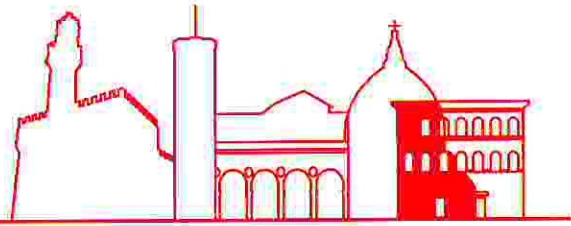




COMUNE DI  
**FIRENZE**



**DIREZIONE SERVIZI TECNICI**

SERVIZIO SUPPORTO TECNICO AI QUARTIERI ED IMPIANTI SPORTIVI

prog. n. 108/2011

Novembre 2011

## **EDIFICAZIONE NUOVA SCUOLA CALVINO 2° FASE**

**C.O. 110729 - 110166  
PROGETTO ESECUTIVO**



**R.U.P.:** Ing. Alessandro Dreoni

**Geologia**

**Progettazione:** Dott. Geol. Pietro Rubellini

**Collaborazione:** Dott. Geol. Chiara Tanini

Dott. Geol. Alessandra Pippi

**GEOL-RT2**

**STATO DI PROGETTO**

elaborato: **RELAZIONE GEOTECNICA**

**RELAZIONE GEOTECNICA****Realizzazione in bio-edilizia della nuova scuola Primaria “Italo Calvino”  
via Santa Maria a Cintoia - via dell’Argingrosso  
Firenze**

<b>1. Normativa di riferimento</b>	<b>3</b>
<b>2. Premessa</b>	<b>3</b>
<b>3. Inquadramento Geologico Generale</b>	<b>4</b>
<b>4. Caratteri idrologici e geomorfologici generali e locali</b>	<b>5</b>
<b>5. Condizioni idrogeologiche generali e locali</b>	<b>5</b>
<b>6. Indagini geognostiche ed elaborazione dei risultati</b>	<b>6</b>
<b>7. Definizione dei parametri geotecnici dei terreni</b>	<b>6</b>
<b>8. Verifica della sicurezza e delle prestazioni</b>	<b>8</b>
<b>8.1 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) per fondazioni superficiali</b>	<b>8</b>
<b>8.2. Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE) per fondazioni superficiali</b>	<b>11</b>
<b>9. Conclusioni</b>	<b>13</b>

## 1. Normativa di riferimento

La relazione è stata redatta in ottemperanza alle leggi vigenti in materia:

**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;

**Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** del 2 febbraio 2009, n. 617 (G.U. del 26 febbraio 2009, n. 47)

**D.G.R.T.** n. 604 del 16/06/2003 “Indirizzi generali e prime disposizioni sulla riclassificazione sismica della Regione Toscana in applicazione dell’Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003”.

**D.G.R.T.** n. 431 del 19/06/2006 “Riclassificazione sismica del territorio Regionale: Attuazione del D.M. 14/09/2005 e Ordinanza P.C.M. n. 3519 del 28/04/2006”.

**D.P.G.R.** n. 36/R del 9 luglio 2009, “Regolamento di attuazione dell’articolo 117, commi 1 e 2 della legge regionale 3 gennaio 2005 n. 1 (Norme per il governo del territorio). Disciplina sulle modalità di svolgimento delle attività di vigilanza e verifica delle opere e delle costruzioni in zone soggette a rischio sismico”.

## 2. Premessa

Il progetto prevede la demolizione e la ricostruzione in bio-edilizia della scuola Primaria “Italo Calvino”, posta in via Santa Maria a Cintoia e via dell’Argingrosso, nel Comune di Firenze. Il nuovo fabbricato si comporrà di due piani fuori terra e piano seminterrato, con altezza in gronda di circa 7,0 metri.

L’edificio, oggi demolito, risale ai primi anni ‘70 e nel corso dell’anno 2009-2010 è stato oggetto di un intervento di recupero del cemento armato che ha portato alla luce una serie di problematiche; constatate le cattive condizioni di alcuni elementi strutturali, sono state effettuate indagini più approfondite allo scopo di valutare lo stato di conservazione e le caratteristiche del calcestruzzo in relazione alle opere da realizzare. Dai rilievi effettuati risultarono evidenziate le seguenti problematiche e carenze strutturali:

- fondazioni su plinti isolati privi di collegamenti reciproci;
- scarsa rigidità dei solai, per essere gli stessi con tutta verosimiglianza sottodimensionati rispetto alle luci teoriche e ai carichi regolamentari;
- pilastri di notevole snellezza con carenze di configurazione delle armature longitudinali e trasversali; pilastri incidenti su sottostrutture in falso e con carente ancoraggio delle armature

longitudinali;

- assenza di travi o cordoli di collegamento trasversali nel piano dei solai;
- caratteristiche di fragilità di elementi non strutturali, come i tamponamenti esterni;
- grado avanzato di corrosione delle armature e di carbonatazione del Cls.

Valutato l'alto livello di degrado della struttura portante del fabbricato, l'Amministrazione comunale ha programmato la realizzazione di un nuovo edificio scolastico.

La demolizione dell'edificio esistente è stata effettuata nel mese di agosto di quest'anno.

La miglior localizzazione del nuovo fabbricato risulta essere esattamente quella dove era collocato l'edificio già demolito. Ad avvalorare tale ipotesi è stato il fatto che si è ritenuto di poter conservare le fondazioni in cemento armato del vecchio fabbricato su cui impostare la nuova struttura portante dell'edificio che, venendo realizzata in legno, risulterà decisamente più leggera rispetto all'attuale struttura costruttiva in latero-cemento.

Le verifiche e le indagini geotecniche condotte, basate sul modello geologico delineato nella Relazione Geologica a supporto del progetto, a firma dello scrivente, sono state indirizzate alla ricostruzione del modello geotecnico del sito ed in particolare alla caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione dell'opera in progetto e alla verifica delle condizioni di sicurezza e delle prestazioni nelle condizioni di esercizio del sistema costruzione-terreno.

### **3. Inquadramento Geologico Generale**

La città di Firenze sorge nel margine sud di una depressione lacustre (il bacino di Firenze - Prato - Pistoia) che ha una lunghezza di circa 45 Km per una larghezza massima di 10 Km. La depressione è stata colmata da sedimenti lacustri villafranchiani, e da depositi fluviali connessi, che giacciono su formazioni pre-Plioceniche affioranti nelle circostanti colline.

In linea con quello che è il quadro tettonico generale dei bacini neogenico-quadernari dell'Appennino Settentrionale (MARTINI & SAGRI, 1993; 1994) anche il bacino di Firenze-Prato-Pistoia presenta una geometria a semi-graben fortemente asimmetrica, con un margine nord-orientale molto acclive in corrispondenza della faglia principale (nel caso specifico la faglia di Fiesole) e da una rampa di raccordo poco inclinata a luoghi interessata da faglie minori sul versante sud-occidentale.

I depositi di riempimento del bacino si sono sviluppati con ampi delta e fan-delta clastici sviluppati alla base del sistema di faglie maggiori, mentre minori quantità di sedimenti si sono disposti lateralmente e longitudinalmente al bacino a seguito dell'erosione dei terreni affioranti a tetto a quote più elevate del bacino. Questa architettura deposizionale è tipica dei bacini intermontani dell'Appennino Settentrionale.

In questo tipo di bacini il sollevamento tettonico dei margini, ed il corrispondente allargamento del drenaggio fluviale, portano alla formazione di potenti sequenze sedimentarie clastiche grossolane in corrispondenza delle aree centrali del bacino.

#### **4. Caratteri idrologici e geomorfologici generali e locali**

La città di Firenze è ubicata nel settore orientale del bacino di Firenze-Prato-Pistoia, individuato come depressione tettonica a partire dal Pliocene Superiore e sede di deposizione fluvio-lacustre a partire dal Villafranchiano.

Il bacino di Firenze-Prato-Pistoia, posto ad una quota media di 45 m s.l.m., si sviluppa in direzione NW-SE per una lunghezza di 45 km ed una larghezza massima di circa 10 km. Esso è delimitato a nord dai Monti della Calvana e da Monte Morello, con altitudine di circa 900 m s.l.m. ed a sud dal Montalbano con altitudine di oltre 600 m s.l.m.

L'intervento prevede la demolizione e la ricostruzione in bio-edilizia della scuola Primaria "Italo Calvino", posto in via Santa Maria a Cintoia e via dell'Argingrosso, nel Comune di Firenze.

Dal punto di vista morfologico l'area all'intorno dell'intervento è pianeggiante e posta alla quota altimetrica di circa 38,0 metri s.l.m..

La nuova scuola verrà realizzata, come gli edifici esistenti del plesso scolastico, su rilevato, posto alla quota di circa 40,1 metri s.l.m.m., sovrelevata di circa due metri rispetto alle aree adiacenti, alla viabilità circostante ed a porzioni del giardino scolastico.

#### **5. Condizioni idrogeologiche generali e locali**

L'acquifero di Firenze, quindi, è costituito da depositi alluvionali "macroclastici" del Fiume Arno e dei suoi principali affluenti (T. Mugnone, T. Africo, T. Terzolle, T. Mensola, ecc.) al di sopra di sedimenti lacustri limo argillosi con intercalazioni di livelli e/o lenti di ghiaie e sabbie, cui seguono sedimenti lacustri prevalentemente argillosi.

Nelle grandi linee il sistema acquifero può essere ritenuto permeabile per porosità, con orizzonti acquiferi, come detto in precedenza, di tipo "a superficie libera" e/o semi-confinati.

Dati piezometrici sono stati dedotti dalla cartografia del *Sistema Informativo Geologico del Sottosuolo, Banca dati Stratigrafici e Idrogeologici* del Comune di Firenze (anno di rilevazione 2002 e 2007). Nell'area oggetto di intervento il livello freatico della falda si attesta intorno alla quota assoluta di 31,0 metri s.l.m.m., con soggiacenza media di circa 7,0 metri.

## 6. Indagini geognostiche ed elaborazione dei risultati

Per la caratterizzazione geologica, stratigrafica e geotecnica dei terreni dell'area di intervento, sono stati eseguiti:

- n. 1 sondaggio a carotaggio continuo che ha raggiunto la profondità di -33,0 metri dal piano di campagna (si veda la stratigrafia allegata);
- prelievo di n. 2 campioni indisturbati di terreno sottoposti ad analisi di laboratorio estratti rispettivamente alla quota di -4,5 e -6,0 metri dal p.c. (si veda l'allegato A);
- n. 1 prova sismica in foro tipo Down-hole per la definizione della velocità media delle onde sismiche trasversali,  $V_{s30}$  (si veda l'allegato B).

Il sondaggio a carotaggio continuo ha permesso di ricostruire la seguente successione stratigrafica:

<b>Quota in metri</b>		<b>Stratigrafia</b>
da 0,00*	a -3,40	Terreno di riporto
da -3,40	a -5,45	Argilla sabbiosa passante a sabbia fine leggermente addensata
da -5,45	a -7,00	Sabbia argillosa
da -7,00	a -10,00	Ghiaia e trovanti con sabbie color nocciola
da -10,00	a -10,60	Sabbie grossolane con sporadici elementi ghiaiosi
da -10,60	a -27,00	Ghiaie e trovanti con sabbie color nocciola
da -27,00	a -27,80	Argille limo-sabbiose con noduli di manganese
da -27,80	a -29,00	Argille limose poco sabbiose grigio turchino consistenti
da -29,00	a -31,50	Sabbie limoso ghiaiose color grigio-nocciola ben addensate
da -31,50	a -33,00	Sabbie limose poco ghiaiose color nocciola ben addensate

\*0,00 m. rispetto al piano di campagna

Il litotipo interessato dalla fondazione dell'opera è costituito per uno spessore di circa 2,00 m. da argilla sabbiosa con capacità portante compatibile coi carichi trasmessi dalla sovrastruttura.

## 7. Definizione dei parametri geotecnici dei terreni

Le indagini effettuate hanno permesso di individuare i parametri geotecnici medi dei livelli litologici direttamente sollecitati dalle tensioni trasmesse dalle strutture di fondazione del nuovo manufatto:

- **Litotipo A**

Il litotipo A e' costituito prevalentemente da terreno di riporto. Tale orizzonte, non sarà oggetto di caratterizzazione geotecnica. Lo spessore tipo è riferibile ad una potenza di circa 3,40 metri.

- **Litotipo B**

Il litotipo B e' costituito da argilla sabbiosa passante a sabbia fine leggermente addensata. Lo spessore medio è riferibile a circa 2,00 metri. Il litotipo B rappresenta l'orizzonte litologico su cui sono impostate le strutture di fondazione dell'opera. Tale orizzonte litologico sarà quindi oggetto di caratterizzazione geotecnica.

- **Litotipo C**

Il litotipo C e' costituito da sabbia argillosa. Lo spessore medio è riferibile a circa 2,00 metri. Il litotipo C rappresenta l'orizzonte litologico sul quale andranno ad agire, seppur in minor parte, i bulbi di pressione delle strutture di fondazione. Tale orizzonte litologico sarà quindi oggetto di caratterizzazione geotecnica.

A questi orizzonti litologici possono essere attribuiti i seguenti parametri geotecnici medi:

<b>Orizzonte</b>	<b><math>\gamma</math> [kN/m<sup>3</sup>]</b>	<b><math>c'</math> [kPa]</b>	<b><math>\phi'</math> [°]</b>
<i>Litotipo B</i>	19	1,7	34
<i>Litotipo C</i>	16,3	18,2	31,5

con:  $\gamma$  = peso dell'unità di volume,  $c'$  = coesione drenata,  $\phi'$  = angolo attrito interno,  $D_r$  = densità relativa

Per l'orizzonte litologico B, costituito da terreni sostanzialmente incoerenti, il parametro geotecnico che caratterizza il comportamento del litotipo stesso e su cui sono impostate le strutture di fondazione è rappresentato dall'angolo di attrito interno del terreno; per l'orizzonte litologico C, il parametro caratteristico è rappresentato sia dalla coesione che dall'angolo di attrito interno.

Considerando le caratteristiche dei terreni, si ritiene idonea per l'intervento in progetto, la realizzazione di una fondazione superficiale di tipo trave rovescia, secondo le indicazioni fornite dal progettista, impostata ad una profondità di circa 3,90 metri dall'attuale piano di campagna (quota del rilevato); le fondazioni dovranno comunque risultare idonee alla tipologia di struttura in elevazione da realizzare ed ai suoi carichi, tenuto conto della stratigrafia e delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione.

Le strutture di fondazione del manufatto in progetto andranno quindi ad insistere su terreni rappresentati dalle argille sabbiose e sabbie fini leggermente addensate del litotipo B.

Il piano di posa della fondazione dovrà comunque essere impostato sotto la coltre di terreno vegetale e oltre eventuali terreni di riporto, nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua.

## 8. Verifica della sicurezza e delle prestazioni

### 8.1 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) per fondazioni superficiali

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stati limite ultimo, sia a breve che a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno ed al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nella verifica agli stati limite ultimi (SLU) deve essere verificata la condizione  $E_d \leq R_d$ , dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione (o dell'effetto dell'azione) e  $R_d$  il valore delle resistenze del sistema geotecnico.

Nel caso di verifiche agli SLU, per fondazioni superficiali, riferite allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno (stato limite di resistenza del terreno - GEO) il valore  $R_d$  è rappresentato dalla capacità portante del terreno di fondazione.

Nelle verifiche agli SLU possono essere adottati, in alternativa, due diversi Approcci progettuali che differiscono fra loro per le combinazioni dei coefficienti riduttivi applicati alle azioni e alle resistenze: Approccio progettuale 1 (DA1), per il quale sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali, e Approccio progettuale 2 (DA2).

- Approccio progettuale 1 (DA1):

DA 1 – Combinazione 1 (A1+M1+R1)

DA 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2)

- Approccio progettuale 2 (DA2):

DA 2 – Combinazione Unica (A1+M1+R3)

Per le verifiche GEO di fondazioni superficiali, riferite al collasso per carico limite nei terreni di fondazione, si utilizzano l'approccio DA 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2) e l'approccio DA 2 – Combinazione Unica (A1+M1+R3); i valori dei coefficienti parziali ( $\gamma_f$ ,  $\gamma_R$ ) da utilizzare nelle diverse combinazioni sono riportati nelle Tab.6.2.I, Tab.6.2.II e Tab. 6.4.I del D.M.14/01/08, rispettivamente per le azioni, parametri geotecnici e resistenze globali.



**Verifica statica****Calcolo capacità portante dei terreni**

Secondo la relazione di Terzaghi, valida per fondazioni superficiali di tipo trave rovescia, si ha:

$$Q_d = cN_c + \gamma DN_q + \frac{1}{2} \gamma' BN_{\gamma}$$

Le dimensioni della trave sono:

$B = 1,20$  m larghezza della trave

$D = 1,20$  m profondità di imposta della fondazione

**Approccio DA1-Combinazione 2 (A2+M2+R2)**

$\varphi_c = 34^\circ$        $c_c = 1,7$  kPa       $\gamma_p = 19$  kN/m<sup>3</sup>      valori dei parametri caratteristici,  
 $\varphi_p = 27^\circ$        $c_p = 1,2$  kPa       $\gamma_p = 19$  kN/m<sup>3</sup>      valori dei parametri di progetto,  
 $N_c = 23$        $N_q = 10$        $N_{\gamma} = 9$       fattori di capacità portante  
 $Q_d = 358$  kPa      carico di rottura del terreno

Resistenza di progetto       $\frac{Q_d}{\gamma_R} = 199$  kPa      con  $\gamma_R = 1,8$

**Approccio DA2-Combinazione Unica (A1+M1+R3)**

$\varphi_c = 34^\circ$        $c_c = 1,7$  kPa       $\gamma_p = 19$  kN/m<sup>3</sup>      valori dei parametri caratteristici,  
 $\varphi_p = 34^\circ$        $c_p = 1,7$  kPa       $\gamma_p = 19$  kN/m<sup>3</sup>      valori dei parametri di progetto,  
 $N_c = 40$        $N_q = 28$        $N_{\gamma} = 35$       fattori di capacità portante  
 $Q_d = 1105$  kPa      carico di rottura del terreno

Resistenza di progetto       $\frac{Q_d}{\gamma_R} = 480$  kPa      con  $\gamma_R = 2,3$

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche condotte, in condizioni statiche:

Approccio	Combinazione	Coefficienti parziali ( $\gamma_i$ )					$c_p$ [kPa]	$\Phi_p$ [°]	$\gamma_p$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$R_d$ $q_{lim}$ (kPa)
		A <sup>(1)</sup>	M			R				
		$\gamma_A$	$\gamma_{\phi}$	$\gamma_c$	$\gamma_{\gamma}$	$\gamma_R$				
DA 1	(A2+M2+R2)	1,0	1,25	1,4	1	1,8	1,2	27°	19	358/1,8=199
DA 2	(A1+M1+R3)	1,3	1	1	1	2,3	1,7	34°	19	1105/2,3=480

(1) I valori dei coefficienti parziali riportati si riferiscono a carichi permanenti sfavorevoli ( $\gamma_G1$ ).

I valori di carico limite calcolati ( $R_d$ ), affinché sia soddisfatta la condizione prevista dagli SLU ( $E_d \leq R_d$ ), devono essere confrontati con i valori di carico di progetto ( $E_d$ ) opportunamente amplificati, se previsto dall'approccio utilizzato.

Per l'intervento in oggetto sono ipotizzabili valori di carico di esercizio della struttura che soddisfino tale ipotesi; si dovrà comunque prevedere il confronto con i valori definitivi dei carichi di progetto ( $E_d$ ).

## Verifica in condizioni sismiche

### Calcolo capacità portante dei terreni

La verifica è stata condotta anche in condizioni sismiche, utilizzando il metodo dei fattori correttivi sismici introdotto da Paolucci & Pecker (1997); la verifica agli SLU è stata condotta per lo Stato limite di salvaguardia della vita (SLV). Si ricorda che per le verifiche agli SLU in condizioni sismiche i coefficienti correttivi ( $\gamma_f$ ) sulle azioni devono essere tutti unitari.

Dopo la verifica statica, per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del carico limite dei terreni di fondazione ( $Q_d$ ) vengono introdotti i fattori correttivi  $z$ .

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_o$$

$$z_q = \left(1 - \frac{k_o}{\tan \varphi}\right)^{0,35}$$

$$z_y = z_q$$

dove  $k_o = k_h$ , coefficiente sismico orizzontale.

Il livello di protezione richiesto per la sottostruttura e le fondazioni nei confronti dello SLD è da ritenere conseguito se sono soddisfatte le relative verifiche nei confronti dello SLV, di cui al 7.10.6.2 delle NTC.

$$k_o = 0,064 \quad (\text{SLV, Stato Limite di salvaguardia della Vita})$$

Approccio	Combinazione	Coefficienti parziali ( $\gamma_f$ )					$c_p$ [kPa]	$\Phi_p$ [°]	$\gamma_p$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$R_d$ $q_{lim}$ [kPa]
		A <sup>(1)</sup>	M			R				
		$\gamma_A$	$\gamma_\varphi$	$\gamma_c$	$\gamma_y$	$\gamma_R$				
<b>DA 1</b>	<b>(A2+M2+R2)</b>	1,0	1,25	1,4	1	1,8	1,2	27°	19	342/1,8= <b>190</b>
<b>DA 2</b>	<b>(A1+M1+R3)</b>	1,3	1	1	1	2,3	1,7	34°	19	1056/2,3= <b>459</b>

(1) I valori dei coefficienti parziali riportati si riferiscono a carichi permanenti sfavorevoli ( $\gamma_G1$ ).

## 8.2. Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE) per fondazioni superficiali

Si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, nel rispetto della condizione,  $E_d \leq C_d$  (dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e  $C_d$  è il valore limite dell'effetto delle azioni).

Per effetto delle azioni trasmesse in fondazione, i terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa.

In base alla evoluzione nel tempo si distinguono i cedimenti immediati e i cedimenti differiti. Questi ultimi sono caratteristici dei terreni a grana fine, poco permeabili, e dei terreni organici.

I valori delle proprietà meccaniche da adoperare nell'analisi sono quelli caratteristici e i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza sono sempre unitari.

Sulla base della previsione dei cedimenti deve esprimersi un giudizio sulla loro ammissibilità con riferimento ai limiti imposti dal comportamento statico e dalla funzionalità del manufatto.

### Calcolo dei cedimenti

Progettando una struttura di fondazione sufficientemente rigida, la distribuzione della pressione di contatto può essere supposta uniforme su tutta la superficie di carico, per cui ai fini del calcolo del cedimento teorico medio, si può assumere il seguente valore del coefficiente di compressibilità volumetrica,  $m_v=10^{-4} \text{ 1/kPa}$ .

Per il calcolo dei cedimenti è stato considerato uno spessore compressibile di circa 3,5 metri.

Secondo le indicazioni fornite dal progettista dell'opera, si assume un valore medio delle tensioni trasmesse dalla struttura di fondazione (che va ad interessare sostanzialmente il livello B rappresentato Argilla sabbiosa passante a sabbia fine leggermente addensata) pari a circa  $\sigma = 166 \text{ kPa}$ .

Dalla relazione:

$$S_{TOT} = S_1 + S_2 = H \cdot \Delta p \cdot m_v$$

con

$$H = 2,0 \text{ m}$$

$$\Delta p = 166 \text{ kPa}$$

$$m_v = 10^{-4} \text{ 1/kPa}$$

si ottiene,

$$S_{TOT} = 2,0 \cdot 166 \cdot 0,6 \cdot 10^{-4} + 2,0 \cdot 166 \cdot 0,2 \cdot 10^{-4}$$

$$S_{TOT} = 2,0 + 0,7 \text{ cm}$$

$S_{TOT} = 2,7$  cm, cedimento teorico medio della struttura, considerata rigida.

I terreni di fondazione presenteranno comportamenti differenti in relazione all'andamento dei cedimenti: in corrispondenza delle strutture di fondazione esistenti e facenti parte del vecchio fabbricato (che rimarranno in opera) i cedimenti si sono completamente esauriti, le nuove strutture di fondazione (tipo trave rovescia con andamento reticolare) che andranno ad impostarsi su terreni che non hanno subito questo processo di consolidazione, saranno soggette a cedimenti a breve e lungo termine, con valori dell'ordine di quelli sopra indicati.

Sarà inoltre necessario progettare strutture di fondazione ed in elevazione sufficientemente rigide da garantire un uniforme distribuzione dei carichi al suolo per evitare eventuali cedimenti differenziali dei terreni.

Le nuove strutture di fondazione dovranno essere impostate alla stessa quota di quelle esistenti e poste a debita distanza, sulla base dei bulbi di pressione previsti.

#### **Modulo di reazione del sottofondo**

Il calcolo del modulo di reazione del sottofondo, per terreni di natura argillosa, considerando una fondazione nastriforme di lunghezza infinita e larghezza "b", si calcola con la formula di Kogler e Scheidig, con la quale si tiene conto anche dello spessore H dello strato di terreno considerato elastico, omogeneo e isotropo:

$$K_s = \beta \frac{E'}{b}$$

In cui  $\beta$  è un coefficiente variabile tra 1,82 per  $H/b=1$  e 0,54 per  $H/b=20$ ,  $b$  è espresso in metri e  $K_s$  in  $\text{kg/cm}^3$ .

Con  $b = 1,2$  metri, larghezza della fondazione ed  $E' = 10007$  kPa, modulo di compressione edometrica.

Si assume inoltre  $\beta = 1,4$

$$K_{a1} = 11674 \text{ kN/m}^3$$

#### **Verifica in condizioni sismiche**

##### **Cedimenti**

Per quanto riguarda il rischio connesso al fenomeno di liquefazione dei terreni di fondazione, tipico di terreni incoerenti ed omogenei fino saturi, si ritiene che sulla base delle caratteristiche del deposito sedimentario e della sua età, delle caratteristiche litologiche e di addensamento dei terreni ed infine della sismicità storica del territorio comunale siano da ritenere poco probabili fenomeni di liquefazione dei terreni.

## 9. Conclusioni

Le verifiche e le indagini geologiche e geotecniche condotte sul sito di realizzazione dell'intervento hanno fornito in sintesi i seguenti risultati:

- il sito su cui insiste l'intervento in progetto, non risulta interessato da fenomeni di instabilità in atto o quiescenti;
- dati piezometrici dedotti dalla cartografia del *Sistema Informativo Geologico del Sottosuolo, Banca dati Stratigrafici e Idrogeologici* del Comune di Firenze (anno di rilevazione 2007) individuano, per l'area di intervento, valori di soggiacenza di circa 7,0 metri, per cui non si prevedono interferenze tra le strutture di fondazione e la falda acquifera superficiale;
- il periodo di riferimento per l'azione sismica ( $V_R$ ) risulta quindi pari a  $V_R = V_N * C_u = 150$  anni;
- per la definizione dell'azione sismica di progetto i terreni sono ascrivibili alla categoria di suolo di fondazione C; la categoria topografica di riferimento è la T1;
- si ritiene compatibile con il contesto geologico-tecnico e progettuale una tipologia di fondazione diretta di tipo trave rovescia posta alla profondità di almeno 3,90 metri dall'attuale piano di campagna (quota del rilevato), come indicato dal progettista e comunque oltre eventuali terreni di riporto e sotto lo strato interessato da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua;
- le verifiche agli SLU condotte evidenziano valori di carico limite compatibili con i carichi di esercizio della struttura; i valori di carico limite calcolati ( $R_d$ ) devono essere comunque confrontati con i valori di carico di progetto ( $E_d$ ) opportunamente amplificati, se previsto dall'approccio utilizzato;
- per le verifiche agli SLE, relative ai cedimenti, date le caratteristiche geotecniche dei terreni ed i carichi di esercizio ipotizzabili, si stima che i cedimenti risultino compatibili con la struttura in progetto;
- al momento dell'apertura degli scavi si dovrà verificare l'omogeneità litologica dei terreni su tutto il piano di posa della fondazione.

Per quanto precedentemente descritto, si può concludere che, nel rispetto delle indicazioni contenute nella presente relazione tecnica, il progetto esaminato risulta compatibile con le caratteristiche geologiche, geotecniche e idrogeologiche del sito in oggetto.

Firenze, novembre 2011

Il tecnico

Dott. Geol. Pietro Rubellini

## **Allegati**

**Figura n. 1** *Corografia dell'area di intervento, scala 1:10.000*

**Figura n. 2** *Planimetria dell'area di intervento, scala 1:2.000*

**Figura n. 3** *Planimetria di dettaglio con ubicazione del sondaggio*

**Figura n. 4** *Estratto della "Carta litotecnica" del Comune di Firenze*

**Allegato A** *Indagini geognostiche e risultati delle analisi di laboratorio*

**Allegato B** *Indagine sismica in foro (prova down-hole) ed elaborazione dei risultati*

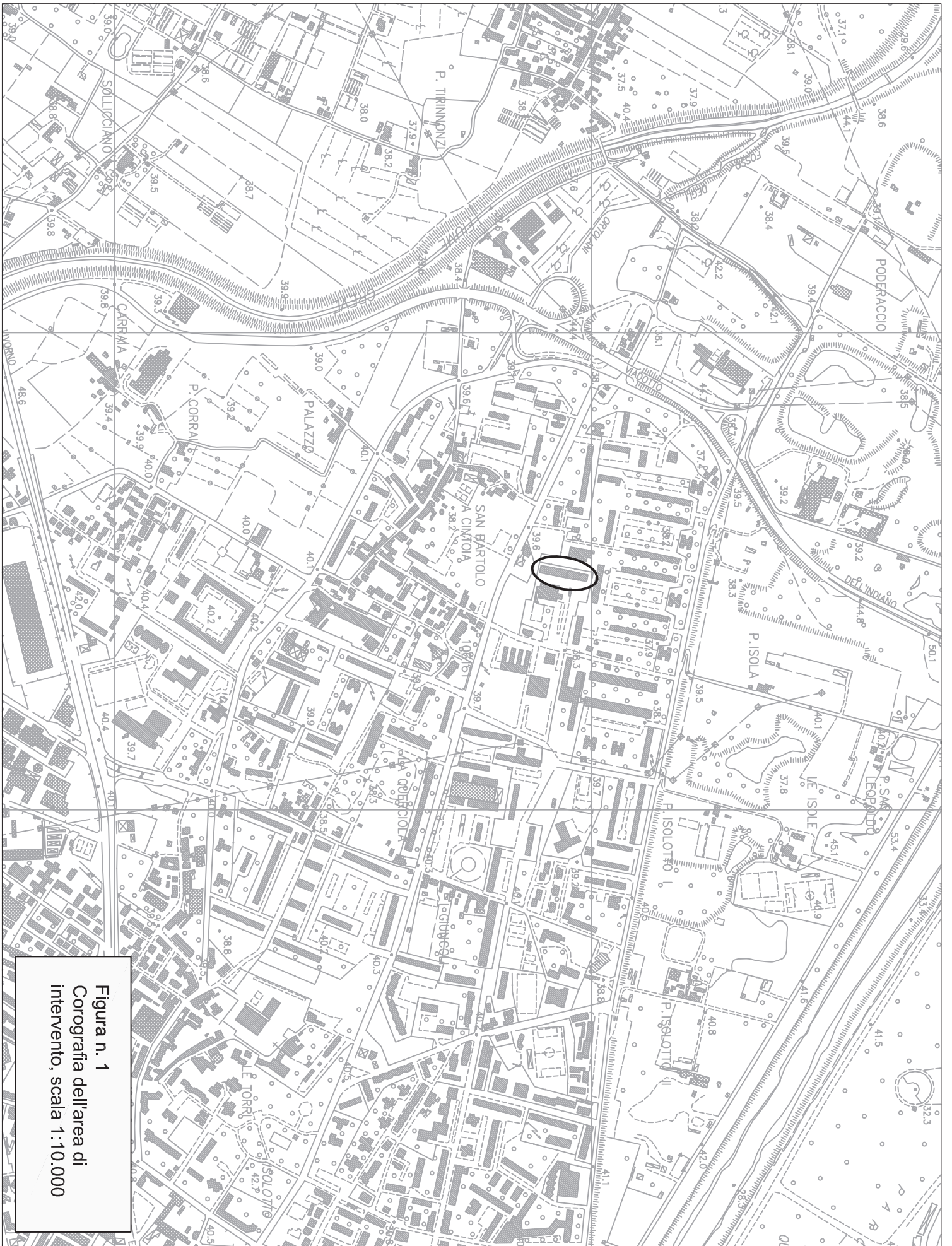


Figura n. 1  
Corografia dell'area di  
intervento, scala 1:10.000

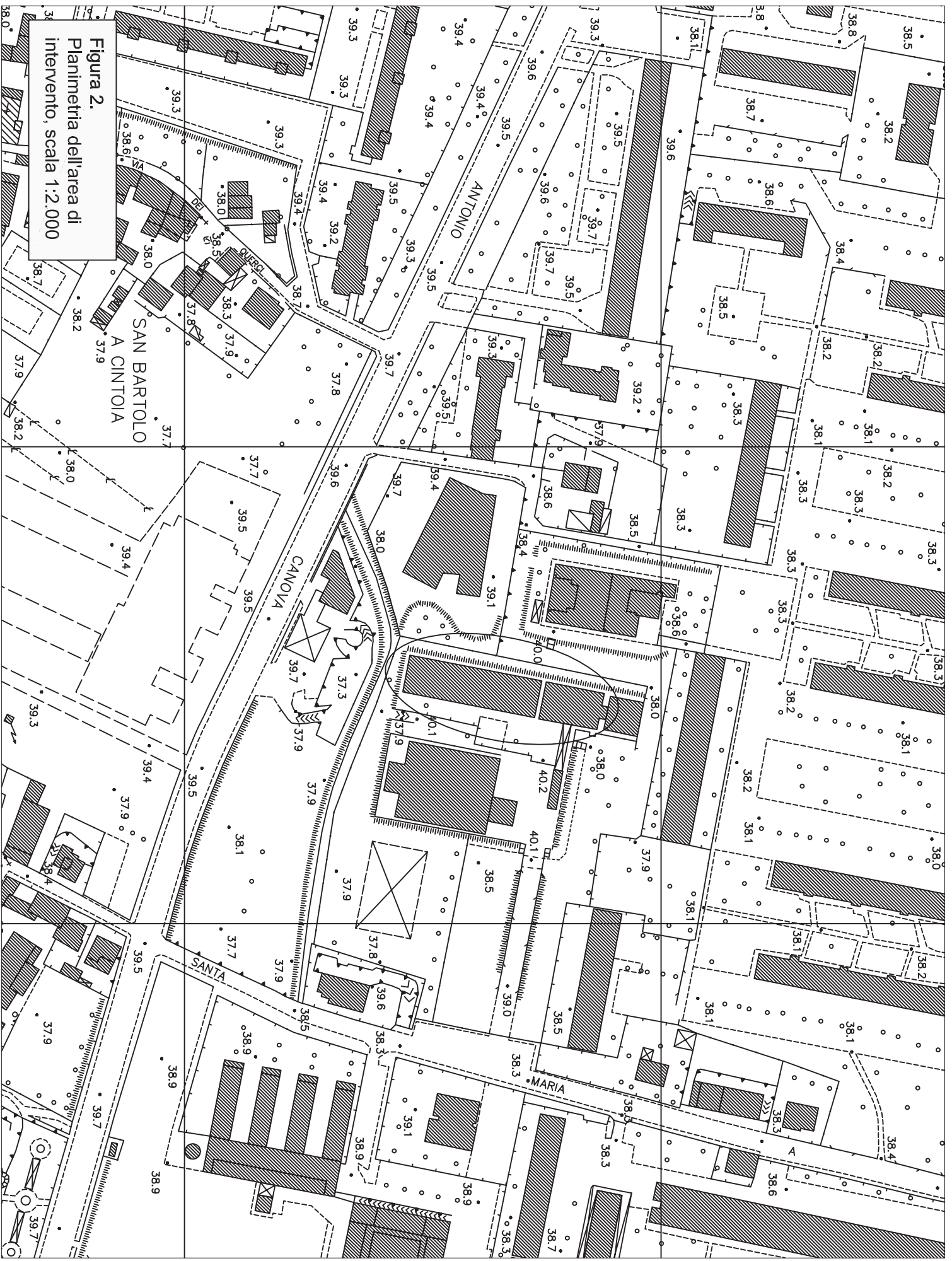


Figura 2.  
Planimetria dell'area di  
intervento, scala 1:2.000

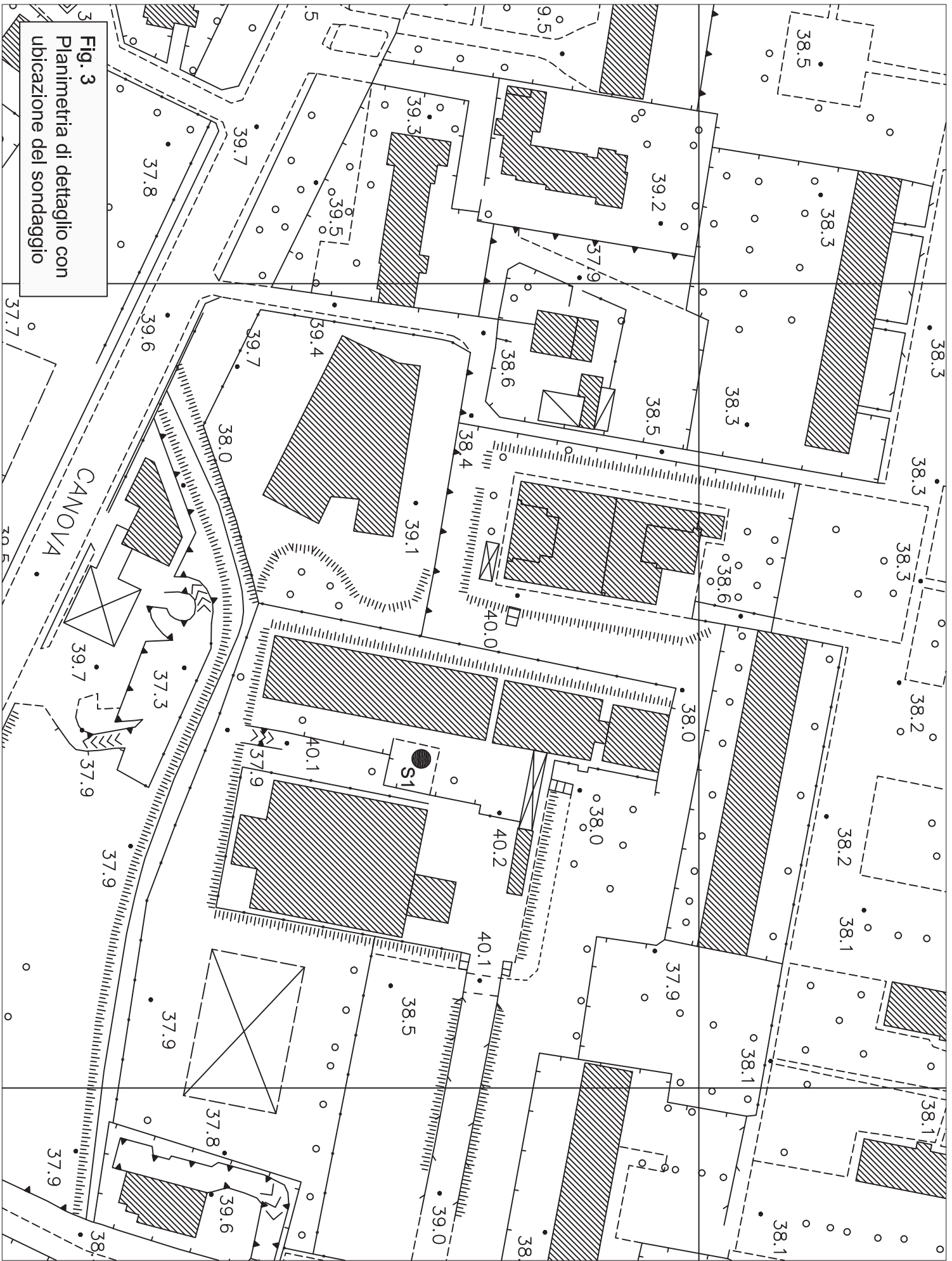
SAN BARTOLO  
A CINTOIA

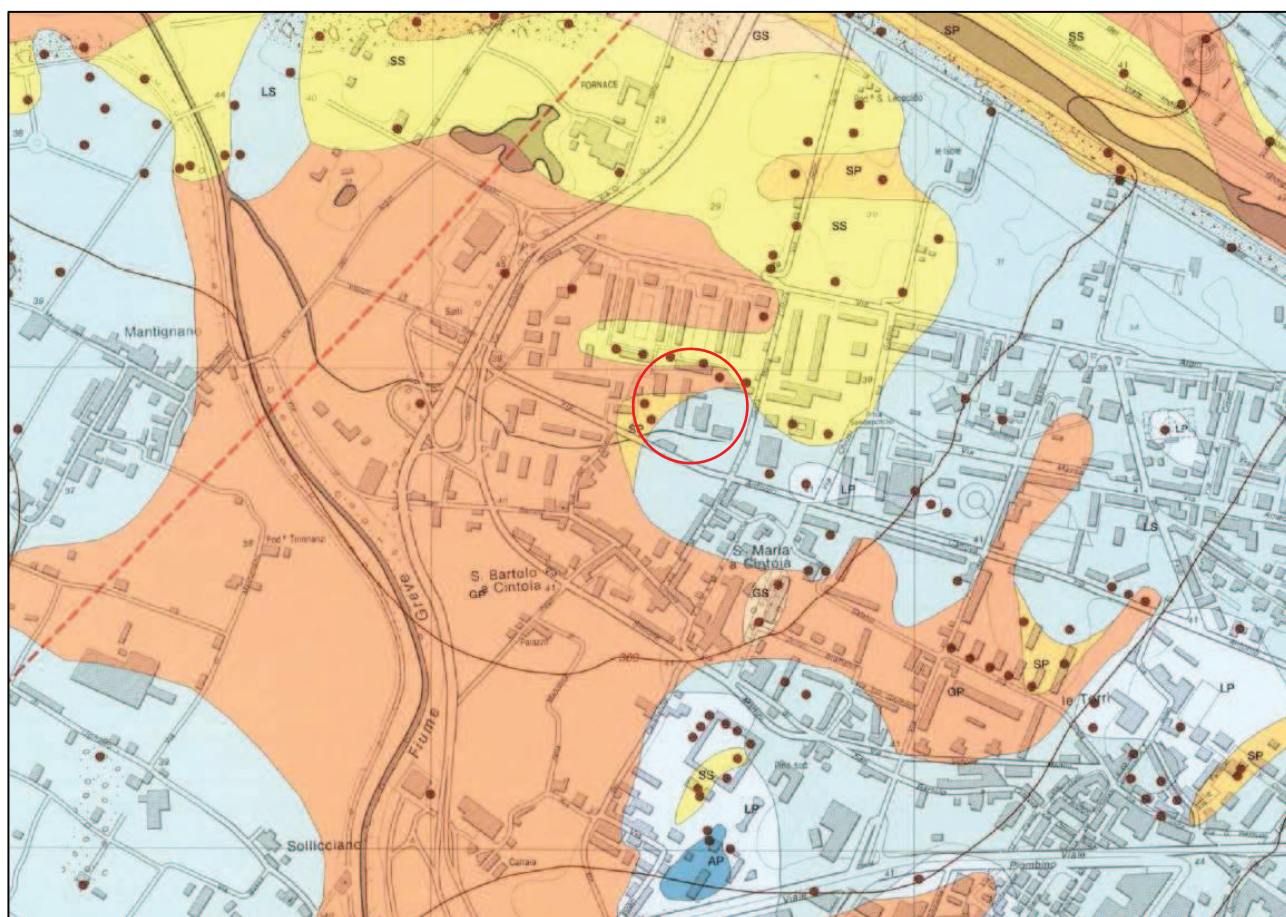
CANOVA

SANTA  
MARIA

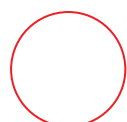


**Fig. 3**  
Planimetria di dettaglio con  
ubicazione del sondaggio





**Figura n. 4** Estratto della **Carta litotecnica** del Comune di Firenze



Area di intervento

**LEGENDA**

**TERRENI GRANULARI**



**GP Ghiaie pulite**, con diametro medio dei clasti di 2+3 cm e massimo dell'ordine dei 5 cm, con frequente componente sabbiosa; i clasti sono in genere ben arrotondati, prevalentemente discoidali, subordinatamente sub sferici.



**GS Ghiaie sporche**, con diametro medio dei clasti di 2+3 cm e massimo dell'ordine dei 5 cm; i clasti sono in genere ben arrotondati, prevalentemente discoidali, subordinatamente sub sferici con componente fine del 5%+20%; localmente le ghiaie possono essere anche molto sporche con componente fine del 20%+50%, in tal caso risultano totalmente chiuse.



**SS Sabbie sporche di colore ocra**, a luoghi con componente pelitica fino al 20%+50%, in tale caso risultano completamente chiuse.

**TERRENI COESIVI**



**LS Limi ghiaiosi e limi sabbiosi** con componente granulare anche del 20%+50%.



**LP Limi e limi-argillosi** con scarsa (5+20 %) componente granulare, di colore bruno, con calici (in genere con Limite Liquido<50).

## Allegato A



Sede Legale : Via Ser Gorello, 11/a - 52100 AREZZO - Cod. fiscale e Part. IVA: 01358250510

Uffici e Deposito : Via A. Grandi, 51 - 52100 AREZZO - tel: 0575 - 1824444 - fax e tel: 0575 - 323501

E-mail: [info@geognostica.it](mailto:info@geognostica.it) - [tecna@geognostica.it](mailto:tecna@geognostica.it) - Skype : tecna.ufficio - tecna.porta

Committente COMUNE DI FIRENZE - Direzione Servizi Tecnici		Località Via Santa Maria a Cintoia - FIRENZE		Certificato n° / data 216 del 22.07.2011	
Cantiere Nuova Scuola Primaria		Sondaggio n. 1	Inizio / Fine Esecuzione 11.07.2011 al 13.07.2011		Commessa n. / data 173 del 04.07.2011
Responsabile di sito Dr. Giuliano Moretti	Operatore Gambinelli Giampaolo	Tipo Carotaggio continuo		Tipo Sonda Puntel PX 600	Diametro perforazione / Diametro rivestimento 101 mm.

Scala (m)	Litologia	Descrizione	Quota	R.Q.D.	S.P.T. (n° Colpi)	Pocket Test kg/cmq	Vane Test kg/cmq	Campioni	Metodo Perforazione	Metodo Stabilizzaz.	Cass. Catalog.	Falda	Tubo Dow Hole I - (1)
1		Terreni di riporto											
2													
3			3.40										
4		Argilla sabbiosa passante a sabbia argillosa	4.50		7-7-6						1		
5		CAMPIONE 1	5.00		5.00 PA			4.50			5.00		
5		SPT 1	5.45					5.00					
6		sabbia argillosa	6.00		15-22-25			6.00					
6		CAMPIONE 2	6.40					6.00					
6		SPT 2	6.85		6.50 PA			6.50					
7		Sabbia argillosa											
8		Ghiaia e trovanti con sabbie nocciola											
9													
10		Sabbie grossolane con sporadici elementi ghiaiosi	10.00								2		
11			10.60										
12		Ghiaie e trovanti con sabbie nocciola											
13													
14													
15											3		
16													
17													
18													
19													
20											4		
21													
22													
23													
24													
25											5		
26													
27			27.00										
28		Argille limo sabbiose con noduli di manganese	27.80										
29		Argille limose poco sabbiose grigio turchino - consistenti	29.00										
30		Sabbie limose ghiaiose grigio nocciola - ben addensate									(RM)		
31			31.50										
32		Sabbie limose poco ghiaiose nocciola - ben addensate	33.00								(CS)		
33											31.50		
34		FINE SONDAGGIO									33.00		
35													
36													
37													
38													
39													
40													
41													

Campioni: S-Pareti Sottili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato, Rs-Rimaneggiato da SPT  
 Piezometro: ATA-Tubo Aperto, CSG-Casagrande  
 Perforazione: CS-Carotiere Semplice, CD-Carotiere Doppio, EC-Elica Continua  
 Stabilizzazione: RM-Rivestimento Metallico, FB-Fanghi Betonitici  
 Prove SPT: PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa  
 Carotaggio: continuo

Sonda: Puntel PX 600



**LABOTER s.n.c.**  
Laboratorio geotecnico  
A.L.G.I. n. 89



---

Via Nazario Sauro 440 - 51030 Pontelungo (PT) - Tel. 0573 570566 - Fax. 0573 910056 - e.mail : laboter@laboterpt.it  
P. IVA : 00515880474 - C.C.I.A.A. 139089

---

## **ANALISI E PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO**

Committente **Tecna snc per Ing. Ricci**

Località: **Via Santa Maria a Cintoia - Scuola Italo Calvino**

**Verbale Accettazione n°**                    **163**    *del :* **19/7/11**

**Certificazione del**                            **04-ago-11**

**Campioni n°**                                    **2**

Direttore Laboratorio  
Dott. Geologo Paolo Tognelli

Committente : Tecna snc per Ing. Ricci  
 Cantiere : Via Santa Maria a Cintoia - Scuola Italo Calvino  
 Sond. : 1 Camp. : 1 4.5-5.0  
 V.A. : 163 del : 4/8/11 Qualità campione (AGI 1977) Q5

Descrizione campione :  
 Sabbia fine leggermente addensata

Tipo di campione : Indisturbato in : Fustella  
 Lunghezza (cm.) = 34

<b>Caratteristiche fisiche</b>			<b>Limiti di Atterberg</b>			<b>Granulometria</b>		<b>k</b>
	gr/cm <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	Class. Casagrande =			% ghiaia	m/sec	
$\gamma$	1,939	19,0	Limite Liquido WL % =			% sabbia		
w (%)	10,1		Limite Plastico WP % =			% limo		
Gs	2,662	26,1	Indice di Plasticità IP =			% argilla		
Gd	1,761	17,3	Indice di Consistenza I <sub>c</sub> =			CNR10006-AASHO		
e =	0,512		Limite Ritiro WR % =			Prove Pocket - Vane Test		
Sr (%) =	52					P.	V.T.	
n (%) =	34					kg/cm <sup>2</sup> kg/cm <sup>2</sup>		
<b>Taglio CD</b>	<b>Residui</b>	<b>Taglio CU</b>	<b>TX UU</b>	<b>TX CU</b>	<b>ELL</b>	0-10		
$\phi'$ (°)	$\phi$ (°)	$\phi$ (°)	cu (kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	cu (kg/cm <sup>2</sup> )	10-20	0,15	
34						20-30		
c' (kg/cm <sup>2</sup> )	cr (kg/cm <sup>2</sup> )	cu (kg/cm <sup>2</sup> )	kPa	c (kg/cm <sup>2</sup> )	kPa	30-40		
0,02						40-50		
kPa	kPa	kPa		kPa		50-60		
1,67						60-70		
<b>Prova di compressione edometrica</b>						Prove eseguite sul campione		
Indice compressibilità C <sub>c</sub> = 0,146								
<b>PRESS.</b>	<b>cv</b>	<b>k</b>	<b>E</b>	<b>E</b>				
kg/cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /sec	cm/sec	kg/cm <sup>2</sup>	kPa	umidità naturale w	X		
0,25					peso volume $\gamma$	X		
0,50	5,3E-04	1,3E-08	40	3954	peso specifico G <sub>s</sub>	X		
1,00	6,0E-04	1,0E-08	59	5803	limiti Atterberg LA	-		
2,00	1,2E-03	1,1E-08	102	10007	granulometria Gr	-		
4,00	6,1E-04	4,0E-09	152	14859	taglio diretto TD	X		
8,00	6,1E-04	2,8E-09	216	21204	edometria ED	X		
16,00	5,9E-04	2,2E-09	274	26914	permeabilità Pr	-		
Deformazione di rigonfiamento						proctor PT	-	
Indice di ricomprensione						triassiale TX	-	
Indice di rigonfiamento						compressione ELL	-	
Proctor Standard								
w% optimum								
$\gamma_d$ kN/m <sup>3</sup> optimum								

Lungh.	0-10	10-20	20-30	30-40	40-50	50-60	60-70
Prove							

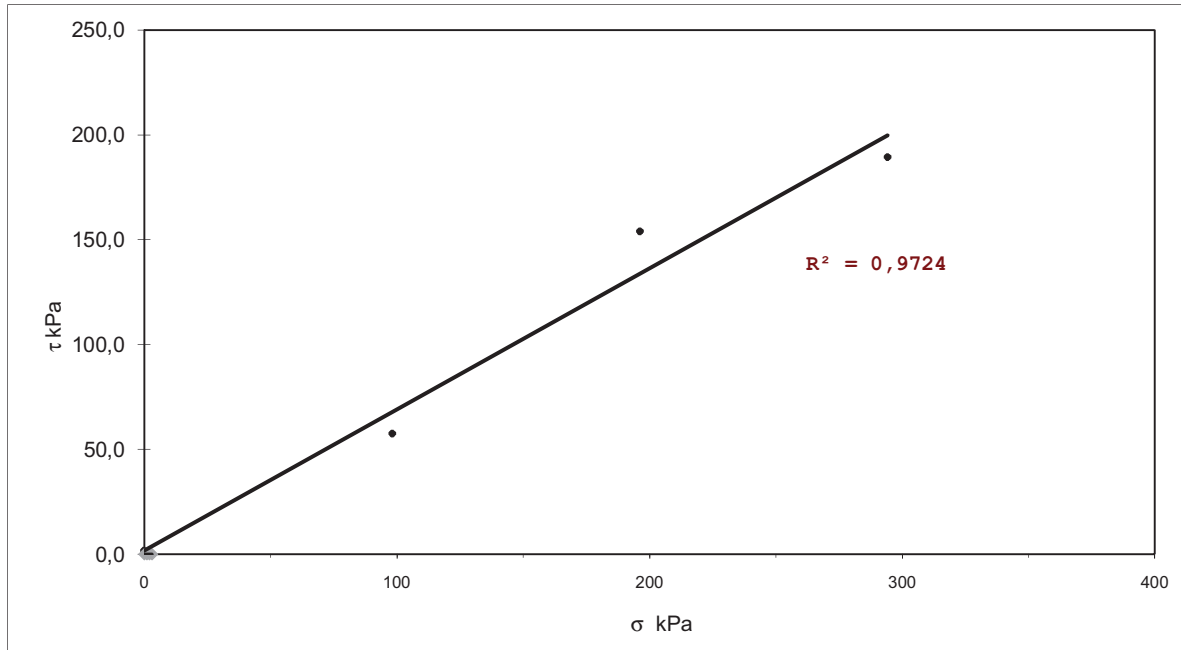
Munsell Soil Color Charts: 2.5Y 5/4 marrone oliva chiaro



## PROVA DI TAGLIO DIRETTO

Consolidato drenato CD

Committente : Tecna snc per Ing. Ricci  
Cantiere : Via Santa Maria a Cintoia - Scuola Italo Calvino  
Sond. : 1 da 4.5-5.0  
Camp. : 1 Qualità campione (AGI 1977) Q5



Coesione  $c'$  1,7 kPa  
Angolo d'attrito  $\phi'$  33,9 °

## PROVA DI TAGLIO DIRETTO

Consolidato drenato CD

Committente : Tecna snc per Ing. Ricci

Cantiere : Via Santa Maria a Cintoia - Scuola Italo Calvino

Sond. : 1 da 4.5-5.0 Cert. n° 1027 del 04/08/11

Camp. : 1 V.A. 163 Qualità campione (AGI 1977) Q5 Pag. 1/2

Provino 1				Provino 2				Provino 3			
Sh	$\tau$	Sh	$\tau$	Sh	$\tau$	Sh	$\tau$	Sh	$\tau$	Sh	$\tau$
mm.	kPa	mm.	kPa	mm.	kPa	mm.	kPa	mm.	kPa	mm.	kPa
0,2	15,3			0,1	34,7			0,1	46,7		
0,3	20,0			0,3	47,8			0,3	72,8		
0,5	24,2			0,5	56,9			0,5	83,1		
0,7	27,2			0,7	68,1			0,7	97,8		
0,9	29,7			0,9	82,8			0,9	111,4		
1,1	32,2			1,1	93,1			1,1	121,4		
1,3	34,4			1,3	106,9			1,3	131,1		
1,5	36,4			1,5	118,1			1,5	138,6		
1,7	38,1			1,7	126,7			1,7	145,3		
1,9	39,2			1,9	135,0			1,9	152,5		
2,1	40,0			2,1	145,8			2,1	158,6		
2,3	40,3			2,3	151,4			2,3	164,2		
2,5	41,7			2,5	160,6			2,5	168,6		
2,7	42,2			2,7	163,6			2,7	172,8		
2,9	43,1			2,9	173,6			2,9	176,4		
3,1	43,3			3,1	174,7			3,1	180,8		
3,3	43,9			3,3	178,3			3,3	184,2		
3,5	43,9			3,5	180,0			3,5	186,4		
3,7	44,2			3,7	181,1			3,7	187,8		
3,9	45,3			3,9	183,6			3,9	188,3		
4,1	45,8			4,1	186,4			4,1	189,4		
4,3	46,7			4,3	187,5			4,3	187,8		
4,5	47,2			4,6	188,6			4,6	185,8		
4,7	46,9			4,8	188,3			4,8	185,6		
4,9	46,9			5,0	186,7			5,0	183,1		
5,1	47,5			5,2	182,8			5,2	181,1		
5,3	46,9			5,4	179,7			5,4	178,3		
5,5	46,7			5,6	178,1			5,6	176,4		
5,7	46,9			5,8	175,8			5,8	176,7		
5,8	47,2			6,0	175,6			6,0	176,4		
6,0	46,9			6,2	175,0			6,2	176,9		
6,2	47,2			6,4	174,4			6,4	176,9		
6,4	47,5			6,6	173,6			6,6	176,1		
6,6	46,9			6,9	172,8			6,9	175,6		
6,9	46,7			7,1	171,7			7,1	174,7		
7,1	46,7			7,3	170,8			7,3	176,7		
7,2	45,6							7,5	177,2		
7,5	45,3							7,7	177,2		
7,7	45,8							7,9	178,1		
								8,1	178,3		
								8,3	178,6		
								8,5	179,2		
								8,7	179,4		
								9,0	181,1		
								9,2	180,8		
								9,4	180,3		
								9,6	179,4		



## PROVA DI TAGLIO DIRETTO

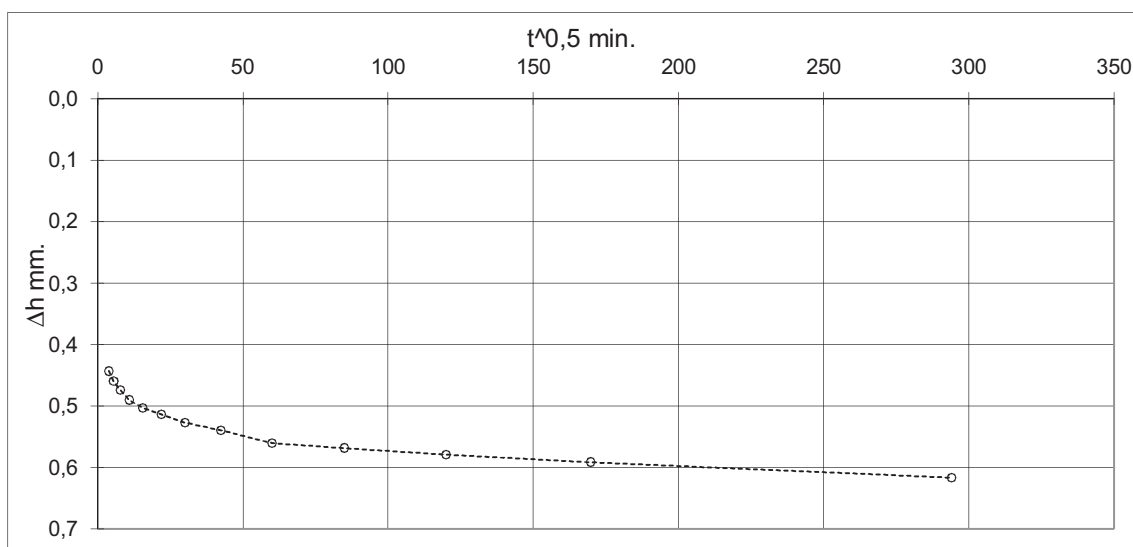
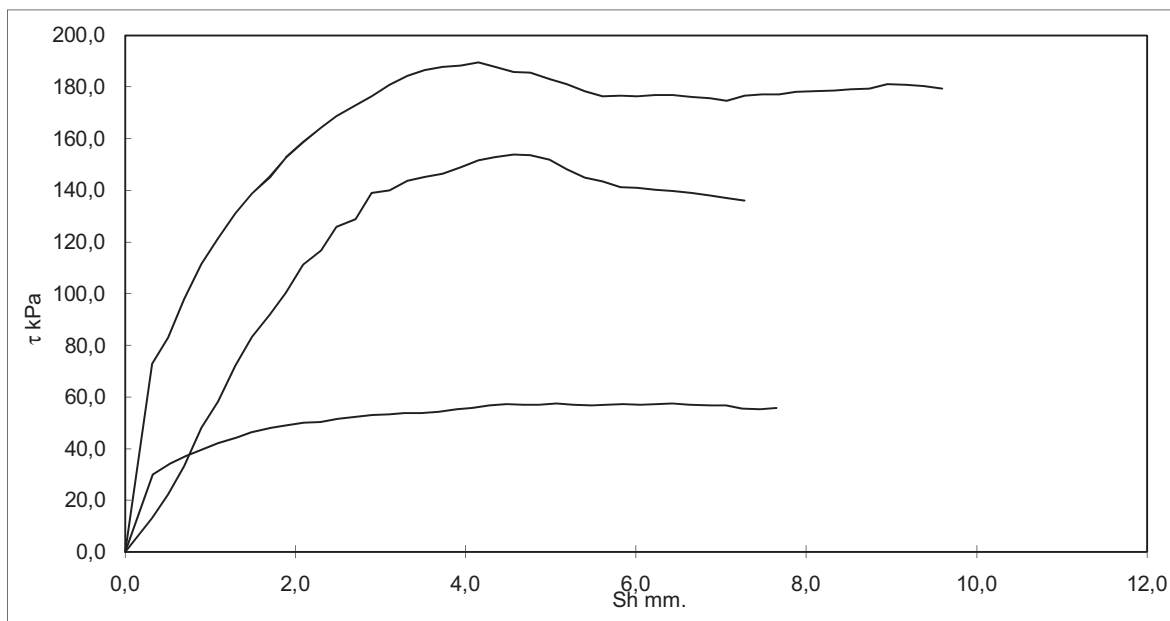
Consolidato drenato CD

Committente : Tecna snc per Ing. Ricci

Cantiere : Via Santa Maria a Cintoia - Scuola Italo Calvino

Sond. : 1 da 4.5-5.0 Cert. n° : 1027 del : 4/8/11

Camp. : 1 V.A. 163 Qualità campione (AGI 1977) Q5 Pag. 2/2



Velocità def. mm/min.	0,020	Altezza (mm)	20	Lato (mm)	60
Sezione provini (cm <sup>3</sup> )	70,69	Umidità iniziale %	19,0		

PROVINO	1	2	3
Abbassamento consolidazione $\Delta H$ mm	1,13	1,36	0,61
Abbassamento a rottura $\Delta rH$ mm	0,56	0,59	0,70
$\gamma$ umido (kN/m <sup>3</sup> )	15,48	14,22	27,33
$\gamma$ secco (kN/m <sup>3</sup> )	14,06	12,92	24,83
Umidità finale (%)	33,6	32,8	26,1
Tensione verticale $\sigma$ kPa	98,1	196,1	294,2
Sforzo a rottura kPa	57,50	153,89	189,44

Committente : Tecna snc per Ing. Ricci  
 Cantiere : Via Santa Maria a Cintoia - Scuola Italo Calvino  
 Sond. : 1 da.....m.: 4.5-5.0  
 Camp. : 1 Cert. n° : 1026 del : 4/8/11  
 V.A. 163 Qualità Campione (AGI 1977 Q5)

Munsell Soil Color Charts: 2.5Y 5/4 marrone oliva chiaro

Tipo di campione : Indisturbato in : Fustella  
 Lunghezza (cm.) = 34

Peso di volume (A.G.I. 1994-C.N.R. B.U. XII N.63)

Peso fustella + terra (gr)	184,1	175,94	200,69
Volume fustella (cm <sup>3</sup> )	72	72	72
Peso di volume $\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	15,48	14,22	27,33
Valore medio kN/m <sup>3</sup>	19,01		

Contenuto d'acqua (C.N.R. U.N.I. 10008)

Peso recipiente (gr)	9,61	9,4
Recipiente + campione umido (gr)	416	433,25
Recipiente + campione secco (gr)	379,51	393,67
umidità w (%)	9,9	10,3
Valore medio w %	10,1	

Peso specifico dei grani (C.N.R. U.N.I. 10010-10013)

Peso picnometro (gr)	144,61	
Peso picnometro + acqua (gr)	440,31	
Peso picnometro + terra + acqua (gr)	2,66	
Peso specifico kN/m <sup>3</sup>	26,11	
Valore medio kN/m <sup>3</sup>	26,11	

PROVA DI COMPRESSIONE EDOMETRICA

Committente : Tecna snc per Ing. Ricci  
 Cantiere : Via Santa Maria a Cintoia - Scuola Italo Calvino  
 Sond. : 1 Camp.: 1 da : 4.5-5.0  
 Cert. n° : 1028 del : 4/8/11 Pagina : 1/3  
 V.A. 163 Qualità campione (AGI 1977) Q5

Pag. 1/3

Caratteristiche fisiche iniziali provino

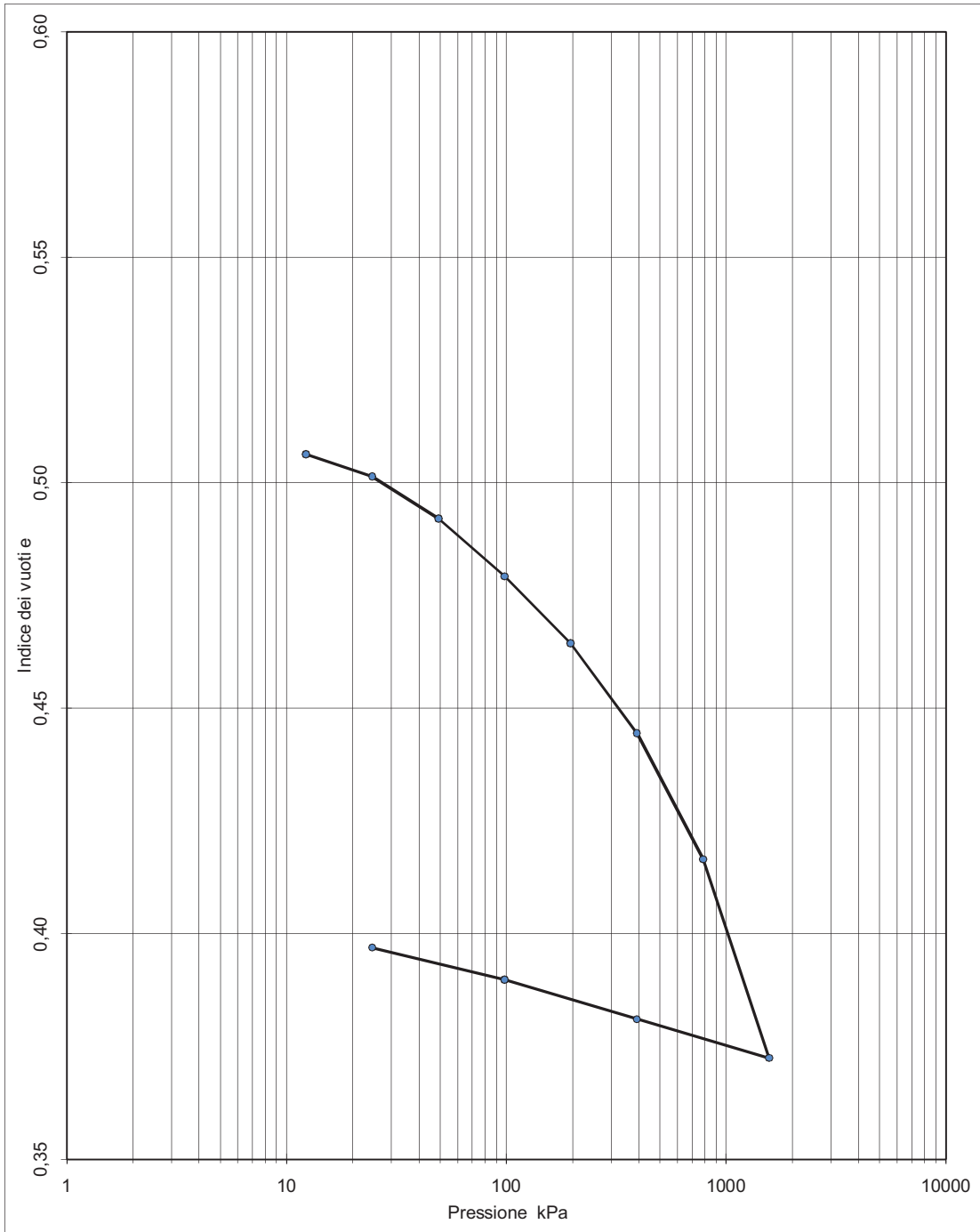
w %	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	Gs kN/m <sup>3</sup>	e	H iniz. mm
10,1	17,54	26,11	0,512	20,00

Caratteristiche provino edometrico			Intervalli di carico h	24
H fin. mm	1,99	w finale %	27,7	
$\gamma$ finale kN/m <sup>3</sup>		28,02	$\gamma_d$ finale kN/m <sup>3</sup>	15,94

Press.	Press.	e	$\Delta H$	A	Def.	E	cv	k
kPa	kg/cm <sup>2</sup>		mm.	mm.	%	kPa	cm <sup>2</sup> /sec	cm/sec
12,3	0,125	0,506	0,07	19,93	0,35			
24,5	0,25	0,501	0,135	19,87	0,68	3772		
49,0	0,5	0,492	0,259	19,74	1,30	3954	5,3E-04	1,3E-08
98,1	1,0	0,479	0,428	19,57	2,14	5803	6,0E-04	1,0E-08
196,1	2,0	0,464	0,624	19,38	3,12	10007	1,2E-03	1,1E-08
392,3	4,0	0,444	0,888	19,11	4,44	14859	6,1E-04	4,0E-09
784,5	8,0	0,417	1,258	18,74	6,29	21204	6,1E-04	2,8E-09
1569,1	16,0	0,372	1,841	18,16	9,21	26914	5,9E-04	2,2E-09
392,3	4,0	0,381	1,727	18,27	8,64			
98,1	1,0	0,390	1,611	18,39	8,06			
24,5	0,25	0,397	1,517	18,48	7,59			
In.compressibilità Cc =	0,146							
In.rigonfiamento Cs =		In.ricompressione =						

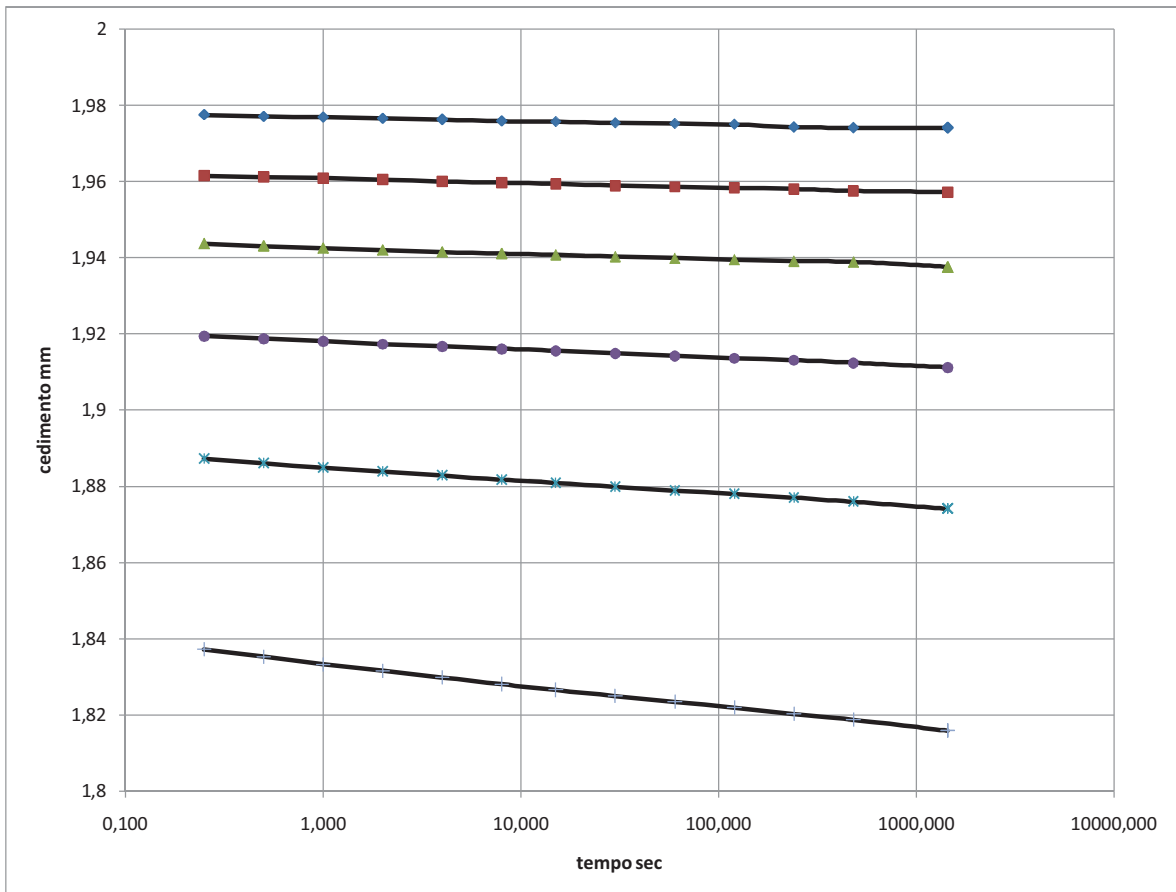
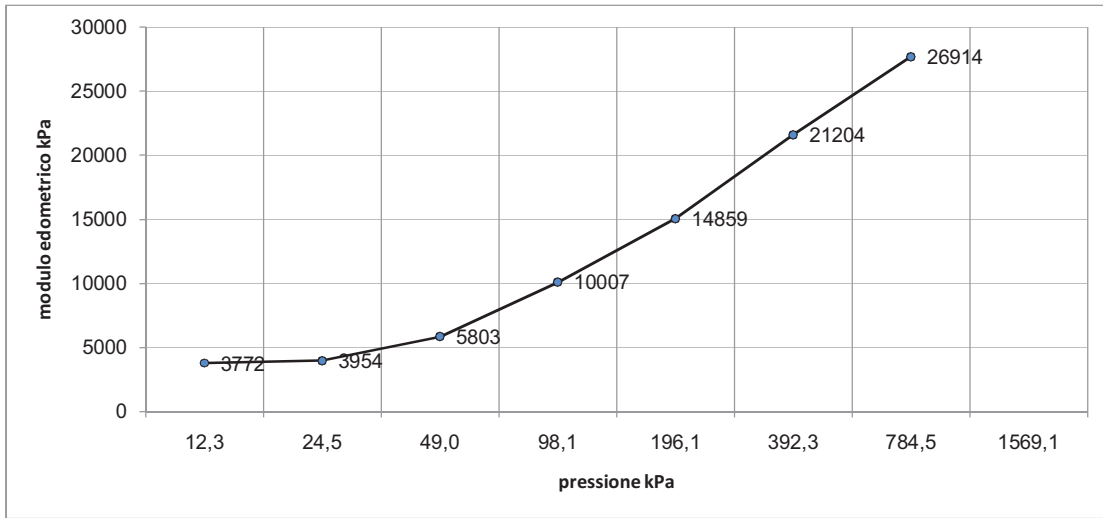
### PROVA DI COMPRESSIONE EDOMETRICA

Committente.....	Tecna snc per Ing. Ricci				
Cantiere.....	Via Santa Maria a Cintoia - Scuola Italo Calvino				
Sond....	1	Camp...	1	da.....	4.5-5.0
Cert. n° :	1028	del :	4/8/11	Pagina :	2/3
V.A.	163	Qualità Campione (AGI 1977)	Q5	<i>Pag. 3/3</i>	



PROVA DI COMPRESSIONE EDOMETRICA

Committente : Tecna snc per Ing. Ricci  
 Cantiere : Via Santa Maria a Cintoia - Scuola Italo Calvino  
 Sond. : 1 Camp.: 1 da : 4.5-5.0  
 Cert. n° : 1028 del : 4/8/11 Pagina : 3/3  
 V.A. 163 Qualità campione (AGI 1977) Q5 Pag. 3/3



Committente : Tecna snc per Ing. Ricci  
 Cantiere : Via Santa Maria a Cintoia - Scuola Italo Calvino  
 Sond. : 1 Camp. : 2 6.0-6.5  
 V.A. : 163 del : 4/8/11 Qualità campione (AGI 1977) Q5

Descrizione campione :  
 Sabbia a grana media con ciottolotti millimetrici sciolta

Tipo di campione : Indisturbato in : Fustella  
 Lunghezza (cm.) = 32

<b>Caratteristiche fisiche</b>			<b>Limiti di Atterberg</b>			<b>Granulometria</b>		<b>k</b>
	gr/cm <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	Class. Casagrande =			% ghiaia	m/sec	
$\gamma$	1,666	16,3	Limite Liquido WL % =			% sabbia		
w (%)	16,4		Limite Plastico WP % =			% limo		
Gs	2,684	26,3	Indice di Plasticità IP =			% argilla		
Gd	1,431	14,0	Indice di Consistenza Ic =			CNR10006-AASHO		
e =	0,876		Limite Ritiro WR % =			Prove Pocket - Vane Test		
Sr (%) =	50					P.	V.T.	
n (%) =	47					kg/cm <sup>2</sup> kg/cm <sup>2</sup>		
<b>Taglio CD</b>			<b>TX UU</b>	<b>TX CU</b>	<b>ELL</b>			
$\phi'$ (°)	$\phi$ (°)	$\phi$ (°)	cu (kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	cu (kg/cm <sup>2</sup> )	0-10		
31						10-20		
c' (kg/cm <sup>2</sup> )	cr (kg/cm <sup>2</sup> )	cu (kg/cm <sup>2</sup> )	kPa	c (kg/cm <sup>2</sup> )	kPa	20-30		
0,19						30-40		
kPa	kPa	kPa		kPa		40-50		
18,21						50-60		
						60-70		
<b>Prova di compressione edometrica</b>								
Indice compressibilità Cc = 0,096						Prove eseguite sul campione		
PRESS.	cv	k	E	E				
kg/cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /sec	cm/sec	kg/cm <sup>2</sup>	kPa	umidità naturale w	X		
0,25					peso volume $\gamma$	X		
0,50	7,8E-04	7,2E-09	109	10659	peso specifico Gs	X		
1,00	6,0E-04	6,0E-09	99	9710	limiti Atterberg LA	-		
2,00	3,8E-02	2,7E-07	140	13764	granulometria Gr	-		
4,00	7,3E-04	2,9E-09	250	24517	taglio diretto TD	X		
8,00	2,0E-04	6,5E-10	304	29774	edometria ED	X		
16,00	5,4E-04	1,0E-09	521	51110	permeabilità Pr	-		
Deformazione di rigonfiamento						proctor PT	-	
Indice di ricomprensione						triassiale TX	-	
Indice di rigonfiamento						compressione ELL	-	
Proctor Standard								
w% optimum								
$\gamma_d$ kN/m <sup>3</sup> optimum								

Lungh.	0-10	10-20	20-30	30-40	40-50	50-60	60-70
Prove							

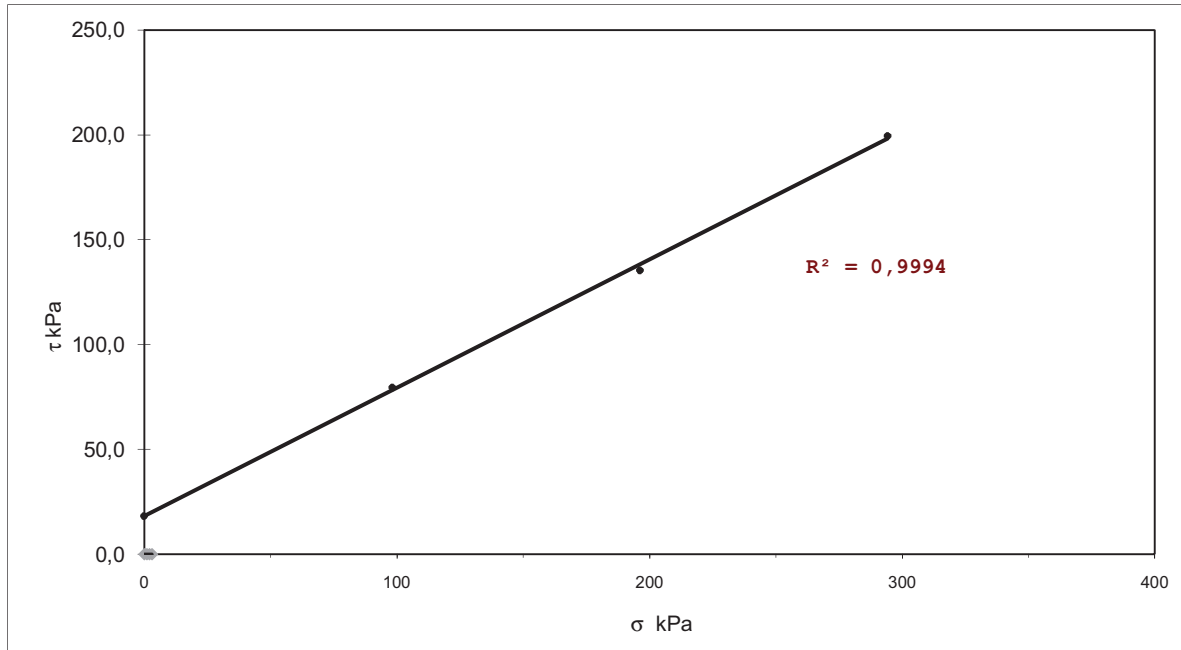
Munsell Soil Color Charts: 2.5Y 4/4 marrone oliva



## PROVA DI TAGLIO DIRETTO

Consolidato drenato CD

Committente : Tecna snc per Ing. Ricci  
Cantiere : Via Santa Maria a Cintoia - Scuola Italo Calvino  
Sond. : 1 da 6.0-6.5  
Camp. : 2 Qualità campione (AGI 1977) Q5



Coesione  $c'$  18,2 kPa  
Angolo d'attrito  $\phi'$  31,5 °

## PROVA DI TAGLIO DIRETTO

Consolidato drenato CD

Committente : Tecna snc per Ing. Ricci

Cantiere : Via Santa Maria a Cintoia - Scuola Italo Calvino

Sond. : 1 da 6.0-6.5 Cert. n° 1030 del 04/08/11

Camp. : 2 V.A. 163 Qualità campione (AGI 1977) Q5 Pag. 1/2

Provino 1				Provino 2				Provino 3			
Sh	$\tau$	Sh	$\tau$	Sh	$\tau$	Sh	$\tau$	Sh	$\tau$	Sh	$\tau$
mm.	kPa	mm.	kPa	mm.	kPa	mm.	kPa	mm.	kPa	mm.	kPa
0,2	9,2	10,6	75,5	0,1	22,1	0,1	15,8	10,5	195,5		
0,3	25,9	10,8	73,9	0,3	38,2	0,3	40,1	10,7	193,6		
0,5	34,7	11,0	72,6	0,5	50,2	0,5	54,6	10,9	195,8		
0,7	38,2	11,2	70,7	0,7	70,4	0,7	69,1	11,1	195,5		
0,9	41,4	11,4	72,3	0,9	77,0	0,9	95,0				
1,1	43,9	11,6	74,5	1,1	91,9	1,1	111,1				
1,3	45,8	11,8	74,8	1,3	100,7	1,3	114,3				
1,5	47,7			1,5	103,9	1,5	123,5				
1,7	49,3			1,7	109,9	1,7	127,6				
1,9	52,1			1,9	119,7	1,9	126,3				
2,1	54,0			2,1	124,7	2,1	126,6				
2,3	56,5			2,3	120,0	2,3	126,6				
2,5	58,4			2,5	118,4	2,5	130,7				
2,7	59,0			2,7	114,6	2,7	132,6				
3,0	58,4			2,9	112,1	2,9	136,7				
3,2	58,4			3,1	112,4	3,1	139,6				
3,4	57,8			3,3	108,3	3,3	142,1				
3,6	57,2			3,5	103,9	3,5	143,4				
3,8	57,8			3,7	101,4	3,7	146,5				
4,0	59,0			3,9	101,7	3,9	148,1				
4,2	58,7			4,1	114,3	4,1	148,1				
4,4	58,7			4,3	120,3	4,3	149,7				
4,6	59,0			4,5	120,6	4,5	148,7				
4,8	57,5			4,7	116,5	4,7	149,4				
5,0	56,8			4,9	114,6	4,9	146,2				
5,2	58,1			5,1	109,9	5,1	146,5				
5,4	57,8			5,3	106,1	5,3	147,8				
5,6	58,4			5,5	106,4	5,5	151,2				
5,8	59,7			5,7	106,4	5,7	155,7				
6,0	58,7			5,9	99,5	5,9	153,1				
6,2	60,9			6,1	93,8	6,1	146,8				
6,4	62,5			6,3	93,5	6,3	146,5				
6,6	70,7			6,5	117,5	6,5	145,9				
6,8	74,2			6,7	123,8	6,7	154,7				
7,0	75,5			6,9	126,0	6,9	167,0				
7,2	76,7			7,1	126,6	7,1	175,9				
7,4	77,7			7,3	128,8	7,3	179,3				
7,6	77,7			7,5	129,8	7,5	181,6				
7,8	78,6			7,7	132,0	7,7	185,3				
8,0	79,6			7,9	133,9	7,9	187,9				
8,2	79,3			8,1	134,2	8,1	188,5				
8,4	78,3			8,3	134,2	8,3	189,8				
8,6	76,4			8,5	133,9	8,5	189,1				
8,8	77,0			8,7	135,5	8,7	192,9				
9,0	76,7			8,9	135,1	8,9	194,2				
9,2	77,4			9,1	135,5	9,1	193,9				
9,4	77,7					9,3	191,0				
9,6	78,3					9,5	192,3				
9,8	78,6					9,7	192,6				
10,0	78,9					9,9	193,9				
10,2	77,4					10,1	194,5				
10,4	75,1					10,3	195,5				



## PROVA DI TAGLIO DIRETTO

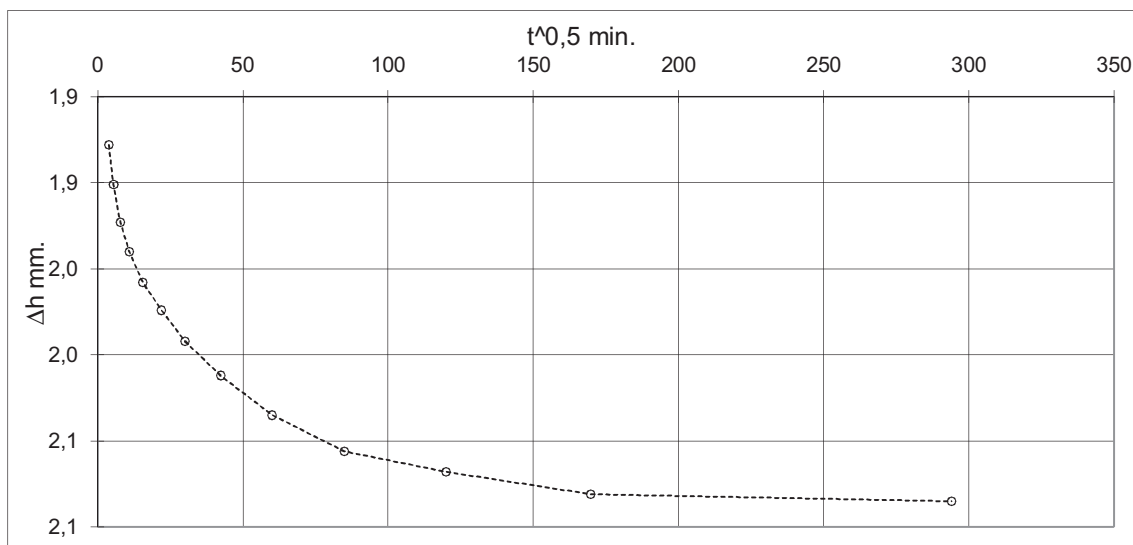
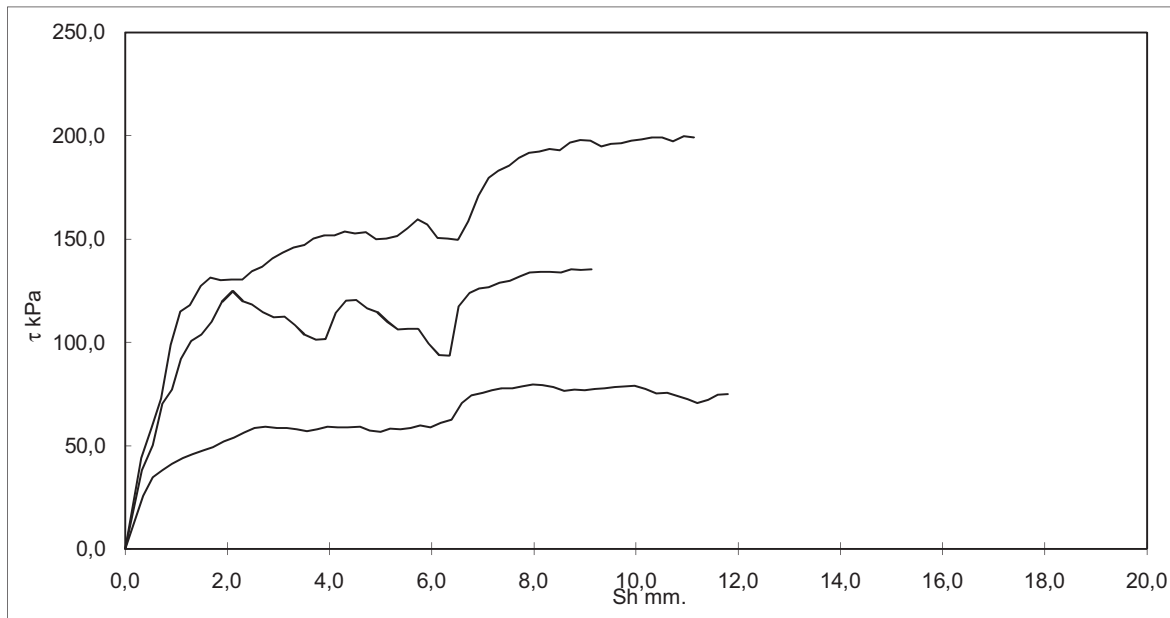
Consolidato drenato CD

Committente : Tecna snc per Ing. Ricci

Cantiere : Via Santa Maria a Cintoia - Scuola Italo Calvino

Sond. : 1 da 6.0-6.5 Cert. n° : 1030 del : 4/8/11

Camp. : 2 V.A. 163 Qualità campione (AGI 1977) Q5 Pag. 2/2



Velocità def. mm/min.	0,020	Altezza (mm)	25	Diametro (mm)	63
Sezione provini (cm <sup>3</sup> )	70,69	Umidità iniziale %	19,0		

PROVINO	1	2	3
Abbassamento consolidazione $\Delta H$ mm	0,80	1,17	2,09
Abbassamento a rottura $\Delta rH$ mm	0,94	0,39	0,11
$\gamma$ umido (kN/m <sup>3</sup> )	16,32	16,43	16,25
$\gamma$ secco (kN/m <sup>3</sup> )	14,02	14,12	13,96
Umidità finale (%)	21,7	23,1	25,3
Tensione verticale $\sigma$ kPa	98,1	196,1	294,2
Sforzo a rottura kPa	79,57	135,46	199,55

Committente : Tecna snc per Ing. Ricci  
 Cantiere : Via Santa Maria a Cintoia - Scuola Italo Calvino  
 Sond. : 1 da.....m.: 6.0-6.5  
 Camp. : 2 Cert. n° : 1029 del : 4/8/11  
 V.A. 163 Qualità Campione (AGI 1977 Q5)

Munsell Soil Color Charts: 2.5Y 4/4 marrone oliva

Tipo di campione : Indisturbato in : Fustella  
 Lunghezza (cm.) = 32

Peso di volume (A.G.I. 1994-C.N.R. B.U. XII N.63)

Peso fustella + terra (gr)	196,38	197,11	195,89
Volume fustella (cm <sup>3</sup> )	65,12	65,12	65,12
Peso di volume $\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	16,32	16,43	16,25
Valore medio kN/m <sup>3</sup>	16,33		

Contenuto d'acqua (C.N.R. U.N.I. 10008)

Peso recipiente (gr)	5,52	5,54
Recipiente + campione umido (gr)	489,26	580,68
Recipiente + campione secco (gr)	416,33	505,49
umidità w (%)	17,8	15,0
Valore medio w %	16,4	

Peso specifico dei grani (C.N.R. U.N.I. 10010-10013)

Peso picnometro (gr)	144,61	
Peso picnometro + acqua (gr)	440,31	
Peso picnometro + terra + acqua (gr)	2,66	
Peso specifico kN/m <sup>3</sup>	26,32	
Valore medio kN/m <sup>3</sup>	26,32	

PROVA DI COMPRESSIONE EDOMETRICA

Committente : Tecna snc per Ing. Ricci  
 Cantiere : Via Santa Maria a Cintoia - Scuola Italo Calvino  
 Sond. : 1 Camp.: 2 da : 6.0-6.5  
 Cert. n° : 1031 del : 4/8/11 Pagina : 1/3  
 V.A. 163 Qualità campione (AGI 1977) Q5

Pag. 1/3

Caratteristiche fisiche iniziali provino

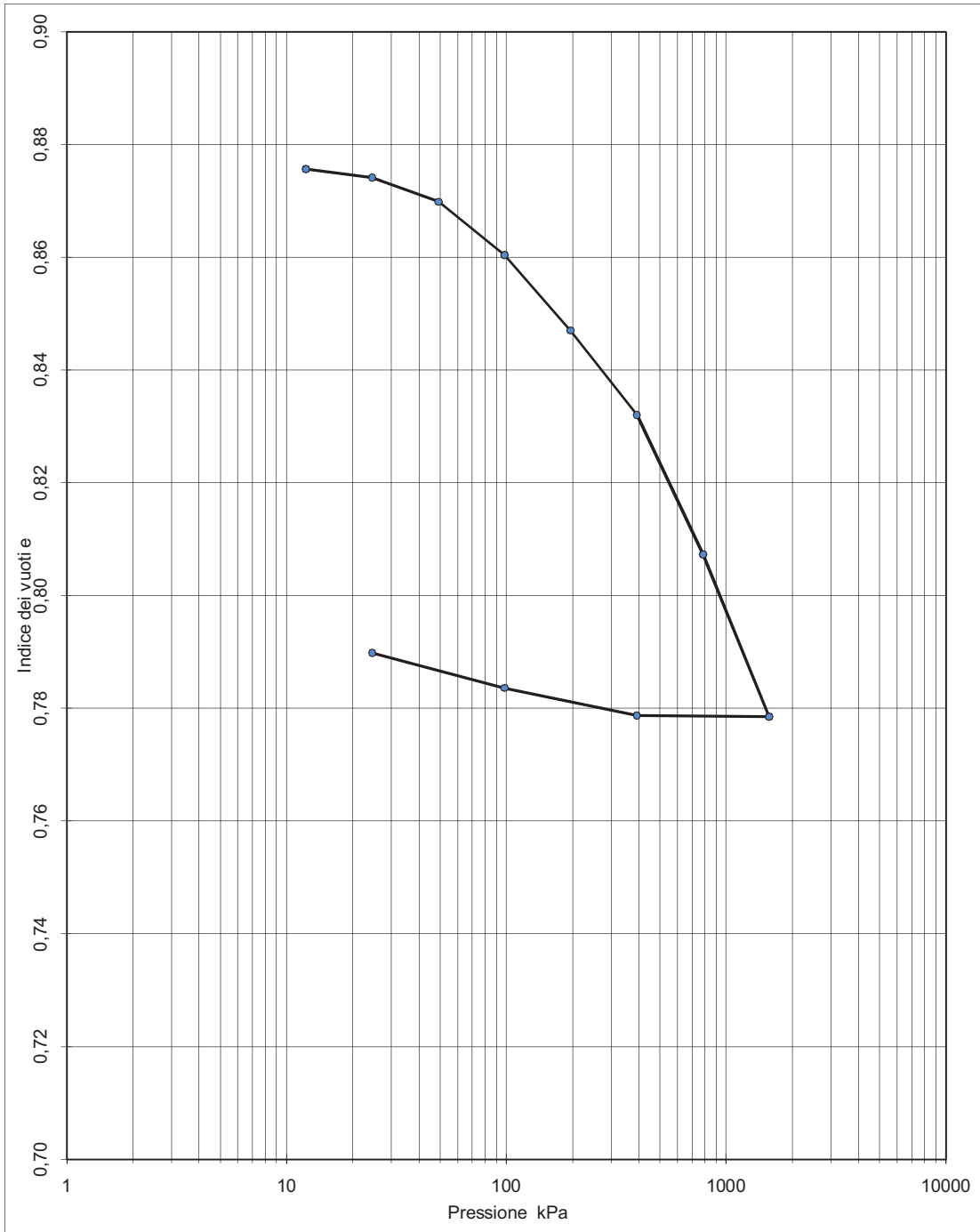
w %	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	Gs kN/m <sup>3</sup>	e	H iniz. mm
16,4	18,28	26,32	0,876	20,00

Caratteristiche provino edometrico			Intervalli di carico h	24
H fin. mm	1,99	w finale %	23,2	
$\gamma$ finale kN/m <sup>3</sup>		29,59	$\gamma_d$ finale kN/m <sup>3</sup>	15,70

Press.	Press.	e	$\Delta H$	A	Def.	E	cv	k
kPa	kg/cm <sup>2</sup>		mm.	mm.	%	kPa	cm <sup>2</sup> /sec	cm/sec
12,3	0,125	0,876	0	20,00	0,00			
24,5	0,25	0,874	0,0155	19,98	0,08	15817		
49,0	0,5	0,870	0,0615	19,94	0,31	10659	7,8E-04	7,2E-09
98,1	1,0	0,860	0,1625	19,84	0,81	9710	6,0E-04	6,0E-09
196,1	2,0	0,847	0,305	19,70	1,53	13764	3,8E-02	2,7E-07
392,3	4,0	0,832	0,465	19,54	2,33	24517	7,3E-04	2,9E-09
784,5	8,0	0,807	0,7285	19,27	3,64	29774	2,0E-04	6,5E-10
1569,1	16,0	0,778	1,0355	18,96	5,18	51110	5,4E-04	1,0E-09
392,3	4,0	0,779	1,0335	18,97	5,17			
98,1	1,0	0,784	0,981	19,02	4,91			
24,5	0,25	0,790	0,915	19,09	4,58			
In.compressibilità Cc =	0,096							
In.rigonfiamento Cs =		In.ricompressione =						

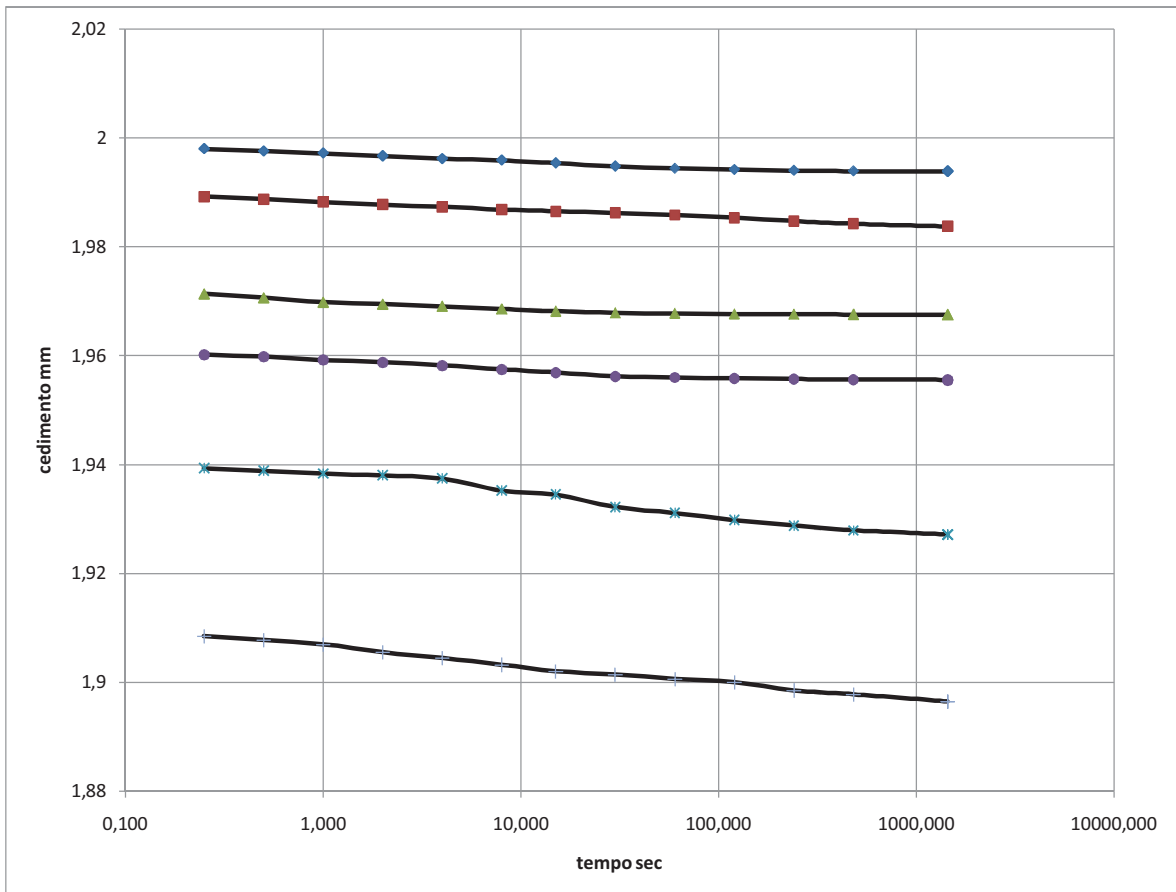
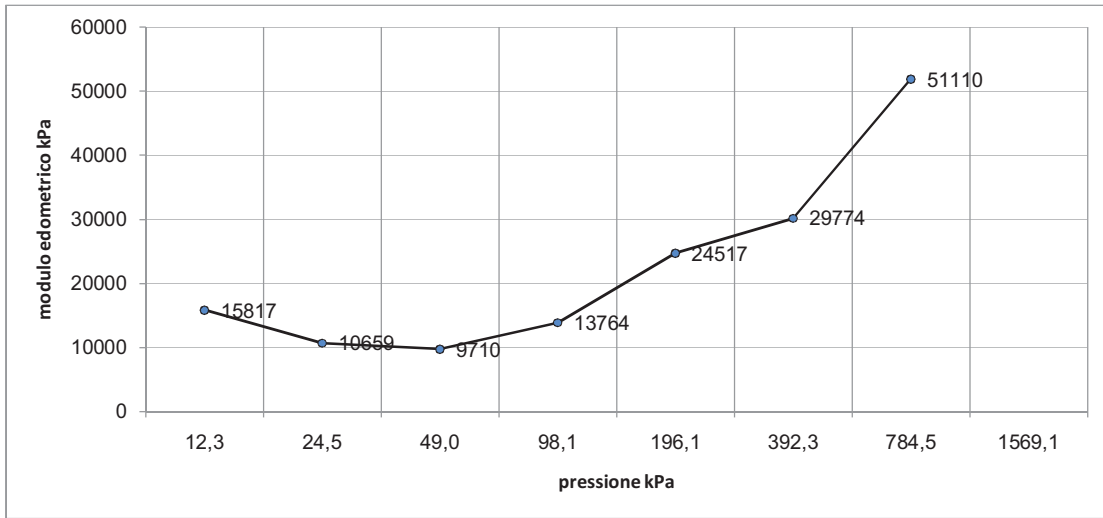
### PROVA DI COMPRESSIONE EDOMETRICA

Committente..... Tecna snc per Ing. Ricci  
Cantiere..... Via Santa Maria a Cintoia - Scuola Italo Calvino  
Sond.... 1      Camp...      2      da..... 6.0-6.5  
Cert. n° : 1031      del : 4/8/11      Pagina : 2/3  
V.A. 163      Qualità Campione (AGI 1977) Q5      *Pag. 3/3*



PROVA DI COMPRESSIONE EDOMETRICA

Committente : Tecna snc per Ing. Ricci  
 Cantiere : Via Santa Maria a Cintoia - Scuola Italo Calvino  
 Sond. : 1 Camp.: 2 da : 6.0-6.5  
 Cert. n° : 1031 del : 4/8/11 Pagina : 3/3  
 V.A. 163 Qualità campione (AGI 1977) Q5 Pag. 3/3



## TABELLA RIASSUNTIVA DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Comm.te : Tecna snc per Ing. Ricci

Località : Via Santa Maria a Cintoia - Scuola Italo Calvino

Rapporto di prova n° :

163

del : 4/8/11

Sond.	1	1							
Camp.	1	2							
da -- a --	4.5-5.0	6.0-6.5							
$\gamma$	19,01	16,33							
w	10,1	16,4							
Gs	26,1	26,3							
Gd	17,27	14,03							
e	0,512	0,876							
Sr	52	50							
n	34	47							
A									
L									
S									
G									
AASHO									
USCS									
WI									
Wp									
Ip									
Ic									
Wr									
TxUU									
$\phi_r$									
cr									
$\phi'$	34	31							
c'	1,67	18,21							
$\phi$									
cu									
cu (ELL)									
Ed									
0.25-0.5	40	109							
0.5-1.0	59	99							
1.0-2.0	102	140							
2.0-4.0	152	250							
4.0-8.0	216	304							
8.0-16.0	274	521							
16,0-32,0									
Cc	0,146	0,096							

\* valore non determinato sperimentalmente

Gs (kN/m<sup>3</sup>) = peso specifico dei grani - Gd (kN/m<sup>3</sup>) = densità secca -  $\gamma$  (kN/m<sup>3</sup>) = peso di volume

w (%) = umidità naturale - e = indice dei vuoti - Sr (%) = grado di saturazione - n (%) = porosità

A (%) = argilla - L (%) = limo - S (%) = sabbia - G (%) = ghiaia

WI (%) = limite liquido - Wp (%) = limite plastico - Ip (%) = ind. di plasticità - Ic = ind. di consistenza

 $\phi$  (°) = angolo di attrito interno non drenato - cu (kPa) = coesione non drenata $\phi'$  (°) = angolo di attrito drenato - c' (kPa) = coesione drenata $\phi_r$  (°) = angolo di attrito interno residuo - cr (kPa) = coesione residua

cu (kPa) = sforzo a rottura prova ELL - k (m/sec) = coefficiente di permeabilità

Cc = indice di compressibilità - cv(i) = coefficiente di consolidazione

## Allegato B

Cantiere: **FIRENZE Scuola Italo Calvino**  
**Via Santa Maria a Cintoia - Via dell'Argingrosso**

data: 16.07.2011

Committente: **TECNA s.n.c.** dir. Tecnica: **Dott. Geol. Lando U. Pacini**

Tra le prospezioni geofisiche le misure sismiche in foro risultano avere specifica efficacia in quanto capaci di dettagliare al meglio le stratigrafie complesse.

L'uso di un perforo di sondaggio, debitamente attrezzato, permette anche la caratterizzazione degli spessori non interessati da SPT o prelievo di campioni indisturbati, ampliando la capacità di investigazione dei terreni interessati in primis mediante la visione diretta.

### PROSPEZIONI SISMICHE IN FORO

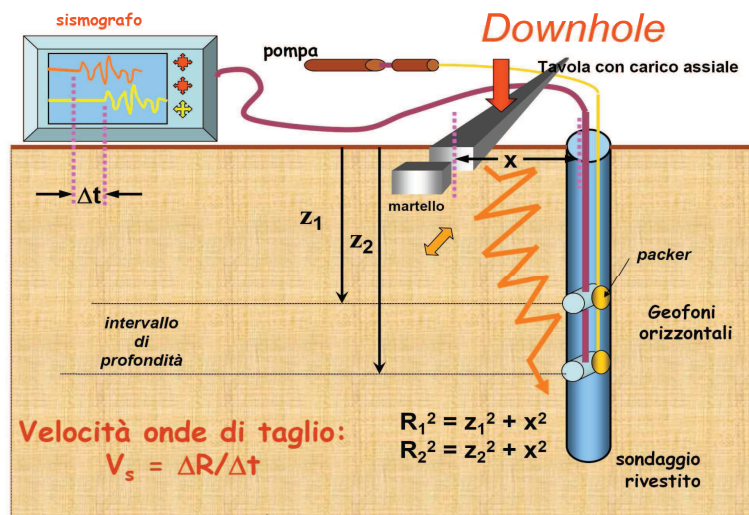
Lo scopo di tali prove consiste nel determinare direttamente la velocità di propagazione all'interno del litotipo in esame, mediante produzione di onde di compressione (onde *P*), di taglio (onde *S*) ed indirettamente, utilizzando i valori delle velocità derivati (*VP*, *VS*), alcune proprietà meccaniche delle litologie investigate.

Le indagini sismiche che utilizzano i sondaggi sono utili per avere una sismo stratigrafia dettagliata del sottosuolo. Si applicano vari metodi di indagine in foro:

- 1) Up hole
- 2) Down hole
- 3) Cross hole

Il metodo down hole, il più utilizzato, prevede la sistemazione della sorgente in superficie e la misura del tempo di percorso delle onde d'arrivo in foro sia delle onde *P* che delle *S*.

Per misurare le onde *P* ed *S* si provvede all'inserimento di una o più terna geofonica, composta da un geofono *P*, disposto in senso longitudinale all'asse del foro di sondaggio, e due geofoni orizzontali *S*, posizionati perpendicolarmente tra loro e con piano di scuotimento perpendicolare all'asse del foro, ovvero orizzontale; tale terna viene resa solidale al tubo di rivestimento mediante sistemi pneumatici o elettrici.



Il tubo di rivestimento può essere costituito da tubazione in PVC o da un tubo inclinometrico.

La buona cementazione del tubo di rivestimento al foro di sondaggio, garantisce la buona riuscita delle registrazioni. In alternativa, per particolari condizioni stratigrafiche, è ammissibile realizzare la misura in tubazione resa continua con le pareti del foro a mezzo di riempimento con acqua o boiaccia di bentonite.

Al fine di impedire il sollevamento del tubo di rivestimento, in questi ultimi due casi si deve provvedere al contrappeso in testa. In alcune situazioni di particolare interesse e stratigrafie capaci di buona "tenuta" del foro



## **Lpgeognostica** indagini geofisiche di Lando Pacini

di sondaggio, si può operare senza tubazione di rivestimento. Ognuno dei metodi sopra esposti pone problemi nell'ottenere segnali completi e facilmente leggibili, propri del tipo e della qualità d'accoppiamento terna/terreno. L'acquisizione dei dati si articola in due fasi: generazione ed acquisizione delle onde di compressione P e delle onde SH. Le onde P trovano produzione mediante massa battente in direzione verticale su piattello solidale al terreno; le onde SH sono prodotte dall'impatto di massa battente su traverso sovraccaricato al fine di renderlo solidale col terreno. La sorgente sismica è costituita, per sondaggi spinti a non oltre 50 m, da una massa battente (mazza dal peso di 10kg). Laddove necessario si potrà considerare l'utilizzo di masse maggiori con necessità di sollevamento mediante sistemi a carrucola che devono, comunque, garantire una silenziosità e controllo di caduta in fase di rilascio.

Per terreni con difficoltosa definizione del primo arrivo delle onde S, oltre alla sommatoria di n battute, si può attuare la sovrapposizione dei segnali generati mediante impatto con direzione inversa sul traverso. Tale tecnica produce l'inversione di fase dell'onda e la sovrapposizione tra due acquisizioni alla medesima profondità permette la migliore definizione del primo arrivo onde S.

L'esecuzione del cantiere mediante doppia terna geofonica con distanza tra le terne di 2.00 m e sovrapposizione delle battute con step di acquisizione pari ad 1 m, ha permesso l'elaborazione secondo il seguente trattamento dati:

- definizione del sismogramma per ogni geofono di ciascuna terna per l'intero sviluppo del sondaggio sismico
- sovrapposizione segnale di ciascun geofono di ciascuna terna per ciascuna direzione di battuta
- sovrapposizione del segnale ottenuto da ciascuna terna con il reciproco epurato secondo il precedente step

L'analisi dei dati sismici provenienti da una prova Down Hole, consiste nel diagrammare i tempi di tragitto, misurati lungo il percorso sorgente-ricevitore, in funzione della profondità, determinando la velocità verticale dei litotipi incontrati nella perforazione ed i loro moduli elastici.

Il metodo più semplice per calcolare la velocità media negli intervalli tra due posizioni geofoniche contigue è quello di presupporre che le onde viaggino quasi verticalmente e che quindi la loro velocità apparente sia  $dz/dt$  dove  $dz$  è l'incremento infinitesimo di profondità e  $dt$  il corrispondente incremento dei tempi di arrivo.

Infatti il fronte d'onda ed il relativo raggio sismico non subiranno variazioni in presenza di eventuali discontinuità solo nel caso di incidenza normale, cioè quando la sorgente è molto prossima al pozzo, ed inoltre le superfici di discontinuità sono perpendicolari all'asse della perforazione stessa.

### **CORREZIONE**

Mediante una applicazione su foglio elettronico (vedi tabulati allegati), i tempi letti sono corretti in funzione dello scarto di trigger (in più o in meno rispetto al tempo di trigger medio) ed infine corretti in funzione della geometria del sistema (posizione della sorgente rispetto al foro ed alla profondità di acquisizione) attraverso la formula:

$$t^* = \frac{z}{d} \cdot t = \frac{z}{\sqrt{z^2 + R^2}} \cdot t$$

dove  $z$  è la profondità del ricevitore,  $d$  è la distanza effettiva tra sorgente e ricevitore,  $R$  la distanza superficiale tra sorgente e dentro del foro,  $t$  il tempo determinato dalle tracce di registrazione e  $t^*$  il tempo corretto.

In genere però la condizione di grande prossimità tra sorgente e bocca-pozzo non è mai verificata, non solo per motivi logistici ma anche per evitare che l'onda elastica si trasmetta lungo il materiale di condizionamento del pozzo provocando fenomeni di disturbo ai segnali (onde di tubo).

Quindi la sorgente si colloca sempre ad una certa distanza  $d$  (non trascurabile), per cui è necessario correggere i tempi di arrivo in modo tale da ottenere i valori che si riscontrerebbero se il percorso dei raggi fosse verticale.

La misura dei tempi dei primi arrivi delle onde sismiche deve essere realizzata con precisione e con un dettaglio non inferiore al decimo di millisecondo. Ogni ritardo fra il momento dell'energizzazione fornita al terreno e l'inizio

## **Lpgeognostica** indagini geofisiche di Lando Pacini

della registrazione sul sismografo si traduce in un errore significativo nei valori di velocità misurati.

Per annullare ogni effetto di ritardo, viene posizionato un geofono esterno, detto geofono spia, a distanza costante lungo l'intero step di acquisizione; non è necessario che il geofono spia sia collocato in prossimità del foro di sondaggio, anzi, al fine di ovviare l'intralcio alle operazioni di corda, se ne ritiene opportuna una distanza di 3-5 m dal foro e altrettanto dalla zona di energizzazione.

La forma d'onda restituita da questo geofono viene acquisita su un canale del sismografo e viene analizzata separatamente rispetto a quello che avanza in profondità, in modo da poter valutare ogni possibile anticipo o ritardo del treno d'onda.

Il valore del tempo del primo fronte di arrivo a questo geofono è sempre lo stesso per tutte le battute. L'analisi dei dati prevede che le battute eseguite in diversi momenti, avanzando in profondità, vengano raccolte a ricostruire un unico sismogramma, identico a quello che sarebbe stato ricevuto da una catena di tanti geofoni quante sono le posizioni di misura nel foro. In particolare vengono raggruppate in un sismogramma le forme d'onda relative al geofono verticale P (asse z) e in un altro sismogramma le forme d'onda relative ai geofoni orizzontali S (assi x e y).

Il passo tra una lettura e l'altra è generalmente fissata in funzione della stratigrafia, preferendo comunque la permanenza del passo costante lungo l'intero foro di sondaggio. A meno di specifiche necessità geotecniche (ricerca del passaggio litologico di estremo dettaglio) il passo consigliato è definito in 1 m.

Il metodo geofisico down-hole consente la caratterizzazione meccanica dei terreni investigati mediante stima diretta della velocità di propagazione delle onde elastiche di compressione VP e di taglio VS, inoltre, qualora si conosca anche la densità "ρ", le caratteristiche meccaniche dei terreni investigati:

• $\nu = \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2(V_p/V_s)^2 - 2}$	rapporto di Poisson
• $G = \rho \cdot V_s^2$	modulo di taglio
• $E = 2 \cdot G \cdot (1 + \nu)$	modulo di Young
• $M = \frac{(\gamma \cdot V_p^2)}{g}$	modulo di compressibilità

Anche per quanto riguarda i profili sismici verticali, occorre precisare che non sempre gli spessori coincidono con quelli dei litotipi, poiché possono esserci strati contigui litologicamente diversi caratterizzati da valori simili delle velocità delle onde elastiche e così pure strati litologicamente omogenei in cui la velocità varia per una variazione di uno dei parametri fisici come ad esempio la porosità o il contenuto d'acqua che lo caratterizzano.

### 2.1.1. Onde S

Dopo la lettura dei tempi di arrivo del segnale sismico relativi ai percorsi scoppio-geofono ed una elaborazione preliminare del segnale (filtraggi, aggiustamenti in ampiezza, ecc.) si procede al calcolo della velocità. I tempi di primo arrivo letti dai sismogrammi sono posti in funzione della profondità della sorgente su un diagramma spazio-tempo eseguendo così la dromocrona e calcolando le velocità in funzione delle pendenze ottenute tramite le rette di regressione interpolanti. Al fine di rendere indipendente la velocità calcolata dai suoli attraversati, sono successivamente calcolate le velocità intervallari con intervalli di un metro, utilizzando la seguente formula:

$$V_{\text{int}} = \frac{z_{i+1} - z_i}{t_{i+1} \cos \vartheta_{i+1} - t_i \cos \vartheta_i}$$

Ove con  $z_i$  sono indicate le profondità del geofono alla generica profondità  $z$ , con  $t_i$  i rispettivi tempi di primo arrivo e con  $\cos \vartheta_i$  l'angolo che il raggio sismico forma con la normale alla superficie a quella profondità.

## **Lpgeognostica** indagini geofisiche di Lando Pacini

### 2.1.2 Onde P

Analogamente a quanto sopra, si procede al calcolo della velocità delle onde compressionali P.

Anche in questo caso i tempi di primo arrivo letti dai sismogrammi sono posti in funzione della profondità della sorgente su un diagramma spazio-tempo eseguendo così la dromocrona e calcolando le velocità in funzione delle pendenze ottenute tramite le rette di regressione interpolanti.

Anche per le onde P sono calcolate le velocità intervallari, ma si ritengono poco significative in quanto, a causa del basso valore dei tempi registrati, dovuti alle relative elevate velocità delle onde stesse, l'andamento risulta fortemente variabile anche con piccole variazioni nelle letture dei tempi nella seconda e terza cifra decimale.

Generalmente le acquisizioni in onde P risultano essere di peggior qualità rispetto alle acquisizioni in S. Tale condizione deriva da alcuni fattori:

- minimo ritardo tra i vari geofoni con conseguente difficoltà di lettura (problema generalmente risolvibile con l'incremento della frequenza di campionamento, che nell'occasione poniamo non inferiore a 10kHz)
- possibile canalizzazione delle onde compressionali lungo la cementazione e la tubazione di rivestimento
- possibile disturbo derivante da microfratturazione e/o disturbo nel terreno fianco foro
- minor energia trasmessa nelle onde P rispetto alle onde S

In caso di presenza di terreni compressibili in superficie, si può considerare, in accordo con il progettista, se la produzione di onde P sia strettamente necessaria. Infatti l'impatto può infiggere il piattello di battuta e generare disomogeneità del ritardo derivante dalla differente profondità contatto con il terreno.

## **Considerazioni sul cantiere svolto**

Per l'esecuzione del cantiere d'interesse, ci siamo avvalsi di una strumentazione di acquisizione DoReMi – SARA.pg, 16bit con frequenza di campionamento 10kHz per ognuno dei 7 canali registrati.

Il geofono da foro utilizzato è stato prodotto da AMBROGEO ed è costituito da due terne di geofoni (1P+2S) Mark Product's con frequenza propria di 4.5Hz distanziati ml 2.00 da centro terna. Il geofono spia è costituito da geofono SARA.pg 4.5Hz.

Per la produzione di onde P ci siamo avvalsi di piattello in duralluminio  $\varnothing 25$  cm e mazza battente 10 kg.

Per la generazione di onde SH è stato utilizzato un traverso in legno con sovraccarico mediante sovrapposizione delle cassette dei cutting di sondaggio (circa 220 Kg).

Anche per questo sistema ci siamo avvalsi di massa battente 10 kg con direzione d'impatto parallela al terreno e direzione d'impatto Sinistra e Destra (rispetto alla direzione del foro di sondaggio).

Prima della posa del piattello e del traverso è stato provveduto alla formazione di superficie sufficientemente planare da garantire un buon contatto con il terreno.

Buona la cementazione in foro ad esclusione lungo l'intera verticale.

Superficialmente, per uno spessore di circa 3.00 m si rileva presenza di materiali di riporto del quale il primo metro vede presenza di massetto in cls.

In riferimento alla sismostratigrafia, si osserva come fino alla profondità di circa 9 m il terreno si presenta con Vs basse per poi crescere consistentemente. Alla profondità compresa tra 9 e 12 m si ha un consistente incremento (con Vs comprese tra 510 e 600 m/s) a cui segue una diminuzione fino a valori di Vs di 330 m/s.

La valutazione delle Vs 30 è stata svolta per due ipotetiche profondità del piano di posa:

**Piano di posa a -1.00 m da p.c. Vs30 = 297 m/s**

**Piano di posa a -2.00 m da p.c. Vs30 = 319 m/s**

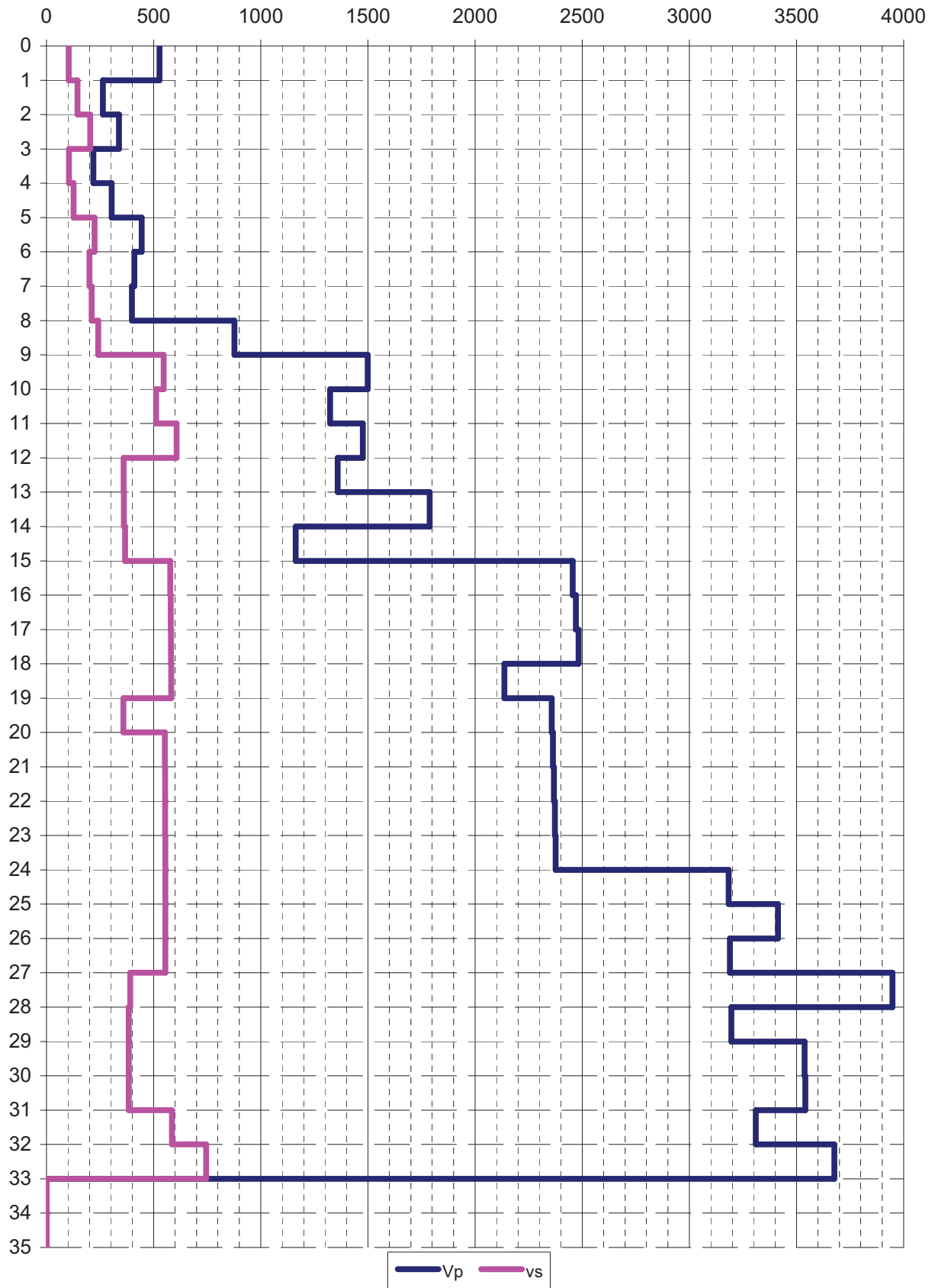
il tecnico rilevatore Dott. Geol. Lando Umberto Pacini





data: 16.07.2011

**Grafico Vp-Vs / profondità**



data: 16.07.2011

### Grafico Tempi / profondità

