



COMUNE DI NAPOLI
MUNICIPALITA' 6
PONTICELLI - BARRA - S. GIOVANNI A TEDUCCIO

**PIANO PARTICOLAREGGIATO
 DI INIZIATIVA PRIVATA**
 ai sensi dell'art. 26, comma 2, letta a)
 della Legge regionale Campania n° 16/2004
LOTTO IN VIA MADONNELLE - PONTICELLI

Proponente:



ABBATE COSTRUZIONI e AMBIENTE Spa
 Via Porzio Centro Direzionale Is E3 snc
 Palazzo Avalon
 80143 Napoli
 e-mail: abbatecostruzioni@pec.it

ABBATE COSTRUZIONI e AMBIENTE s.r.l.
 Via G. Porzio, Is. E13 - 80143 NAPOLI
 Cod. Fisc. P.IVA 07799404216
 N. REA: 910768

Progetto:

COPEC
 Costruzioni opere edili civili S.r.l.



COPEC Srl
 Via Tino di Camaino,6
 80128 Napoli
 e-mail: copec.cantieri@gmail.com
 tel: +39 0815780779 fax: +39 0812209217
 Direttore Tecnico: Arch. Michela GENOVESE

Collaboratori:
 arch. Marta Monti
 arch. Ruben D'Alessandro

Consulente Legale:
 avv. Maria Laura D'Angelo



PROPOSTA DEFINITIVA DI PIANO

GENERALI

**Relazione geologica-tecnica: carte tematiche,
 tabelle stratigrafiche, planimetria generale,
 calcoli geotecnici, elaborazione dati STP**

NOME FILE		AMB. SOFT.	SCALA		
			-		
REV	DATA	REVISIONE - DESCRIZIONE	Redatto	Verificato	Approvato
2	03-2016				

G 03



**STUDIO TECNICO & GEOLOGICO
AMATO**

Viale Colli Aminei, 38 - 80131 Napoli

Fax 081/0380321 - 3387074269 e-mail: geologo.amato@libero.it

RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA

COMUNE DI NAPOLI

COMMITTENTE: CI.PE. COSTRUZIONI s.r.l.

**Oggetto: PIANO URBANISTICO ATTUATIVO
LOTTO IN VIA MADONNELLE, PONTICELLI**

ALLEGATI:

- CARTE TEMATICHE
- TABELLE E SCHEDE STRATIGRAFICHE
- PLANIMETRIA GENERALE
- CALCOLI GEOTECNICI
- ELABORAZIONE DATI SPT

DATA

29 LUGLIO 2009

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Alessandro Amato



INDICE

PREMESSA	3
INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO GENERALE	5
CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA DELL'AREA IN ESAME	6
Caratteristiche geomorfologiche e idrogeologiche dell'area	6
Indagini geognostiche	8
Caratteristiche litostratigrafiche	10
CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO DELL'AREA IN ESAME	12
CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA IN ESAME	16
Pericolosità sismica di base	18
Risposta sismica del sito di intervento	21
CALCOLAZIONE GEOTECNICA	23
Verifica a liquefazione	29
METODOLOGIA REALIZZAZIONE CARTE TEMATICHE Scala 1:2000	30
Carta ubicazioni sondaggi e prove	30
Carta geolitologica	30
Carta idrogeologica	31
Carta della stabilità	31
Carta della zonazione sismica	31
CONCLUSIONI	33

PREMESSA

Per incarico conferitogli dalla società CI.PE. Costruzioni s.r.l. nel mese di Giugno 2009, il sottoscritto Dott. Geol. Alessandro Amato ha eseguito, in ottemperanza alla normativa vigente (D.M. dell'11/03/88 - L.R. n.9/83- Norme di Attuazione della Variante al P.R.G. e Regolamento Edilizio del Comune di Napoli, O.P.C.M. 3274/2003, Norme Tecniche di costruzione di cui al D.M. del 14/01/08) un'indagine geologico-tecnica sul sottosuolo dell'area interessata ad un Piano Urbanistico Attuativo per una realizzazione di un lotto in via Madonnelle, Ponticelli, Napoli (Latitudine 40,87°; Longitudine 14,33°). Il sito di lottizzazione presenta i seguenti dati catastali: foglio 88 NCT part.lla 735, 736, 782, 783, 784, 787, 788, 1026, 1027, 1028, 1029, 1030, 1319, 1337.

La presente indagine, eseguita mediante rilevamento di superficie e, indagini geognostiche in situ del tipo:

- n.3 sondaggi meccanici a carotaggio continuo con prelievo di campioni rimaneggiati depositati in apposite cassette;
- n. 23 prove penetrometriche dinamiche (SPT), intende fornire:
 - a) una modellazione geologica volta a definire le caratteristiche geologiche, geomorfologiche e idrogeologiche del sottosuolo dell'area di intervento e di quello delle aree limitrofe sulla base dei risultati delle suddette indagini geognostiche effettuate, della consultazione della letteratura geologica della zona, del rilevamento geologico di superficie;
 - b) modellazione geotecnica, che, ottenuta sulla base dei risultati delle indagini geognostiche effettuate, è volta a caratterizzare dal punto di vista geomeccanico i terreni riconosciuti nella modellazione geologica suddetta;
 - c) calcoli geotecnici tesi ad ottenere quei valori (carico limite, cedimenti, valutazione del rischio di suscettibilità alla liquefazione) di verifica dell'equilibrio tra il sistema struttura-opera di fondazione e i terreni che costituiscono il sottosuolo dell'area di intervento e delle strutture limitrofe ad essa.

riporta che in tali acquiferi, la permeabilità dipende dalla granulometria, cementazione e giacitura, per cui il passaggio dell'acqua è elevato in corrispondenza di banchi di sabbia ghiaiosa e lenti o strati di pomici e lapilli, mentre è minore nei materiali argillosi o a matrice limosa prevalente. La permeabilità di questa struttura idrogeologica è notevole, nei terreni molto eterogenei noti come "piroclastici sciolte", la circolazione idrica avviene per falde sovrapposte, interconnesse sia per interdigitazione di sedimenti a diverso grado di permeabilità, sia per fenomeni di "drenanza", preferendo gli strati di materiale più grossolano a maggiore permeabilità. Tutto ciò si traduce in una grande variazione dei valori della permeabilità relativa, sia in senso verticale sia in senso orizzontale. La presenza di livelli acquiferi è quindi condizionata dalle discontinuità litologiche (All. 4 - carte tematiche).

La climatologia, assegna al territorio d'indagine, un regime pluviometrico di tipo appenninico, in cui il periodo piovoso è concentrato nelle stagioni autunno-inverno, e le piogge acquistano i massimi valori di frequenza e portata, nei mesi di novembre e dicembre. Nelle carte delle precipitazioni medie annue, tale zona ricade interamente tra le isoiete 1000 mm/annuo.

Dai dati in possesso dello scrivente, lo spessore dei sedimenti alluvionali e piroclastici rimaneggiati è superiore ai 100 mt. di profondità dal livello del mare. La zona d'indagine ricade nella valle alluvionale del bacino del fiume Sebeto a circa 2.000 mt. di distanza dalla foce, un tempo di tipo a delta. Dai dati delle misure piezometriche eseguite durante le indagini geognostiche è stato rilevato che il livello piezometrico della falda più superficiale varia da 3,60 m a 4,30 m. dal p.c. (All. 4 - carte tematiche). I risultati delle stesse indagini geognostiche rilevano l'esistenza in zona di tre falde idriche sospese e sovrapposte tra il piano campagna e i meno 30 mt. di profondità. Si sottolinea che, data la superficialità della falda, che in diversi siti della zona orientale di Napoli (es. via Sambuco, via Stadera, Rione Luzzati, piazza S. Francesco etc.) sono stati da tempo segnalati fenomeni (tipo allagamenti di scantinati), potenzialmente riconducibili a variazioni del locale livello piezometrico della falda più superficiale. Circa le possibili cause del fenomeno, quelle ritenute più certe si riferiscono:

- Alla drastica riduzione dei prelievi da falda nei campi pozzi dell'Arin per quello di Lufrano, dove i prelievi sono iniziati nel 1946, si è passati da prelievi di oltre 86×10^6 mc/annui (nel 1989), a portate assai esigue nel 1999 - 2000. Riduzioni significative si sono avute anche in corrispondenza del campo pozzi di Acerra.
- Alla dismissione di molte industrie della zona.

Naturalmente alle cause si aggiungono i fattori predisponenti ai fenomeni di ristagno quali:

- morfologia pianeggiante
- caratteristiche granulometriche dei terreni superficiali
- interventi antropici
- presenza di canali e rete fognaria inadeguata a smaltire con prontezza carichi idrici eccessivi.

Si sottolinea che in un siffatto territorio, se la rete di drenaggio naturale ed artificiale non risulta adeguata allo smaltimento repentino delle acque meteoriche connesse ad eventi pluviometrici "eccezionale", i fenomeni di ristagno suddetti possono essere particolarmente spinti per cui si consiglia di realizzare piani interrati ad una quota iniziale di + 0,8 mt. rispetto al piano campagna.

Indagini geognostiche

A seguito di accurati sopralluoghi nell'area interessata dal progetto e dopo aver effettuato un rilevamento geologico di dettaglio, esteso anche all'intorno della stessa area, sono state programmate ed eseguite le seguenti indagini geognostiche in situ:

- n° 3 sondaggi geognostici (S1, S2, S3) a carotaggio continuo fino alle seguenti profondità di 30,00 m. e di 20 m., realizzati allo scopo di determinare le caratteristiche lito-stratigrafiche del sottosuolo. Le perforazioni sono state eseguite dalla ditta Impresonda di Nicola Gagliardi con sede a Caserta in data 11-12-13/06/09 rispettivamente alle quote di 18,20 m., 18,00 m. e 16,8 m. s.l.m. con sonda a rotazione CMV MK 400 a carotaggio continuo. Talvolta è stata usata la circolazione d'acqua allo scopo di rimaneggiare quanto meno possibile i campioni di terreno estratti. La

campionatura così ricavata e posta in cassette catalogatrici (all. 2 - carte tematiche; All. 10 documentazione fotografica) in legno ha consentito di ricostruire le stratigrafie riportate nell'allegato .

- n° 23 prove penetrometriche dinamiche S.P.T. (Standard Penetration Test) eseguite a profondità significative (1,50 m., 2,00 m., 2,50 m., 3,00 m., 4,00 m., 5,00 m., 6,00 m., 7,00 m., 8,00 m., 9,00 m., 10,00 m., 11,00 m., 12,00 m., 13,00 m., 14,00 m., 15,00 m., 16,00 m., 18,00 m., 19,00 m., 20,50 m., 23,00 m., 25,00 m., 29,50 m.) durante l'esecuzione dei sondaggi S1, S2, S3, con attrezzatura standardizzata a sganciamento automatico. I dati relativi alle prove e la loro elaborazione computerizzata sono anch'essi riportati nell'allegato 8. In sintesi tali prove sono state eseguite dalla ditta Impresonda di Nicola Gagliardi. in data 11-12-13/06/09 rispettivamente: prova n. 1 alla profondità di 1,50 m dal p.c. con numero di colpi (3-5-6); prova n. 2 alla profondità di 2,00 m dal p.c. con numero di colpi (4-5-9); prova n. 3 alla profondità di 2,50 m dal p.c. con numero di colpi (6-8-11); prova n. 4 alla profondità di 3,00 dal p.c. con numero di colpi (16-11-11); prova n. 5 alla profondità di 4,00 dal p.c. con numero di colpi (3-5-6); prova n. 6 alla profondità di 5,00 dal p.c. con numero di colpi (23-29-30); prova n. 7 alla profondità di 6,00 dal p.c. con numero di colpi (15-18-21); prova n. 8 alla profondità di 7,00 dal p.c. con numero di colpi (16-19-22); prova n. 9 alla profondità di 8,00 m dal p.c. con numero di colpi (58-80-90); prova n. 10 alla profondità di 9,00 m dal p.c. con numero di colpi (48-50-59); prova n. 11 alla profondità di 10,00 m dal p.c. con numero di colpi (20-27-28); prova n. 12 alla profondità di 11,00 dal p.c. con numero di colpi (19-27-24); prova n.13 alla profondità di 12,00 dal p.c. con numero di colpi (16-22-30); prova n.14 alla profondità di 13,00 dal p.c. con numero di colpi (19-24-25); prova n.15 alla profondità di 14,00 dal p.c. con numero di colpi (15-16-20); prova n.16 alla profondità di 15,00 dal p.c. con numero di colpi (18-22-23); prova n.17 alla profondità di 16,00 m dal p.c. con numero di colpi (17-23-25); prova n. 18 alla profondità di 18,00 m dal p.c. con numero di colpi (18-23-21); prova n.19 alla profondità di 19,00 m dal p.c. con numero di colpi (18-22-23); prova n.20 alla profondità di 20,50 dal p.c. con numero di colpi (19-21-23); prova n.21 alla profondità di 23,00 dal p.c. con numero di colpi (18-

21-24); prova n. 22 alla profondità di 25,00 dal p.c. con numero di colpi (20-22-25);
prova n. 23 alla profondità di 29,00 dal p.c. con numero di colpi (21-23-24);

Caratteristiche litostratigrafiche

Per la ricostruzione del modello litostratigrafico del sottosuolo relativo all'area in esame (All. 7 - Stratigrafie) sono state utilizzate le stratigrafie dei sondaggi eseguiti S1, S2, S3 (allegato 3) e i risultati delle prove S.P.T. (all. 8).

Tutto ciò ha evidenziato, fino alla profondità raggiunta e in accordo con quanto esposto precedentemente, la presenza di terreni per lo più rimaneggiati per trasporto alluvionale (fluvio-lacustri) di origine essenzialmente vulcanica che si possono raggruppare nei seguenti sei strati:

STRATO A) Materiali di riporto di natura antropica (da 0,00 mt a 1,00 mt dal p.c)

Si tratta, per lo più, di terreni di natura piroclastica con trovanti tufacei e di laterizi.

Costituiscono la porzione più superficiale del sottosuolo dell'area in esame.

Questi materiali, provenienti da vicini scavi, furono utilizzati per pareggiare l'originaria superficie topografica del sito.

STRATO B) Piroclastiti rimaneggiate - cinerite fine : limi debolmente sabbiosi (da 1.0 mt a 4.5 mt. dal p.c.)

Sono essenzialmente costituite da cinerite fine eruttata dai complessi vulcanici dell'area napoletana e successivamente rimaneggiata per trasporto fluviale. Nella parte bassa del banco, si rinvengono livelli umificati che testimoniano la presenza di paleosuoli. In relazione alle caratteristiche granulometriche questi terreni possono essere classificati come "limi sabbiosi". Il contenuto di pomici è sempre molto basso.

STRATO C) Piroclastiti - Cinerite media-grossa : sabbia ghiaiosa (da 4,50 a 8.00 mt. dal p.c.)

Sono essenzialmente costituite da ceneri medie-grosse (pomici, lapilli e pisoliti)

con frammenti litici calcarei arrotondati eruttati dai complessi vulcanici dell'area Flegrea e successivamente rimaneggiate per trasporto alluvionale. Granulometricamente si considera una sabbia ghiaiosa

STRATO D) Piroclastiti – cinerite: Sabbia ben addensata (da 8,00 m a 9,50 mt. dal p.c.)

Sono essenzialmente costituite da pomice subcentimetriche autoctone alterate e frammenti litici ben addensati di colore marrone scuro eruttati dai complessi vulcanici dell'area Flegrea. Nella parte bassa del banco, si rinvengono livelli umificati che testimoniano la presenza di paleosuoli.

STRATO E) Piroclastiti – Cinerite media-grossa : sabbia ghiaiosa (da 9,50 a 12.50 mt. dal p.c.)

Sono essenzialmente costituite da ceneri medie-grosse (pomice, lapilli e pisoliti) con frammenti litici calcarei arrotondati eruttati dai complessi vulcanici dell'area Flegrea e successivamente rimaneggiate per trasporto alluvionale. Granulometricamente si considera una sabbia ghiaiosa

STRATO F) Piroclastiti – cinerite media: sabbia con inclusi pomice e frammenti litici (da 12.50 mt a 30,00 mt. dal p.c.)

Sono essenzialmente costituiti da ceneri medie: sabbie con inclusi pomice e frammenti litici eruttati dai complessi vulcanici dell'area Flegrea e successivamente rimaneggiati per trasporto alluvionale.

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO DELL'AREA IN ESAME

Il sottosuolo dell'area da investigare, al di sotto del terreno di riporto antropico, è costituito da terreni sciolti per lo più rimaneggiati di natura piroclastica del tipo pozzolane e lapilli miste a pomici, la cui granulometria mediamente varia tra quella di un limo sabbioso e quella di una sabbia con ghiaia.

Dalle indagini geognostiche effettuate (prove penetrometriche dinamiche S.P.T. (all. 8) è stato possibile estrapolare i parametri medi fisico-meccanici che di seguito saranno riportati e relativi ai suddetti terreni incoerenti piroclastici già suddivisi nel capitolo precedente in sei strati fondamentali A, B, C, D, E, F (All. 7 - sez. litostratigrafica) per le loro differenti caratteristiche litologiche. Di seguito si espongono le considerazioni generali sulle caratteristiche geomeccaniche degli strati via via incontrati nel sottosuolo dell'area di sedime del lotto ricordando però che gli spessori medi degli strati così come ricostruiti sono da considerarsi esemplificativi del sottosuolo dell'area in esame che, come già detto, si presenta fortemente anisotropo date le caratteristiche dei suddetti terreni piroclastici.

STRATO A) Materiali di riporto di natura antropica (da 0,00 mt a 1,00 mt dal p.c)

Si tratta come già detto, per lo più, di terreni di natura piroclastica con trovanti tufacei e di laterizi dallo spessore di 1,0 m circa. Essi costituiscono la porzione più superficiale del sottosuolo dell'area in esame e si comportano come materiale sciolto scarsamente addensato essendo inglobato in un'abbondante matrice sabbioso-limosa di natura piroclastica (pozzolane rimaneggiate) con bassi valori di resistenza alla compressibilità. Con buona probabilità questi materiali, provenienti da vicini scavi, furono utilizzati per pareggiare l'originaria superficie topografica del sito. Di norma vengono considerati e classificati, da un punto di vista geotecnico, come molto scadenti. Questi i valori medi da considerare per i calcoli geotecnici : peso unità di volume (P_{uv}) = 15 kN/mc; peso unità di volume saturo (P_{uvs}) = 16 kN/mc, modulo edometrico (E_d)

= 2185 kN/mq; L'angolo d'attrito (F_i) = 26°, coesione (C_u) = 0 kN/mq; Densità relativa (D_r) = 15%. Il coefficiente di Poisson (N_i) è pari a 0.38. Il modulo di young (E_y) = 4080 kN/mq.

STRATO B) Piroclastiti rimaneggiate - cinerite fine: limi debolmente sabbiosi (da 1.0 mt a 4.5 mt. dal p.c.)

Si tratta di pozzolane e lapilli con uno spessore di circa 3.5 m. Su questi terreni sono state effettuate n° 5 prove S.P.T. ed il valore di NSPT risulta essere pari a 7 (vedi allegato A).

In relazione alle caratteristiche granulometriche questi terreni possono essere classificati come "limo debolmente sabbioso" poco addensati (classificazione A.G.I.). Il contenuto di pomici è sempre molto lieve. Dall'elaborazione dei dati ottenuti dalle prove S.P.T. questi terreni presentano le seguenti caratteristiche geotecniche: peso unità di volume (P_{uv}) = 17,5 kN/mc; peso unità di volume saturo (P_{uvs}) = 18,5 kN/mc; modulo edometrico; (E_d) = 4184 KN/mq; angolo d'attrito (F_i) = 27°; coesione (C_u) = 0. kN/mq; densità relativa (D_r) = 40 %; Modulo di Young (E_y) = 5600 KN/mq. Il coefficiente di Poisson (N_i) è pari a 0.34; velocità delle onde S, V_s = 160 m/s

STRATO C) Piroclastiti rimaneggiate - Sabbia ghiaiosa (da 4,50 mt a 8.00 mt. dal p.c.)

Su questi terreni sono state effettuate n. 3 prove S.P.T. ed il valore di NSPT (medio) risulta essere pari a 26 (allegato 8). Con uno spessore di 3.5 m si presentano essenzialmente costituiti da sabbia con pomici e lapilli ben addensati.

Elaborando i valori scaturiti dai risultati delle prove SPT si ha che: granulometricamente si tratta di sabbie moderatamente addensate (classificazione A.G.I.) che riportano questi valori medi delle seguenti caratteristiche fisico-meccaniche: peso unità di volume (P_{uv}) = 18,3 kN/mc; peso unità di volume saturo (P_{uvs}) = 19,4 K/mc; modulo edometrico (E_d) = .06957 kN/mq; angolo d'attrito (F_i) = 32°; coesione (C_u) = 0 kN/mq; densità relativa (D_r) 56%;. Il coefficiente di Poisson (N_i) è pari a 0.31; Modulo di Young (E_y) = 16400 KN/mq; velocità delle onde S, V_s = 250 m/s

STRATO D) Piroclastiti - Cinerite - Sabbia ben addensata (da 8,00 m a 9,50 mt. dal p.c.)

Sono essenzialmente costituite da pomici subcentimetriche autoctone alterate e frammenti litici moderatamente addensate (classificazione A.G.I.) di colore marrone scuro eruttati dai complessi vulcanici dell'area Flegrea con uno spessore di circa 1.5 m. Nella parte bassa del banco, si rinvencono livelli unificati che testimoniano la presenza di paleosuoli.

Elaborando i valori scaturiti dai risultati delle prove SPT si ha: granulometricamente si tratta prevalentemente di terreni molto addensati (classificazione A.G.I.) con questi i valori medi delle seguenti caratteristiche fisico-meccaniche: peso unità di volume (P_{uv}) = 21 kN/mc; ; modulo edometrico (E_d) = 8405 kN/mq; angolo d'attrito (F_i) = 35.5 °; coesione (C_u) = 0 kN/mq; densità relativa (D_r) 59%;. Il coefficiente di Poisson(N_i) è pari a 0.3; Modulo di Young (E_y) = 17750 KN/mq velocità delle onde S , V_s = 300 m/s.

STRATO E) Piroclastiti - Sabbia ghiaiosa (da 9,50 mt a 12.50 mt. dal p.c.)

Su questi terreni sono state effettuate n. 3 prove S.P.T. ed il valore di NSPT (medio) risulta essere pari a 26 (allegato 8). Con uno spessore di 3,00 m si presentano essenzialmente costituiti da sabbia con pomici e lapilli ben addensati i.

In definitiva sulla base dei parametri su riportati le suddette piroclastiti possono essere, da un punto di vista geotecnico, caratterizzate nel modo seguente: piroclastiti sciolte moderatamente addensate (classificazione A.G.I.) granulometricamente sabbie con ghiaia con buone caratteristiche fisico-meccaniche: peso unità di volume(P_{uv}) = 18,6 kN/mc; peso unità di volume saturo (P_{uvs}) = 19,7 kN/mc; modulo edometrico (E_d) = 8000 kN/mq; angolo d'attrito (F_i) = 33°; coesione non drenata (C_u) = 0 kN/mq; densità relativa (D_r) = 60%. Il coefficiente di Poisson (N_i) è pari a 0.32; Modulo di Young (E_y) = 16900 kN/mq; velocità delle onde S, V_s = 270 m/s

STRATO F) Piroclastiti - cinerite media: sabbia con inclusi pomice e frammenti litici (da 12.50 mt a 30,00 mt. dal p.c.)

Su questi terreni sono state effettuate n. 10 prove S.P.T. ed il valore di NSPT

(medio) risulta essere pari a 22 (allegato 8).. Sono essenzialmente costituiti da sabbia e debolmente limo.

In definitiva sulla base dei parametri su riportati le suddette piroclastiti possono essere, da un punto di vista geotecnico, caratterizzate nel modo seguente: piroclastiti sciolte moderatamente addensate (classificazione A.G.I.) granulometricamente sabbie con ghiaia con buone caratteristiche fisico-meccaniche: peso unità di volume (P_{uv}) = 18,8 kN/mc; peso unità di volume saturo (P_{vvs}) = 19,8 kN/mc; modulo edometrico (E_d) = 6546 kN/mq; angolo d'attrito (F_i) = 31,5°; coesione non drenata (C_u) = 0 kN/mq; densità relativa (D_r) = 53%. Il coefficiente di Poisson (N_i) è pari a 0.31; Modulo di Young 14800 kN/mq; velocità delle onde S, $V_s = 230$ m/s

CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA IN ESAME

Alla luce delle nuove evidenze di tettonica attiva e delle valutazioni sul potenziale sismogenetico, è stata sviluppata nel 2004, in ambito nazionale, una nuova zonazione Sismogenetica, denominata ZS9. Per quanto riguarda la Campania, sono state individuate due sorgenti sismogenetiche: la zona 927 e la zona 928. L'area 927 (Sannio-Irpinia-Basilicata) si estende lungo l'asse della catena, fino al massiccio del Pollino. Essa comprende l'area caratterizzata dal massimo rilascio di energia legata alla distensione generalizzata che, da 0.7 ma, sta interessando l'Appennino meridionale. Il meccanismo di fagliazione individuato per questa zona è normale e le profondità ipocentrali sono comprese tra gli 8 e 12 Km. La zona 928 (Ischia-Vesuvio) include l'area vulcanica napoletana con profondità ipocentrali comprese nei primi 5 Km.

In particolare, il territorio comunale di Napoli e quindi il sito in oggetto è interessato principalmente dagli effetti sismici dovuti alla zona sismogenetica 928.

La valutazione della Pericolosità Sismica di un'area va fatta per gradi o livelli di approfondimento diversi, partendo da un'area vasta e via via scendendo a dettagli sempre maggiori, al fine di determinare la Risposta Sismica di Sito o locale. Tale valutazione viene, effettuata, come previsto nella nuova normativa per le costruzioni in zona sismica (O.P.c.M. 3274 del 23-03-2003), "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" definendo sia la Categoria di suolo, sia verificando la congruenza orizzontale di tale Categoria per il sito considerato e per l'area immediatamente circostante e di interesse per le fondazioni. Il territorio nazionale con l'OPCM 3274 viene suddiviso in 4 zone omogenee, a cui corrisponde un'accelerazione di riferimento variabile da meno 0.05 g nella quarta zona fino a 0.35 g nella prima zona.

Nella seguente tabella sono riportate le accelerazioni per ogni zona omogenea di riferimento.

	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni ag/g	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (norme tecniche) ag/ g
1	> 0.25	0.35
2	0.15 - 0.25	0.25
3	0.05 - 0.15	0.15
4	< 0.05	0.05

Livelli energetici delle Azioni sismiche previste dall'OPCM 3274/03 per le varie Zone

Nella seconda colonna della tabella è riportato il valore di picco orizzontale del suolo (ag/g) espresso in percentuale di "g" (accelerazione di gravità) mentre nella terza colonna sono riportati i valori dell'accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico nelle norme tecniche sulle costruzioni. I valori sono tutti riferiti alle accelerazioni che sono attese a seguito di un evento sismico laddove il sottosuolo interessato è costituito da Formazioni litoidi o Rigide definite quali suoli di fondazione di Categoria A ($V_s > 800$ m/s) invece se è interessato da piroclastici limo-sabbiosi definite come suoli di fondazione di categoria C o D .Il Comune di Napoli, con la classificazione sismica del 07/03/1981, rientrava nella III categoria con grado di sismicità "S" pari a 6. Con la nuova classificazione, Delibera G.R. 7-11-2002 n. 5447, secondo l'OPCM 3274, rientra nella 2° zona a cui compete una media sismicità con $S = 9$. Tale zona, secondo le norme tecniche, è caratterizzata da una accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10 % in 50 anni, ag/g compreso tra 0.15 e 0.25 a cui corrisponde un'accelerazione di ancoraggio dello spettro di risposta elastico pari a 0.25.

In ottemperanza alla nuova normativa sismica (O.P.C.M. 3274 del 20/03/2003 , Norme tecniche per le costruzioni , D.M 14/01/2008) in particolare per caratterizzare un sito di intervento dal punto di vista sismico si procede valutando in primis la pericolosità sismica di base dell'area generica che racchiude il sito di intervento dovuta al moto sismico al bedrock . Successivamente si calcola la risposta sismica locale dipendente dai caratteri locali del sito (caratteristiche geologiche, geofisiche, e

geotecniche oltre che dai caratteri geomorfologici del sito stesso) . Per quanto riguarda le caratteristiche geologiche e geotecniche suddette esse sono state già illustrate nei capitolati precedenti con l'elaborazione di un modello geologico-stratigrafico e geotecnico illustrati nella sezione stratigrafica dell'all. 7.

Pericolosità sismica di base

Questa pericolosità , espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni ($T_r=475$ anni) riferita a suoli rigidi ($V_{s30} > 800$ m/s), dell'area che racchiude il sito si esplica con la conoscenza dei seguenti quattro parametri fondamentali che dovranno essere calcolati per i diversi stati limite (S.L.O. stato limite di operatività; S.L.D. stato limite di danno – entrambi i suddetti stati si considerano stati di esercizio dell'opera; S.L.V. e S.L.C. che si considerano stati limite di salvaguardia della vita: T_R (tempo di ritorno dell'evento); a_g (accelerazione massima su affioramento rigido con $V_{s30} > 800$ m/s con piano campagna orizzontale); F_o (massimo valore del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione); T_c (periodo del tratto a velocità costante). I parametri di cui sopra è possibile conoscerli attraverso la lettura della "Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale (rif. O.P.C.M. 3519 del 28/04/06). Per accedere ai parametri di cui sopra nelle varie zone della suddetta mappa bisogna conoscere le: coordinate geografiche (latitudine e longitudine); il tipo di opera (opere provvisorie, opere ordinarie, grandi opere) e la sua vita nominale (numero di anni) che è funzione della classe d'uso (suddivisa in quattro classi principali : classe I: costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli; classe II: costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali; classe III: costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi; classe IV: costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità, le caratteristiche geologiche (categoria di sottosuolo) e morfologiche (categoria topografica).

Per le categorie topografiche saranno utilizzate le seguenti: T1: Superficie

pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione $i \leq 15^\circ$; T2: Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$; T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$; T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$. Per le categorie di sottosuolo, secondo l'OPCM 3274, si suddividono nelle seguenti sette tipologie con differente caratterizzazione litostratigrafica e geomeccanica del sottosuolo e differenziate per la diversa velocità di propagazione delle onde "S" (V_{s30}) in direzione verticale entro i 30 m del sottosuolo oppure attraverso il numero dei colpi della prova SPT :

Terreno	Descrizione del profilo stratigrafico	Parametro V_{s30} (M/S)	Nspt	Cu (KPa)
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m	> 800		
B	Depositi di sabbie e ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	360 - 800	>50	>250
C	Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza, con spessori da diverse decine fino a centinaia di metri	> 180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco o a mediamente consistenti	< 180	< 15	< 70
E	Profili di terreno costituiti da stati superficiali alluvionali, con valori V_{s30} simili a quelli C e D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con $V_{s30} < 800$ m/s	0 - 360	0 - 50	0 - 250
SI	Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza con elevato indice di plasticità ($PI > 40$) e contenuto di acqua	< 100		10 - 20

S2	Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti			
----	--	--	--	--

Ebbene per il sito di intervento (Lotto di via Madonnelle - Ponticelli) si hanno i seguenti dati generali :

Latitudine:	40,87
Longitudine:	14,33
Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0[anni]
Vita di riferimento:	50,0[anni]

Ed ancora i seguenti parametri sismici:

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]4	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,46	2,34	0,29
S.L.D.	50,0	0,61	2,34	0,31
S.L.V.	475,0	1,7	2,38	0,34
S.L.C.	975,0	2,15	2,46	0,35

Si sottolinea che la categoria di sottosuolo del nostro sito è stata definita attraverso le prove SPT con la relativa velocità (Vs) delle onde sismiche. I risultati ottenuti evidenziano che il sottosuolo dell'area d'intervento può essere considerato un sismostrato in cui il numero medio dei colpi NSPT è 22 e la relativa velocità media delle onde Vs è pari a 205 m/s.

Pertanto come si evidenzia dalla tabella il sottosuolo della zona in esame può essere classificata come suolo di tipo C.

Risposta sismica del sito di intervento

Dopo aver individuato i parametri sismici riferiti in particolare al sito di intervento possono essere calcolati i coefficienti sismici orizzontali e verticali che influenzeranno, nel calcolo del carico limite del sistema terreno-opera di fondazione il valore della resistenza di progetto R_d dell'opera che dovrà essere verificata, nei diversi stati limiti (S.L.O.; S.L.D.; S.L.V.; S.L.C), rispetto alle azioni di progetto dovute ai carichi dell'opera a farsi. Come già detto la risposta sismica locale dipende dalle caratteristiche geologiche, geotecniche, geosismiche e geomorfologiche del sito di intervento .

Le caratteristiche geologiche e geotecniche sono state elaborate e illustrate nel modello geologico-geotecnico di cui ai capitoli precedenti che fornisce il quadro sinottico della litologia e stratigrafia dei terreni che costituiscono il sottosuolo del sito di intervento (modello geologico) e la parametrizzazione geotecnica degli stessi terreni .

Per i diversi stati limiti (S.L.O.; S.L.D.; S.L.V.; S.L.C.) si avranno i seguenti parametri sismici orizzontali e verticali in funzione delle caratteristiche geologiche e geotecniche:

1. A_{max} che è l'accelerazione massima orizzontale attesa al sito che è dipendente dagli effetti di amplificazione stratigrafica e dagli effetti di amplificazione topografica.
2. $Beta$ che è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito. Nel caso di opere di sostegno o stabilità dei pendii esso è funzione della categoria del sottosuolo e del valore di "ag" mentre nel caso di paratie è funzione dello spostamento massimo ammissibile "Us".
3. K_h è il coefficiente di intensità sismica orizzontale.
4. K_v è il coefficiente di intensità sismica verticale.

Per il sito di riferimento dove sorgeranno le strutture si hanno i seguenti coefficienti sismici :

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,69	0,18	0,0127	0,0063
S.L.D.	0,915	0,18	0,0168	0,0084
S.L.V.	2,4691	0,24	0,0604	0,0302
S.L.C.	2,9592	0,31	0,0936	0,0468

CALCOLAZIONE GEOTECNICA

Per quanto riguarda i calcoli geotecnici volti ad ottenere il carico limite i cedimenti e la valutazione del rischio di liquefazione e dei terreni al di sotto della struttura a costruirsi, la scelta del tipo di fondazione, tenendo presente il progetto architettonico e il sottosuolo dell'area costituito per lo più da terreni piroclastici sciolti mediamente addensati e terreni dalle caratteristiche fisico-meccaniche anisotrope con eterogeneità verticale ma soprattutto orizzontale, verte sull'ipotesi fondale di tipo profondo su pali attestanti su litotipi portanti dalle caratteristiche geomeccaniche mediamente buone. In particolare se si ipotizza il palo di lunghezza 7 m., 8 m., 9 m. dal piano terreno dello scavo (-1,8 m.) avremo come litotipo portante lo strato. Pertanto con la suddetta ipotesi fondale se si considera il grado di sismicità che per Napoli $S=9$ e le relative correzioni sismiche (Vesic), il calcolo del carico limite terreno-opera di fondazione (all. 9), inteso in condizioni di pressioni efficaci (coesione = 0) considerando le dimensioni del palo, pari a 0.4 m., 0,5 m. e 0,60 m. allegato 9) ed un coefficiente di sicurezza pari a 2.5.

Il calcolo del carico limite (all. 8) del sistema terreno-fondazione profonde è stato condotto nel rispetto delle nuove norme tecniche di costruzione (Dm 14/01/08) e servirà a fornire allo strutturista il valore della resistenza di progetto R_d e dei cedimenti dell'opera a farsi in modo che lo stesso professionista conoscendo le tensioni ammissibili esercitate dalla fondazione della struttura possa verificarne la stabilità alla rottura del terreno e allo scorrimento della fondazione valutando la condizione $E_d < R_d$ dove E_d sono le azioni di progetto (carichi dell'opera) e R_d è la resistenza di progetto. Naturalmente il calcolo eseguito in condizioni sismiche considera i parametri sismici e topografici della zona in funzione della sua latitudine e longitudine, tipo di opera e categoria di sottosuolo e topografia.

Con la conoscenza poi delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni che costituiscono il sottosuolo del sito di intervento, le quali sono state elaborate nell'ambito di una ricostruzione dei modelli geologico-stratigrafico e geotecnico (parametri geomeccanici) ottenuta attraverso l'ausilio di indagini geognostiche (sondaggio meccanico, prove penetrometriche dinamiche SPT), si ottengono alla luce dei parametri

suddetti i coefficienti sismici quali la accelerazione sismica orizzontale e verticale che influenzeranno il calcolo del carico limite. Ebbene in condizioni sismiche (cap.4) tenendo conto quindi dei dati generali, della categoria topografica (T2) e della categoria di sottosuolo (C) e dei seguenti coefficienti sismici: l'accelerazione massima orizzontale attesa (A_{max}) il coefficiente di intensità sismica orizzontale (K_h) e il coefficiente di intensità sismica verticale (K_v) che per il sito in questione e per lo stato limite di collasso (o stato limite ultimo) sono pari rispettivamente $A_{max} = 0.69$ m/s intesa quale A_g/g ; $K_h = 0,0127$; $K_v = 0,0063$. Scegliendo, il percorso di calcolo, secondo le "Norme tecniche delle costruzioni" (DM 14/01/08), denominato "approccio 1" dove si considerano la combinazione n.1 : $A1+M1+R3$ (dove per "A" si intendono i coefficienti amplificativi delle azioni; per M i coefficienti parziali relativi ai parametri del terreno; per R i coefficienti parziali riduttivi della resistenza) si ha i seguenti valori:

Descrizione	PIANO URBANISTICO ATTUATIVO
Diametro punta	0,50 m
Lunghezza	7,00 m
Tipo	Trivellato
Sporgenza dal terreno	1,00 m
Densità relativa strato punta palo	60,00
Portanza di punta calcolata con:	Terzaghi
Profondità falda da piano campagna	3,80 m
Calcestruzzo tipo	3
Acciaio tipo	1

Carico limite

Stratigrafia	N_q	N_c	F_i/C strato punta Palo (°)/[kN/m ²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
Strat. Nr. 1	25,28	40,41	31/0,00	34,36	548,59	227,90	742,13	--	161,75 [Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3

Numero verticali di indagine 1
 Fattore correlazione verticale indagate media (xi3) 1,70
 Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4) 1,70

	Rc, Min [m]	Rc, Media [m]	Rc, Max [m]
Base	548,59	548,59	548,59
Laterale	227,90	227,90	227,90
Totale	742,13	742,13	742,13

Coefficiente parziale resistenza caratteristica R3
 Base 1,35
 Laterale 1,25
 Resistenza di progetto base 239,04 kN
 Resistenza di progetto laterale 107,25 kN
 Resistenza di progetto 346,29 kN

Descrizione **PIANO URBANISTICO ATTUATIVO**
 Diametro punta 0,40 m
 Lunghezza 7,00 m
 Tipo Trivellato
 Sporgenza dal terreno 1,00 m
 Densità relativa strato punta palo 60,00
 Portanza di punta calcolata con: Terzaghi
 Profondità falda da piano campagna 3,80 m
 Calcestruzzo tipo 3
 Acciaio tipo 1

Carico Limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kN/m²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
Strat. Nr. 1	25,28	40,41	31/0,00	21,99	351,10	182,32	511,43	--	150,16 [Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3

Numero verticali di indagine 1
 Fattore correlazione verticale indagate media (ξ_3) 1,70
 Fattore correlazione verticale indagate minima (ξ_4) 1,70

	Rc, Min [m]	Rc, Media [m]	Rc, Max [m]
Base	351,10	351,10	351,10
Laterale	182,32	182,32	182,32
Totale	511,43	511,43	511,43

Coefficiente parziale resistenza caratteristica R3
 Base 1,35
 Laterale 1,25
 Resistenza di progetto base 152,98 kN
 Resistenza di progetto laterale 85,80 kN
 Resistenza di progetto 238,78 kN

Descrizione **PIANO URBANISTICO ATTUATIVO**
 Diametro punta 0,50 m
 Lunghezza 8,00 m
 Tipo Trivellato
 Sporgenza dal terreno 1,00 m
 Densità relativa strato punta palo 60,00
 Portanza di punta calcolata con: Terzaghi
 Profondità falda da piano campagna 3,80 m
 Calcestruzzo tipo 3
 Acciaio tipo 1

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kN/m ²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
Strat. Nr. 1	17,81	31,61	28/0,00	39,27	427,06	280,29	668,08	--	162,32 [Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3

Numero verticali di indagine 1
 Fattore correlazione verticale indagate media (xi3) 1,70
 Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4) 1,70

	Rc, Min [m]	Rc, Media [m]	Rc, Max [m]
Base	427,06	427,06	427,06
Laterale	280,29	280,29	280,29
Totale	668,08	668,08	668,08

Coefficiente parziale resistenza caratteristica R3
 Base 1,35
 Laterale 1,25
 Resistenza di progetto base 186,08 kN
 Resistenza di progetto laterale 131,90 kN
 Resistenza di progetto 317,99 kN

Descrizione **PIANO URBANISTICO ATTUATIVO**
 Diametro punta 0,50 m
 Lunghezza 9,00 m
 Tipo Trivellato
 Sporgenza dal terreno 1,00 m
 Densità relativa strato punta palo 60,00
 Portanza di punta calcolata con: Terzaghi
 Profondità falda da piano campagna 3,80 m
 Calcestruzzo tipo 3
 Acciaio tipo 1

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kN/m ²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
Strat. Nr. 1	17,81	31,61	28/0,00	44,18	467,18	336,96	759,96	--	162,42 [Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3

Numero verticali di indagine	1
Fattore correlazione verticale indagate <i>media</i> (xi3)	1,70
Fattore correlazione verticale indagate <i>minima</i> (xi4)	1,70

	Rc, Min [m]	Rc, Media [m]	Rc, Max [m]
Base	467,18	467,18	467,18
Laterale	336,96	336,96	336,96
Totale	759,96	759,96	759,96

Coefficiente parziale resistenza caratteristica	R3
Base	1,35
Laterale	1,25
Resistenza di progetto base	203,56 kN
Resistenza di progetto laterale	158,57 kN
Resistenza di progetto	362,13 kN

Descrizione	PIANO URBANISTICO ATTUATIVO
Diametro punta	0,60 m
Lunghezza	8,00 m
Tipo	Trivellato
Sporgenza dai terreno	1,00 m
Densità relativa strato punta palo	60,00
Portanza di punta calcolata con:	Terzaghi
Profondità falda da piano campagna	3,80 m
Calcestruzzo tipo	3
Acciaio tipo	1

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/Cstrato punta Palo (°)/[kN/m ²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
Strat. Nr. 1	17,81	31,61	28/0,00	56,55	614,97	336,35	894,77	--	172,49 [Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3

Numero verticali di indagine			1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)			1,70
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)			1,70
	Rc, Min [m]	Rc, Media [m]	Rc, Max [m]
Base	614,97	614,97	614,97
Laterale	336,35	336,35	336,35
Totale	894,77	894,77	894,77

Coefficiente parziale resistenza caratteristica	R3
Base	1,35
Laterale	1,25
Resistenza di progetto base	267,96 kN
Resistenza di progetto laterale	158,28 kN
Resistenza di progetto	426,24 kN

Verifica a liquefazione

Per quanto riguarda invece i calcoli geotecnici tesi a valutare la suscettibilità alla mobilità ciclica (fenomeno della liquefazione) dei terreni (sabbie, sabbie limose) presenti nel sottosuolo dell'area che potrebbero influenzare la stabilità delle fondazioni della struttura si è operato con un metodo, quello di Seed e Idriss, empirico e semplificato teso alla suddetta valutazione sugli strati di terreno interessato fino a profondità di 30 m. Da tale calcolo, che tiene conto delle caratteristiche geotecniche delle sabbie e sabbie limose riportate presenti negli strati del sottosuolo dell'area in esame e della magnitudo massima di 7.5e accelerazione $ag = 0.25$, è risultato che gli stessi strati non sono liquefacibili (all. 10).

VERIFICA A LIQUEFAZIONE - Metodo del C.N.R. - GNDT Da Seed e Idriss

Svo: Pressione totale di confinamento; S'vo: Pressione efficace di confinamento; T: Tensione tangenziale ciclica; R: Resistenza terreno alla liquefazione; Fs: Coefficiente di sicurezza

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt'	Svo (Kg/cm ²)	S'vo (Kg/cm ²)	T	R	Fs	Condizione:
0	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,00	

2	4,50	12,00	14,842	0,744	0,674	0,047	0,174	3,71	Livello non liquefacibile
3	8,00	25,00	24,898	1,427	1,007	0,057	0,708	12,47	Livello non liquefacibile
4	9,50	60,00	54,055	1,757	1,187	0,058	114,044	1974,68	Livello non liquefacibile
5	13,00	35,00	25,910	2,516	1,596	0,058	0,873	15,12	Livello non liquefacibile
6	31,00	30,00	12,235	6,188	3,468	0,043	0,149	3,43	Livello non liquefacibile

METODOLOGIA REALIZZAZIONE CARTE TEMATICHE SCALA 1:2000

Sono state realizzate n. 5 carte tematiche:

- carta delle ubicazioni dei sondaggi
- carta geolitologica
- carta idrogeologica
- carta della stabilità
- carta della zonazione in prospettiva sismica

La base è rappresentata da un rilievo aereofotogrammetrico scala 1: 2000

Carta ubicazioni sondaggi e prove

In tale carta sono segnati i punti in cui sono stati eseguiti i sondaggi geognostici e la prospezione sismica, si rileva altresì il limite dell'area destinata alla lottizzazione (all. 2).

Carta geolitologica

Tale carta è stata redatta utilizzando i risultati di un rilevamento geologico di superficie di dettaglio, integrato dagli esiti delle indagini in sito di tipo indirette (all. 3).

Carta idrogeologica

Tale carta è stata redatta tenendo conto delle principali caratteristiche dei complessi idrogeologici, interessanti l'area in esame.

In particolare la formazione affiorante nell'area studiata, sulla base delle caratteristiche geologiche e giaciture, è stata raggruppata in un unico complesso idrogeologico.

La rete idrografica superficiale presenta una direzione verso la zona costiera.

La piezometrica è attestata a circa - 3,80 m. e - 4,30 m. dal p.c. (all. 4)

Carta della stabilità

Tale carta esprime lo stato attuale di consistenza o di precarietà dei terreni, e nei limiti del possibile, una previsione sul loro comportamento futuro.

Lo stato di stabilità o instabilità di un'area è influenzato da molteplici fattori, che, singolarmente o in gruppo, determinano un diverso grado di consistenza del terreno, rendendo l'area stessa assoggettata ad una diversa evoluzione morfologica.

In base alle valutazioni fatte all'atto del rilievo geologico e agli esiti delle indagini in sito, l'area in esame è stata considerata a buona stabilità.

Sono considerati terreni a buona quelli che offrono maggiori garanzie nel caso siano interessati da costruzioni, sbancamenti, ed interventi antropici di qualsiasi genere (all. 5).

Carta della zonazione sismica

La catalogazione dei terremoti avvenuti, tra l'anno (zero) ed il 2005, consente di affermare che l'area oggetto di studio, non è sismogenetica e quindi non è mai stata zona epicentrale.

Infatti il Comune di Napoli (S. 9) è stato investito, nel corso dei secoli, solo da terremoti provenienti da strutture attive appenniniche a media e a lunga distanza (40 - 80 km), per cui è lecito ipotizzare su base statistica, un sisma di progetto del 6° - 7° grado MSK.

Alla luce delle considerazioni fin qui fatte, è possibile affermare che l'area in

oggetto può essere classificata di medio rischio sismico.

La valutazione del tipo di rischio è scaturita dall'analisi dei coefficienti di risposta meccanica, idrologica e morfotettonica. Ebbene per il sito di intervento (Lotto di via Madonnelle - Ponticelli) si hanno i seguenti dati generali (all. 6) :

Latitudine:	40,87
Longitudine:	14,33
Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0[anni]
Vita di riferimento:	50,0[anni]

Ed ancora i seguenti parametri sismici:

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo rit. [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]4	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,46	2,34	0,29
S.L.D.	50,0	0,61	2,34	0,31
S.L.V.	475,0	1,7	2,38	0,34
S.L.C.	975,0	2,15	2,46	0,35

S.L. Stato limite	a max [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,69	0,18	0,0127	0,0063
S.L.D.	0,915	0,18	0,0168	0,0084
S.L.V.	2,4691	0,24	0,0604	0,0302
S.L.C.	2,9592	0,31	0,0936	0,0468

CONCLUSIONI

Limitatamente all'indagine geologico-tecnica eseguita sull'area interessata alla lottizzazione si può affermare che, visti il modello geologico e geotecnico del sottosuolo attraversato dall'opera, le condizioni geosismiche del sito, e i risultati dei calcoli geotecnici relativi al sistema terreno-opera di fondazione –opera di sostegno –struttura, al momento lo stesso sistema risulta in equilibrio tale da non interferire con corpi idrici sepolti e da non produrre effetti negativi determinanti sul sottosuolo dell'area d'intervento e sulle strutture adiacenti.

L'assenza di cavità e di qualsiasi tipo di dissesto morfologico latente o palese riscontrato nella zona d'interesse, l'assoluta mancanza di disturbi tettonici e geologici, l'assenza d'interferenze negative con i sottoservizi vari, condizionano favorevolmente l'edificabilità dell'area in esame.

Alla luce di tali considerazioni iniziali, dal rilevamento geologico di superficie, dalle indagini geognostiche in situ effettuate (n. 3 sondaggi meccanici; n. 23 prove penetrometriche dinamiche in foro SPT) nell'area di sedime delle opere a farsi, si è ricostruito un modello litostratimetrico esemplificativo del sottosuolo (sezione litostratigrafica esemplificativa - all. 7). Successivamente è stato costruito anche un modello geotecnico di sottosuolo che illustra i parametri fisico-meccanici medi dei terreni attraversati dall'opera; parametri quest'ultimi che sono stati utili ai calcoli geotecnici per ottenere il carico ammissibile, i cedimenti, e la valutazione del rischio di liquefazione del sistema terreno-opera di fondazione effettuati anche a verifica dell'equilibrio dello stesso sistema.

Nella scelta delle indagini geognostiche non si è optato per il prelievo di campioni indisturbati in quanto la natura granulare incoerente dei terreni attraversati rendeva praticamente incerta la riuscita di tale operazione. La classica indagine con prove di laboratorio, inoltre, opera su volumi di terreni assai ridotti ed inevitabilmente disturbati dalle operazioni di prelievo; al contrario con le prove in sito si opera su volumi più grandi di terreno e sul terreno così come esso si trova nel sottosuolo.

Ebbene il modello litostratimetrico (geologico) e geotecnico ricostruito ha illustrato come il sottosuolo interessato dallo scavo dell'opera e dalla sua costruzione sia composto da sei strati fondamentali A, B, C, D, E, F costituiti da terreni ognuno con simili caratteristiche litologiche : STRATO A: costituito da 1.00 m di riporto antropico (limi sabbiosi rimaneggiati frammisti a trovanti di tufo e laterizi) scarsamente addensato con valori molto bassi della resistenza alla compressibilità e a rottura per taglio; Strato B: costituito da 3.50 m di piroclastiti incoerenti rimaneggiate alloctone (ceneri da fini a medio-grosse) poco addensate e con valori bassi della resistenza alla rottura per taglio e alla compressibilità; STRATI C, D, E, F: costituito da 25,5 m di piroclastiti incoerenti in sede (autoctone; alternanza di livelli di cinerite da fine a medio-grossa) da moderatamente addensate ad addensate (classificazione AGI) e dalle buone caratteristiche della resistenza a rottura per taglio e della compressibilità. Tale modello prende in considerazione, anche se sono presenti varie falde sospese, il livello piezometrico della falda a 3.80 m dal p.c. come il livello di riferimento di un'unica falda satura di terreni dai 3.8 m. fino alla profondità di 30 m investigata dal sondaggio meccanico S1 effettuato.

Dalla caratterizzazione geomeccanica dei terreni che costituiscono il sottosuolo dell'area dove si intende realizzare le strutture e compatibilmente con le esigenze del progetto architettonico, si è ipotizzata una soluzione del sistema fondale di tipo profondo su pali trivellati a profondità rispettivamente di 7 m, 8 m e 10 m dal piano terreno dello scavo. A queste profondità il palo va attestarsi sugli strati "D" e "E" che sono costituiti da terreni che hanno buone caratteristiche geomeccaniche.

Concludendo si consiglia, all'atto esecutivo dello scavo, di operare un'attenta ed estesa ispezione degli strati via via incontrati per accertarne i limiti di uniformità e la rispondenza tra la caratterizzazione geotecnica e le effettive condizioni del sottosuolo ed in particolare nel caso si riscontrassero soluzioni di continuità, il problema dovrà essere ulteriormente valutato per decidere quali nuovi provvedimenti adottare in corso d'opera.

Napoli, 29 Luglio 2009


Dott. Geol. Alessandro Amato
Albo n. 1391

STUDIO TECNICO & GEOLOGICO
"AMATO"

VIALE DEI PINI,, 8 - 80131 NAPOLI

tel./fax 0810380321 - e.mail: geologo.amato@libero.it

N.ri ALLEGATI
11

COMUNE DI NAPOLI

PROPRIETA

CI.PE. COSTRUZIONI S.R.L.

OGGETTO

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO

LOTTO:

SITO IN VIA MADONNELLE - PONTICELLI

UBICAZIONE

MUNICIPALITA' 6

RIFERIMENTI CATASTALI

Foglio n. 88 - P.lle n. 735,736,782,783,784,
787,788,1026,1027,1028,1029,1030,1319,
1337 - Catasto terreno

IL TECNICO

DOTT. GEOL. AMATO ALESSANDRO

ALLEGATI

DATA

12/06/2009

SCALA

REV.

PER APPROVAZIONE

data, timbro, firma



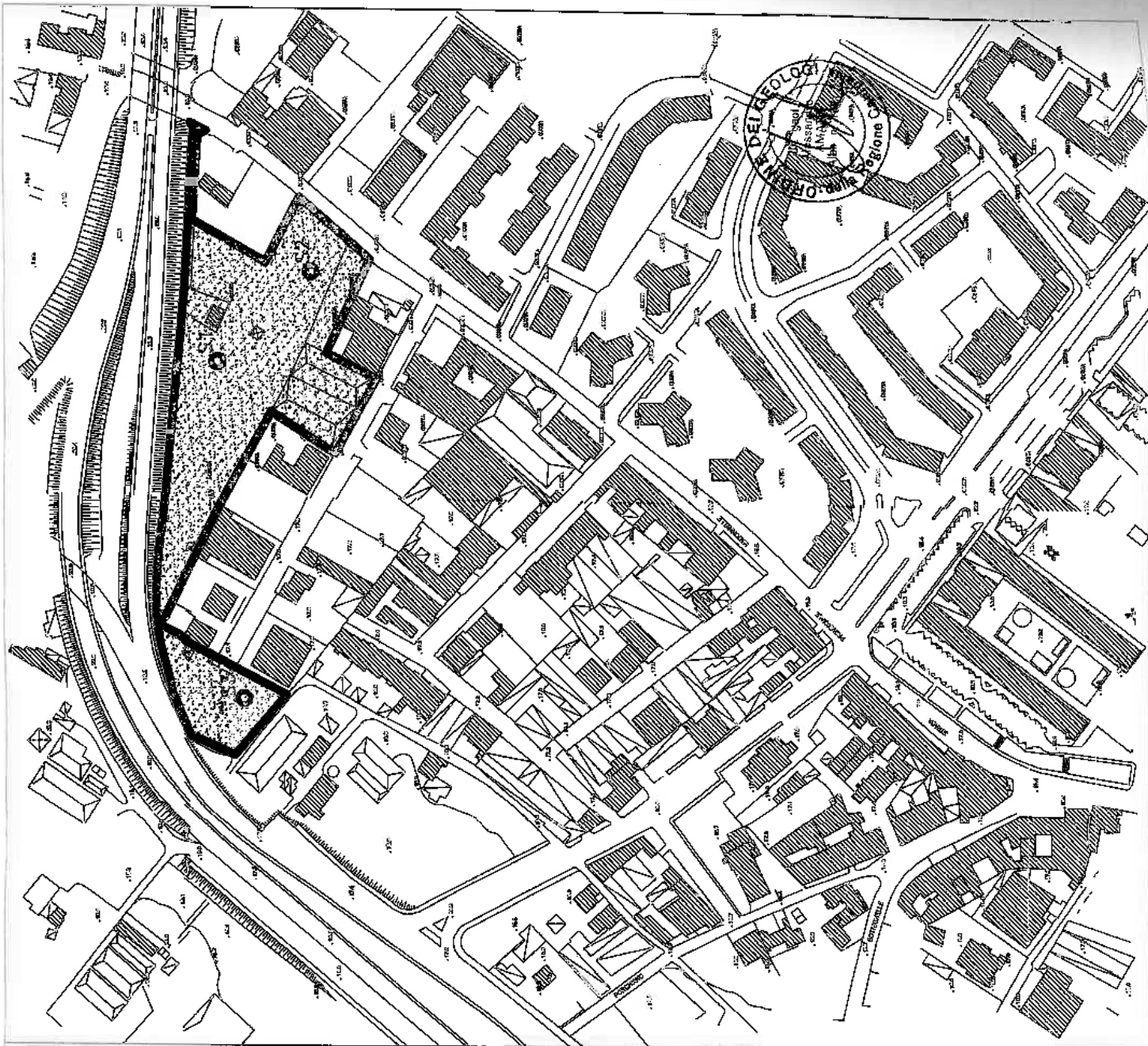


<p>COMUNE DI NAPOLI</p>	
<p>PROPRIETA'</p>	<p>CI.PE. COSTRUZIONI S.R.L.</p>
<p>OGGETTO</p>	<p>PIANO URBANISTICO ATTUATIVO LOTTO: SITO IN VIA MADONNELLE - PONTICELLI</p>
<p>LEZIONE</p>	<p>MUNICIPALITA' 6</p>
<p>REFERENZI CATASTRALI</p>	<p>Foglio n. 85 - P.lla n. 735,736,782,783,784, 787,788,1026,1027,1028,1029,1030,1319, 1337 - Catasto Terreno</p>
<p>L'INGEGNERE</p>	<p>DOTT. GEOL. AMATO ALESSANDRO</p>
<p>TAVOLA 1</p>	<p>CARTOGRAFIA GENERALE</p>
<p>DATA</p>	<p>12/09/2009</p>
<p>SCALA</p>	<p>1:2000</p>
<p>PROFESSIONE</p>	<p>Geol. Alessandro Amato Albo n. 1285</p>

LEGENDA

○ Area interessata alla lottizzazione





COMUNE DI NAPOLI

FIG. 1/218

CI.PE. COSTRUZIONI S.R.L.

OGGETTO
PIANO URBANISTICO ATTUATIVO
LOTTO:
SITO IN VIA MADONNELLE - PONTICELLI

UBICAZIONE

MUNICIPALITA' 6

REFERENZIE CATASTRALI

Foglio n. 88 - P.le n. 785,786,787,783,784,
787,788,1026,1027,1028,1029,1030,1031,1032,
1037 - Catasto Terreno

IL TITOLARE

DOTT. GEOL. AMATO ALESSANDRO

TAVOLA 2

CARTA UBICAZIONE INDAGINI

DATA

12/06/2008

Scala

1:2000

REF.

887

PROF. ING. GEOL.

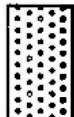


LEGENDA

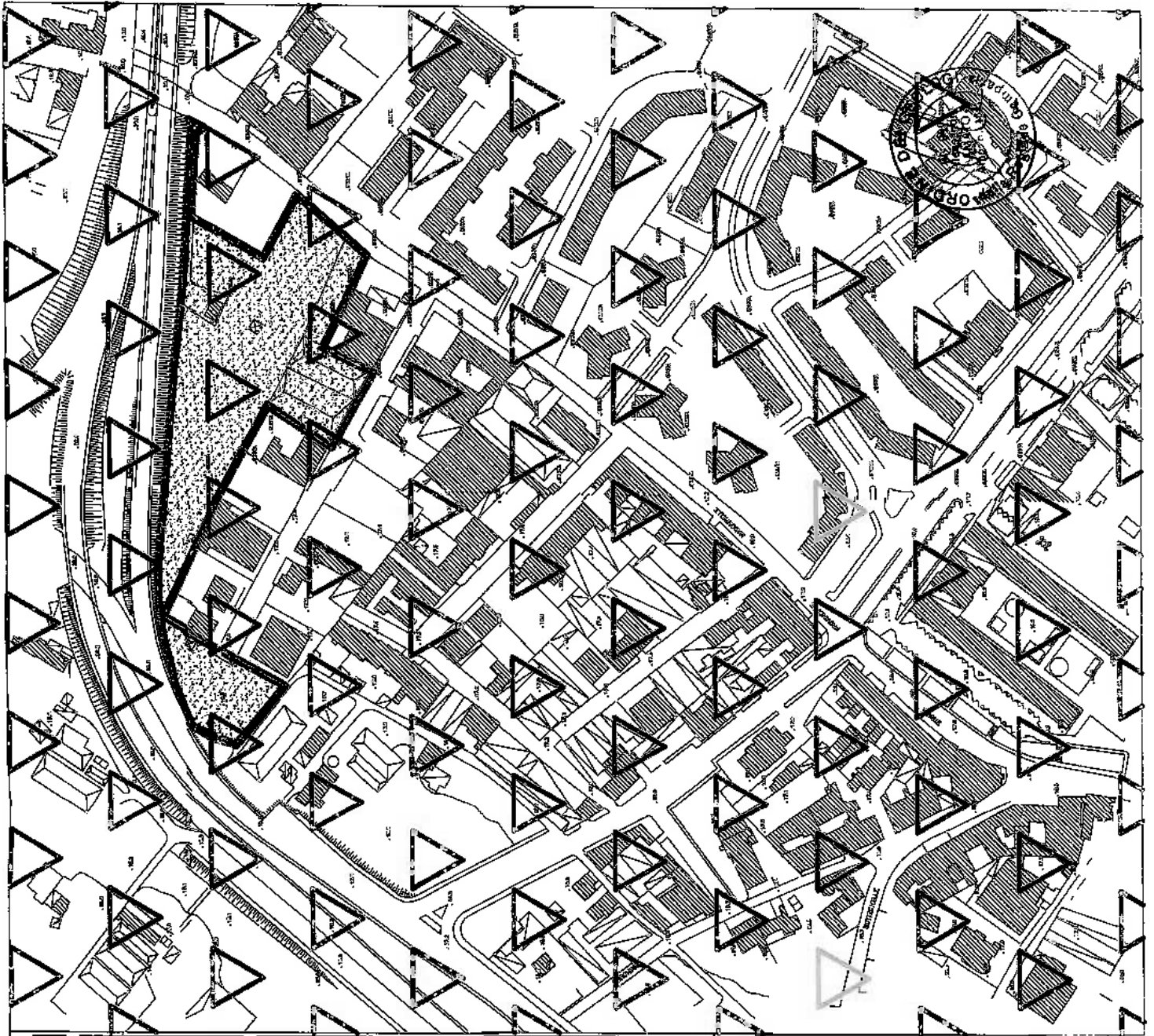


S1, S2, S3

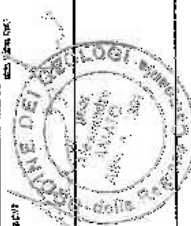
Sondaggi a carotaggio continuo con SPT



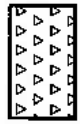
Area interessata alla lottizzazione




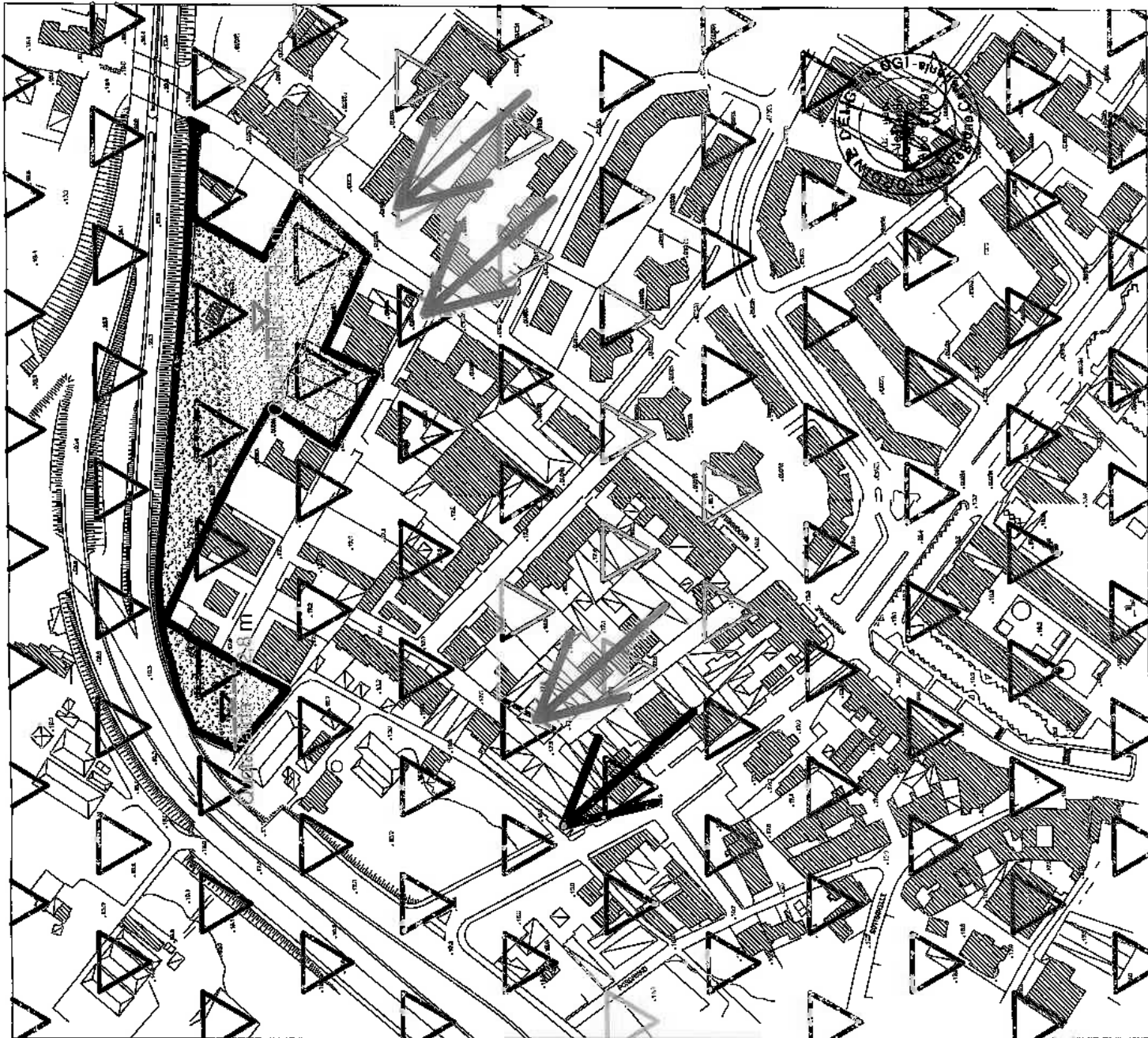
COMUNE DI NAPOLI <small>PROGETTO</small> C.I.P.E. COSTRUZIONI S.R.L.	
<small>OPERE DI</small> PIANO URBANISTICO ATTUATIVO <small>LOTTO:</small> SITO IN VIA MADONNELLE - PONTICELLI	
<small>URBIZIONE</small> MUNICIPALITA' 6	
<small>RIFERIMENTI CATASTRALI</small> Foglio n. 88 - P.lla n. 735.736.782.783.784 787.788.1025.1027, 1028.1029.1030, 1319, 1337 - Catasto terreno	
<small>LITIGAZIONE</small> DOTT. GEOL. ANIATO ALESSANDRO	
TAVOLA 3 CARTA GEOLITOLOGICA	
<small>DATA</small> 12/06/2008	<small>SCALA</small> 1:2000
<small>PRODOTTO DA</small> STUDIO GEOL. S.P.A.	



LEGENDA


 Piroclastite rimaneggiati costituiti da pozzolane con pomici e lapilli


 Area interessata alla lottizzazione



COMUNE DI NAPOLI

PROGETTA

CI.PE. COSTRUZIONI S.R.L.

OGGETTO

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO

LOTTO:

SITO IN VIA MADONNELLE - PONTICELLI

UBICAZIONE

MUNICIPALITÀ 6

REFERIMENTI CATASTRALI

Foglio n. 88 - P.lla n. 735, 736, 732, 733, 734, 737, 738, 1025, 1027, 1028, 1029, 1030, 1031, 1032, 1033 - Catasto Territorio

L. TECNICO

DOTT. GEOL. AMATO ALESSANDRO

TAVOLA 4

CARTA IDROGEOLOGICA

DATA

12/06/2009

SCALA

1:2000

RELA

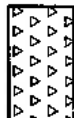
REC.

PROVA/PROVA/PROVA

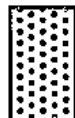
CON. N. 101/07



LEGENDA



Territi a "Permeabilità media"
Proclastite rimaneggiati costituiti
da pozzolane con pomici e lapilli



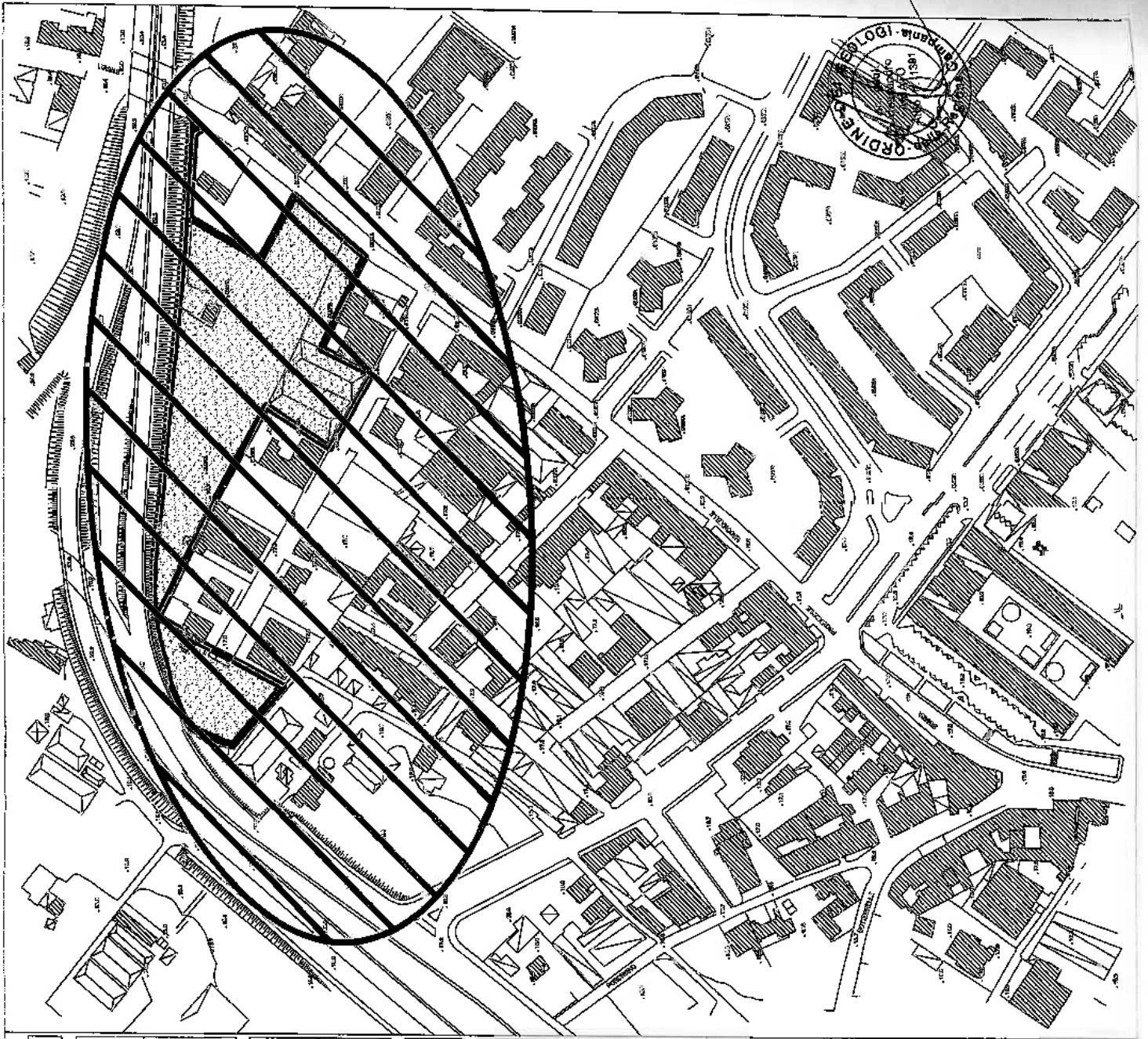
Area interessata alla lottizzazione



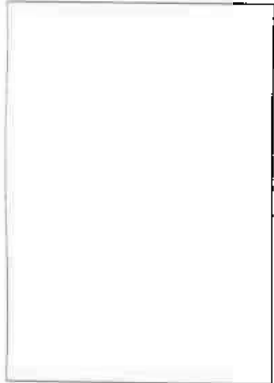
Direzione di flusso




Quota livello di falda

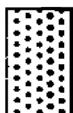


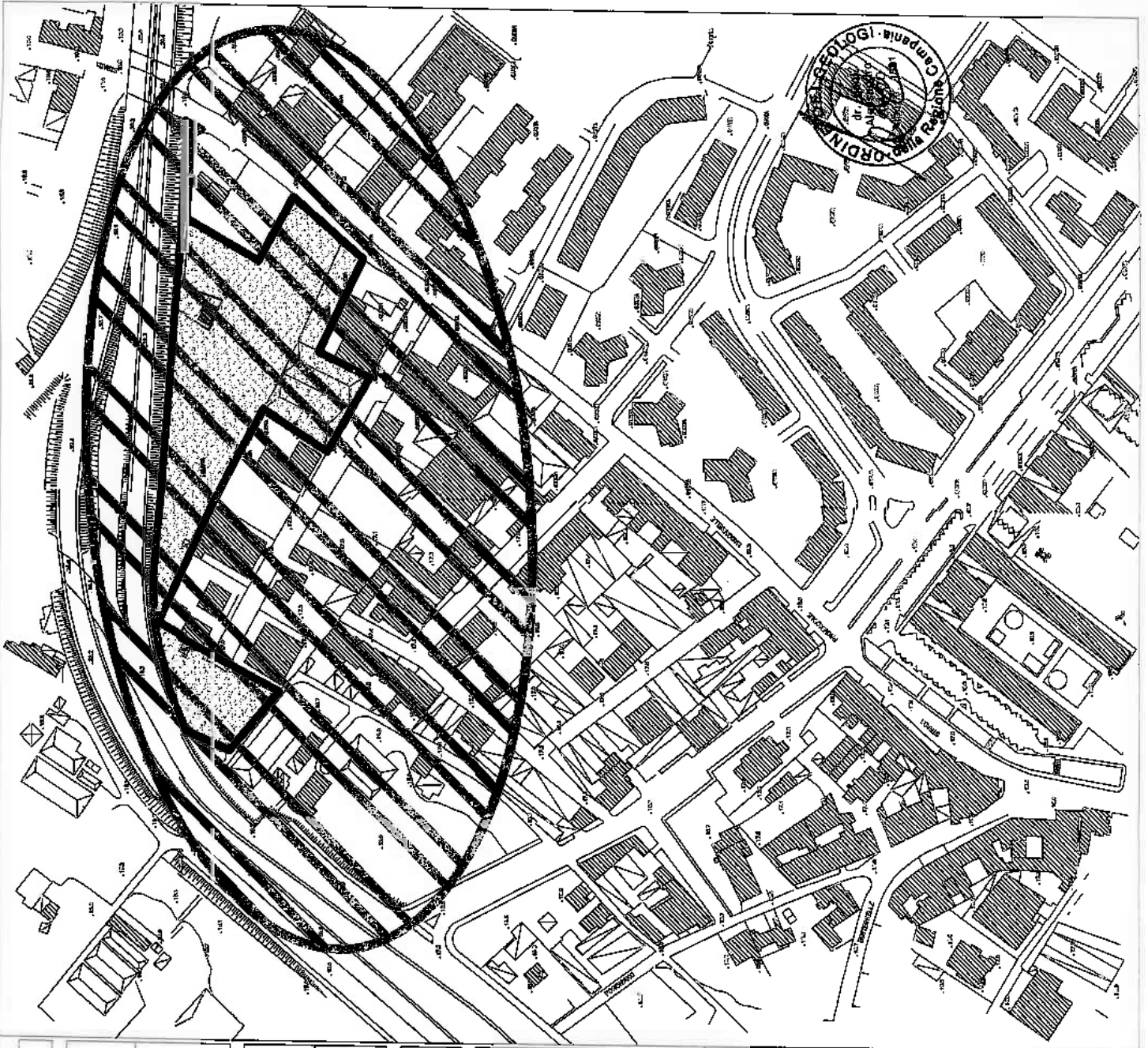
COMUNE DI NAPOLI <small>PROFESSIONE</small> CI.PE. COSTRUZIONI S.R.L.	
<small>OGGETTO</small> PIANO URBANISTICO ATTUATIVO LOTTO SITO IN VIA MADONNELLE - PONTICELLI	
<small>IRIDUZIONE</small> MUNICIPALITA' 6	
<small>REPERIBILI CATASTALI</small> Foglio n. 88 - P.lla n. 735,736,782,783,784, 787,788,1026,1027,1028,1029,1030,1019, 1037 - Catasto terreno	
<small>A.TORREVO</small> DOTT. GEOL. AMATO ALESSANDRO	
TAVOLA 5 CARTA DELLA STABILITA'	
<small>DATA</small>	<small>REI</small>
12/06/2009	1:2000
<small>PROFESSIONE</small>	<small>REG. PROV. N°</small>
	1581



LEGENDA

 Area ad "Alta Stabilità" (Zona pianeggiante) Autorità di Bacino Campania Nord Occidentale Rischio Frana "Nullo"

 Area interessata alla lottizzazione




COMUNE DI NAPOLI
 PROGETTA
CIPE COSTRUZIONI S.R.L.
 OGGETTO
PIANO URBANISTICO ATTUATIVO
 LOTTO:
SITO IN VIA MADONNELLE - PONTICELLI

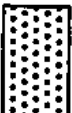
URB/ZONE
MUNICIPALITA' 6
 IDENTIFICAZIONE
 Foglio n. 88 - P.ile n. 735,736,782,783,784,
 787,798,1028,1027,1028,1028,1030,1319,
 1337 - Catasto terreno

LITENSO
DOTT. GEOL. AMATO ALESSANDRO

TAVOLA 6
CARTA
MICROZONAZIONE SISMICA
 DATA
 12/06/2008
 Scala
 1:2000
 DATA EMISSIONE
 08/06/2007



LEGENDA

 Area ad "Alta Stabilità" (Zona pianeggiante)
 Autorità di Bacino Campania Nord Occidentale
 Rischio Frana "Nullo"
 Rischio Idraulico "Nullo"
 Rischio Idraulico "Nullo"
 Rischio Idraulico "Nullo"


 Area interessata alla lottizzazione

STUDIO TECNICO & GEOLOGICO
"AMATO"

VIALE DEI PINI,, 8 - 80131 NAPOLI

tel./fax 0810380321 - e.mail: geologo.amato@libero.it

LEGENDA

S1, S2, S3

COMUNE DI NAPOLI

PROPRIETA'

CLPE. COSTRUZIONI S.R.L.

OGGETTO

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO

LOTTO:

SITO IN VIA MADONNELLE - PONTICELLI

UBICAZIONE

MUNICIPALITA' 6

RIFERIMENTI CATASTALI

Foglio n. 88 - P.lle n. 735,736,782,783,784,
787,788,1026,1027,1028,1029,1030,1319,
1337 - Catasto terreno

IL TECNICO

DOTT. GEOL. AMATO ALESSANDRO

TAVOLA 7

COLONNE STRATIGRAFICHE

DATA

12/06/2009

SCALA

REV.

PER APPROVAZIONE

data, timbro, firma



STUDIO TECNICO & GEOLOGICO "AMATO"

Viale dei Pini, 8 - Colli Aminei - 80131 Napoli
tel./fax 0810380321 - 3387074269
e-mail: geologo.amato@libero.it

MODULO SONDEGGIO PERENETROMETRICO

Committente C.I.P.E. Costruzioni srl		Profondità raggiunta 30	Quota Ass. P.C. 18 m dal l.m.	Certificato n°	Foglio 1				
Operatore IMPRESOBA di Nicola Gagliardi		Indagine P.U.A. - Lotto in via Madonnelle, Ponticelli (NA)			Analisi Caratterizz. 10/07/2008 - 12/07/08				
Responsabile DOTT. GEOL. ALESSANDRO AMATO		Sondeggio S1	Tipo Carotaggio CONTINUO	Tipo Sonda DMV MK 402	Coordinate U.T.M. 46L07, 44E02				
Scala (m)	Litologia	Descrizione	Quota	%Carotaggio R.Q.D.	S.P.T. (n° Colpi)	Commenti	Metodi Perforazione	Caricamento	Velocità
1		STRATO A) MATERIALE DI RIPIRTO ETEROGENEO DI ORIGINE NATURALE, ASCIUTTO E MEDIAMENTE ADDENSATO	1.20	%C=52	3 - 5 - 6 1.50 PC				
2		STRATO B) PIROCLASTITE RIMANEGGIATE - LIMOSO-DEI-SABBIOSA CON INCLUSI LITICI E POMICEI DI NOTEVOLI DIMENSIONI peso unità di volume (Puv) = 17,5 kN/mc; peso unità di volume saturo (Puvs) = 18,5 kN/mc; modulo elastico (Es) = 4384 kN/mq; angolo d'attrito (F) = 27°; coesione (Cu) = 0 kN/mq; densità relativa (Dr) = 40%; Modulo di Young (Ea) = 5800 kN/mq; il coefficiente di Poisson (Ni) è pari a 0,34; velocità delle onde S, Vs = 250 m/s	4.50	%C=55	16 - 11 - 11 3.00 PC				
3		STRATO C) PIROCLASTITE - SABBIA GHIAIOSA peso unità di volume (Puv) = 18,3 kN/mc; peso unità di volume saturo (Puvs) = 19,4 kN/mc; modulo elastico (Es) = 3887 kN/mq; angolo d'attrito (F) = 32°; coesione (Cu) = 0 kN/mq; densità relativa (Dr) = 56%; il coefficiente di Poisson (Ni) è pari a 0,31; Modulo di Young (Ea) = 3400 kN/mq; velocità delle onde S, Vs = 250 m/s	8.00	%C=72	23 - 29 - 30 5.00 PC				5.00
4		STRATO D) PIROCLASTITE - SABBIA BEN ADDENSATA peso unità di volume (Puv) = 21 kN/mc; modulo elastico (Es) = 8405 kN/mq; angolo d'attrito (F) = 35,5°	9.50	%C=82	58 - 80 - 90 8.00 PC				
5		STRATO E) PIROCLASTITE - SABBIA GHIAIOSA peso unità di volume (Puv) = 18,5 kN/mc; peso unità di volume saturo (Puvs) = 19,7 kN/mc; modulo elastico (Es) = 8800 kN/mq; angolo d'attrito (F) = 32°; densità relativa (Dr) = 62%; il coefficiente di Poisson (Ni) è pari a 0,32; Modulo di Young (Ea) = 16900 kN/mq; velocità delle onde S, Vs = 270 m/s	12.50	%C=82	19 - 27 - 24 11.00 PC				10.00
6		STRATO F) PIROCLASTITE - SABBIA MEDIAMENTE ADDENSATA CON INCLUSI LITICI E POMICEI DI NOTEVOLI DIMENSIONI peso unità di volume (Puv) = 18,8 kN/mc; peso unità di volume saturo (Puvs) = 19,8 kN/mc; modulo elastico (Es) = 6546 kN/mq; angolo d'attrito (F) = 31,5°; coesione non drenata (Cu) = 0 kN/mq; densità relativa (Dr) = 53%; il coefficiente di Poisson (Ni) è pari a 0,31; Modulo di Young (Ea) = 14600 kN/mq; velocità delle onde S, Vs = 230 m/s	15.00	%C=86	15 - 16 - 20 14.00 PC				15.00
7			19.00		19 - 23 - 21 18.00 PC				
8			20.00						20.00
9			21.00		18 - 21 - 24 23.00 PC				
10			22.00						
11			23.00		20 - 22 - 25 25.00 PC				25.00
12			24.00						
13			25.00						
14			26.00						
15			27.00						
16			28.00						
17			29.00		21 - 23 - 25 29.50 PC				
18			30.00						

Campioni: S-Pareti Sottili, D-Cilindrici, M-Mazzer, R-Rimaneggiato, R-Rimaneggiato da SPT
Perforazione: CS-Carotere Semplice, CD-Carotere Doppio, EC-Elica Continua
Prove SPT: PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa
Carotaggio: CONTINUO

Spesmentatore



STUDIO TECNICO & GEOLOGICO "AMATO"

Viale dei Pini, 8 - Colli Aminei - 80131 Napoli
tel./fax 0810380321 - 3387074269
e-mail: geologo.amato@libero.it

MODULO SONDAGGI PENETROMETRICI

Committente CI.PE. Costruzioni srl	Profondità raggiunta 26	Quota Ass. P.C. 17,6 m dal L.m.	Certificato n°	Pagina 1
Operatore IMPRESOHA di Nicola Gagliardi	Indagine P.U.A. - Lotto in via Madonnetta, Ponticelli (NA)			Inizio/Fine Esecuzione 10/07/2009 a 12/7/09
Responsabile DOTT. GEOL. ALESSANDRO AMATO	Sondaggio S2	Tipo Carotaggio CONTINUO	Tipo Sonda CHN MK 400	Coordinate X Y 40,87; 14,33

Scala (m)	Litologie	Descrizione	Quota	%Carotaggio R.Q.D.	S.P.T. (n° Caps)	Carotaggio	Metodo Refrazione	Cors. Catalog.	Falda
1		STRATO A) MATERIALE DI RIPORTO ETEROGENEO DI NATURA, ASCIUTTO E MEDIAMENTE ADDENSATO	1.10	%C=52					
2		STRATO B) PIROCLASTITE RIMANEGGiate - LIMOSO/DEI SABBIOSA CON INCLUSI LITICI E POMICE DI NOTTEVOLI DIMENSIONI peso unità di volume (Puv) = 17,5 kN/mc; peso unità di volume saturo (PuvS) = 18,5 kN/mc; modulo elastico (E) = 4341 kN/mq; angolo d'attrito (F) = 27°; coesione (C) = 0 kN/mq; densità relativa (Dr) = 40%; Modulo di Young (E) = 2842 kN/mq; velocità delle onde S, Vs = 260 m/s	4.30	%C=55	4 - 5 - 9 2,00 PC		1.00	1.00	
3		STRATO C) PIROCLASTITE - SABBIA DENSATA peso unità di volume (Puv) = 18,3 kN/mc; peso unità di volume saturo (PuvS) = 19,4 kN/mc; modulo elastico (E) = 2657 kN/mq; angolo d'attrito (F) = 27°; coesione (C) = 0 kN/mq; densità relativa (Dr) = 55%; il coefficiente di Poisson (N) è pari a 0,31; Modulo di Young (E) = 2402 kN/mq; velocità delle onde S, Vs = 260 m/s	7.60	%C=72	3 - 5 - 6 4,00 PC			5.00	4.20
4		STRATO D) PIROCLASTITE - SABBIA SEN ADDENSATA peso unità di volume (Puv) = 12,1 kN/mc; modulo elastico (E) = 8425 kN/mq; angolo d'attrito (F) = 31,1°	9.30	%C=82	16 - 19 - 22 7,00 PC				
5		STRATO E) PIROCLASTITE - SABBIA DENSATA peso unità di volume (Puv) = 18,3 kN/mc; peso unità di volume saturo (PuvS) = 19,7 kN/mc; modulo elastico (E) = 4020 kN/mq; angolo d'attrito (F) = 27°; coesione (C) = 0 kN/mq; densità relativa (Dr) = 52%; il coefficiente di Poisson (N) è pari a 0,32; Modulo di Young (E) = 2592 kN/mq; velocità delle onde S, Vs = 270 m/s	12.00	%C=82	20 - 22 - 24 10,00 PC			1	10.00
6		STRATO F) PIROCLASTITE - SABBIA MEDIANENTE ADDENSATA CON INCLUSI LITICI E POMICE DI NOTTEVOLI DIMENSIONI peso unità di volume (Puv) = 18,8 kN/mc; peso unità di volume saturo (PuvS) = 19,8 kN/mc; modulo elastico (E) = 2545 kN/mq; angolo d'attrito (F) = 31,3°; coesione (C) = 0 kN/mq; densità relativa (Dr) = 52%; il coefficiente di Poisson (N) è pari a 0,31; Modulo di Young (E) = 2423 kN/mq; velocità delle onde S, Vs = 230 m/s	15.00	%C=86	19 - 24 - 25 13,00 PC			15.00	
7			21.00		18 - 22 - 21 15,00 PC				
8					19 - 21 - 22 20,50 PC			20.00	

Campioni: S-Peret; Sotoli, O-Osterberg, M-Mezzo, R-Rimaneggiato, R-Rimaneggiato da SPT
Perforazione: CS-Carobere Semplice, CD-Carobere Doppio, EC-elica Continua
Prove SPT: PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa
Carotaggio: CONTINUO

Spesimatore



STUDIO TECNICO & GEOLOGICO "AMATO"

Viale dei Pini, 8 - Colli Aminei - 80131 Napoli
 tel./fax 0810380321 - 3387074269
 e-mail: geologo.amato@libero.it

MODULO SONDAGGI PENETRIMETRICI

Committente CLPE Costruzioni srl	Profondità raggiunta 20	Quota Ass. P.C. 56,8 m dal l.m.	Certificato n°	Page 1
Operatore DIPRESONDA di Nicola Gagliardi	Incagine P.U.A. - Lotto in via Madonna, Portici (NA)			Indirizzo Edificando 00/00/0000 a 00/00/00
Responsabile DOTT. GEOL. ALESSANDRO AMATO	Sondaggio S3	Tipi Carotaggio CONTINUO	Tipi Sonde CHV PRC 400	Coordinate U.T.M. 46.671 54.33

Profondità (m)	Litologie	Descrizione	Quota	%Carotaggio R.Q.D.	S.P.T. (n° Colpi)	Contenuto	Metodo Penetrativo	Class. Carotaggio	Nota
0		STRATO A) MATERIALE DI RIPORTO ETEROGENEO DI NATURA, ASCIUTTO E MEDIAMENTE ADDENSATO	1,30	%C=57			(CS)	1,00	
1,30		STRATO B) PIROCLASTITE RIMANEGGiate - LIMOSO-DEB SABBIOSA CON INCLUSI LITICI E POMICEI DI NOTEVOLI DIMENSIONI peso unità di volume (Puv) = 17,5 kN/mc; peso unità di volume saturo (PuvS) = 18,5 kN/mc; modulo elastico (Ea) = 4200 kN/mq; angolo d'attrito (Fi) = 27°; coesione (Ca) = 4 kN/mq; densità relativa (Dr) = 40%; Modulo di Young (Ey) = 9600	4,20	%C=55	6 - 8 - 11 2,50 PC				1,80
4,20		STRATO C) PIROCLASTITE - SABBIA GROSSA peso unità di volume (Puv) = 18,3 kN/mc; peso unità di volume saturo (PuvS) = 19,4 kN/mc; modulo elastico (Ea) = 3850 kN/mq; angolo d'attrito (Fi) = 32°; coesione (Ca) = 4 kN/mq; densità relativa (Dr) = 56%; il coefficiente di Poisson (N) è pari a 0,31; Modulo di Young (Ey) = 16400 kN/mq; velocità delle onde S, Vs = 250 m/s	7,40	%C=72	15 - 18 - 21 6,00 PC				5,00
7,40		STRATO D) PIROCLASTITE - SABBIA SEN ADDENSATA peso unità di volume (Puv) = 21 kN/mc; modulo elastico (Ea) = 8405 kN/mq; angolo d'attrito (Fi) = 35,5°	9,20	%C=77	48 - 50 - 58 9,00 PC				
9,20		STRATO E) PIROCLASTITE - SABBIA GROSSA peso unità di volume (Puv) = 18,6 kN/mc; peso unità di volume saturo (PuvS) = 19,7 kN/mc; modulo elastico (Ea) = 8300 kN/mq; angolo d'attrito (Fi) = 32°; densità relativa (Dr) = 60%; il coefficiente di Poisson (N) è pari a 0,32; Modulo di Young (Ey) = 16500 kN/mq; velocità delle onde S, Vs = 270 m/s	11,20	%C=82	16 - 22 - 30 12,00 PC				1 10,00
11,20		STRATO F) PIROCLASTITE - SABBIA MEDIAMENTE ADDENSATA CON INCLUSI LITICI E POMICEI DI NOTEVOLI DIMENSIONI peso unità di volume (Puv) = 18,8 kN/mc; peso unità di volume saturo (PuvS) = 19,8 kN/mc; modulo elastico (Ea) = 6546 kN/mq; angolo d'attrito (Fi) = 31,5°; coesione non drenata (Ca) = 0 kN/mq; densità relativa (Dr) = 53%; il coefficiente di Poisson (N) è pari a 0,31; Modulo di Young 14800 kN/mq; velocità delle onde S, Vs = 230 m/s	21,00	%C=86	17 - 23 - 25 16,00 PC				15,00
21,00					18 - 22 - 23 19,00 PC				20,00

Campioni: S-Pareti Sonda, O-Cloridrico, M-Mazzer, R-Rimaneggiato, Ra-Rimaneggiato da SPT
 Perforazioni: CS-Carotiere Semplice, CD-Carotiere Doppio, EC-Esita Continua
 Prove SPT: PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa
 Carotaggio: CONTINUO

[Handwritten Signature]
 Spesimentatore



STUDIO TECNICO & GEOLOGICO
"AMATO"

VIALE DEI PINI,, 8 - 80131 NAPOLI
tel./fax 0810380321 - e.mail: geologo.amato@libero.it

COMUNE DI NAPOLI

PROPRIETA'

CI.PE. COSTRUZIONI S.R.L.

OGGETTO

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO
LOTTO:
SITO IN VIA MADONNELLE - PONTICELLI

LEGENDA

S1, S2, S3

N. 23 "SPT"

UBICAZIONE

MUNICIPALITA' 6

RIFERIMENTI CATASTALI

Foglio n. 88 - P.lle n. 735,736,782,783,784,
787,788,1026,1027,1028,1029,1030,1319,
1337 - Catasto terreno

IL TECNICO

DOTT. GEOL. AMATO ALESSANDRO

TAVOLA 8

ELABORAZIONE DATI "SPT"

DATA

12/06/2009

SCALA

REV

PER APPROVAZIONE

data, firma, timbr.



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente: CI.PE. Costruzioni srl
 Cantiere: Piano Urbanistico Attuativo - Lotto
 Località: Via Madonnelle, Ponticelli (Napoli)

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: PROVE SPT IN FORO

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63,5 Kg
Altezza di caduta libera	0,76 m
Peso sistema di battuta	4,2 Kg
Diametro punta conica	50,46 mm
Area di base punta	20 cm ²
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	7 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,80 m
Avanzamento punta	0,30 m
Numero colpi per punta	N(30)
Coeff. Correlazione	1
Rivestimento/fanghi	No

OPERATORE
 Ditta Impresonda di Nicola Gagliardi

RESPONSABILE
 Dott. Geol. Alessandro Amato



PROVA...S1, S2, S3

Strumento utilizzato...
 Prova eseguita in data
 Falda non rilevata

PROVE SPT IN FORO
 11/06/2009

Profondità (m)	Nr. Colpi
1,65	
1,80	3
1,95	5
	6
2,15	
2,30	4
2,45	5
	9
2,65	
2,80	6
2,95	8
	11
3,15	
3,30	16
3,45	11
	11
4,15	
4,30	3
4,45	5
	6
5,15	
5,30	23
5,45	29
	30
6,15	
6,30	15
6,45	18
	21
7,15	
7,30	16
7,45	19
	22
8,15	
8,30	58
8,45	80
	90
9,15	
9,30	48
9,45	50
	58
10,15	
10,30	19
10,45	20
	22
11,15	
11,30	19
11,45	27
	24
12,15	
12,30	16
12,45	22
	30
13,15	
13,30	19
13,45	24
	25

14,15	15
14,30	16
14,45	20
15,15	18
15,30	22
15,45	21
16,15	17
16,30	23
16,45	25
18,15	19
18,30	23
18,45	21
19,15	18
19,30	22
19,45	23
20,65	19
20,80	21
20,95	22
23,15	18
23,30	21
23,45	24
25,15	20
25,30	22
25,45	25
29,65	21
29,80	23
29,95	25

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA S1, S2, S3

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato 1	11	1,95	11	Meyerhof 1957	74,6
Strato 2	14	2,45	14	Meyerhof 1957	75,28
Strato 3	19	2,95	19	Meyerhof 1957	84,09
Strato 4	22	3,45	22	Meyerhof 1957	86,89
Strato 5	11	4,45	11	Meyerhof 1957	58,37
Strato 6	59	5,45	37	Meyerhof 1957	100
Strato 7	39	6,45	27	Meyerhof 1957	80,54
Strato 8	41	7,45	28	Meyerhof 1957	77,68
Strato 9	170	8,45	170	Meyerhof 1957	100
Strato 10	108	9,45	108	Meyerhof 1957	100
Strato 11	42	10,45	42	Meyerhof 1957	81,89
Strato 12	51	11,45	51	Meyerhof 1957	86,81
Strato 13	52	12,45	52	Meyerhof 1957	84,54
Strato 14	49	13,45	49	Meyerhof 1957	79,35
Strato 15	36	14,45	36	Meyerhof 1957	65,93
Strato 16	43	15,45	43	Meyerhof 1957	69,98
Strato 17	48	16,45	48	Meyerhof 1957	71,9
Strato 18	44	18,45	44	Meyerhof 1957	66,2

Strato 19	45	19,45	45	Meyerhof 1957	64,56
Strato 20	43	20,95	43	Meyerhof 1957	61,35
Strato 21	45	23,45	45	Meyerhof 1957	60,17
Strato 22	47	25,45	47	Meyerhof 1957	58,87
Strato 23	48	29,95	48	Meyerhof 1957	56,18

Angolo di resistenza al taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato 1	11	1,95	11	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	27,85
Strato 2	14	2,45	14	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	29,49
Strato 3	19	2,95	19	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	31,88
Strato 4	22	3,45	22	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	33,17
Strato 5	11	4,45	11	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	27,85
Strato 6	59	5,45	37	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	38,56
Strato 7	39	6,45	27	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	35,12
Strato 8	41	7,45	28	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	35,49
Strato 9	170	8,45	170	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	65,5
Strato 10	108	9,45	108	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	55,25
Strato 11	42	10,45	42	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	40,1
Strato 12	51	11,45	51	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	42,66
Strato 13	52	12,45	52	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	42,93

		SPECIFICATION		
Strato 14	49	13,45	49 Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION	42,11
Strato 15	36	14,45	36 Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION	38,24
Strato 16	43	15,45	43 Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION	40,4
Strato 17	48	16,45	48 Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION	41,83
Strato 18	44	18,45	44 Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION	40,69
Strato 19	45	19,45	45 Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION	40,98
Strato 20	43	20,95	43 Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION	40,4
Strato 21	45	23,45	45 Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION	40,98
Strato 22	47	25,45	47 Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION	41,55
Strato 23	48	29,95	48 Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION	41,83

Modulo di Young

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm ²)
Strato 1	11	1,95	11	Terzaghi	236,74
Strato 2	14	2,45	14	Terzaghi	267,08
Strato 3	19	2,95	19	Terzaghi	311,13
Strato 4	22	3,45	22	Terzaghi	334,80
Strato 5	11	4,45	11	Terzaghi	236,74
Strato 6	59	5,45	37	Terzaghi	434,18
Strato 7	39	6,45	27	Terzaghi	370,90
Strato 8	41	7,45	28	Terzaghi	377,70
Strato 9	170	8,45	170	Terzaghi	930,67
Strato 10	108	9,45	108	Terzaghi	741,79
Strato 11	42	10,45	42	Terzaghi	462,59
Strato 12	51	11,45	51	Terzaghi	509,75
Strato 13	52	12,45	52	Terzaghi	514,72

Strato 14	49	13,45	49	Terzaghi	499,65
Strato 15	36	14,45	36	Terzaghi	428,27
Strato 16	43	15,45	43	Terzaghi	468,06
Strato 17	48	16,45	48	Terzaghi	494,53
Strato 18	44	18,45	44	Terzaghi	473,47
Strato 19	45	19,45	45	Terzaghi	478,82
Strato 20	43	20,95	43	Terzaghi	468,06
Strato 21	45	23,45	45	Terzaghi	478,82
Strato 22	47	25,45	47	Terzaghi	489,35
Strato 23	48	29,95	48	Terzaghi	494,53

Modulo Edometrico

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato 1	11	1,95	11	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	50,06
Strato 2	14	2,45	14	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	56,22
Strato 3	19	2,95	19	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	66,49
Strato 4	22	3,45	22	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	72,65
Strato 5	11	4,45	11	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	50,06
Strato 6	59	5,45	37	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	103,46
Strato 7	39	6,45	27	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	82,92
Strato 8	41	7,45	28	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	84,98
Strato 9	170	8,45	170	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	376,65
Strato 10	108	9,45	108	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	249,30
Strato 11	42	10,45	42	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	113,73
Strato 12	51	11,45	51	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	132,22
Strato 13	52	12,45	52	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	134,27
Strato 14	49	13,45	49	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	128,11
Strato 15	36	14,45	36	Begemann 1974 (Ghiaia con	101,41

Strato 16	43	15,45	43	sabbia) Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	115,79
Strato 17	48	16,45	48	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	126,06
Strato 18	44	18,45	44	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	117,84
Strato 19	45	19,45	45	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	119,90
Strato 20	43	20,95	43	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	115,79
Strato 21	45	23,45	45	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	119,90
Strato 22	47	25,45	47	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	124,00
Strato 23	48	29,95	48	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	126,06

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
Strato 1	11	1,95	11	Classificazione A.G.I. 1977	MODERATAME NTE
Strato 2	14	2,45	14	Classificazione A.G.I. 1977	ADDENSATO MODERATAME NTE
Strato 3	19	2,95	19	Classificazione A.G.I. 1977	ADDENSATO MODERATAME NTE
Strato 4	22	3,45	22	Classificazione A.G.I. 1977	ADDENSATO MODERATAME NTE
Strato 5	11	4,45	11	Classificazione A.G.I. 1977	ADDENSATO MODERATAME NTE
Strato 6	59	5,45	37	Classificazione A.G.I. 1977	ADDENSATO MOLTO
Strato 7	39	6,45	27	Classificazione A.G.I. 1977	ADDENSATO
Strato 8	41	7,45	28	Classificazione A.G.I. 1977	ADDENSATO
Strato 9	170	8,45	170	Classificazione A.G.I. 1977	MOLTO ADDENSATO
Strato 10	108	9,45	108	Classificazione A.G.I. 1977	MOLTO ADDENSATO
Strato 11	42	10,45	42	Classificazione A.G.I. 1977	ADDENSATO
Strato 12	51	11,45	51	Classificazione A.G.I. 1977	MOLTO ADDENSATO
Strato 13	52	12,45	52	Classificazione	MOLTO

Strato 14	49	13,45	49	A.G.I. 1977 Classificazione	ADDENSATO
Strato 15	36	14,45	36	A.G.I. 1977 Classificazione	ADDENSATO
Strato 16	43	15,45	43	A.G.I. 1977 Classificazione	ADDENSATO
Strato 17	48	16,45	48	A.G.I. 1977 Classificazione	ADDENSATO
Strato 18	44	18,45	44	A.G.I. 1977 Classificazione	ADDENSATO
Strato 19	45	19,45	45	A.G.I. 1977 Classificazione	ADDENSATO
Strato 20	43	20,95	43	A.G.I. 1977 Classificazione	ADDENSATO
Strato 21	45	23,45	45	A.G.I. 1977 Classificazione	ADDENSATO
Strato 22	47	25,45	47	A.G.I. 1977 Classificazione	ADDENSATO
Strato 23	48	29,95	48	A.G.I. 1977 Classificazione	ADDENSATO

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m ³)
Strato 1	11	1,95	11	Meyerhof ed altri	1,76
Strato 2	14	2,45	14	Meyerhof ed altri	1,85
Strato 3	19	2,95	19	Meyerhof ed altri	1,97
Strato 4	22	3,45	22	Meyerhof ed altri	2,03
Strato 5	11	4,45	11	Meyerhof ed altri	1,76
Strato 6	59	5,45	37	Meyerhof ed altri	2,19
Strato 7	39	6,45	27	Meyerhof ed altri	2,10
Strato 8	41	7,45	28	Meyerhof ed altri	2,11
Strato 9	170	8,45	170	Meyerhof ed altri	2,50
Strato 10	108	9,45	108	Meyerhof ed altri	2,50
Strato 11	42	10,45	42	Meyerhof ed altri	2,21
Strato 12	51	11,45	51	Meyerhof ed altri	2,24
Strato 13	52	12,45	52	Meyerhof ed altri	2,24
Strato 14	49	13,45	49	Meyerhof ed altri	2,23
Strato 15	36	14,45	36	Meyerhof ed altri	2,18
Strato 16	43	15,45	43	Meyerhof ed altri	2,21
Strato 17	48	16,45	48	Meyerhof ed altri	2,23
Strato 18	44	18,45	44	Meyerhof ed altri	2,22
Strato 19	45	19,45	45	Meyerhof ed altri	2,22
Strato 20	43	20,95	43	Meyerhof ed altri	2,21
Strato 21	45	23,45	45	Meyerhof ed altri	2,22
Strato 22	47	25,45	47	Meyerhof ed altri	2,23
Strato 23	48	29,95	48	Meyerhof ed altri	2,23

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m ³)
Strato 1	11	1,95	11	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,92
Strato 2	14	2,45	14	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,94
Strato 3	19	2,95	19	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,97
Strato 4	22	3,45	22	Terzaghi-Peck	—

Strato				1948-1967	
Strato 5	11	4,45	11	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,40
Strato 6	59	5,45	37	Terzaghi-Peck 1948-1967	---
Strato 7	39	6,45	27	Terzaghi-Peck 1948-1967	---
Strato 8	41	7,45	28	Terzaghi-Peck 1948-1967	---
Strato 9	170	8,45	170	Terzaghi-Peck 1948-1967	---
Strato 10	108	9,45	108	Terzaghi-Peck 1948-1967	---
Strato 11	42	10,45	42	Terzaghi-Peck 1948-1967	---
Strato 12	51	11,45	51	Terzaghi-Peck 1948-1967	---
Strato 13	52	12,45	52	Terzaghi-Peck 1948-1967	---
Strato 14	49	13,45	49	Terzaghi-Peck 1948-1967	---
Strato 15	36	14,45	36	Terzaghi-Peck 1948-1967	---
Strato 16	43	15,45	43	Terzaghi-Peck 1948-1967	---
Strato 17	48	16,45	48	Terzaghi-Peck 1948-1967	---
Strato 18	44	18,45	44	Terzaghi-Peck 1948-1967	---
Strato 19	45	19,45	45	Terzaghi-Peck 1948-1967	---
Strato 20	43	20,95	43	Terzaghi-Peck 1948-1967	---
Strato 21	45	23,45	45	Terzaghi-Peck 1948-1967	---
Strato 22	47	25,45	47	Terzaghi-Peck 1948-1967	---
Strato 23	48	29,95	48	Terzaghi-Peck 1948-1967	---

Modulo di Poisson

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
Strato 1	11	1,95	11	(A.G.I.)	0,33
Strato 2	14	2,45	14	(A.G.I.)	0,33
Strato 3	19	2,95	19	(A.G.I.)	0,32
Strato 4	22	3,45	22	(A.G.I.)	0,31
Strato 5	11	4,45	11	(A.G.I.)	0,33
Strato 6	59	5,45	37	(A.G.I.)	0,28
Strato 7	39	6,45	27	(A.G.I.)	0,3
Strato 8	41	7,45	28	(A.G.I.)	0,3
Strato 9	170	8,45	170	(A.G.I.)	0,03
Strato 10	108	9,45	108	(A.G.I.)	0,13
Strato 11	42	10,45	42	(A.G.I.)	0,27
Strato 12	51	11,45	51	(A.G.I.)	0,25
Strato 13	52	12,45	52	(A.G.I.)	0,25
Strato 14	49	13,45	49	(A.G.I.)	0,26
Strato 15	36	14,45	36	(A.G.I.)	0,28
Strato 16	43	15,45	43	(A.G.I.)	0,27

Strato 17	48	16,45	48	(A.G.I.)	0,26
Strato 18	44	18,45	44	(A.G.I.)	0,27
Strato 19	45	19,45	45	(A.G.I.)	0,26
Strato 20	43	20,95	43	(A.G.I.)	0,27
Strato 21	45	23,45	45	(A.G.I.)	0,26
Strato 22	47	25,45	47	(A.G.I.)	0,26
Strato 23	48	29,95	48	(A.G.I.)	0,26

Modulo di deformazione a taglio dinamico

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm ²)
Strato 1	11	1,95	11	Ohsaki (Sabbie pulite)	619,19
Strato 2	14	2,45	14	Ohsaki (Sabbie pulite)	776,74
Strato 3	19	2,95	19	Ohsaki (Sabbie pulite)	1035,00
Strato 4	22	3,45	22	Ohsaki (Sabbie pulite)	1187,93
Strato 5	11	4,45	11	Ohsaki (Sabbie pulite)	619,19
Strato 6	59	5,45	37	Ohsaki (Sabbie pulite)	1936,52
Strato 7	39	6,45	27	Ohsaki (Sabbie pulite)	1440,11
Strato 8	41	7,45	28	Ohsaki (Sabbie pulite)	1490,19
Strato 9	170	8,45	170	Ohsaki (Sabbie pulite)	8119,61
Strato 10	108	9,45	108	Ohsaki (Sabbie pulite)	5300,68
Strato 11	42	10,45	42	Ohsaki (Sabbie pulite)	2181,56
Strato 12	51	11,45	51	Ohsaki (Sabbie pulite)	2618,36
Strato 13	52	12,45	52	Ohsaki (Sabbie pulite)	2666,59
Strato 14	49	13,45	49	Ohsaki (Sabbie pulite)	2521,72
Strato 15	36	14,45	36	Ohsaki (Sabbie pulite)	1887,29
Strato 16	43	15,45	43	Ohsaki (Sabbie pulite)	2230,35
Strato 17	48	16,45	48	Ohsaki (Sabbie pulite)	2473,32
Strato 18	44	18,45	44	Ohsaki (Sabbie pulite)	2279,08
Strato 19	45	19,45	45	Ohsaki (Sabbie pulite)	2327,73
Strato 20	43	20,95	43	Ohsaki (Sabbie pulite)	2230,35
Strato 21	45	23,45	45	Ohsaki (Sabbie pulite)	2327,73
Strato 22	47	25,45	47	Ohsaki (Sabbie pulite)	2424,85
Strato 23	48	29,95	48	Ohsaki (Sabbie pulite)	2473,32

Velocità onde					
	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocità onde m/s
Strato 1	11	1,95	11	Ohta & Goto (1978) Limi	103,077
Strato 2	14	2,45	14	Ohta & Goto (1978) Limi	125,744
Strato 3	19	2,95	19	Ohta & Goto (1978) Limi	137,911
Strato 4	22	3,45	22	Ohta & Goto (1978) Limi	146,169
Strato 5	11	4,45	11	Ohta & Goto (1978) Limi	135,029
Strato 6	59	5,45	37	Ohta & Goto (1978) Limi	173,972
Strato 7	39	6,45	27	Ohta & Goto (1978) Limi	170,698
Strato 8	41	7,45	28	Ohta & Goto (1978) Limi	177,004
Strato 9	170	8,45	170	Ohta & Goto (1978) Limi	248,176
Strato 10	108	9,45	108	Ohta & Goto (1978) Limi	234,75
Strato 11	42	10,45	42	Ohta & Goto (1978) Limi	203,481
Strato 12	51	11,45	51	Ohta & Goto (1978) Limi	214,357
Strato 13	52	12,45	52	Ohta & Goto (1978) Limi	218,737
Strato 14	49	13,45	49	Ohta & Goto (1978) Limi	219,884
Strato 15	36	14,45	36	Ohta & Goto (1978) Limi	211,478
Strato 16	43	15,45	43	Ohta & Goto (1978) Limi	221,013
Strato 17	48	16,45	48	Ohta & Goto (1978) Limi	228,091
Strato 18	44	18,45	44	Ohta & Goto (1978) Limi	228,615
Strato 19	45	19,45	45	Ohta & Goto (1978) Limi	233,188
Strato 20	43	20,95	43	Ohta & Goto (1978) Limi	234,231
Strato 21	45	23,45	45	Ohta & Goto (1978) Limi	240,421
Strato 22	47	25,45	47	Ohta & Goto (1978) Limi	246,793
Strato 23	48	29,95	48	Ohta & Goto (1978) Limi	253,752

Modulo di reazione Ko					
	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Ko (Kg/cm ²)
Strato 1	11	1,95	11	Navfac 1971-1982	2,31
Strato 2	14	2,45	14	Navfac 1971-1982	2,95
Strato 3	19	2,95	19	Navfac 1971-1982	3,87
Strato 4	22	3,45	22	Navfac 1971-1982	4,39
Strato 5	11	4,45	11	Navfac 1971-1982	2,31
Strato 6	59	5,45	37	Navfac 1971-1982	6,52

Strato 7	39	6,45	27 Navfac 1971-1982	5,18
Strato 8	41	7,45	28 Navfac 1971-1982	5,33
Strato 9	170	8,45	170 Navfac 1971-1982	11,93
Strato 10	108	9,45	108 Navfac 1971-1982	11,93
Strato 11	42	10,45	42 Navfac 1971-1982	7,14
Strato 12	51	11,45	51 Navfac 1971-1982	8,32
Strato 13	52	12,45	52 Navfac 1971-1982	8,47
Strato 14	49	13,45	49 Navfac 1971-1982	8,04
Strato 15	36	14,45	36 Navfac 1971-1982	6,40
Strato 16	43	15,45	43 Navfac 1971-1982	7,26
Strato 17	48	16,45	48 Navfac 1971-1982	7,90
Strato 18	44	18,45	44 Navfac 1971-1982	7,39
Strato 19	45	19,45	45 Navfac 1971-1982	7,51
Strato 20	43	20,95	43 Navfac 1971-1982	7,26
Strato 21	45	23,45	45 Navfac 1971-1982	7,51
Strato 22	47	25,45	47 Navfac 1971-1982	7,77
Strato 23	48	29,95	48 Navfac 1971-1982	7,90

STUDIO TECNICO & GEOLOGICO
"AMATO"

VIALE DEI PINI,, 8 - 80131 NAPOLI

tel./fax 0810380321 - e.mail: geologo.amato@libero.it

LEGENDA

CALCOLO
FONDAZIONE PROFONDE

RESISTENZA CARATTERISTICA

RESISTENZA DI PROGETTO

COMUNE DI NAPOLI

PROPRIETA'

CI.PE. COSTRUZIONI S.R.L.

OGGETTO

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO

LOTTO:

SITO IN VIA MADONNELLE - PONTICELLI

UBICAZIONE

MUNICIPALITA' 6

RIFERIMENTI CATASTALI

Foglio n. 88 - P.lle n. 735,736,782,783,784,
787,788,1026,1027,1028,1029,1030,1319,
1337 - Catasto terreno

IL TECNICO

DOTT. GEOL. AMATO ALESSANDRO

TAVOLA 9

IPOTESI FONDALE - ELABOR.

DATA

12/06/2009

SCALA

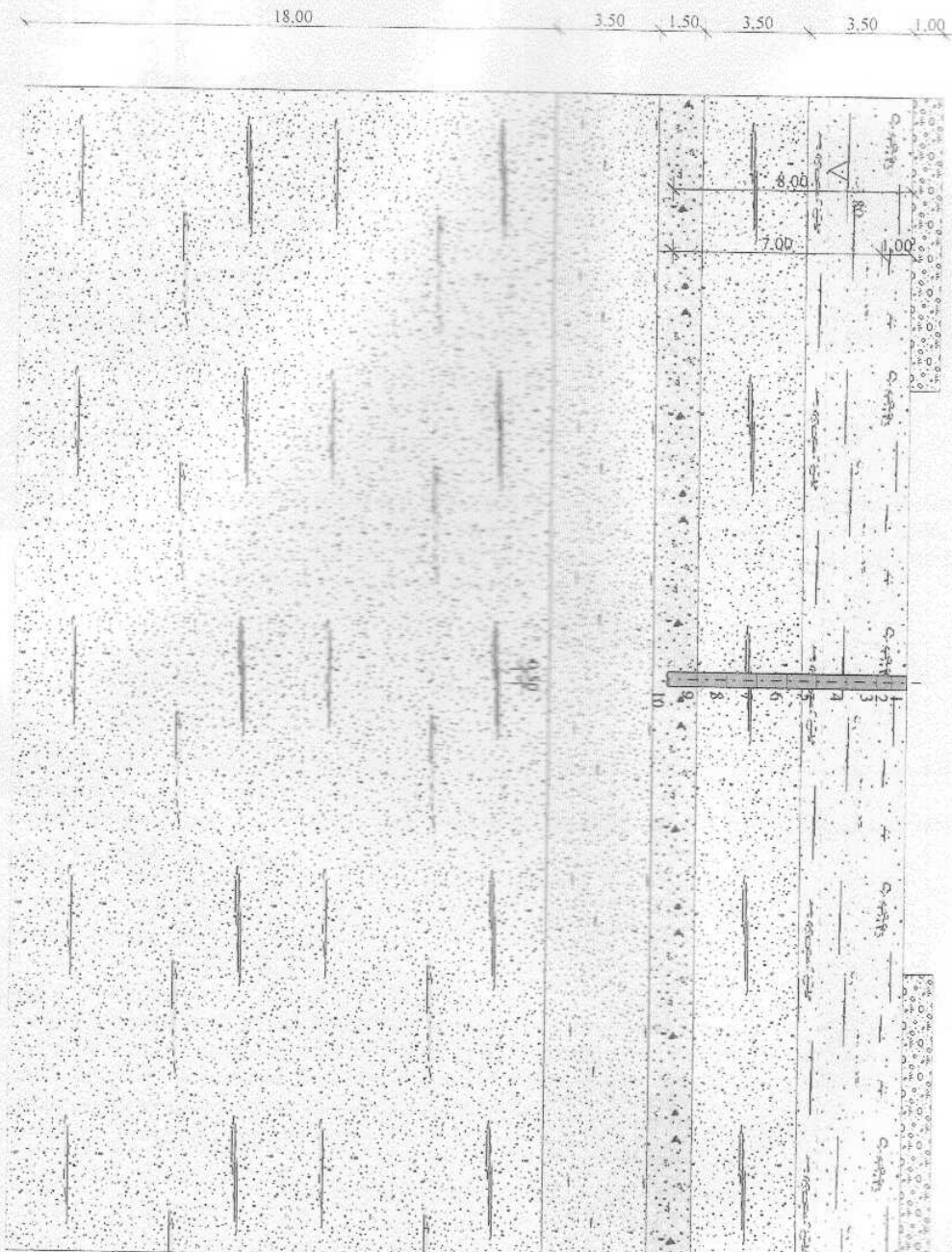
REV.

PER APPROVAZIONE

data, timbro, firma



CALCOLO FONDAZIONE PROFONDE
 PIANO URBANISTICO ATTUATIVO
 VIA MADONNELLE, PONTICELLI (NA)



G-19.3 KN/m³
 Fr-32°
 Inertivo vegetale

G-18.1 KN/m³
 Fr-32°
 Prodotto antropogenico - Sabbia finissima

G-20.6 KN/m³
 Fr-30°
 Sabbia ghiaiosa

G-20.1 KN/m³
 Fr-33°
 Sabbia ghiaiosa

G-19.3 KN/m³
 Fr-32°
 Piroclastite - Sabbia mediamente adensata



PALI DI FONDAZIONE

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

NTC2008 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008.

CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)

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 verticale

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\phi' = \frac{3}{4} \phi + 10 \text{ nei pali infissi}$$

$$\phi' = \phi - 3^\circ \text{ nei pali trivellati}$$

dove ϕ è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con ϕ il parametro di resistenza scelto.

Ai fini del calcolo, il carico limite Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta Q_p e la resistenza laterale Q_l .

Resistenza unitaria alla punta

Formula di Terzaghi

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di Terzaghi può essere scritta:

$$Q_p = c \times N_c \times s_c + \gamma \times L \times N_q + 0.5 \times \gamma \times D \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

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

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

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

$$N_y = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{pz}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Metodo di Berezantzev

Fondamentalmente *Berezantzev* fa riferimento ad una superficie di scorrimento "alla Terzaghi" che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte "sostenuto" per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a γD , e tanto minore quanto più questo "effetto silo" è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B ; di ciò tiene conto il coefficiente N_q , che quindi è funzione decrescente di D/B .

La resistenza unitaria Q_p alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito (ϕ) e di coesione (c), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \times N_c + \gamma \times L \times N_q$$

Avendo indicato con:

γ peso unità di volume del terreno;

L lunghezza del palo;

N_c e N_q sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

Metodo di Vesic

Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo.

Secondo *Vesic* i coefficienti di capacità portante N_q e N_c si possono calcolare come segue:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

L'indice di rigidezza ridotto I_{rr} nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica ε_v .

L'indice di rigidezza I_r si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale G' e la resistenza a taglio s del terreno.

Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo si trova in uno stato addensato, il termine ε_v può essere assunto pari a zero e si ottiene $I_{rr} = I_r$.

E' possibile fare una stima di I_r con i valori seguenti:

TERRENO	I_r
Sabbia	75-150
Limo	50-75
Argilla	150-250

Il termine N_c della capacità portante viene calcolato:

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

Quando $\phi = 0$ (condizioni non drenate)

$$N_c = \frac{4}{3}(\ln I_{pc} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

Metodo di Janbu

Janbu calcola N_q (con l'angolo ψ espresso in radianti) come segue:

$$N_q = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

N_c si può ricavare dalla (a) quando $\phi > 0$.

Per $\phi = 0$ si usa $N_c = 5.74$

Formula di Hansen

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

Per valori $L/D > 1$:

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

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

Nel caso $\phi = 0$

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

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

Fattore di forma:

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

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

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

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

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi) k$$

$$d_y = 1 \text{ per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \text{ se } \frac{L}{D} > 1$$

Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo A, proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_s = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

A_l = superficie laterale del palo;

f_w = fattore di correzione legato alla trunca-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con

c = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);

σ = pressione verticale efficace del terreno;

K = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K	
	Terreno sciolto	Terreno denso
Acciaio	0.5	1
Calcestr. Pref.	1	2
Legno	1	3

Per pali trivellati

$$K = 1 - \sin \phi$$

δ = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$\delta = 3/4 \tan \phi$$

Per pali trivellati

$$\delta = \tan \phi$$

α = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

Pali trivellati:

$$\text{Caquot - Kerisel} \quad \alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Meyerhof - Murdock (1963)

$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \text{ per } c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \text{ per } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker - Cooke (1966)

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.9 \text{ per } c < 2.5 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.8 \text{ per } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.6 \text{ per } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.9 \text{ per } c > 7.5 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Woodward (1961)

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.9 \text{ per } c < 4 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.6 \text{ per } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.5 \text{ per } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.4 \text{ per } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.20 \text{ per } c > 20 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Pali infissi

Coefficiente α per palo infisso	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

Attrito negativo

Quando un palo viene infisso o passa attraverso uno strato di materiale compressibile prima che si sia esaurito il processo di consolidazione, il terreno si muoverà rispetto al palo facendo insorgere sforzi attritivi tra palo e terreno che inducono al cosiddetto fenomeno dell'attrito negativo. L'effetto dell'attrito negativo è quello di aumentare il carico assiale sul palo, con conseguente aumento del cedimento, dovuto all'accorciamento elastico del palo stesso per effetto dell'aumento di carico. La forza che nasce per effetto dell'attrito negativo è stimata pari alla componente attritiva della resistenza laterale (vedi Resistenza del fusto) lungo la superficie laterale a contatto con lo strato in cui si genera tale fenomeno, ma di verso opposto all'attrito positivo. La risultante così determinata non viene detratta dal carico limite, ma da quello di esercizio.

Fattore di correzione in condizioni sismiche.

Criterio di Vesic

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di 2° l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

Criterio di Sano

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$D_p = \arctg\left(\frac{A_{max}}{\sqrt{2}}\right)$$

dove A_{max} è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di Vesic, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di Q_{lim} .

Le correzioni di *Savoie* e di *Vasile* si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

CEDIMENTI

Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo di Davis-Poulos, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indeformabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.

Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo n superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo.

Il cedimento della generica superficie i per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie j -esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \times B \times I_{i,j}$$

Avendo indicato con:

τ_j = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

E = Modulo elastico del terreno

B = Diametro del palo

$I_{i,j}$ = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando $W_{i,j}$ per tutte le j aree

CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore M_y di plasticizzazione.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 \times c_u \times B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d ; avendo indicato con:

c_u = Coesione non drenata,

B = Diametro del palo

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3K_p \gamma z B$$

avendo indicato con:

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;

K_p = Coefficiente di spinta passiva;

γ = Peso unità di volume del terreno;

z = Profondità;

B = Diametro del palo.

Palo in condizioni d'esercizio

Analisi del palo in condizioni di esercizio: Metodo degli elementi finiti.

Il metodo degli elementi finiti modella il palo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del palo, pertanto

rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture. Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con P la matrice delle forze nodali esterne, con F quella delle forze interne e con A la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$P = AF$$

Gli spostamenti interni e (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni X (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$e = BX$$

dove la matrice B è dimostrato essere la trasposta della matrice A .

D'altra parte, le forze interne F sono legate agli spostamenti interni e dalla seguente espressione:

$$F = Se$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$F = SA^T X$$

e quindi

$$P = AF = A SA^T X$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice $A SA^T$ si ricava l'espressione degli spostamenti esterni X :

$$X = (A SA^T)^{-1} P$$

Noti, quindi, gli spostamenti X è possibile ricavare le forze interne F necessarie per il progetto della struttura.

La matrice $A SA^T$ è nota come matrice di rigidità globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterne nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per pali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il k_s con la profondità, nella forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

nella quale Z è la profondità e B è il diametro del palo.

I valori di A_s e $B_s Z^n$ sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi s_i , d_i , e i_j pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Dove $C = 40$ è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

Dati generali...

SISMA

Accelerazione sismica	0,07
Coefficiente di intensità sismico [Kh]	0,0127
Coefficiente di intensità sismico [Kv]	0,0063

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Descrizione:	Via del Cassano, Secondigliano (NA)
Latitudine:	40,87
Longitudine:	14,33
Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,46	2,34	0,29
S.L.D.	50,0	0,61	2,34	0,31
S.L.V.	475,0	1,7	2,38	0,34
S.L.C.	975,0	2,15	2,46	0,35

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Opere di sostegno

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,69	0,18	0,0127	0,0063
S.L.D.	0,915	0,18	0,0168	0,0084
S.L.V.	2,4691	0,24	0,0604	0,0302
S.L.C.	2,9592	0,31	0,0936	0,0468

Archivio materiali

Conglomerati

Nr.	Classe calcestruzzo	fck,cubi [MPa]	Ec [MPa]	fck [MPa]	fcd [MPa]	fctd [MPa]	fctm [MPa]
1	C20/25	25	29380,7	19,6	11,1	1	2,2
2	C25/30	30	30861,5	24,5	13,9	1,2	2,5
3	C28/35	35	31675,5	27,5	15,6	1,3	2,7
4	C40/50	50	34539	39,2	19,4	1,5	3,1

Acciai:

Nr.	Classe acciaio	Es [MPa]	fyk [MPa]	fyd [MPa]	fik [MPa]	fkd [MPa]	ep_tk	epd_ult	β1*β2 iniz.	β1*β2 finale
1	B450C	196133	441,3	383,7	529,6	441,3	0,075	0,0675	1	0,5
2	FeB44k	196133	421,7	366,7	529,6	366,7	0,05	0,04	1	0,5
3	S235H	210000	235	204,35	360	204,35	0,05	0,04	1	0,5
4	S275H	210000	275	239,13	430	239,13	0,05	0,04	1	0,5
5	S355H	210000	355	398,7	510	398,7	0,05	0,04	1	0,5

Modello ad elementi finiti

Max spostamento lineare del terreno	0,013 m
Tipo analisi	Lineare
Massimo numero di iterazioni	1,00
Fattore di riduzione molla fondo scavo	1,00
Numero di elementi	9,00
Nodo sulla superficie del terreno [$< n^{\circ}$ nodi]	3,00
Modulo di reazione K_s	Bowles

Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente di adesione dell'attrito laterale lungo il fusto. Vs: Velocità onde di taglio.

Strat. Nr. 1

Nr.	Hs	Peso unit. di Volume [kN/m ³]	Peso Unit. di volume Saturo [kN/m ³]	c [kN/m ²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [MN/m ²]	Vs [m/s]	Descrizione e litologica
1	1,00	15,69	16,67	0,00	26,00	No	1,00	7060,00	0	terreno vegetale
2	3,50	16,18	17,16	0,00	29,00	No	1,00	9000,00	0	Piroclastiti e rimaneggiata - Sabbia limosa
3	3,50	18,14	19,12	0,00	32,00	No	1,00	14500,00	0	Sabbia ghiaiosa
4	1,50	20,59	21,57	0,00	36,00	No	1,00	18000,00	0	Sabbia ben addensata
5	3,50	20,10	21,28	0,00	33,00	No	1,00	15000,00	0	Sabbia ghiaiosa
6	18,00	19,32	20,01	0,00	32,00	No	1,00	14600,00	0	Piroclastiti e - Sabbia mediamente addensata

Descrizione	PIANO URBANISTICO ATTUATIVO
Diametro punta	0,50 m
Lunghezza	7,00 m
Tipo	Trivellato
Sporgenza dal terreno	1,00 m
Densità relativa strato punta palo	60,00
Portanza di punta calcolata con:	Terzaghi
Profondità falda da piano campagna	3,80 m
Calcestruzzo tipo	3
Acciaio tipo	1

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kN/m ²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN] [Lungo]
Strat. Nr. 1	25,28	40,41	31/0,00	34,36	548,59	227,90	742,13	--	161,75

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:		A1+M1+R3		
Numero verticali di indagine		1		
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)		1,70		
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)		1,70		
	Rc, Min [m]	Rc, Media [m]	Rc, Max [m]	
Base	548,59	548,59	548,59	
Laterale	227,90	227,90	227,90	
Totale	742,13	742,13	742,13	
Coefficiente parziale resistenza caratteristica		R3		
Base		1,35		
Laterale		1,25		
Resistenza di progetto base		239,04 kN		
Resistenza di progetto laterale		107,25 kN		
Resistenza di progetto		346,29 kN		

Descrizione	PIANO URBANISTICO ATTUATIVO
Diametro punta	0,40 m
Lunghezza	7,00 m
Tipo	Trivellato
Sporgenza dal terreno	1,00 m
Densità relativa strato punta palo	60,00
Portanza di punta calcolata con:	Terzaghi
Profondità falda da piano campagna	3,80 m
Calcestruzzo tipo	3
Acciaio tipo	1

Carico Limite	Nq	Nc	F/C strato punta Palo (°)[kN/m²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
Stratigrafia									
Strat. Nr. 1	25,28	40,41	31/0,00	21,99	351,10	182,32	511,43	...	150,16 [Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:		A1+M1+R3		
Numero verticali di indagine		1		
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)		1,70		
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)		1,70		
	Rc, Min [m]	Rc, Media [m]	Rc, Max [m]	
Base	351,10	351,10	351,10	
Laterale	182,32	182,32	182,32	
Totale	511,43	511,43	511,43	
Coefficiente parziale resistenza caratteristica		R3		
Base		1,35		
Laterale		1,25		
Resistenza di progetto base		152,98 kN		
Resistenza di progetto laterale		85,80 kN		
Resistenza di progetto		238,78 kN		

Descrizione		PIANO URBANISTICO ATTUATIVO								
Diametro punta		0,50 m								
Lunghezza		8,00 m								
Tipo		Trivellato								
Sporgenza dal terreno		1,00 m								
Densità relativa strato punta palo		60,00								
Portanza di punta calcolata con:		Terzaghi								
Profondità falda da piano campagna		3,80 m								
Calcestruzzo tipo		3								
Acciaio tipo		1								

Carico limite										
Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kN/m²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]	
Strat. Nr. 1	17,81	31,61	28/0,00	39,27	427,06	280,29	668,08	--	162,32 [Lungo]	

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:		A1+M1+R3		
Numero verticali di indagine		1		
Fattore correlazione verticale indagate medie (α_3)		1,70		
Fattore correlazione verticale indagate minima (α_4)		1,70		
	Rc, Min [m]	Rc, Media [m]	Rc, Max [m]	
Base	427,06	427,06	427,06	
Laterale	280,29	280,29	280,29	
Totale	668,08	668,08	668,08	
Coefficiente parziale resistenza caratteristica		R3		
Base		1,35		
Laterale		1,25		
Resistenza di progetto base		186,08 kN		
Resistenza di progetto laterale		131,90 kN		
Resistenza di progetto		317,99 kN		

Descrizione		PIANO URBANISTICO ATTUATIVO								
Diametro punta		0,50 m								
Lunghezza		9,00 m								
Tipo		Trivellato								
Sporgenza dal terreno		1,00 m								
Densità relativa strato punta palo		60,00								
Portanza di punta calcolata con:		Terzaghi								
Profondità falda da piano campagna		3,80 m								
Calcestruzzo tipo		3								
Acciaio tipo		1								

Carico limite										
Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kN/m²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]	
Strat. Nr. 1	17,81	31,61	28/0,00	44,18	467,18	336,96	759,96	--	162,42 [Lungo]	

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:		A1+M1+R3		
Numero verticali di indagine		1		
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)		1,70		
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)		1,70		
	Rc, Min [m]	Rc, Media [m]	Rc, Max [m]	
Base	467,18	467,18	467,18	
Laterale	336,96	336,96	336,96	
Totale	759,96	759,96	759,96	
Coefficiente parziale resistenza caratteristica		R3		
Base		1,35		
Laterale		1,25		
Resistenza di progetto base		203,56 kN		
Resistenza di progetto laterale		158,57 kN		
Resistenza di progetto		362,13 kN		

Descrizione	PIANO URBANISTICO ATTUATIVO
Diametro punta	0,60 m
Lunghezza	8,00 m
Tipo	Trivellato
Sporgenza dal terreno	1,00 m
Densità relativa strato punta palo	60,00
Portanza di punta calcolata con:	Terzaghi
Profondità falda da piano campagna	3,80 m
Calcestruzzo tipo	3
Acciaio tipo	1

Carico limite	Nq	Nc	FvC strato punta Palo (°)[kN/m ²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
Stratigrafia									
Strat. Nr. 1	17,81	31,61	28/0,00	56,55	614,97	336,35	894,77	--	172,49 [Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:		A1+M1+R3		
Numero verticali di indagine		1		
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)		1,70		
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)		1,70		
	Rc, Min [m]	Rc, Media [m]	Rc, Max [m]	
Base	614,97	614,97	614,97	
Laterale	336,35	336,35	336,35	
Totale	894,77	894,77	894,77	
Coefficiente parziale resistenza caratteristica		R3		
Base		1,35		
Laterale		1,25		
Resistenza di progetto base		267,96 kN		
Resistenza di progetto laterale		158,28 kN		
Resistenza di progetto		426,24 kN		

DOSSIER REGIONE DEI GEOMETRI
 DOTT. GEOL. ALESSANDRO AMATO



STUDIO TECNICO & GEOLOGICO
"AMATO"

VIALE DEI PINI,, 8 - 80131 NAPOLI
tel./fax 0810380321 - e.mail: geologo.amato@libero.it

LEGENDA

CALCOLO
LIQUEFAZIONE

COMUNE DI NAPOLI

PROPRIETA'

CI.PE. COSTRUZIONI S.R.L.

OGGETTO

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO
LOTTO:
SITO IN VIA MADONNELLE - PONTICELLI

UBICAZIONE

MUNICIPALITA' 6

RIFERIMENTI CATASTALI

Foglio n. 88 - P.lle n. 735,736,782,783,784,
787,788,1026,1027,1028,1029,1030,1319,
1337 - Catasto terreno

IL TECNICO

DOTT. GEOL. AMATO ALESSANDRO

TAVOLA 10
VERIFICA A LIQUEFAZIONE

DATA

12/06/2009

SCALA

REV.

PER APPROVAZIONE

data, timbro, firma



VERIFICA A LIQUEFAZIONE

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

D.M. LL.PP. del 11/03/1988

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

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

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

D.M. 9 Gennaio 1996

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

D.M. 16 Gennaio 1996

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

D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

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

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

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

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

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

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

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

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

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

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

DATI GENERALI

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,07
Coefficiente sismico orizzontale	0,0127
Coefficiente sismico verticale	0,0063

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

Descrizione:	Via Madonnelle, Ponticelli (NA)
Latitudine:	40,87
Longitudine:	14,33
Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,46	2,34	0,29
S.L.D.	50,0	0,61	2,34	0,31
S.L.V.	475,0	1,7	2,38	0,34
S.L.C.	975,0	2,15	2,46	0,35

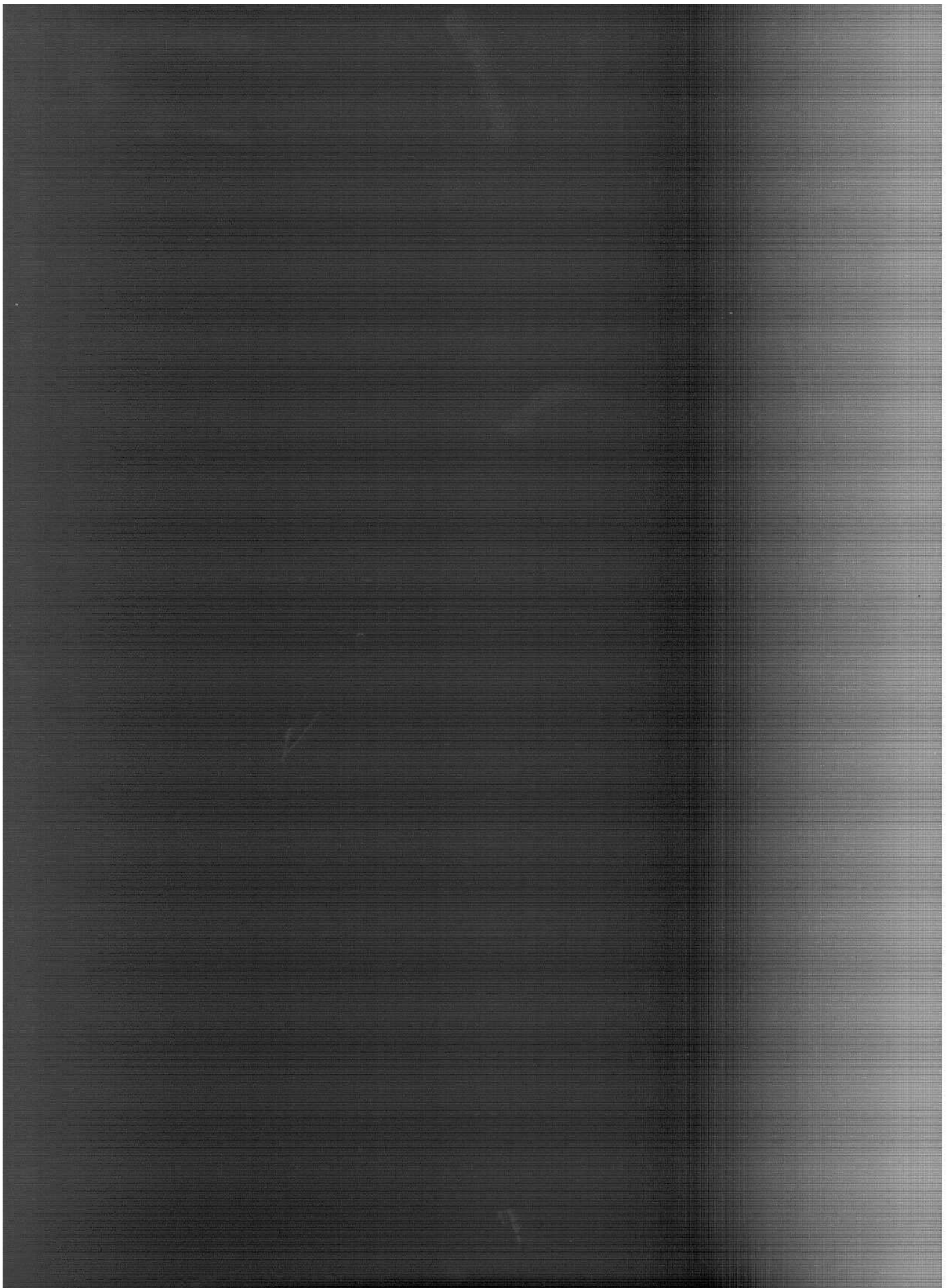
Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:

Opere di sostegno

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,69	0,18	0,0127	0,0063
S.L.D.	0,915	0,18	0,0168	0,0084
S.L.V.	2,4691	0,24	0,0604	0,0302
S.L.C.	2,9592	0,31	0,0936	0,0468

STRATIGRAFIA TERRENO



Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

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

DH (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm ²)	c Corr. (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
1,0	1600,0	1700,0	26,0	26	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,34	0,0	0,0
3,5	1650,0	1750,0	29,0	29	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,34	0,0	0,0
3,5	1850,0	1950,0	32,0	32	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,32	0,0	0,0
1,5	2100,0	2200,0	36,0	36	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,29	0,0	0,0
3,5	2050,0	2170,0	33,0	33	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,28	0,0	0,0
18,0	1970,0	2040,0	32,0	32	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,28	0,0	0,0

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler

5,79 Kg/cm³

VERIFICA A LIQUEFAZIONE - Metodo del C.N.R. - GNDT Da Seed e Idriss

Svo: Pressione totale di confinamento; S'vo: Pressione efficace di confinamento; T: Tensione tangenziale ciclica; R: Resistenza terreno alla liquefazione; Fs: Coefficiente di sicurezza

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt'	Svo (Kg/cm ²)	S'vo (Kg/cm ²)	T	R	Fs	Condizione:
0	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	
2	4,50	12,00	14,842	0,744	0,674	0,047	0,174	3,71	Livello non liquefacibile
3	8,00	25,00	24,898	1,427	1,007	0,057	0,708	12,47	Livello non liquefacibile
4	9,50	60,00	54,055	1,757	1,187	0,058	114,044	1974,68	Livello non liquefacibile
5	13,00	35,00	25,910	2,516	1,596	0,058	0,873	15,12	Livello non liquefacibile
6	31,00	30,00	12,235	6,188	3,468	0,043	0,149	3,43	Livello non liquefacibile

STUDIO TECNICO & GEOLOGICO
"AMATO"

VIALE DEI PINI,, 8 - 80131 NAPOLI

tel./fax 0810380321 - e.mail: geologo.amato@libero.it

LEGENDA

DOCUMENTAZIONE
FOTOGRAFICA

COMUNE DI NAPOLI

PROPRIETA'

CI.PE. COSTRUZIONI S.R.L.

OGGETTO

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO
LOTTO:
SITO IN VIA MADONNELLE - PONTICELLI

UBICAZIONE

MUNICIPALITA' 6

RIFERIMENTI CATASTALI

Foglio n. 88 - P.lle n. 735,736,782,783,784,
787,788,1026,1027,1028,1029,1030,1319,
1337 - Catasto terreno

IL TECNICO

DOTT. GEOL. AMATO ALESSANDRO

TAVOLA 11
FOTOGRAFIE

DATA

12/06/2009

SCALA

REV.

PER APPROVAZIONE

data, timbro, firma



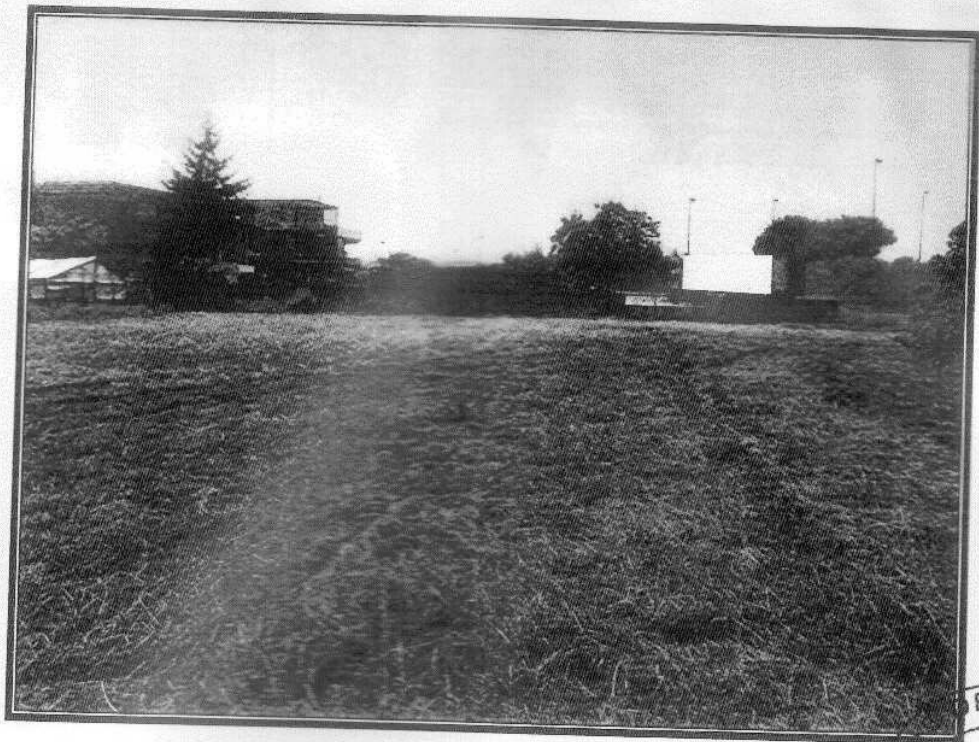


FOTO N. 1 - Area di lottizzazione "zona via Madonnelle"

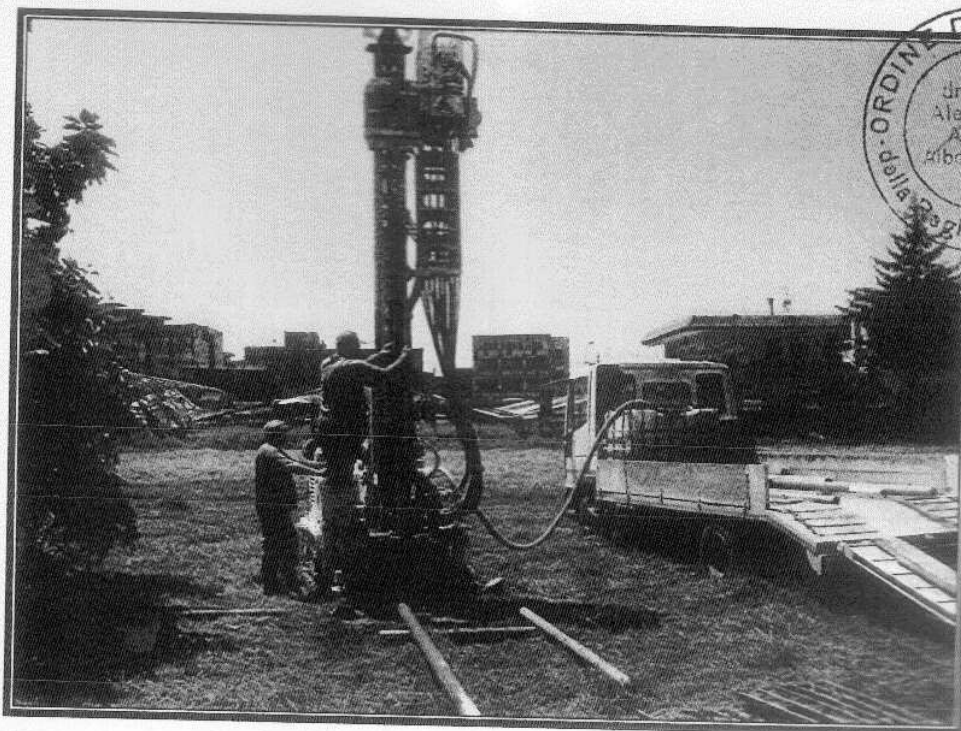


FOTO N. 2 - Sondaggio n. 1



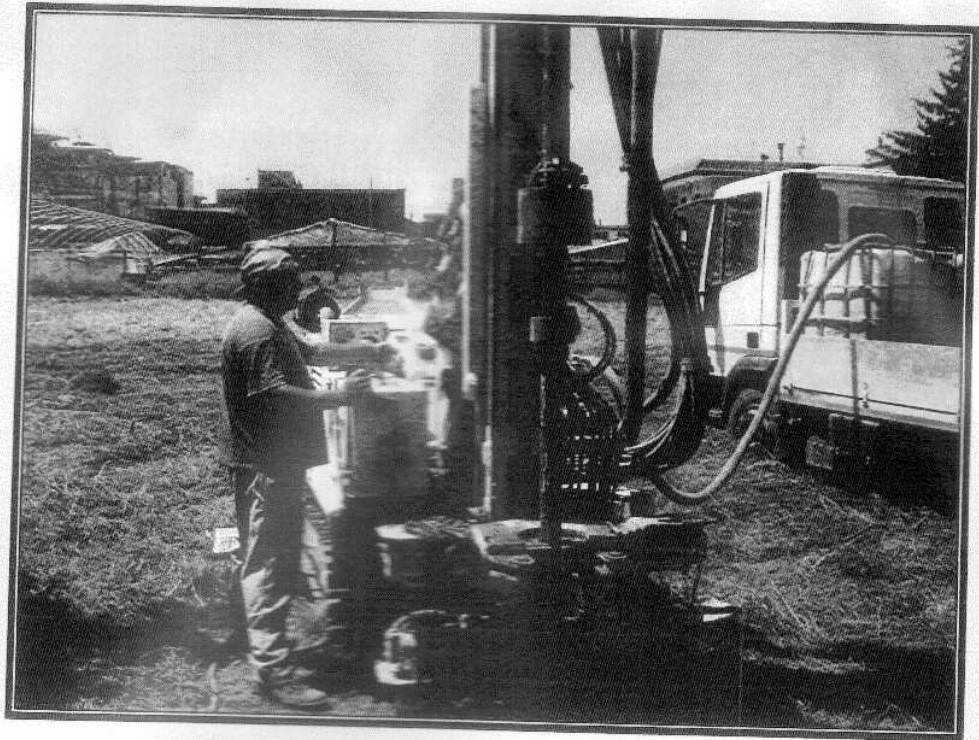


FOTO N. 3 - Sondaggio n. 1 - Prova SPT



FOTO N. 4 - Sondaggio n. 2



FOTO N. 5 – Sondaggio n. 2 – Prova SPT



FOTO N. 6 - Sondaggio n. 3





FOTO N. 7 - Sondaggio n. 3 - Prova SPT

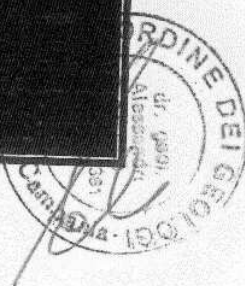
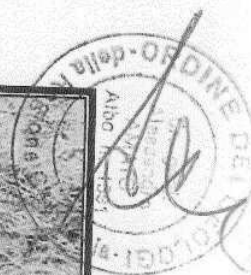


FOTO N. 8 - Colonna Stratigrafica S1



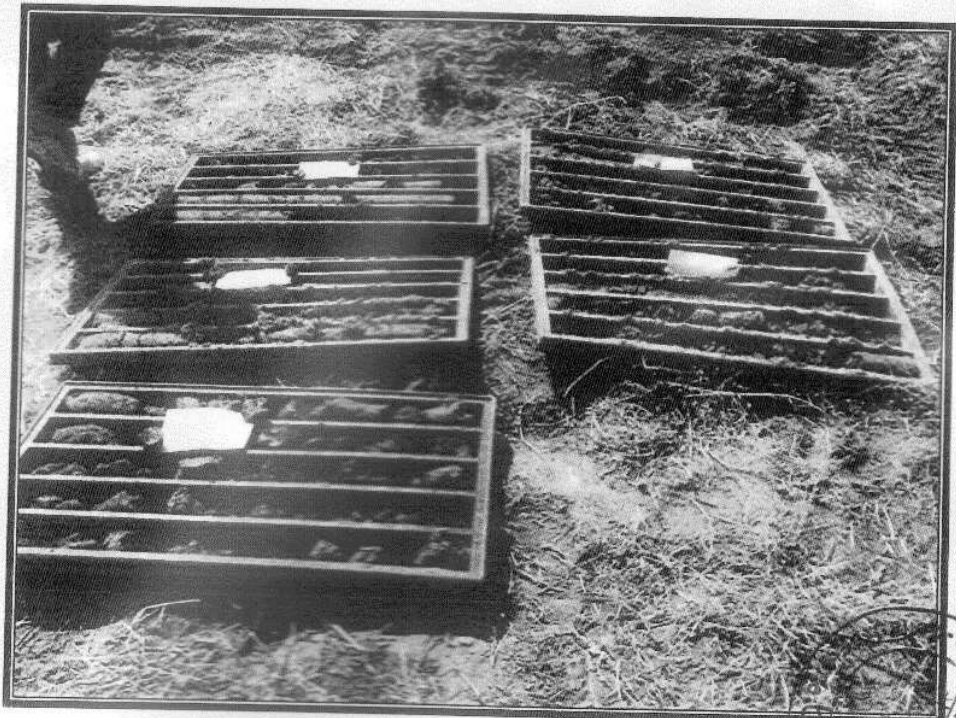


FOTO N. 9 - Colonna Stratigrafica S2

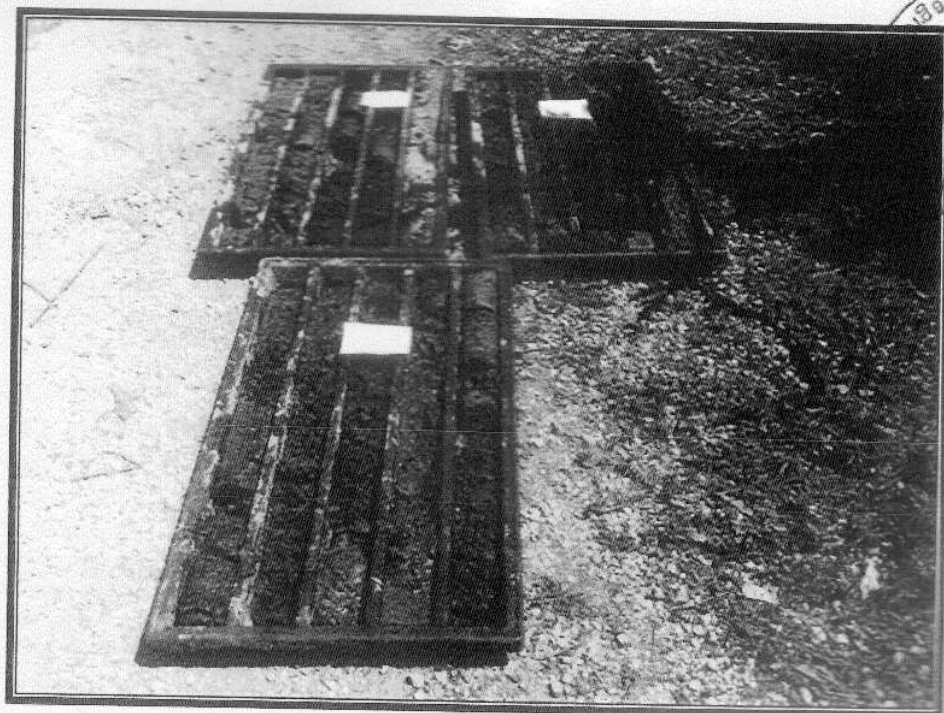
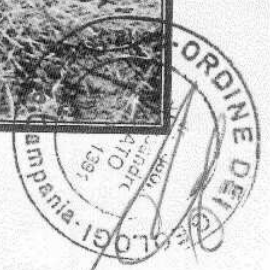


FOTO N.10 - Colonna Stratigrafica S3



ALL'UFFICIO DEL GENIO CIVILE di NAPOLI
 ASSEVERAZIONE AI SENSI DELL'ART.2 DELLA LEGGE REGIONALE N° 9 DEL 07/01/1983

Il sottoscritto Amato Alessandro, domiciliato in Napoli al Viale dei Pini n. 8, iscritto all'Albo dei Geologi della Regione Campania al n. 1391 nella qualità di geologo del progetto relativo alla lottizzazione di un'area sito nel Comune di Napoli alla Via Madonnelle, Ponticelli Committente: CI.PE. Costruzioni srl

costituito dai seguenti elaborati: *relazione geologico-tecnica*



In relazione a quanto sopra assevera:

1) Che, in applicazione del disposto dell'art. 20 comma 2 del D.L. 248 del 31/12/07 (come modificato e integrato dalla legge di conversione n. 31 del 28/02/08) il menzionato progetto è stato redatto, di concerto con il Committente, nel rispetto delle Norme Tecniche appreso indicate:

- D.M. 14/01/2008 D.M. 14/01/2008 Norme prevalenti al D.M. 14/09/2005

2) che lo stesso è completo degli elaborati di cui all'art. 93 del D.P.R. 380/01 e all'art.2 della L.R. 9/83 ed è stato redatto nel rispetto del suindicato D.P.R. 380/01.

3) (nel caso di utilizzo delle NTC diverse dal D.M. 14/01/2008)

- Che il progetto non riguarda verifiche tecniche o nuova progettazione di interventi relativi ad edifici o opere infrastrutturali di cui all'art. 20, comma 4, del D.L. 248/07 (convertito con L. 31/08), come individuate (per le opere di interesse statale) dal decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile 21/10/03 e (per le opere di interesse regionale) dalla Deliberazione di Giunta regionale della Campania n. 3573 del 05/12/03 (pubbl. su B.U.R.C. n. 4 del 26/01/2004).

oppure

- Che il progetto riguarda verifiche tecniche o nuova progettazione di interventi relativi a edifici o opere infrastrutturali di cui all'art. 20, Comma 4, del D.L. 248/07 (convertito con L. 31/08), come individuate (per le opere di interesse statale) dal decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile 21/10/03 e (per le opere di interesse regionale) dalla deliberazione di Giunta Regionale della Campania n. 3573 del 05/12/03 (pubbl. su B.U.R.C. n. 4 del 26/01/2004), ma la stazione appaltante ha inteso utilizzare la normativa di cui al D.M. 14/01/08, come consentito dall'art. 7, comma 2 del D.L. 248/07 (convertito con L. 31/08).

Napoli, 3 Settembre 2009

