



COMUNE DI PRATO

Loc. San Giusto

PROGRAMMA INTEGRATO DI INTERVENTO "SAN GIUSTO / GELLO"

Piano di zona S.Giusto Z.2/11

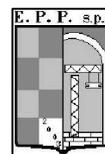
OPERE DI URBANIZZAZIONE FUNZIONALI ALLA RESIDENZA

PROGETTO ESECUTIVO

COMMITTENTE:

E.P.P. Edilizia Pubblica Pratese

Presidente : Ing. FEDERICO MAZZONI



R.U.P. E CONSULENTE
TECNICO NORMATIVO:

Geom. FABIO CIPRIANI (Coordinatore Generale EPP spa)

SUPPORTO AL R.U.P.:

Ing. GIULIA BORDINA (Direttore Operativo EPP spa)

RELAZIONE GEOLOGICA:

Dott. Geol. MARCO VANACORE

Z.01

ELABORATO:

**RELAZIONE GEOLOGICA
E GEOTECNICA SULLE INDAGINI**

CONSEGNA PREVISTA:

26/06/2012

EFFETTIVA:

26/06/2012

SCALA:

INDICE

1. PREMESSA	4
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE.....	7
2.1. Idrogeologia.....	10
3. FATTIBILITA' DELL'INTERVENTO	12
4. INDAGINI GEOGNOSTICHE	13
5. MODELLO STRATIGRAFICO LOCALE	14
5.1. Condizioni piezometriche.....	16
6. SISMICITÀ.....	16
6.1. Attribuzione della categoria di sottosuolo.....	18
7. PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO	19
8. VOLUME SIGNIFICATIVO	30
9. MICROZONAZIONE SISMICA	31
10. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI CARATTERISTICI	32
11. CRITERI PER LA DEFINIZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO (Rd)	33
12. CONCLUSIONI	34

Normativa di riferimento

- **Decreto Ministeriale 14.01.2008** Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni
- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009.
- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici** Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007
- **Regolamento di attuazione** dell'art. 117 della Legge Regionale 1/2005 DPGR 36/R 2009
- **Indagini geologiche degli strumenti urbanistici** vigenti del Comune di Prato
- **DPR 328/01** - art. 41
- **DGR 36/R/2009** Regolamento di attuazione dell'art. 117 della LR 1/2005: *"Disciplina sulle modalità di svolgimento delle attività di vigilanza e verifica delle opere e delle costruzioni in zone soggette a rischio sismico"*.
- **Eurocodice 7.1 (1997)** Progettazione geotecnica – Parte I : Regole Generali . - UNI
- **Eurocodice 7.2 (2002)** Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita da prove di laboratorio
- **Eurocodice 7.3 (2002)** Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita con prove in sito
- **Eurocodice 8 (1998) Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture** Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)
- **A.G.I. (1977)** Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche

1. PREMESSA

Nel presente rapporto vengono esposti i risultati dell'indagine geologica eseguita a supporto delle opere di urbanizzazione previste nel Piano di Zona S.Giusto Z.2/11, zona messa a disposizione per la realizzazione di nuovi interventi a carattere residenziale. In particolare gli operatori Cooperativa Edificatrice l'Amicizia, aderente al Consorzio Edilcoop, e la Cooperativa Abitcoop, aderente al consorzio Pratese Cooperative Abitazione, assegnatari dell'area, realizzeranno opere di urbanizzazione primaria e secondaria (verde di quartiere), di completamento a quelle esistenti. Si riporta di seguito un breve estratto dalla relazione architettonica che accompagna il progetto per la descrizione delle opere previste (vedi tavola seguente tratta dal Progetto).

*“Il progetto in oggetto prevede sostanzialmente una riqualificazione di Piazza Gelli, limitata alla zona di fronte al Circolo Arci, mediante la realizzazione di un collegamento tra lo stesso Circolo e il fabbricato di nuova realizzazione, quale elemento di aggregazione integrato con componenti di arredo urbano consistenti in una **pensilina per la protezione degli utenti degli autobus** con elementi di seduta, e da un “traffic calming” per il rallentamento dei veicoli, finalizzato alla protezione dell'attraversamento pedonale che permette di raggiungere il lato opposto. I parcheggi esistenti ai lati di P.zza Gelli resteranno intatti, salvo piccole demolizioni delle attuali delimitazioni degli spazi a verde di separazione tra i parcheggi e la strada antistante, dovuti alla conservazione degli accessi con la nuova configurazione progettuale. Sarà realizzata anche un'isola ecologica nell'aiuola di delimitazione fra in parcheggio più a sud di P.zza Gelli e la viabilità carrabile esistente.*

Inoltre verrà predisposto sul lato del fabbricato di progetto su P.zza Gelli un nuovo marciapiede che si estende dall'incrocio con Via di San Giusto all'incrocio con Viale di Vittorio.

Su Viale di Vittorio saranno realizzati nuovi parcheggi “a pettine”, avendo cura di non coinvolgere le essenze arboree esistenti sul posto; laddove i posti auto saranno di dimensioni inferiori al minimo, tali spazi saranno destinati al posteggio dei ciclomotori; gli stessi parcheggi confineranno con spazi a verde e i nuovi marciapiedi saranno interni ai due filari degli alberi paralleli a Via di Vittorio. Sarà realizzato inoltre un collegamento pedonale fra Via di Vittorio e Via di S.Giusto, che permetterà di raggiungere un ulteriore parcheggio a lato di quest'ultima.

Piazza Rodolfo Gelli sarà messa in comunicazione con Via di Vittorio con un percorso pedonale che permetterà di raggiungere una piazzetta pavimentata e caratterizzata da elementi di arredo urbano; sarà sistemata l'area a verde adiacente, con la previsione di nuove essenze arboree

(platani). Una sola essenza dovrà essere rimossa per la realizzazione dell'accesso all'autorimessa del fabbricato di progetto.

Nell'aiuola a verde del parcheggio più a sud in P.zza Gelli verrà realizzata un'isola ecologica, secondo quanto richiesto dagli uffici dell'ASM di Prato.

L'intervento sarà completato con le reti tecnologiche necessarie al potenziamento delle forniture dei servizi, a seguito della previsione della domanda relativa ai nuovi fabbricati, oltre ad opere di segnaletica verticale e orizzontale.”

Ai fini della presente relazione l'intervento con maggiori implicazioni è connesso alla realizzazione della pensilina per la protezione degli utenti degli autobus, pensilina che richiederà una specifica fondazione.

La caratterizzazione geologica e geotecnica del terreno si avvale dei risultati della campagna geognostica condotta nel novembre 2006 ed integrata con prove penetrometriche statiche nel 2012.



Nei depositi di riempimento, che raggiungono anche spessori di centinaia di metri, si riconoscono tre unità principali:

- depositi lacustri;
- depositi di delta-conoide;
- depositi recenti di esondazione

I depositi lacustri sono costituiti in maggioranza da argille limose, talvolta debolmente sabbiose, con presenza di livelli di lignite e torba. Sono presenti intercalazioni di ghiaie in matrice limosa la cui frequenza varia nei diversi livelli sedimentari, diminuendo comunque procedendo verso il centro del bacino.

L'area pratese viene in genere riconosciuta come quella di un delta-conoide, nel quale l'ambiente di sedimentazione passava da quello di conoide fluviale (del Bisenzio) a quello di delta lacustre. Con il procedere dell'evoluzione sedimentaria, nell'area di Prato le ghiaie sono divenute prevalenti e la conoide è avanzata verso il centro della pianura.

La successione sedimentaria dell'area pratese termina con un piccolo spessore, generalmente continuo, di limo argilloso sabbioso e debolmente sabbioso, che corrisponde alla deposizione fluviale fuori d'alveo che caratterizza gli episodi alluvionali. Lo spessore di questo deposito è minore di un metro nella parte alta della conoide, dove tende a confondersi con i sedimenti lacustri e palustri. Studi geologici specifici svolti nella zona (Landini et al. 1990) individuano nell'area di indagine spessori di ghiaie dell'ordine di 30 metri (**figura 2**).

¹ Landini F., Pranzini G. e Venturucci E. – *La falda idrica della conoide di Prato (Firenze). Acque Sotterranee, Giugno 1990.*

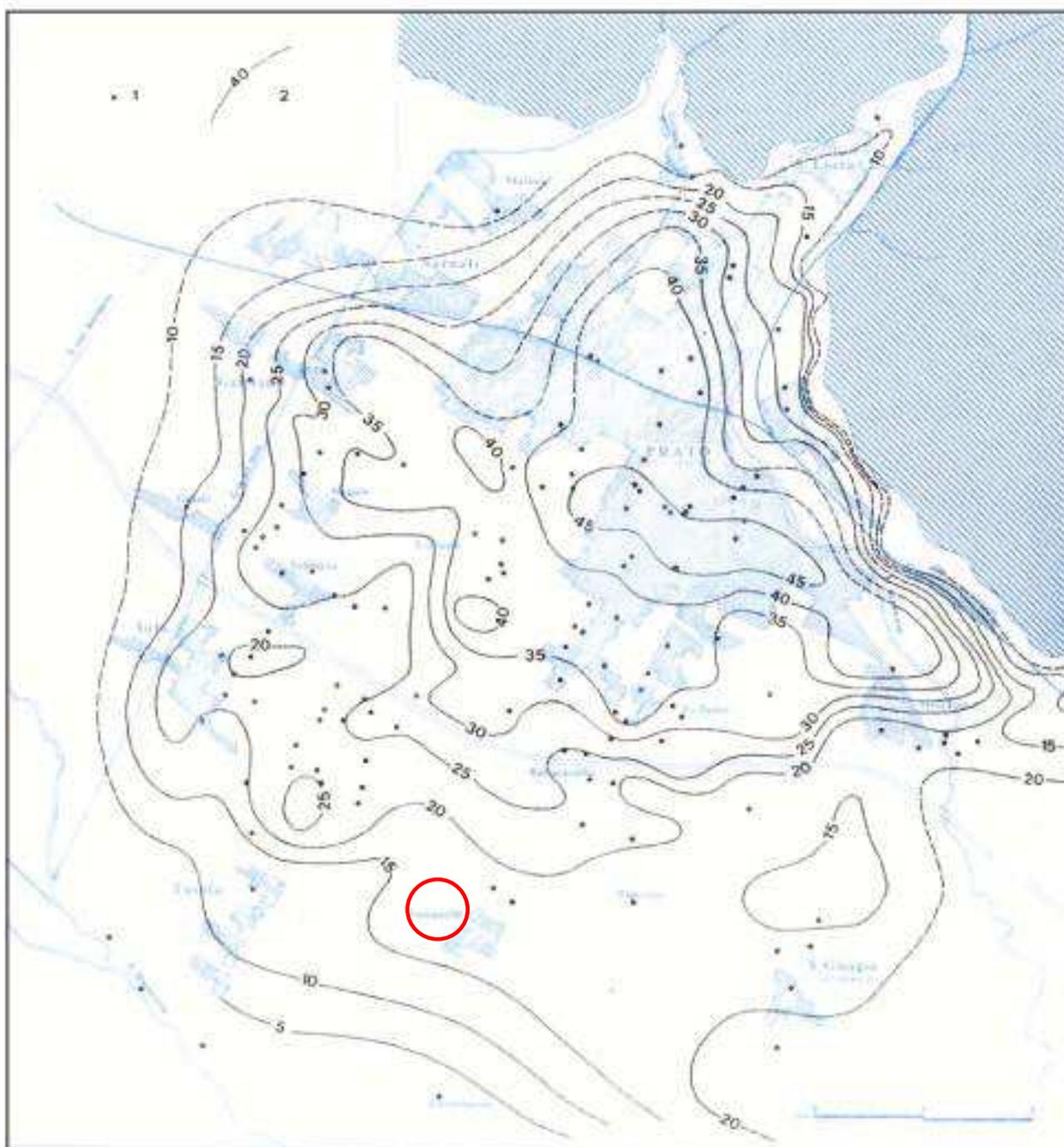


FIGURA 2

Tav. 3- Spessore delle ghiaie acquifere nei primi 55 metri dal piano di campagna. 1: pozzi con controllo litostratigrafico; 2: isopache in metri.

2.1. Idrogeologia

Per le condizioni piezometriche generali viene fatto riferimento al già citato lavoro di Landini et al. (1990):

“la prima falda, libera, è contenuta nel corpo principale della conoide, rappresentato dalle ghiaie che a partire da 2-10 metri dalla superficie topografica si spingono fino ad una profondità di 30-60 metri, via via minore man mano che si procede verso i margini della conoide. In questo corpo principale le intercalazioni limoso-argillose sono scarse nella zona apicale e centrale ed aumentano verso l'esterno, ma senza raggiungere una continuità tale da impedire gli scambi idrici fra i livelli di ghiaie. Siamo quindi in presenza di un acquifero monostrato.

Al di sotto del corpo ghiaioso principale, il cui limite inferiore è mal definibile, sono presenti altri intervalli permeabili, tra loro comunicanti solo attraverso pochi contatti geologici, che si fanno sempre più radi allontanandosi dall'apice della conoide.

Questi intervalli contengono quindi falde confinate, ma con possibilità di scambi, sia tra loro che con la falda soprastante, nella zona apicale e centrale”.

Nella **figura 3** vengono riportate le isopieze relative all'acquifero principale, come riportata nelle indagini geologiche allegate alla Variante al Piano Strutturale del Comune di Prato relativa all'assetto urbanistico del Viale Leonardo da Vinci per la localizzazione del Polo Espositivo (maggio 2008): nella zona di intervento la falda freatica si attesta ad una quota assoluta di circa 29 m s.l.m (profondità di circa 16 metri dal piano di campagna).

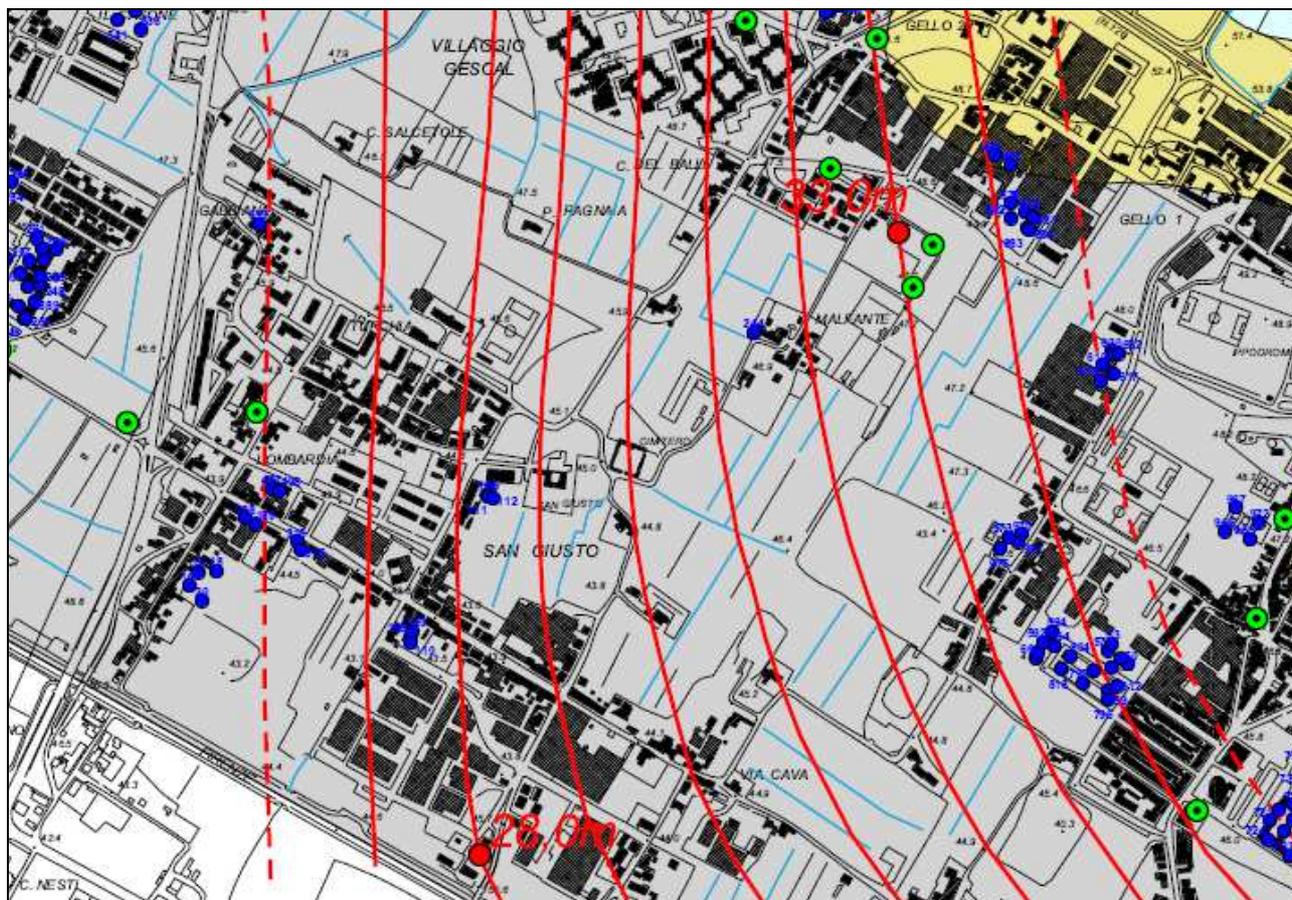


Fig. 3 – Carta piezometrica (Comune di Prato, maggio 2008)

Classi di permeabilità

-  permeabilità elevata
-  permeabilità media
-  permeabilità bassa

Acque sotterranee

-  pozzo per approvvigionamento idrico dell'acquedotto
-  piezometro per monitoraggio della falda profonda
-  isofreatiche relative agli anni '02/04 (medie annuali)

Acque superficiali

-  acque alte
-  acque basse
-  punti di misura della falda superficiale (da indagini geognostiche)

3. FATTIBILITA' DELL'INTERVENTO

L'area in esame ricade in classe **2 di pericolosità geologica** (pericolosità bassa), corrispondente a assenza di fattori di rischio legati ad instabilità di versante o fenomeni di esondazione.

Nelle carte di **rischio idraulico** contenute nel Piano di Assetto Idrogeologico del Fiume Arno (PAI) **l'area risulta al di fuori delle perimetrazioni di classe di pericolosità**; pertanto non sono previste prescrizioni in sede di rilascio della concessione e di definizione del progetto.

Per gli aspetti sismici non vengono rilevati significativi fattori di amplificazione stratigrafica; la granulometria dei sedimenti fa escludere il rischio di liquefazione che come noto è legata alla presenza di materiale sabbioso monogranulare sottofalda.

La scheda di fattibilità geologica in area adiacente, riportata in **allegato**, individua per l'intervento **classe di fattibilità 2**: tale attribuzione si estende anche all'area in esame.

Pertanto le indagini geologico-tecniche eseguite sono idonee per caratterizzare i terreni di fondazione che ospiteranno i nuovi edifici.

Per quanto riguarda la previsione degli effetti dell'azione sismica, i terreni granulari non saturi presenti nell'area in esame sono da considerarsi non suscettibili di rischio di liquefazione.

4. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Le indagini geognostiche sono state caratterizzate dall'esecuzione delle seguenti prove (vedi **figura 4** per l'ubicazione):

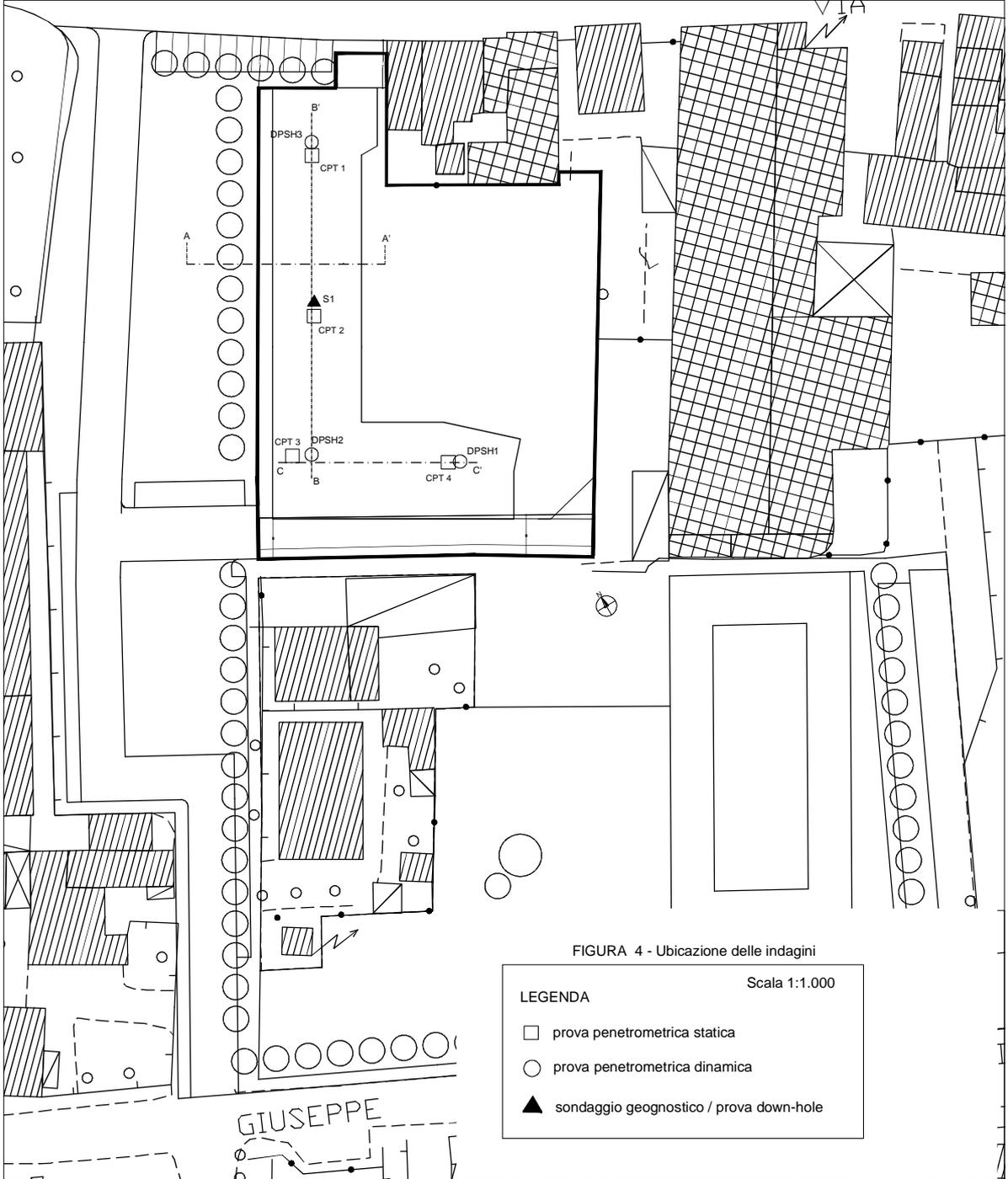
Campagna 2006

- Sondaggio geognostico a carotaggio continuo (S1) spinto fino alla profondità di 30 m da p.c. Nel corso della perforazione sono state eseguite prove SPT in foro e prelevati n°2 campioni indisturbati da sottoporre ad analisi geotecniche di laboratorio.
- n°3 prove penetrometriche dinamica (DPSH1-3) eseguita mediante penetrometro super pesante, spinta fino alla profondità di circa 15 m da p.c., dove sono state raggiunte le condizioni di rifiuto strumentale.
- Prova down-hole in foro di sondaggio per la determinazione delle caratteristiche geofisiche dei materiali.

Campagna 2012

- n° 4 prove penetrometriche statiche spinte fino alla condizione di rifiuto strumentale (sempre raggiunta entro una profondità massima inferiore ai 6 m, sul tetto delle ghiaie).
- Il sondaggio geognostico e le prove penetrometriche dinamiche sono state realizzate dalla ditta GEA s.n.c. di Pistoia (campagna 2006);
- le analisi di laboratorio sono state eseguite dal laboratorio geotecnico IGETECMA s.a.s. di Montelupo Fiorentino, dotato della prescritta autorizzazione ministeriale
- le prove down-hole sono state condotte dalla GEOFISICA TOSCANA s.a.s. di Firenze (campagna 2006);
- le prove penetrometriche statiche sono state eseguite dalla ditta GEOGNOSTICA FIORENTINA di Firenze (campagna 2012).

La relativa certificazione viene riprodotta in allegato.



5. MODELLO STRATIGRAFICO LOCALE

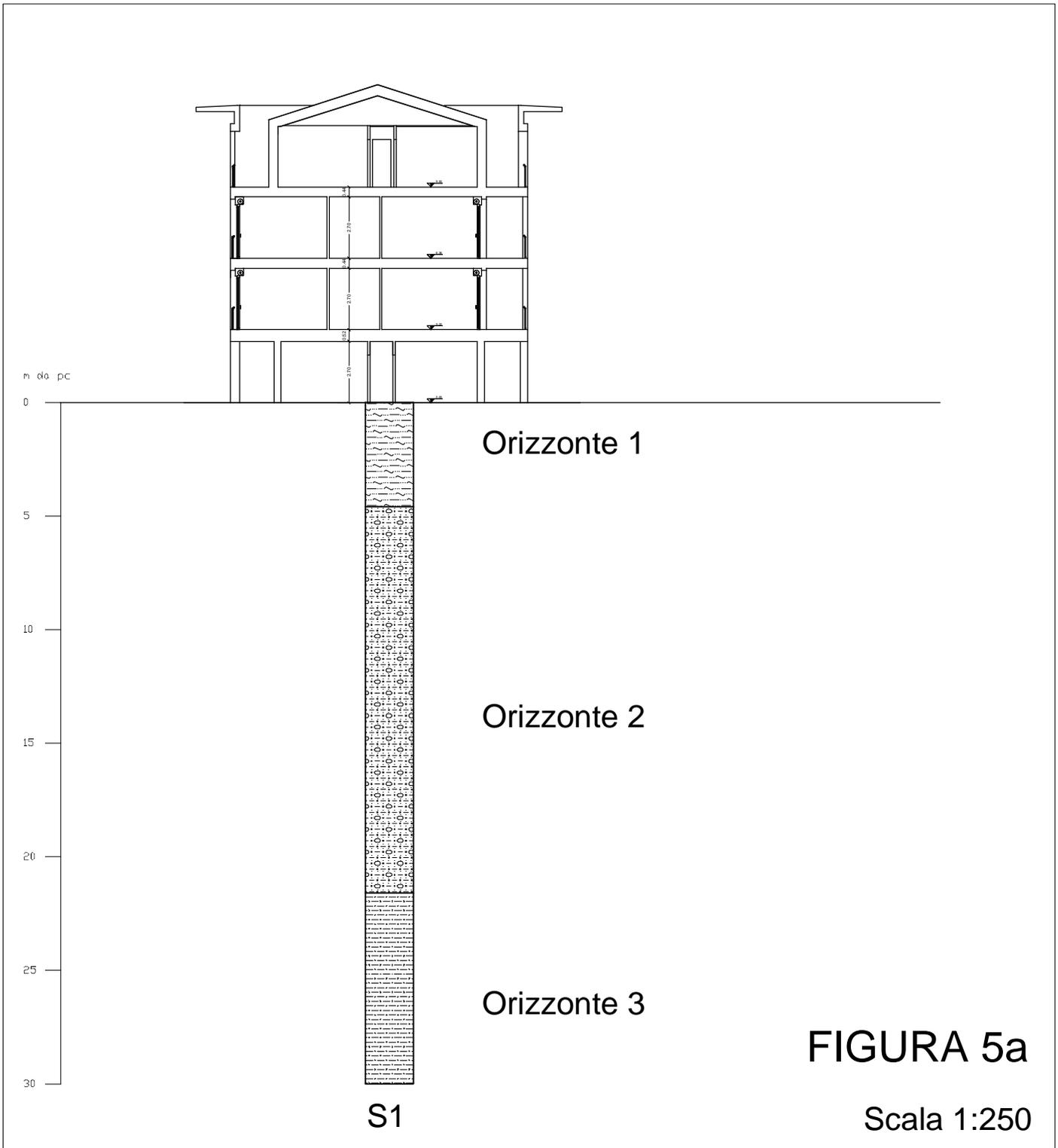
Nelle **figure 5a-c** (vedi anche planimetria di **figura 4**) vengono presentate sezioni geologico-tecniche rappresentative eseguite in corrispondenza dell'impronta dell'edificio in progetto.

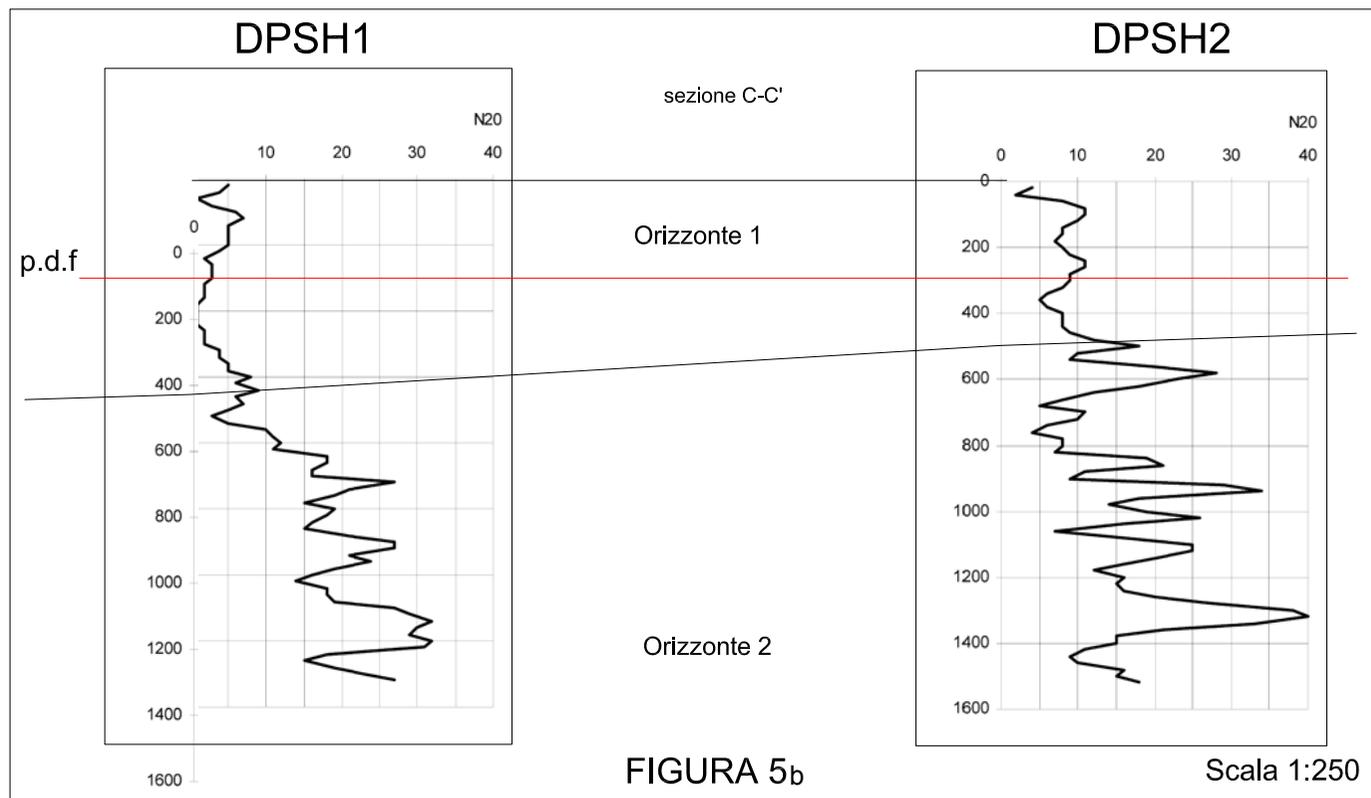
Procedendo dall'alto verso il basso è possibile riconoscere un modello stratigrafico costituito da tre orizzonti principali, schematizzati nella tabella seguente.

Tabella 1

Orizzonte	Prof. (m dal p.c.)	Descrizione litologica
COMPORTAMENTO COESIVO/GRANULARE		
1	0,0 – 4,2/6,0	<i>Alternanze decimetriche e centimetriche di limi sabbiosi, sabbie limose, e limi argillosi, color marrone.</i>
COMPORTAMENTO GRANULARE		
2	4,2/6,0 – 21,6	<i>Ghiaie e sabbie, con modesta presenza di frazione limoso-argillosa. (clasti subarrotondati, Dmed=2-3 cm, Dmax=4 cm)</i>
COMPORTAMENTO COESIVO/GRANULARE		
3	21,6– 30	<i>Limi argillosi e argille limose, nocciola e marroni, mediamente consistenti, in alternanza a orizzonti decimetrici costituiti da sabbie e ghiaie in matrice limoso-argillosa</i>

Nella **figura 6** viene mostrato l'involuppo del numero dei colpi N20 determinato dalle prove penetrometriche dinamiche per i primi 15 metri di profondità, mentre nella **figura 7** viene rappresentato l'involuppo della resistenza alla punta determinato nelle prove penetrometriche statiche all'interno del primo orizzonte (le stesse prove hanno sempre raggiunto la condizione di rifiuto strumentale sull'orizzonte delle ghiaie e sabbie sottostanti).





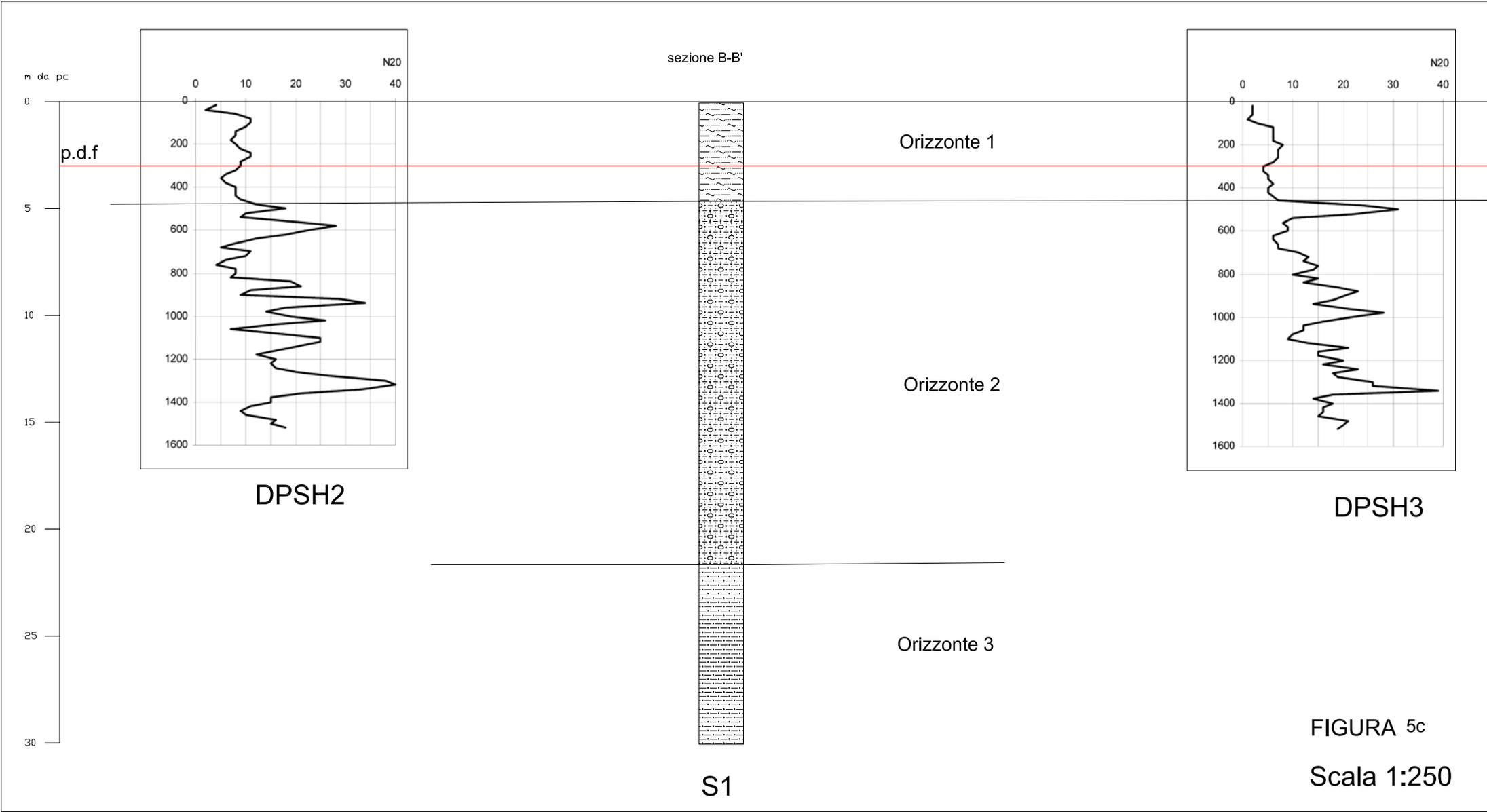


FIGURA 5c
Scala 1:250

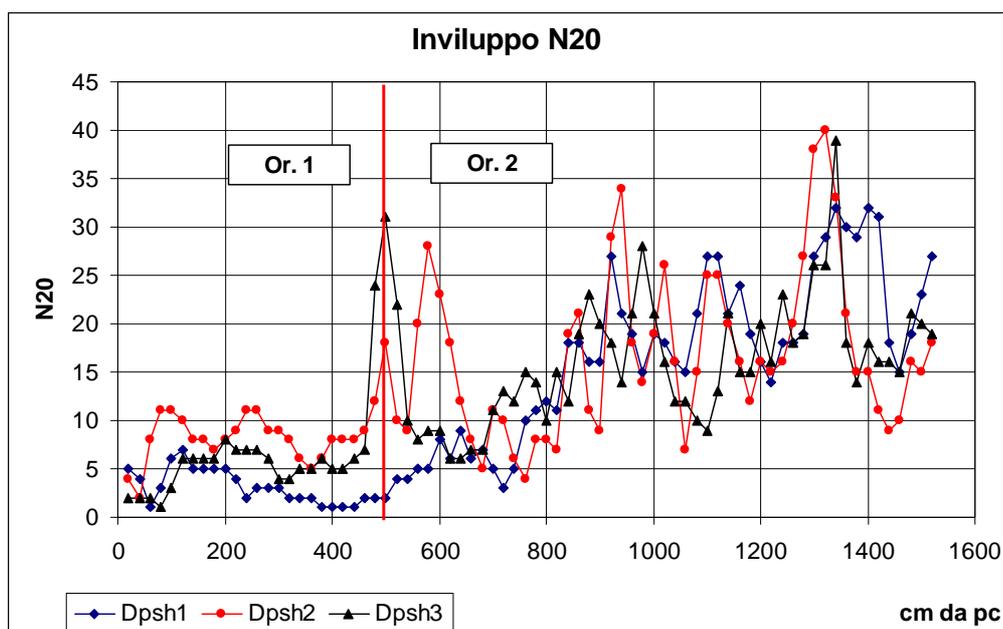


Figura 6

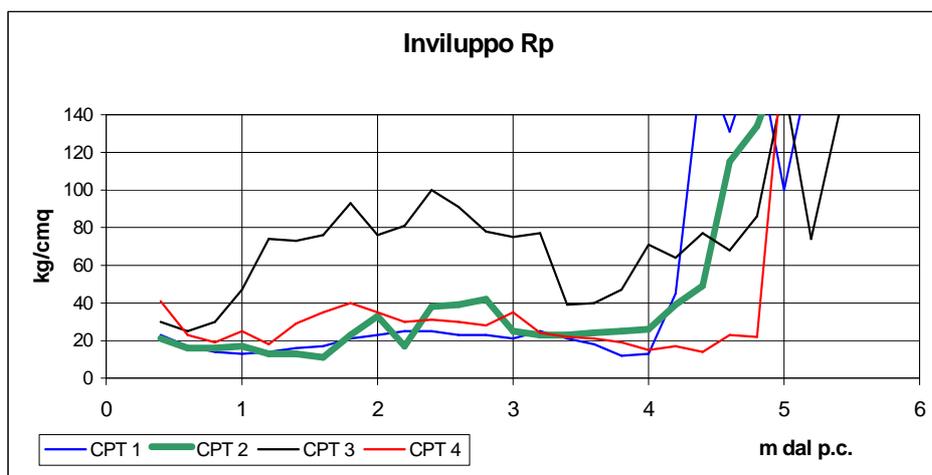


Figura 7

Le prove penetrometriche statiche mettono in evidenza la presenza di differenze significative di consistenza nei primi 3 metri di spessore dei terreni (orizzonte 1), ed in particolare con un netto aumento di consistenza nella CPT 3, eseguita in posizione vicina alla prova penetrometrica dinamica DP2, che già anticipava tale tendenza seppur in modo molto contenuto.

5.1. Condizioni piezometriche

Le condizioni piezometriche locali furono indagate nel corso della campagna 2006 utilizzando un sondaggio a distruzione, spinto fino alla profondità di 6 metri da p.c. ed allestito con piezometro a tubo aperto completamente finestrato.

Le letture, eseguite nel periodo novembre-dicembre 2006, evidenziavano l'assenza di acqua nei primi 6 metri dal p.c.

6. SISMICITÀ

Il territorio comunale di Prato (PO) è collocato in classe 3s nella classificazione sismica della Regione Toscana (vedi planimetria nella **figura 8**) ai sensi della Deliberazione di G.R.T. n° 431 del 19 giugno 2006 (Ordinanza P.C.M. n°. 3519 del 28.04.2006).

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008, la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente".

L'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite presi in considerazione viene definita partendo dalla "pericolosità di base" del sito di costruzione, che è l'elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell'azione sismica.

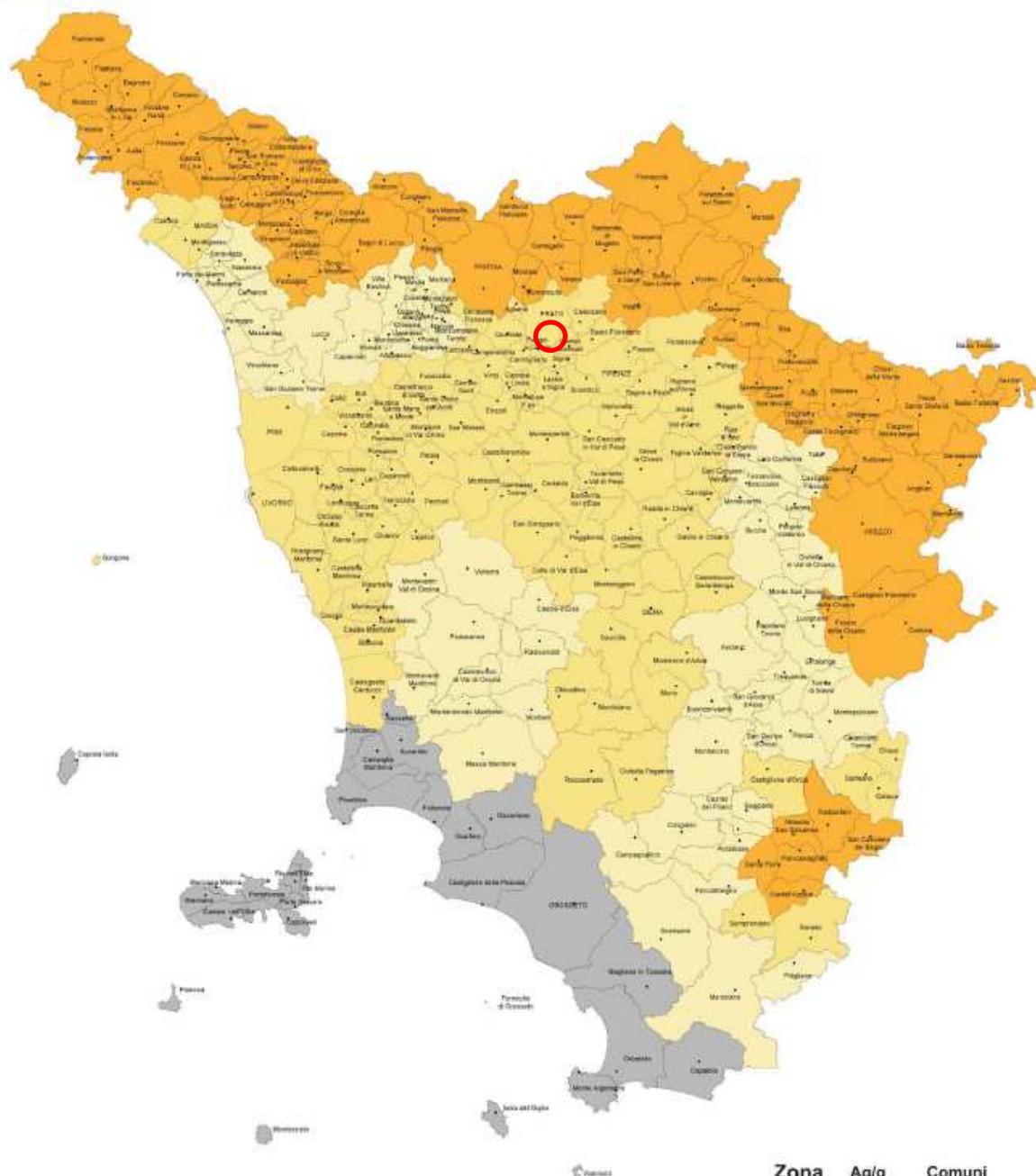
REGIONE
TOSCANA



Classificazione sismica della Regione Toscana

Deliberazione di G.R.T. N. 431 del 19 giugno 2006

Ordinanza P.C.M. N. 3519 del 28.04.2006



Regione Toscana
DIR. GEN. POLITICHE TERRITORIALI E AMBIENTALI
SERVIZIO SISMICO REGIONALE
<http://www.rete.toscana.it/sect/ptasismica>

Zona	Ag/g	Comuni
2	0.25	n°90
3s	0.25	n°106
3	0.15	n°67
4	0.05	n°24

Figura 8

6.1. *Attribuzione della categoria di sottosuolo*

La verticale S1 è stata allestita con tubazione atta alle esecuzioni della prova down-hole (vedi planimetria di figura 4 e certificazione a cura di GEOFISICA TOSCANA in allegato al presente rapporto).

Confrontando i risultati dell'indagine sismica con la distribuzione stratigrafica dei materiali, a ciascun orizzonte litologico può essere associato un orizzonte sismo-stratigrafico caratterizzato da valori di Vs e Vp mediati sullo spessore considerato (tabella 2).

Tabella 2

Profondità	Vp (m/sec)	Vs (m/sec)	Coefficiente di Poisson
0.0-3.0	430	135	0.45
3.0-5.0	950	380	0.40
5.0-21.0	730	380	0.31
21.0-31.0	1730	380	0.47

Il parametro Vs30 è stato calcolato rispetto ai valori medi delle velocità di intervallo a partire dal piano di posa delle fondazioni (p.d.f.)

$$V_{s30} = 30 / \sum_{i=1,N} (h_i/V_i)$$

Nella ipotesi di appoggiare il piano di posa delle fondazioni a 1,0 m dal p.c. attuale la velocità delle **Vs30 risulta essere pari a 339 m/sec.**

Facendo riferimento alla tabella 3.2.II del Decreto 14 gennaio 2008 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti "Norme Tecniche per le Costruzioni" il sito in esame ricade nella categoria di sottosuolo C.

Tabella 3

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i>

7. PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

I materiali sono stati investigati, per quanto riguarda la prevalente componente granulare, mediante prove penetrometriche dinamiche, sia eseguite in foro di sondaggio (SPT, i risultati sono riportati in tabella 2) che mediante apposito penetrometro super-pesante (DPSH).

È possibile confrontare i valori di N_{20} , misurati nelle prove penetrometriche dinamiche, con i risultati delle prove SPT eseguite in foro di sondaggio avvalendosi della relazione di conversione, suggerita da vari autori,

$$N_{spt} = N_{20}/0,6$$

ritenuta attendibile e cautelativa per i litotipi in esame. La **figura 9** mostra l'involuppo con la profondità degli N_{spt} ricalcolati. I dati delle DPSH mostrano buona correlazione con i risultati delle prove SPT eseguite nel foro del sondaggio S1 (vedi tabella 4)

Tabella 4

RISULTATI PROVE SPT

Sond.	m dal p.c.	Nspt	Orizz.
S1	2,05	21	1
S1	5,25	34	2
S1	7,95	33	2
S1	9,45	39	2
S1	15,45	22	2
S1	18,45	31	2
S1	24,45	100	3

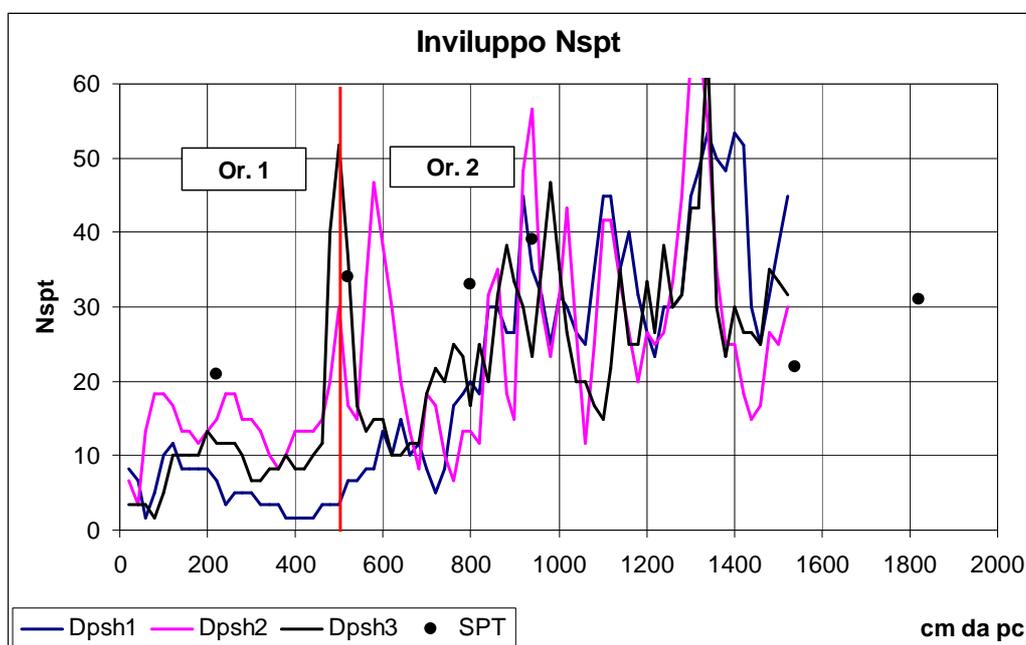


Figura 9

Le relazioni analitiche riportate in **tabella 5** sono state utilizzate per stimare i valori di densità relativa ed angolo di attrito efficace partendo dai valori di Nspt. I risultati ottenuti sono diagrammati nelle **figure 10 e 11**.

Tabella 5

<p><u>Densità relativa (Gibbs e Holtz, 1957)</u></p> <p>dove</p> $Dr = 21 \sqrt{\frac{Nspt}{(\sigma_v + 0,7)}}$ <p>σ_v = pressione verticale efficace in kg/cmq</p> <p><u>Angolo di attrito efficace (Yukitake Shioi e Jiro Fukuni, 1982)</u></p> $\phi = \sqrt{15Nspt} + 15^\circ$

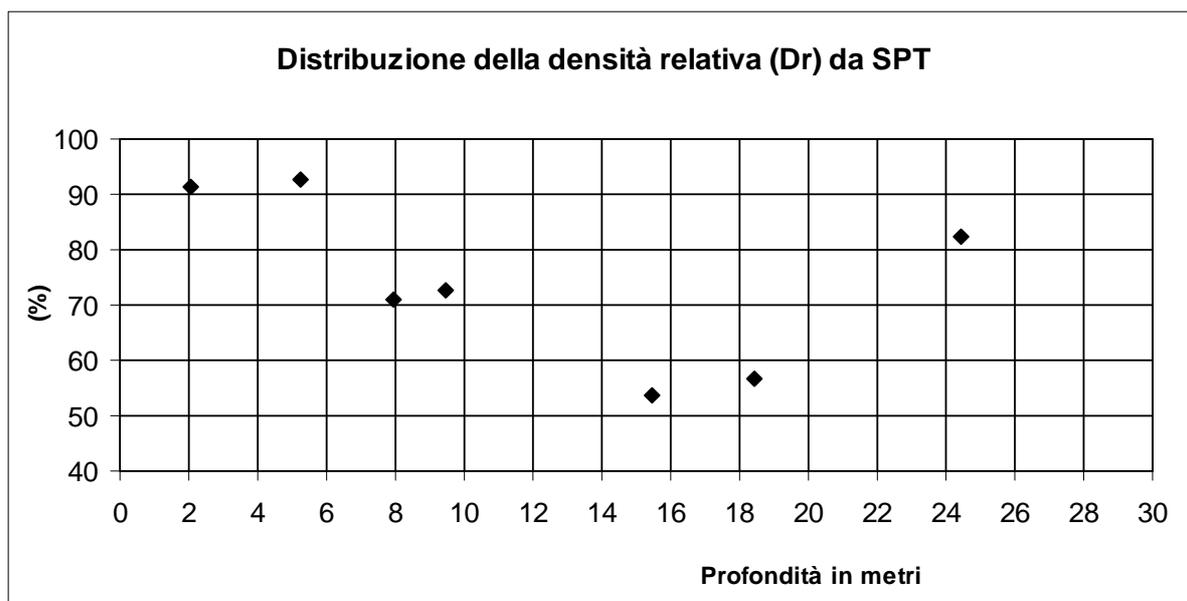


Figura 10

Per quanto riguarda il modulo elastico, sono stati eseguiti vari tentativi di correlazione con $Nspt$, optando in fine per la formula proposta da D'Appollonia e valida per sabbie e ghiaie:

$$E = 191 + 7,71 \times Nspt$$

I risultati sono diagrammati in **figura 12**.

**Distribuzione dell'angolo di attrito efficace determinato mediante
prove penetrometriche dinamiche (DP) – In giallo il primo orizzonte**

Z	phi 1	phi 2	phi 3
0,2	26,2	25,0	22,1
0,4	25,0	22,1	22,1
0,6	20,0	29,1	22,1
0,8	23,7	31,6	20,0
1	27,2	31,6	23,7
1,2	28,2	30,8	27,2
1,4	26,2	29,1	27,2
1,6	26,2	29,1	27,2
1,8	26,2	28,2	27,2
2	26,2	29,1	29,1
2,2	25,0	30,0	28,2
2,4	22,1	31,6	28,2
2,6	23,7	31,6	28,2
2,8	23,7	30,0	27,2
3	23,7	30,0	25,0
3,2	22,1	29,1	25,0
3,4	22,1	27,2	26,2
3,6	22,1	26,2	26,2
3,8	20,0	27,2	27,2
4	20,0	29,1	26,2
4,2	20,0	29,1	26,2
4,4	20,0	29,1	27,2
4,6	22,1	30,0	28,2
4,8	22,1	32,3	39,5
5	22,1	36,2	42,8
5,2	25,0	30,8	38,5
5,4	25,0	30,0	30,8
5,6	26,2	37,4	29,1
5,8	26,2	41,5	30,0
6	29,1	35,0	30,0
6,2	27,2	33,4	27,2
6,4	30,0	31,2	27,2
6,6	27,2	29,1	28,2
6,8	28,2	26,2	28,2
7	26,2	30,8	30,8

**Distribuzione dell'angolo di attrito efficace determinato mediante
prove penetrometriche statiche (CPT) nel primo orizzonte**

m	CPT 1	CPT 2	CPT 4
0,2			
0,4	33,1	32,7	35,8
0,6	29,7	29,4	31,2
0,8	27,4	28,1	28,9
1	26,0	27,3	29,1
1,2	25,5	25,1	26,7
1,4	25,4	24,4	28,2
1,6	25,1	23,0	28,5
1,8	25,5	25,9	28,6
2	25,4	27,1	27,4
2,2	25,4	23,5	26,2
2,4	25,0	27,0	26,0
2,6	24,2	26,7	25,4
2,8	23,8	26,7	24,8
3	23,1	23,9	25,5
3,2	23,6	23,2	23,4
3,4	22,5	22,9	22,7
3,6	21,5	22,8	22,2
3,8	19,3	22,8	21,5
4	19,4	22,7	20,1
4,2	25,1	24,4	20,5
4,4	31,2	25,3	19,3
4,6	29,7	29,1	21,5
4,8	30,9	29,7	21,1
5	28,1	30,6	30,8
5,2	30,3		30,9

*(Operando a favore della sicurezza non è stata considerata la CPT 3
in quanto con caratteristiche meccaniche più elevate)*

Angolo di attrito calcolato con De Beer:

$$\varphi = 5.9 + 4.76 \ln \left(\frac{Rp}{\sigma} \right)$$

Distribuzione del modulo elastico E – kg/cmq - (in giallo il primo orizzonte)

m dal p.c.	DP 1	DP 2	DP 3	S1
0,2	255	242	217	
0,4	242	217	217	
0,6	204	294	217	
0,8	230	332	204	
1	268	332	230	
1,2	281	320	268	
1,4	255	294	268	
1,6	255	294	268	
1,8	255	281	268	
2	255	294	294	
2,2	242	307	281	353
2,4	217	332	281	
2,6	230	332	281	
2,8	230	307	268	
3	230	307	242	
3,2	217	294	242	
3,4	217	268	255	
3,6	217	255	255	
3,8	204	268	268	
4	204	294	255	
4,2	204	294	255	
4,4	204	294	268	
4,6	217	307	281	
4,8	217	345	499	
5	217	422	589	
5,2	242	320	474	453
5,4	242	307	320	
5,6	255	448	294	
5,8	255	551	307	
6	294	487	307	
6,2	268	422	268	
6,4	307	345	268	
6,6	268	294	281	
6,8	281	255	281	
7	255	332	332	

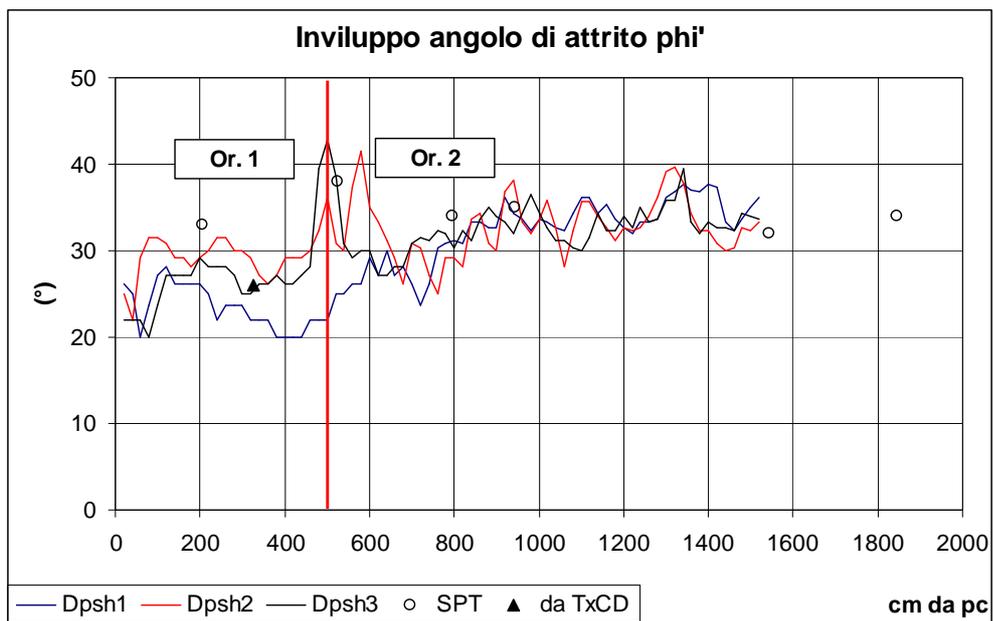


Figura 11

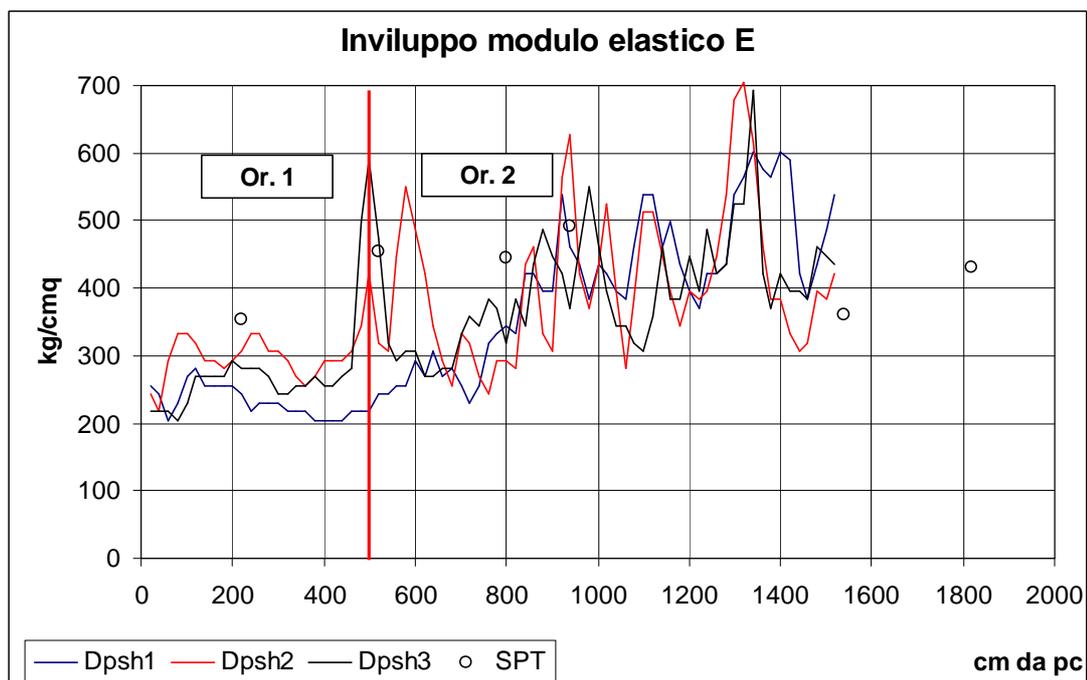


Figura 12

Inoltre nel corso della perforazione del sondaggio S1 sono stati prelevati n° 2 campioni indisturbati (S1C1 e S1C2) e n°3 campioni rimaneggiati (S1Cr1, S1Cr2, S1Cr3) sottoposti ad analisi geotecniche di laboratorio. I risultati sono riportati in **tabella 6** (la relativa certificazione viene riportata in allegato a cura di IGETECMA).

Tabella 6

Sond	Camp	prof	W	WL	WP	γ	Cu	ϕ'	c'	Ed	Limo	Argilla	Sabbia	Ghiaia
			%			gr/cm ³	kg/cm ³	kg/cm ³	kg/cm ³	kg/cm ³	%	%	%	%
S1	r1 (*)	0,75	13,24	29,9	21,1						63,8	16,4	19,4	0,3
S1	1	3,25	19,71	35,9	21,1	19,2	1,083	25,9	0,228	98				
S1	2	4,65				18,3	0,334			77	60,4	7,6	31,1	0,9
S1	r2 (*)	6,5									14,5	2,2	29	54,3

(*) *campione rimaneggiato*

All'interno dei campioni indisturbati 1 e 2 sono state riscontrate variazioni litologiche significative, con prevalenza ora del comportamento coesivo, ora con peso significativo della frazione granulare.

Il campione S1Cr1 relativo al **primo metro di terreno**, sottoposto a prove idonee alla classificazione AASHTO (UNI10006), è risultato appartenente al **gruppo A4**.

La **figura 13** mostra la distribuzione con la profondità della frazione granulare (sabbia+ghiaia) presente nei campioni analizzati, mentre la **figura 14** riporta la classificazione nella Carta di Casagrande dei due campioni più superficiali (S1C1 e S1Cr1); entrambi i campioni sono classificati come CL (argille e limi inorganici di media plasticità).

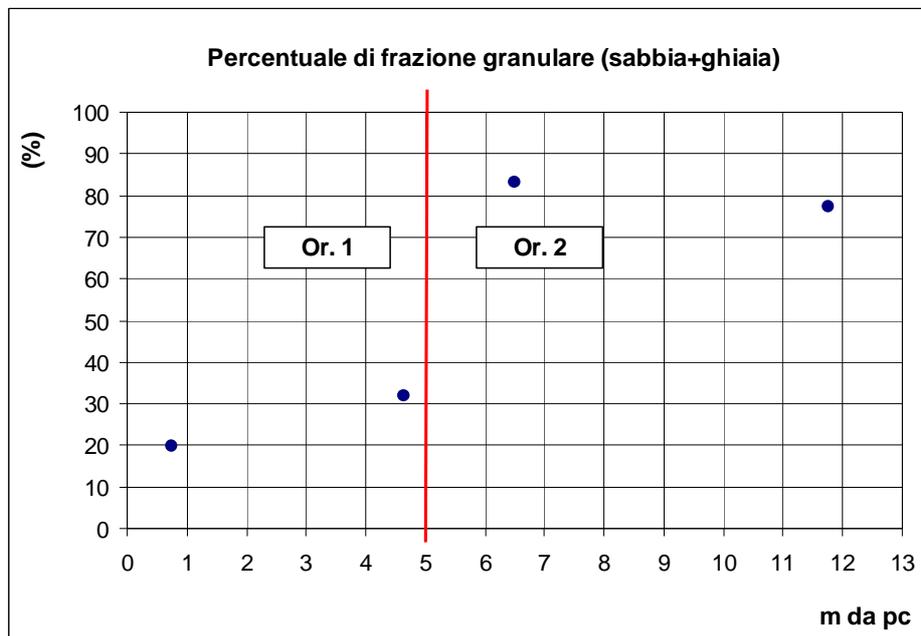


Figura 13

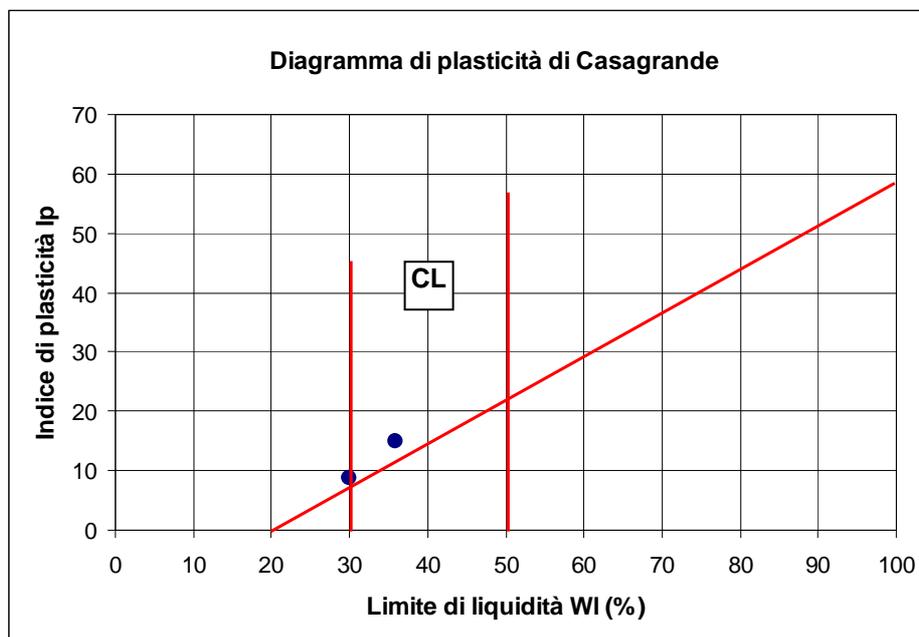


Figura 14

La curva involuppo della resistenza alla punta (Q_c) determinata nelle prove penetrometriche statiche (figura 7) ha messo in evidenza la presenza di differenze significative di consistenza nei primi 3 metri di spessore dei terreni (orizzonte 1), ed in particolare con un netto aumento di consistenza nella CPT 3, eseguita in posizione vicina alla prova penetrometrica dinamica DP2, che già anticipava tale tendenza seppur in modo molto contenuto. Nella tabella seguente viene riportata la distribuzione del modulo edometrico determinata utilizzando la relazione:

$$E_d = \alpha Q_c \quad \text{con } \alpha = 2,5 \text{ (da Mitchell e Gardner, 1975, per argille di bassa plasticità (CL) con } Q_c > 2 \text{ (MPa))}$$

Tabella 7 - E_d - Modulo edometrico in kg/cmq

m	CPT 1	CPT 2	CPT 3	CPT 4
0,4	58		75	103
0,6	43	53	63	58
0,8	35	40	75	48
1	33	40	118	63
1,2	35	43	185	45
1,4	40	33	183	73
1,6	43	33	190	88
1,8	53	28	233	100
2	58	58	190	88
2,2	63	83	203	75
2,4	63	43	250	78
2,6	58	95	228	75
2,8	58	98	195	70
3	53	105	188	88
3,2	63	63	193	60
3,4	53	58	98	55
3,6	45	58	100	53
3,8	30	60	118	48
4	33	63	178	38
4,2	113	65	160	43
4,4		98	193	35
4,6		123	170	58
4,8				55

Nella figura seguente viene riportata la distribuzione della coesione non drenata (C_u) determinata dalla resistenza alla punta delle prove penetrometriche (ad eccezione della CPT 4 che ha presentato valori nettamente superiori) mediante la relazione (vedi anche tabella 8)

$$C_u = (Q_c - \sigma'_{vo})/20$$

unitamente ai valori di C_u determinata mediante prove geotecniche di laboratorio: la concordanza è ottima.

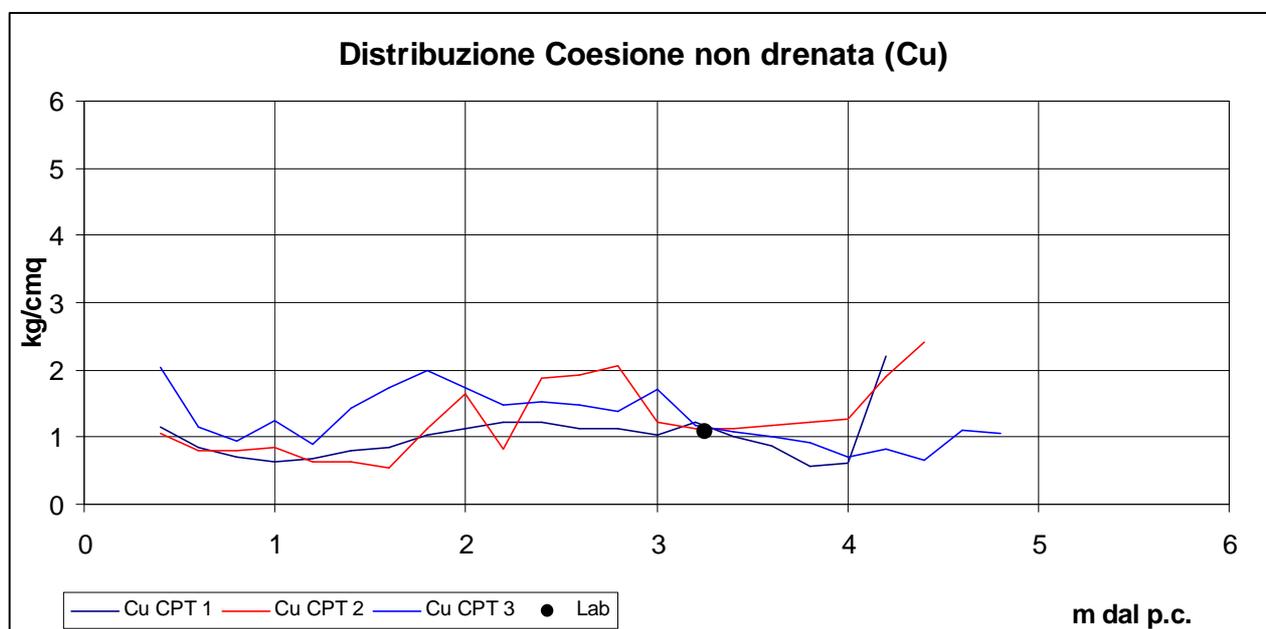


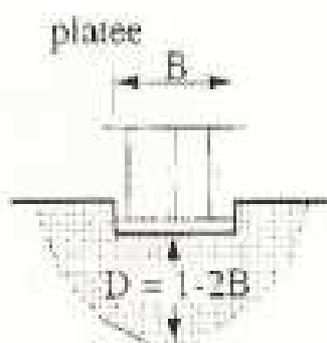
Figura 15

Tabella 8 – Cu - Coesione non drenata (in kg/cmq)

m	Cu CPT 1	Cu CPT 2	Cu CPT 3
0,4	1,15	1,05	2,05
0,6	0,84	0,79	1,14
0,8	0,69	0,79	0,94
1	0,64	0,84	1,24
1,2	0,69	0,64	0,89
1,4	0,79	0,64	1,44
1,6	0,83	0,53	1,73
1,8	1,03	1,13	1,98
2	1,13	1,63	1,73
2,2	1,23	0,83	1,48
2,4	1,23	1,88	1,53
2,6	1,13	1,93	1,48
2,8	1,12	2,07	1,37
3	1,02	1,22	1,72
3,2	1,22	1,12	1,17
3,4	1,02	1,12	1,07
3,6	0,87	1,17	1,02
3,8	0,56	1,21	0,91
4	0,61	1,26	0,71
4,2	2,21	1,91	0,81
4,4		2,41	0,66
4,6			1,11
4,8			1,05

8. VOLUME SIGNIFICATIVO

In ottemperanza alla normativa vigente, l'individuazione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici necessita una attenta trattazione dei dati analitici, avvalendosi anche di considerazioni di natura statistica, previa determinazione del volume significativo di terreno interessato dalle sollecitazioni indotte dall'intervento in progetto .



Nel caso dell'intervento in esame l'intervento significativo è quello della pensilina che prevede il ricorso a fondazioni dirette del tipo a platea con dimensioni in pianta di m 6,2x4,0, spessore m 0,25, e quota di appoggio a circa m -0,8 dalla quota del piano campagna (p.c.). Pertanto il **volume significativo si spinge fino alla profondità di 7 metri (0,8+4*1,5) - (Da AGI, 1977)**

9. MICROZONAZIONE SISMICA

<u>Tipo di costruzione</u>	= 2
<u>Classe d'uso</u>	= II
<u>Coeff.d'uso (Cu)</u>	= 1,0
<u>Vita Nominale (VN)</u>	= 50 anni



Periodo di riferimento dell'azione sismica $V_R = 50$ anni

Categoria sismica dei terreni

C

Coefficiente di amplificazione topografica

$S_T = 1,0$ (T1)

Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_S = 1,5$

Coordinate geografiche decimali del sito d'indagine

Latitudine: **43,869131**

Longitudine: **11,063824**

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,049	2,530	0,250
SLD	50	0,059	2,561	0,266
SLV	475	0,137	2,438	0,298
SLC	975	0,177	2,386	0,310

10. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI CARATTERISTICI

Ai fini dell'intervento in esame, l'orizzonte significativo è il primo mentre il secondo, caratterizzato da ghiaie e sabbie, viene a costituire il substrato locale.

Per la determinazione dei valori caratteristici (X_k) dei parametri geotecnici del 1° orizzonte, necessari per le verifiche agli stati limite ultimi (SLU), con particolare riferimento ad angolo di attrito efficace e coesione non drenata², si è adottata la metodologia statistica proposta da Schneider (1999) per la quale:

$$X_k = \text{media} - \frac{1}{2} \text{dev.st.}$$

Parametro	ϕ' (°)	Cu (kg/cmq)
Media	25,66	1,18
Dev.st.	3,25	0,44
Xk	24,04	0,96

Nel seguente prospetto vengono riportati i valori caratteristici dei parametri geotecnici per il primo orizzonte, sul quale viene appoggiata la struttura di fondazione e con caratteristiche geotecniche nettamente inferiori al livello delle ghiaie e sabbie sottostante (2° orizzonte).

Valori caratteristici dei parametri geotecnici

Parametro	Y (gr/cmc)	ϕ' (°)	c' (kg/cmq)	Cu (kg/cmq)
Xk	1,9	24,04	0,1	0,96

dove

- Y = peso di volume
- ϕ' = angolo di attrito efficace
- c' = coesione efficace (operando a favore della sicurezza, è stata ridotta rispetto al valore determinato in laboratorio)
- Cu = coesione non drenata

² Per i quali si dispone di un numero di dati atto ad essere sottoposto a trattamento statistico

11. CRITERI PER LA DEFINIZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO (R_d)

Di seguito viene riportato il calcolo della resistenza del terreno R_d agli SLU considerando i coefficienti parziali previsti dal D.M. 14/1/2008 (tabelle 6.2.II e 6.4.I di seguito riportate), approccio 2 combinazione 1 (A1+M1+R3).

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	γ_M γ_ϕ	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_c	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_f	1,0	1,0

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Per il calcolo è stato utilizzato il programma **LOADCAP ver.2011.8.0.438** (vedi tabulati di calcolo in appendice), assumendo una platea di fondazione rettangolare con dimensioni in pianta di m 6,2x4,0 e spessore 0,25 m, con quota di appoggio a circa -0,8 m dal p.c. Nella tabella seguente sono sintetizzati i risultati delle verifiche.

Resistenza di progetto (kN/mq)

Assenza di sisma

METODO	CONDIZIONI DRENATE	CONDIZIONI NON DRENATE
HANSEN (1970)	530	235
TERZAGHI (1955)	741	243
MEYERHOF (1963)	576	232
VESIC (1975)	739	235
BRINCH-HANSEN (1970)	536	236

Sisma

METODO	CONDIZIONI DRENATE	CONDIZIONI NON DRENATE
HANSEN (1970)	353	218
TERZAGHI (1955)	532	225
MEYERHOF (1963)	373	215
VESIC (1975)	520	218
BRINCH-HANSEN (1970)	357	218

12. CONCLUSIONI

Il presente rapporto è stato redatto supporto della progettazione delle opere di urbanizzazione previste nel Piano di Zona S.Giusto Z.2/11, messa a disposizione per la realizzazione di due nuovi interventi a carattere residenziale. In particolare gli operatori Cooperativa Edificatrice l'Amicizia, aderente al Consorzio Edilcoop, e la Cooperativa Abitcoop, aderente al consorzio Pratese Cooperative Abitazione, assegnatari dell'area, realizzeranno opere di urbanizzazione primaria e secondaria (verde di quartiere), di completamento a quelle esistenti.

Nel rimandare alla relazione per gli aspetti specifici, di seguito vengono sintetizzati i punti principali.

1. L'area in esame ricade in **classe 2 di pericolosità geologica (pericolosità bassa)**, corrispondente a assenza di fattori di rischio legati ad instabilità di versante o fenomeni di esondazione.

Nelle carte di rischio idraulico contenute nel Piano di Assetto Idrogeologico del Fiume Arno (PAI) l'area risulta al di fuori delle perimetrazioni di classe di pericolosità; pertanto non sono previste prescrizioni in sede di rilascio della concessione e di definizione del progetto.

Per gli aspetti sismici non vengono rilevati significativi fattori di amplificazione stratigrafica; la granulometria dei sedimenti fa escludere il rischio di liquefazione che come noto è legata alla presenza di materiale sabbioso monogranulare sottofalda.

La scheda di fattibilità geologica in area adiacente, riportata in allegato, individua per l'intervento classe di fattibilità 2: tale attribuzione si estende anche all'area in esame.

Pertanto le indagini geologico-tecniche eseguite sono idonee per caratterizzare i terreni di fondazione che ospiteranno i nuovi edifici.

Per quanto riguarda la previsione degli effetti dell'azione sismica, i terreni granulari non saturi presenti nell'area in esame sono da considerarsi non suscettibili di rischio di liquefazione.

2. Il modello stratigrafico locale, caratterizzato, nei primi 30 m di profondità, da tre orizzonti principali:

Orizzonte	Prof. (m dal p.c.)	Descrizione litologica
COMPORTAMENTO COESIVO/GRANULARE		
1	0,0 – 4,2/6,0	<i>Alternanze decimetriche e centimetriche di limi sabbiosi, sabbie limose, e limi argillosi, color marrone.</i>
COMPORTAMENTO GRANULARE		
2	4,2/6,0 – 21,6	<i>Ghiaie e sabbie, con modesta presenza di frazione limoso-argillosa. (clasti subarrotondati, Dmed=2-3 cm, Dmax=4 cm)</i>
COMPORTAMENTO COESIVO/GRANULARE		
3	21,6– 30	<i>Limi argillosi e argille limose, nocciola e marroni, mediamente consistenti, in alternanza a orizzonti decimetrici costituiti da sabbie e ghiaie in matrice limoso-argillosa</i>

3. Le condizioni piezometriche locali furono indagate nel corso della campagna 2006 utilizzando un sondaggio a distruzione, spinto fino alla profondità di 6 metri da p.c. ed allestito con piezometro a tubo aperto completamente finestrato. Le letture, eseguite nel periodo novembre-dicembre 2006, evidenziavano l'assenza di acqua nei primi 6 metri dal p.c.

4. La categoria di suolo di fondazione è stata determinata mediante prove sismiche in foro (down-hole). Nella ipotesi di appoggiare il piano di posa delle fondazioni a profondità inferiore al metro rispetto al p.c. attuale la velocità delle **Vs30 risulta essere pari a 339 m/sec.**
Facendo riferimento alla tabella 3.2.II del Decreto 14 gennaio 2008 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti "Norme Tecniche per le Costruzioni" il sito in esame ricade nella categoria di sottosuolo C.

5. Il **primo metro di terreno**, sottoposto a prove idonee alla classificazione AASHTO (UNI10006), è risultato appartenente al **gruppo A4.**

Firenze, 26/04/2012

Dott. Geol. marco Vanacore

APPENDICE 1

Tabulati relativi al calcolo della Resistenza di Progetto

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Lat./ Long. [WGS84]	43,869131/11,063824
Larghezza fondazione	14,0 m
Lunghezza fondazione	68,0 m
Profondità piano di posa	1,0 m
Profondità falda	16,0

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

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

DH [m]	Gam [kN/m ³]	Gams [kN/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [kN/m ²]	c Corr. [kN/m ²]	cu [kN/m ²]	Ey [kN/m ²]	Ed [kN/m ²]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
6,0	19,0	19,0	24,6	24,6	10,0	10,0	95,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
15,6	20,0	20,0	31,0	31	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

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

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

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

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: HANSEN (1970)

Carico limite [Qult]	636,22 kN/m ²
Resistenza di progetto [Rd]	353,45 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	--

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 25448,69 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10,22
--------------	-------

Fattore [Nc]	20,15
Fattore [Ng]	6,33
Fattore forma [Sc]	1,1
Fattore profondità [Dc]	1,03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,09
Fattore profondità [Dq]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,92
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	1219,26 kN/m ²
Resistenza di progetto	530,11 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12,17
Fattore [Nc]	24,41
Fattore [Ng]	9,24
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	1704,42 kN/m ²
Resistenza di progetto	741,05 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10,22
Fattore [Nc]	20,15
Fattore [Ng]	6,33
Fattore forma [Sc]	1,1
Fattore profondità [Dc]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,05
Fattore profondità [Dq]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,05
Fattore profondità [Dg]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	1325,82 kN/m ²
Resistenza di progetto	576,44 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10,22
Fattore [Nc]	20,15
Fattore [Ng]	10,28
Fattore forma [Sc]	1,1
Fattore profondità [Dc]	1,03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,09
Fattore profondità [Dq]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,92
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	1700,46 kN/m ²
Resistenza di progetto	739,33 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10,22
Fattore [Nc]	20,15
Fattore [Ng]	6,33
Fattore forma [Sc]	1,09
Fattore profondità [Dc]	1,03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,09
Fattore profondità [Dq]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,94
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	1232,94 kN/m ²
Resistenza di progetto	536,06 kN/m ²

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	6,47
Fattore [Nc]	14,94
Fattore [Ng]	3,01
Fattore forma [Sc]	1,09
Fattore profondità [Dc]	1,03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,08
Fattore profondità [Dq]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,92
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	636,22 kN/m ²
Resistenza di progetto	353,45 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	7,53
Fattore [Nc]	17,83
Fattore [Ng]	5,06
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	958,37 kN/m ²
Resistenza di progetto	532,43 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	6,47
Fattore [Nc]	14,94
Fattore [Ng]	2,93
Fattore forma [Sc]	1,08
Fattore profondità [Dc]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,04
Fattore profondità [Dq]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,04
Fattore profondità [Dg]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	672,11 kN/m ²
Resistenza di progetto	373,4 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	6,47
Fattore [Nc]	14,94
Fattore [Ng]	5,47
Fattore forma [Sc]	1,09
Fattore profondità [Dc]	1,03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,08
Fattore profondità [Dq]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,92
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	937,37 kN/m ²
Resistenza di progetto	520,76 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	6,47
Fattore [Nc]	14,94
Fattore [Ng]	3,01
Fattore forma [Sc]	1,08
Fattore profondità [Dc]	1,03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,07
Fattore profondità [Dq]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,94
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	643,2 kN/m ²
Resistenza di progetto	357,34 kN/m ²

Indice

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Lat./ Long. [WGS84]	43,869131/11,063824
Larghezza fondazione	14,0 m
Lunghezza fondazione	68,0 m
Profondità piano di posa	1,0 m
Profondità falda	16,0

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

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

DH [m]	Gam [kN/m ³]	Gams [kN/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [kN/m ²]	c Corr. [kN/m ²]	cu [kN/m ²]	Ey [kN/m ²]	Ed [kN/m ²]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
6,0	19,0	19,0	24,6	24,6	10,0	10,0	95,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
15,6	20,0	20,0	31,0	31	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

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

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

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

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: MEYERHOF (1963)

Carico limite [Qult]	387,34 kN/m ²
Resistenza di progetto [Rd]	215,19 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	--

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 15493,41 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
--------------	-----

Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,04
Fattore profondità [Dc]	0,03
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	541,36 kN/m ²
Resistenza di progetto	235,37 kN/m ²
=====	

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,7
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	560,5 kN/m ²
Resistenza di progetto	243,7 kN/m ²
=====	

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,04
Fattore profondità [Dc]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	534,67 kN/m ²
Resistenza di progetto	232,47 kN/m ²
=====	

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,04
Fattore profondità [Dc]	0,03
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	541,36 kN/m ²

Resistenza di progetto 235,37 kN/m²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,04
Fattore profondità [Dc]	1,03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite 541,93 kN/m²
Resistenza di progetto 235,62 kN/m²

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,04
Fattore profondità [Dc]	0,03
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite 392,11 kN/m²
Resistenza di progetto 217,84 kN/m²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,7
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite 405,79 kN/m²
Resistenza di progetto 225,44 kN/m²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,04
Fattore profondità [Dc]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,0

Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	387,34 kN/m ²
Resistenza di progetto	215,19 kN/m ²
=====	

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,04
Fattore profondità [Dc]	0,03
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	392,11 kN/m ²
Resistenza di progetto	217,84 kN/m ²
=====	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,04
Fattore profondità [Dc]	1,03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	392,52 kN/m ²
Resistenza di progetto	218,07 kN/m ²
=====	