manifestano dei valori di resistenza al taglio intorno a  $26^\circ$  ed una certa omogeneità verticale, rilevandosi con continuità fino alla profondità di 11,00 metri dal p.c.

In tali condizioni per garantire una adeguata interazione fra terreno e struttura, si potrà optare per una fondazione di tipo superficiale costituita da un reticolo di travi rovesce poggianti su di uno strato livellante di calcestruzzo magro.

In alternativa si potrà procedere a fondazioni profonde, mediante pali di diametro 60 cm. oppure da 80 cm. collegati in testa da una trave di cemento armato, intorno all'area di progetto, che dovranno lavorare per attrito laterale.

Il progettista delle strutture dovrà verificare, utilizzando i parametri geotecnici di progetto riportati nella presente relazione che, applicando i carichi di progetto, nelle condizioni previste dalla norma sia sempre verificato il rapporto  $R_d > E_d$  nell'approccio di progetto previsto.





## **7 - RACCOMANDAZIONI PER LA FASE ESECUTIVA**

La realizzazione dell'edificio in progetto verrà preceduto dalle operazioni di sbancamento per la regolarizzazione del piano di posa delle fondazioni. I fianchi dello scavo dovranno essere comunque eseguiti con grande cautela ottemperando a quanto previsto dalle norme vigenti a tutela degli operatori e delle opere adiacenti.

Le pareti di scavo dovranno essere opportunamente sostenute con opere provvisorie che saranno prescritte dalla DL in ottemperanza a quanto previsto dall'art. 118 del D.Lgs 81/2008. Inoltre, il materiale scavato, non dovrà essere assolutamente posizionato, neppure temporaneamente in corrispondenza del ciglio onde evitare che tale sovraccarico possa interferire con la stabilità della parete di scavo.

Una volta eseguito lo scavo e prima del getto di calcestruzzo si raccomanda al direttore dei lavori, possibilmente con l'ausilio di un geologo, di verificare con osservazioni e/o misure in situ che le ipotesi progettuali riportate nella presente relazione siano congruenti alle caratteristiche reali del terreno. Infatti, ad ogni eventuale variazione riscontrata, dovranno seguire le apposite variazioni costruttive, secondo quanto prescritto dal D.M. 11.3.1988 - Sez. B.2, che è stato integrato ma non abrogato dalle NTC08.

Infine si raccomanda di effettuare il getto del calcestruzzo di fondazione subito dopo l'esecuzione dello scavo, al fine di evitare che il terreno di fondazione possa subire rimaneggiamenti o deterioramenti prima della costruzione dell'opera. L'eventuale

presenza di acque stagnanti sul fondo dello scavo, alquanto improbabile considerando le caratteristiche idrogeologiche del sito ma sempre possibili in seguito ad improvvisi eventi pluviometrici, comporterà un loro necessario allontanamento con i mezzi ritenuti più idonei dal direttore dei lavori.

Cardito, aprile 2016

il geologo  
Dott. Fabio Crispino





**Allegati:**



TRIVEL SONDAGGI Srl  
Area P.I.P. Lotto n. 37  
80020 - Crispiano (NA)  
Tel 081 8345697 Fax 081 19819433  
guida@trivelsondaggi.it  
www.trivelsondaggi.it



Autorizzazione del Ministero delle Infrastrutture n. 1271 del 08/02/2011  
esecuzione e certificazione di indagini geognostiche, prelievo di campioni  
e prove in sito art. 59 D.P.R. 380/2001 - Circolare 7619/STC del 08/09/10

## PROVA PENETROMETRICA

<b>Committente:</b>	<b>MILANO EDIL PONTEGGI SRL</b>
<b>Riferimento:</b>	<b>PONTICELLI, VIA CARLO BERNARI</b>
<b>Località:</b>	<b>NAPOLI</b>
<b>Commessa:</b>	<b>070-16</b>

<b>Modello Penetrometro:</b>	<b>PAGANI TG 63-200 DPSH</b>
<b>Normativa:</b>	<b>DIN 4094</b>
<b>Peso massa battente (kg):</b>	<b>63,500</b>
<b>Peso accessori (kg):</b>	<b>0,630</b>
<b>Peso di ogni asta (kg):</b>	<b>6,310</b>
<b>Lunghezza aste (cm):</b>	<b>100</b>
<b>Area della punta (cm<sup>2</sup>):</b>	<b>20,43</b>
<b>Angolo di apertura della punta (°):</b>	<b>90</b>
<b>Altezza di caduta (cm):</b>	<b>75</b>
<b>Intervallo di penetrazione (cm):</b>	<b>20</b>
<b>Coefficiente di sicurezza:</b>	<b>3,00</b>
<b>Coefficiente di correlazione:</b>	<b>1,47</b>

Il Direttore  
DOTT. GEOL. ROSARIO GUIDA



Software SGEO



Certificato n° 234 del 17/13/2016	Verbale di accettazione n° 93 del 17/03/2016	Commessa: 070-16
Committente: MILANO EDIL PONTEGGI SRL	Prova: DPSH-068-16 (P1)	
Riferimento: PONTICELLI, VIA CARLO BERNARI	Data: 17/03/2016	
Località: NAPOLI	Quota:	
Attrezzatura: PAGANI TG 63-200 DPSH	Coord: 445016-452227	

## PROVA PENETROMETRICA

Pagina 2/2

Profondità m	Colpi punta
0,20	2
0,40	4
0,60	8
0,80	8
1,00	7
1,20	7
1,40	16
1,60	27
1,80	11
2,00	4
2,20	5
2,40	8
2,60	11
2,80	11
3,00	14
3,20	10
3,40	13
3,60	9
3,80	9
4,00	7
4,20	4
4,40	4
4,60	6
4,80	4
5,00	6
5,20	6
5,40	5
5,60	8
5,80	10
6,00	5
6,20	6
6,40	15
6,60	12
6,80	8
7,00	15
7,20	18
7,40	28
7,60	50
7,80	60

  
Il Direttore  
DOTT. GEOL. ROSARIO GUIDA



Certificato n° 234 del 17/13/2016

Verbale di accettazione n° 93 del 17/03/2016

Commessa: 070-16

Committente: MILANO EDIL PONTEGGI SRL

Prova: DPSH-068-16 (P1)

Riferimento: PONTICELLI, VIA CARLO BERNARI

Data: 17/03/2016

Località: NAPOLI

Quota:

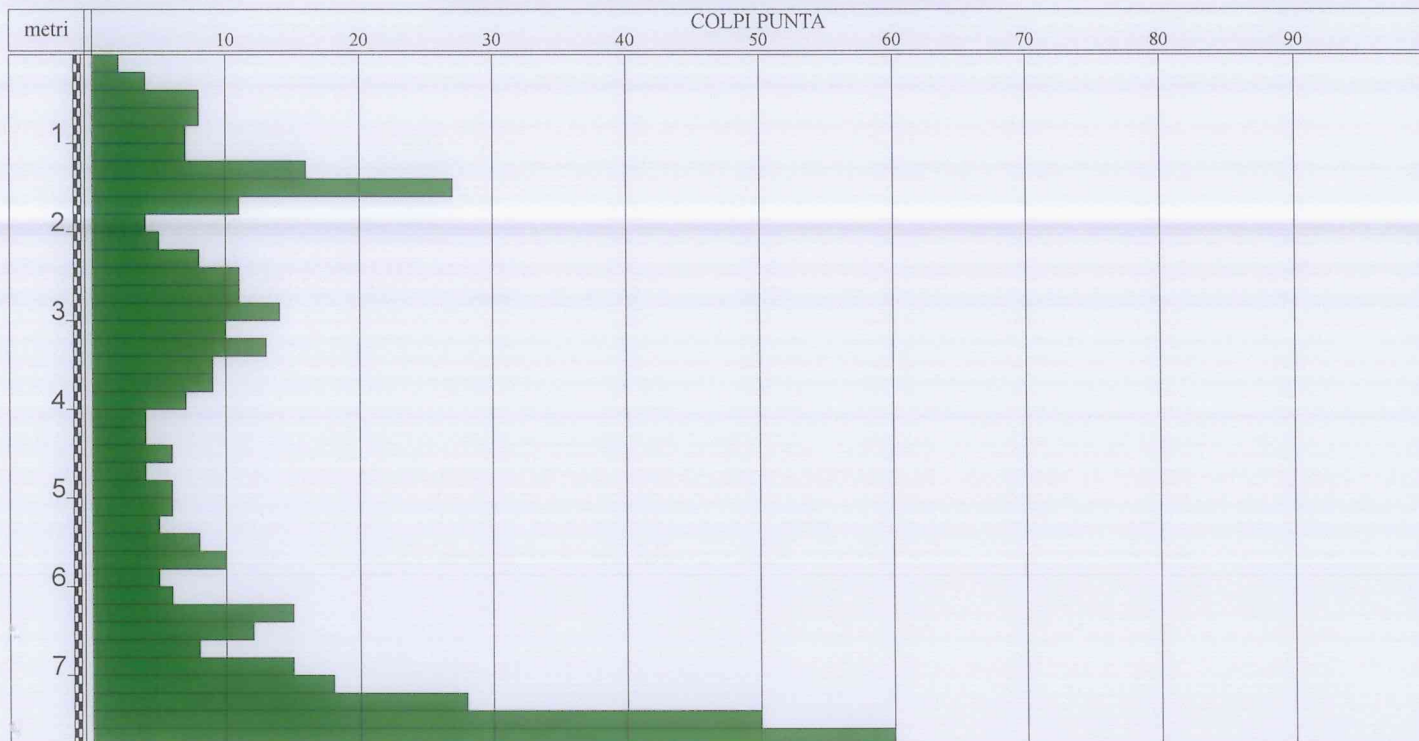
Attrezzatura: PAGANI TG 63-200 DPSH

Coord: 445016-452227

SCALA 1 :85

## PROVA PENETROMETRICA

Pagina 1/2





Certificato n° 235 del 17/13/2016	Verbale di accettazione n° 93 del 17/03/2016	Commessa: 070-16
Committente: MILANO EDIL PONTEGGI SRL		Prova: DPSH-069-16 (P2)
Riferimento: PONTICELLI, VIA CARLO BERNARI		Data: 17/03/2016
Località: NAPOLI		Quota:
Attrezzatura: PAGANI TG 63-200 DPSH		Coord: 445002-4522246

## PROVA PENETROMETRICA

Pagina 2/2

Profondità m	Colpi punta	Profondità m	Colpi punta
0,40	18	9,20	3
0,60	12	9,40	5
0,80	14	9,60	6
1,00	9	9,80	10
1,20	6	10,00	18
1,40	3	10,20	21
1,60	2	10,40	24
1,80	8	10,60	24
2,00	26	10,80	21
2,20	22	11,00	25
2,40	6	11,20	22
2,60	3	11,40	20
2,80	3		
3,00	9		
3,20	9		
3,40	10		
3,60	9		
3,80	7		
4,00	13		
4,20	7		
4,40	6		
4,60	5		
4,80	3		
5,00	3		
5,20	3		
5,40	2		
5,60	4		
5,80	3		
6,00	4		
6,20	5		
6,40	8		
6,60	6		
6,80	6		
7,00	8		
7,20	13		
7,40	10		
7,60	14		
7,80	11		
8,00	17		
8,20	16		
8,40	7		
8,60	6		
8,80	6		
9,00	7		



Certificato n° 235 del 17/13/2016	Verbale di accettazione n° 93 del 17/03/2016	Commessa: 070-16
Committente: MILANO EDIL PONTEGGI SRL	Prova: DPSH-069-16 (P2)	
Riferimento: PONTICELLI, VIA CARLO BERNARI	Data: 17/03/2016	
Località: NAPOLI	Quota:	
Attrezzatura: PAGANI TG 63-200 DPSH	Coord: 445002-4522246	

SCALA 1:100

## PROVA PENETROMETRICA

Pagina 1/2





Committente: MILANO EDIL PONTEGGI SRL	Prova: P1-P2
Riferimento: PONTICELLI, VIA CARLO BERNARI	Data: 17/03/2016
Località: NAPOLI	Quota:
Attrezzatura: PAGANI TG 63-200 DPSH	Coord:

## PROVA PENETROMETRICA

Allegato



Software SGEO