

COMUNE DI CASTAGNETO CARDUCCI  
Provincia di Livorno

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO

"Città della Piana" Donoratico I.2.B UTOE n°2 SCHEDA NORMATIVA n°40 del  
Regolamento Urbanistico del Comune di Castagneto Carducci

PIANO ATTUATIVO in VARIANTE AL REGOLAMENTO  
URBANISTICO - SCHEDA n°40

PROPONENTE :

CONSORZIO "PIANA DEGLI ULIVI "

con sede in Donoratico di Castagneto Carducci - via Aurelia N° 32 b  
c/o Studio Tinagli

Dott. GIUSEPPE BELLI Presidente: -----

PIANO ATTUATIVO  
PROGETTO URBANISTICO :  
PROGETTO DEFINITIVO  
PROG. ARCHITETTONICO:  
Edificio S2

Dott. Arch. GIUSEPPE ANTONIO ANGLANA  
Via V. FOSSOMBRONI , n° 8 - 50136 FIRENZE  
TEL. +39-055 2260605 CELL. +39-347 0003685  
e-mail : g.anglana@gmail.com

Dott. Arch. MASSIMILIANO MANHAM  
L.go SALVATORE ZAPPALA', n° 20-00173 ROMA  
TEL. +39-06 7224339 CELL. +39-338 1545809  
e-mail : manham.m@gmail.com

Dott. Arch. PAOLO VACATELLO  
Via CARLO BERTINAZZI , n° 25 - 00139 ROMA  
TEL. +39-06 87133737 CELL. +39-338 4316749  
e-mail : architetto.vacatello@libero.it

PROGETTO DEFINITIVO :  
OPERE DI URBANIZZAZIONE :

Dott. Ing. GRAZIANO PIPOLO  
Via Flaminia, n°441 - 00196 ROMA  
TEL. +39-06 32600497 e-mail: info@pierrequadro.it

PROGETTO DEFINITIVO :  
PROGETTO STRUTTURALE :  
Edificio S2

Dott. Ing. LEONARDO NEGRO  
Via Roma , n° 552 - 59100 PRATO  
TEL. +39-0574 1823966 CELL. +39-333 3541393  
e-mail : ing.leonardonegro@gmail.com

PROGETTO DEFINITIVO :  
PROGETTO IMP.ELETR.:  
Edificio S2

Dott. Ing. CAMILLI ANTONIO  
Via S. LUCIA , n° 1 - 02043 CONTIGLIANO (RI)  
TEL.CELL. +39-339 7464672  
e-mail : camilliant@fiscali.it

PROGETTO DEFINITIVO :  
PROGETTO IMP.IDR.-MECC:  
Edificio S2

Per. Ind. DAVID MARTELLUCCI  
Largo Guido Rossa , n° 2 - 02100 RIETI  
TEL. +39-0746 483529 CELL. +39-347 3244344  
e-mail : martellucci-david@libero.it

GEOLOGIA:

Dott.Geol. LUCA FINUCCI  
Via Cerrini , n° 58 - 57021 Venturina (LI)  
TEL. +39-0565 853375 CELL. +39-338 8824712  
e-mail : lucafinucci@alice.it



Dott. Geol. Luca Finucci



OGGETTO:

PROGETTO DEFINITIVO  
RELAZIONI TECNICHE E SPECIALISTICHE  
RELAZIONE GEOLOGICA, IDROGEOLOGICA E IDRAULICA  
EDIFICIO A SERVIZI "S2" - CENTRO CIVICO

(ai sensi del DPR 207/2010 - art.26)

lettera "A-B"

ALLEGATO :

RS.RG-ID.S2

DATA : Novembre 2013

SCALA :

# INDICE DEGLI ARGOMENTI

1) - <u>PREMESSA</u>	3
2) - <u>CARATTERI LOCALI DEL TERRITORIO</u>	3
2.1 – <i>Inquadramento geomorfologico (statico) e geologico</i>	3
2.2 – <i>Inquadramento idrogeologico (falde acquifere, escursioni piezometriche)</i>	4
2.3 – <i>Verifiche di compatibilità con il P.A.I. Novembre 2012 - Classi di pericolosità e fattibilità assegnate dal P.U.A. (ai sensi del Regolamento 53/R), interventi di messa in sicurezza idraulica</i>	5
3) - <u>INDAGINI GEOGNOSTICHE (DATI DI BASE)</u>	6
4) - <u>PREVENZIONE SISMICA: NORMATIVA NTC</u>	6
5) - <u>MODELLO LITOSTRATIGRAFICO E GEOTECNICO DEL SUOLO E SOTTOSUOLO DI IMPOSTA, VALUTAZIONI GEOTECNICHE E SISMICHE</u>	9
6) - <u>CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE</u>	17

*Allegato 1: Elaborati cartografici – planimetrici – tecnici*

*Allegato 2: Risultati sondaggio a carotaggio in continuo S1, prove SPT e analisi di laboratorio su campione di terreno denominato C1*

*Allegato 3: Risultati indagine sismica superficiale MASW*

*Allegato 4: Risultati ulteriori indagini geognostiche e geofisiche significative, eseguite in adiacenza*

## 1) - PREMESSA

Su incarico della SOC. SPQR2000T srl ho effettuato l'indagine geologico-tecnica di supporto alla realizzazione della Palazzina Municipale nell'ambito del P.U.A. "Città della Piana" - Donoratico – I2B – UTOE n°2 (Comune di Castagneto Carducci).

La presente relazione è elaborata in ottemperanza con le prescrizioni dettate dalle normative in vigore (*P.A.I. - Bacino Toscana Costa - D.C.R. n.13/05; D.M. 14.01.2008 – NTC'08; Ps e PRG – RU comunale; D.P.G.R. n.36/R del 9 Luglio 2009*) ed in accordo con le relative indicazioni e prescrizioni di fattibilità attribuite dal PUA (redatto ai sensi del *Regolamento regionale 53/R*).

Considerato che la progettazione si riferisce ad un'opera di volume lordo inferiore a 6.000mc (edificio rilevante ai sensi dell'*Allegato B del Regolamento 36/R* – edificio in classe d'uso 3 ai sensi delle *NTC'08*), per ottemperare alle suddette normative, la caratterizzazione geotecnica, litologica e sismica del suolo e sottosuolo d'imposta del nuovo fabbricato, indispensabile per valutare il comportamento statico del complesso terreno - fondazioni – strutture in elevazione e l'eventualità di interferenze con la falda acquifera, deriva dai risultati di una campagna geognostica eseguita in situ (indagine sismica superficiale con tecnologia MASW, un carotaggio in continuo S1 con prelievo e analisi di un campione di terreno, n°2 prove penetrometriche dinamiche SPT a profondità opportunamente scelte) e di altre indagini e prove significative già eseguite in adiacenza (prove penetrometriche DPM, indagine MASW, scavi, analisi di laboratorio su campioni indisturbati di terreno).

## 2) – CARATTERI LOCALI DEL TERRITORIO

### **2.1 – Inquadramento geomorfologico (statico) e geologico**

In **FIGURA 1** (Corografia in scala 1 : 25.000) e più in dettaglio in **FIGURA 2** (base C.T.R. della Regione Toscana alla scala 1 : 10.000) è evidenziata l'ubicazione geografica del sito di progetto alla quota compresa intorno ai 26m slm, nel comparto SE del centro abitato di Donoratico: il contesto geomorfologico-antropico è l'omonima pianura alluvionale, caratterizzata, alla scala locale, da profilo pseudopianeggiante blandamente ondulato, in progressivo lieve declino verso W, cioè verso la fascia costiera.

Sull'area di progetto ed i suoi dintorni risultano assenti forme geomorfologiche naturali di un qualche rilievo: si vedano in proposito le indicazioni fornite dalla TAVOLA 28 del *Piano Strutturale*.

Il panorama geologico è rappresentato in **FIGURA 2**: come si evince dallo stralcio cartografico significativo estratto dalla TAVOLA 25 del *Piano Strutturale*, la situazione strutturale è del tutto omogenea dal momento che il settore d'interesse ed i suoi dintorni ricadono nell'area di competenza della formazione tardo pleistocenica delle "Sabbie rosso-arancio di Donoratico": trattasi generalmente di sedimenti massivi di origine continentale in parte alluvionale ed eolica, costituiti da spesse alternanze (dell'ordine delle decine di metri) di terreni incoerenti (di natura prevalentemente granulare) a componente sabbiosa sottile o sabbio-limoso predominante, con frazioni più sottili (limo-argillose) e/o sporadiche bancate calcarenitiche (note anche come

“panchina”), costituite da sabbie da molto addensate a cementate, presenti con spessori e a profondità variabili a seconda delle località.

La successione litostratigrafica del suolo e sottosuolo di progetto è discussa e visualizzata nel dettaglio al corrispondente Capitolo 5.

Il sito ricade in un contesto in fase di urbanizzazione, su un terreno per lo più pianeggiante a vocazione agricola attualmente coltivato ad oliveto, sul quale risultano assenti forme erosive spinte e/o tracce di dissesti gravitativi attivi o di subsidenza: è possibile certificare che trattasi di un comparto territoriale caratterizzato da condizioni globali di equilibrio idrogeologico (statico).

## 2.2 – Inquadramento idrogeologico (falde acquifere, escursioni piezometriche locali)

Per il sito sono noti i seguenti elementi:

- la cartografia ufficiale, riprodotta in **FIGURA 3** (stralcio rappresentativo estratto dalla Carta della Permeabilità di PS), indica generalmente la presenza di terreni che sotto l'aspetto idrogeologico sono assimilabili a “*depositi di origine alluvionale a permeabilità primaria alta*”, contenenti livelli sede di falde idriche anche ad elevata trasmissività;
- si dispone a tutt'oggi di numerose informazioni puntuali (provenienti sia da pozzi che da indagini ubicate come in **FIGURA 4** – Carta dei dati di base) circa la profondità e le oscillazioni della falda acquifera locale durante anni e stagioni diverse, per cui risulta utile la seguente tabella riepilogativa:

saggi con escavatore (Inverno 1985)	quota p.c. (m s.l.m.)	Profondità della falda (m dal p.c.)
S1	24.40	-3,40m dal p.c.
S2	24.50	-3,40m dal p.c.
S3	23.50	-3,70m dal p.c.
pozzi (Inverno 1985)	quota p.c. (m s.l.m.)	Profondità della falda (m dal p.c.)
P1	24.00	-3,40m dal p.c.
P2	24.00	-3,05m dal p.c.
Prove penetrometriche DPM (Marzo 2004)	quota p.c. (m s.l.m.)	Profondità della falda (m dal p.c.)
D1	24.40	non intercettata fino a 6.80
D2	24.90	non intercettata fino a 5.70
D3	26.00	non intercettata fino a 6.80
Prove penetrometriche DPM (Giugno 2013)	quota p.c. (m s.l.m.)	Profondità della falda (m dal p.c.)
D4	24.00	-5,00m dal p.c.
D5	26.50	-4,50m dal p.c.
Altre vicine Prove penetrometriche DPM (Inverno 2010 e 2011)	quota p.c. (m s.l.m.)	Profondità della falda (m dal p.c.)
Rif. Figura 7		-3,20m dal p.c.
Rif. Figura 7		-3,30m dal p.c.
Rif. Figura 7		-3,40m dal p.c.
Rif. Figura 7		-3,40m dal p.c.
pozzi (Marzo 2004)	quota p.c. (m s.l.m.)	Profondità della falda (m dal p.c.)
P3	26.00	-8.10m dal p.c.
P4	24.50	-8.50m dal p.c.
pozzi (Giugno 2013)	quota p.c. (m s.l.m.)	Profondità della falda (m dal p.c.)
P3	26.00	-4.50m dal p.c.
P4	24.50	-5.00m dal p.c.

- l'ultimo recente sondaggio a carotaggio continuo eseguito in situ a fine Ottobre 2013 ha evidenziato la presenza della falda a circa -4m di profondità.

Si evince, in definitiva, che la falda acquifera freatica al di sotto del piano di campagna dell'area di progetto risulta nel corso degli anni soggetta ad oscillazioni significative in funzione dei periodi di piovosità e delle entità delle ricariche. La risalita massima registrata è arrivata ad un ordine di grandezza di circa -3m di profondità dal piano-campagna, mentre la depressione massima a -8,0m di profondità ed oltre rispetto al piano-campagna.

### **2.3 – Verifiche di compatibilità con il P.A.I. – D.C.R.13/05 e classi di pericolosità e fattibilità assegnate dal PUA (ai sensi del Regolamento 53/R), interventi di messa in sicurezza idraulica**

Nell'ambito della *Carta di tutela del territorio* di cui al *P.A.I. Novembre 2012 – Bacino Toscana Costa*, l'area indagata ricade fra quelle "di particolare attenzione per la prevenzione da allagamenti", per cui le uniche disposizioni sono quelle contenute nelle *Norme di Piano all'art.19*, di fatto questo settore pianeggiante ricade esternamente sia alle aree definite P.I.E. o P.I.M.E. (cioè a pericolosità idraulica elevata) che a quelle definite P.F.E. o P.F.M.E. (cioè a pericolosità geomorfologica elevata).

Nell'ambito del *P.U.A.* (che ha aggiornato le precedenti indicazioni di fattibilità del *Regolamento Urbanistico Comunale 2008*) al sito di progetto vengono assegnate le seguenti classi di pericolosità:

- pericolosità geomorfologica di *classe G.1 = bassa* (si veda in proposito lo stralcio significativo di **FIGURA 5**, in scala 1 : 2.000), definita nel modo che segue: "aree in cui i processi geomorfologici e le caratteristiche litologiche, giaciture non costituiscono fattori predisponenti al verificarsi di processi morfo evolutivi",
- pericolosità idraulica di *classe I.3.1 = elevata* (aree non soggette alla normativa PAI – rif. **FIGURA 6**),
- pericolosità sismica bassa di *classe S.1.*
- vulnerabilità idrogeologica elevata *classe 4.*

Sempre nell'ambito del *P.U.A.* al sito di progetto vengono assegnate le seguenti classi di fattibilità (con relative prescrizioni):

- fattibilità geomorfologica di *classe F.2.g = con normali vincoli*,
- fattibilità idraulica di *classe F.3.i = condizionata*,
- fattibilità per aspetti sismici di *classe F.3.s = condizionata*,
- fattibilità per aspetti relativi alla tutela della falda idrica di *classe F.3.r = condizionata*.

Quali interventi di messa in sicurezza idraulica del fabbricato in oggetto, così come prescritto a seguito delle valutazioni di natura idrologico idraulica contenute nel PUA e nel RUC, è stato previsto il rialzamento del piano di calpestio interno ad una quota di +50cm rispetto al piano di campagna circostante (auto sicurezza).

Un tale intervento, dimensionato per far fronte ad eventi con tempo di ritorno >200anni, risulta tale da non aumentare il livello di rischio in altre aree, né incrementare i picchi di piena a valle, né

rappresentare pericolo per persone e beni, sia in virtù dei volumi di compensazione (vasca di recupero delle acque prevista e dimensionata in funzione della superficie impermeabile complessiva introdotta dal fabbricato e della pioggia critica oraria locale) e delle opere di drenaggio superficiale già previste a livello di area complessiva del PUA nell'ambito della predisposizione delle Opere di Urbanizzazione Primaria, sia per il fatto che trattandosi di un'area di aperta pianura molto lontana dal corso d'acqua, l'ipotetica lama d'acqua esondata si appiattirebbe e transiterebbe verso valle con tiranti modesti (stimati inferiori a 20cm), con velocità di esondazione limitata (rischio idraulico ridotto), limitando l'ipotetica esondazione alla stregua del semplice "rischio di ristagno" (così come riportato anche nello *Studio geologico* di supporto al *Regolamento Urbanistico Comunale*).

### 3) – INDAGINI GEOGNOSTICHE (DATI DI BASE)

Come già detto in premessa la presente relazione si basa sui risultati di una campagna di indagini geognostiche eseguite in situ e sui risultati altrettanto significativi di una serie di altre indagini eseguite in adiacenza, così come evidenziato nella planimetria di **FIGURA 4**:

- n°1 sondaggio a carotaggio in continuo S1 eseguito in situ (risultati in **ALLEGATO 2**);
- n°2 prove penetrometriche SPT in approfondimento (risultati in **ALLEGATO 2**);
- analisi di laboratorio certificate condotte sul campione di terreno C1 (risultati in **ALLEGATO 2**);
- n°1 indagine sismica superficiale a rifrazione con metodologia MASW eseguita in situ (risultati in **ALLEGATO 3**);
- altre indagini geognostiche di varia tipologia eseguite in adiacenza al sito e ritenute comunque significative anche ai fini della presente progettazione (risultati in **ALLEGATO 4**).

Ricordo che la classifica orientativa dello stato di compattezza dei terreni incoerenti (granulari) sulla base del parametro  $N_{spt}$  sopra utilizzato è la seguente:

<i>Descrizione</i>	<i>N<sub>spt</sub></i>
Sciolto	< 4
Poco/Scarsamente addensato	4 - 8
Normalmente addensato	8 – 15
Addensato	15 - 30
Molto addensato	30 - 50
Estremamente addensato / Cementato	> 50

### 4) – PREVENZIONE SISMICA: NORMATIVA NTC'08

La Regione Toscana con la *Deliberazione G.R.T. n°41 del 26.11.2007* ha approvato l'elenco aggiornato dei Comuni a maggiore rischio sismico in sostituzione degli elenchi di cui alle precedenti delibere, con cui l'intero territorio regionale viene suddiviso in quattro zone sismiche, in relazione ai valori di accelerazione di picco al suolo: **il territorio del Comune di Castagneto Carducci** veniva riclassificato come sismico in **zona 3s** (codice ISTAT 2001: 09049006 – Castagneto Carducci), per

il quale viene indicato un valore dell'accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni  $0,15 < a_g/g < 0,25$ . L'ultimo aggiornamento della classificazione sismica della Toscana è stato da poco approvato con il *D.G.R.T. n.878 del 8/10/2012* ed ha ulteriormente ridefinito la classificazione comunale, indicando la **nuova zona sismica 3**.

La normativa sismica nazionale, che fa capo al *D.M. 14.01.2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni, al punto 3.2.2.*, prescrive che *"...ai fini della definizione della azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi e che in assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sulla individuazione di 5 categorie di sottosuolo di riferimento e di ulteriori 2"*.

Per *"risposta sismica locale"* si intende l'azione sismica quale emerge in superficie a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, subite trasmettendosi dal substrato rigido.

Come spiegato in premessa, in questo caso ci si affida ai risultati di due indagini sismiche superficiali con metodologia MASW eseguite in situ (vedere ubicazioni in **FIGURA 4** e risultati completi in **ALLEGATO 3 - 4**), che hanno misurato la velocità di propagazione delle onde di taglio dentro il terreno fornendo valori pressoché identici della  $V_{s,30}$  ( $V_{s,30} = 268,1\text{m/sec}$  e  $V_{s,30} = 261,8\text{m/sec}$  rispettivamente) e che individuano la seguente categoria del sottosuolo di fondazione:

**SOTTOSUOLO DI PROGETTO: CATEGORIA C**

**Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo**

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di <math>V_{s,30}</math> 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 <math>V_{s,30}</math> compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero <math>N_{SPT,30} &gt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &gt; 250</math> 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 <math>V_{s,30}</math> compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero <math>15 &lt; N_{SPT,30} &lt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>70 &lt; c_{u,30} &lt; 250</math> 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 <math>V_{s,30}</math> inferiori a 180 m/s (ovvero <math>N_{SPT,30} &lt; 15</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &lt; 70</math> 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 <math>V_s &gt; 800</math> m/s).</i>

Con l'entrata in vigore del *D.M. 14.01.2008* la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio *"sito dipendente"* e non più tramite un criterio *"zona dipendente"*. Le azioni sismiche di progetto debbono essere definite a partire dalla *"pericolosità sismica di base"* del sito di costruzione. La pericolosità sismica di un sito è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo, in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato

(denominato "periodo di riferimento Vr", che per costruzioni ordinarie è = 50 anni).

Per descrivere la pericolosità sismica di un sito con sufficiente precisione si deve utilizzare un reticolo di riferimento i cui nodi, individuati in termini di latitudine e longitudine, debbono distare di un passo  $\leq 0,05^\circ$  (cioè avere una distanza  $< 10\text{km}$ ), debbono essere forniti per diverse probabilità di superamento (cioè per diversi periodi di ritorno, che per le costruzioni ordinarie devono essere almeno dentro l'intervallo  $30 < \text{Tr} < 975$  anni, estremi inclusi) e in termini di valori di accelerazione orizzontale massima **ag** e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle suddette NTC, nelle condizioni di sottosuolo rigido affiorante.

In particolare, i caratteri del moto sismico sul sito di riferimento rigido orizzontale sono descritti dalla distribuzione sul territorio delle seguenti grandezze:

- **ag** = accelerazione massima al sito,
- **Fo** = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
- **TC** = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Lo scuotimento del suolo così individuato deve poi essere corretto per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie, attraverso la determinazione delle corrispondenti categorie di sottosuolo sitespecifiche e dei coefficienti di amplificazione topografica **St** e stratigrafica **Ss**.

Per il sito di progetto tutti i suddetti parametri sismici sono stati calcolati utilizzando uno specifico software e sono di seguito riportati:

#### Parametri sismici del sito:

Tipo di elaborazione: Fondazioni

##### Sito in esame.

latitudine: 43,165521 [°]

longitudine: 10,571552 [°]

Classe d'uso: III. Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Vita nominale: 50 [anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

##### Siti di riferimento.

	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
Sito 1	22712	43,147480	10,542990	3064,6
Sito 2	22713	43,149200	10,611440	3709,7
Sito 3	22491	43,199170	10,609100	4823,7
Sito 4	22490	43,197460	10,540560	4350,6



#### Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C  
Categoria topografica: T1  
Periodo di riferimento: 75anni  
Coefficiente cu: 1,5

Operatività (SLO):  
Probabilità di superamento: 81 %  
Tr: 45 [anni]  
ag: 0,034 g  
Fo: 2,617  
Tc\*: 0,209 [s]

Danno (SLD):  
Probabilità di superamento: 63 %  
Tr: 75 [anni]  
ag: 0,041 g  
Fo: 2,640  
Tc\*: 0,228 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):  
Probabilità di superamento: 10 %  
Tr: 712 [anni]  
ag: 0,079 g  
Fo: 2,746  
Tc\*: 0,284 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):  
Probabilità di superamento: 5 %  
Tr: 1462 [anni]  
ag: 0,095 g  
Fo: 2,777  
Tc\*: 0,294 [s]



#### Coefficienti Sismici

	Ss	Cc	St	Kh	Kv	Amax	Beta
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[m/s <sup>2</sup> ]	[-]
SLO	1,500	1,760	1,000	0,010	0,005	0,503	0,200
SLD	1,500	1,710	1,000	0,012	0,006	0,599	0,200
SLV	1,500	1,590	1,000	0,024	0,012	1,163	0,200
SLC	1,500	1,570	1,000	0,028	0,014	1,391	0,200

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50  
Geostru software - [www.geostru.com](http://www.geostru.com)

#### 5) – MODELLO LITOSTRATIGRAFICO E GEOTECNICO DEL SUOLO E SOTTOSUOLO D'IMPOSTA, VALUTAZIONI GEOTECNICHE E SISMICHE

I risultati delle indagini geognostiche puntuali hanno consentito di definire, ai sensi di legge, il modello litologico, stratigrafico, sismico e geotecnico del suolo e sottosuolo di progetto.

Sul campione indisturbato di terreno C1 (prelevato in situ nell'intervallo di profondità fra 1,50m e 2m dal p.c.) sono state eseguite le determinazioni sulle caratteristiche fisiche (peso di volume) e sui parametri della resistenza al taglio attraverso altrettante prove di taglio diretto in scatola di Casagrande (angolo di attrito interno e coesione); i certificati delle analisi di laboratorio sono riportati in **ALLEGATO 2**, mentre nella seguente **Tabella 1** sono riepilogati tutti i parametri

geotecnici ottenuti, a loro volta confrontati con i risultati delle analisi di laboratorio già eseguite in passato su campioni indisturbati di terreno prelevati dagli scavi eseguiti sull'area adiacente lato N (vedere ubicazioni in **FIGURA 4** e rapporti in **ALLEGATO 4**).

Tabella 1 - Caratterizzazione geotecnica da analisi di laboratorio						
<i>Sond./Scavo</i>	<i>Camp. ind.</i>	<i>Prof. m</i>	<i>Descrizione litologica</i>	<i>Peso vol. g/cm<sup>3</sup></i>	$\phi$	<i>c Kg/cm<sup>2</sup></i>
S1 in situ	C1	da 1,50 a 2,00	Sabbia fine rosso arancio leggermente addensata	1,63	24°	0.05
S3 in adiacenza	1	da 1,30 a 1,50	Sabbia fine limosa rossa	1.75	31°	0.15
S3 in adiacenza	2	da 2,00 a 2,20	Sabbia fine chiara	1.50	-	-
S3 in adiacenza	3	da 3,40 a 3,60	Sabbia fine limosa	2.00	22°	0.22

Nella sottostante **Tabella 2**, invece vengono riepilogati i risultati delle prove penetrometriche SPT in situ (**ALLEGATO 2**) e di quelle DPM eseguite in adiacenza e ritenute significative ai fini progettuali (**ALLEGATO 4**), a cui vengono associati altrettanti parametri geotecnici.

Tabella 2 - Caratterizzazione geotecnica da prove penetrometriche						
<i>Sond.</i>	<i>Prova SPT/DPM</i>	<i>Prof. m</i>	<i>Descrizione</i>	<i>Nspt</i>	$\phi$	<i>Peso vol. g/cm<sup>3</sup></i>
S1	SPT1	da 3.0 a 3,45m	Sabbia sottile più o meno limosa, grigia, molto addensata	50	38°	1.85
S1	SPT2	da 4.0 a 4,45m	Sabbia grossolana rosso arancio normalmente addensata	14	27°	1.75
-	DPM P7	da 0.50 a 2,00m	Sabbia fine limosa	5	24°	1.63
-	DPM P7	da 2.00 a 3,40m	Sabbia fine limosa	7	26°	1.70
-	DPM P7	da 3.40 a 4,10m	Sabbia fine più o meno limosa	16	30°	1.75
-	DPM P7	da 4.10 a 5,90m	Sabbia fine limosa argillosa	8	26°	1.70
-	DPM P7	da 5.90 a 7,00m	Sabbia argillosa addensata	22	32°	1.80

Ulteriori parametri e moduli geotecnici riferiti al grado di comprimibilità dei vari strati di terreno sabbiosi sono tabellati in **ALLEGATO 3** (estrapolati dall'indagine MASW – tab.1), oppure possono essere estrapolati anche sfruttando le correlazioni empiriche con i valori di Nspt di cui sopra.

Il modello litostratigrafico del sottosuolo di progetto, in definitiva, è quello schematizzato nella sezione geologica di **FIGURA 8**, in cui, procedendo dalla superficie verso il basso, sono stati evidenziati 6 diversi orizzonti sedimentari a componente da sabbiosa ad argillosa:

- **strato 1**: terreno sabbioso vegetale di superficiale (spessore circa 40 – 50cm), colore rosso

arancio, insaturo e, di norma, caratterizzato da scarso grado medio di addensamento ( $3 < N_{spt} \leq 5$ );

- **strato 2**: segue un livello costituito da sabbie fini debolmente limose, insature, color rosso arancio scuro, di spessore di circa 2m, scarsamente addensate ( $5 < N_{spt} < 7$ );

- **strato 3**: segue un livello di sabbie fini più o meno limose, colore grigio, da sature a insature a seconda delle stagioni, spesso circa 1,00 – 1,20m variamente addensate ( $16 < N_{spt} < 50$ );

- **strato 4**: segue un livello costituito da sabbie sature a granulometria più grossolana, di spessore di circa 2,50m, normalmente addensate ( $8 < N_{spt} < 16$ );

- **strato 5**: segue un livello costituito da argille sabbiose sature, colore arancio, con sporadici ciottoli e noduli neri, di spessore di circa 2,50m, di norma molto consistenti ( $N_{spt} > 30$ );

- **strato 6** segue un livello di argille debolmente sabbiose, sature, colore arancio, di spessore di oltre 1m ( $N_{spt} > 30$ ).

Ai fini progettuali, la caratterizzazione geotecnica del volume significativo di terreno interessato dalla messa in opera delle fondazioni superficiali del fabbricato è quella riportata nella seguente **Tabella 3 (da prova puntuale certificata di laboratorio – ALL.2)**:

<b>Tabella 3: Litologia (a profondità compresa fra 1,50 e 2,00 m)</b>	<i>Sabbie fine leggermente addensata</i>
<i>N<sub>spt</sub> (minimo)</i>	5
<i>Angolo di attrito interno (<math>\phi</math>)</i>	24°
<i>Coesione (c)</i>	0,05 kg/cmq
<i>Peso di volume secco (<math>\gamma_d</math>)</i>	1,63 (t/m <sup>3</sup> )
<i>Peso di volume saturo (<math>\gamma_w</math>)</i>	1,85 (t/m <sup>3</sup> )
<i>Modulo di deformazione drenato (E')</i>	160 Kg/cmq

**L'intervento in progetto**: per tutto ciò che si riferisce alla tipologia strutturale e architettonica del fabbricato, forma, dimensioni, materiali di costruzione, ecc., rimando direttamente ai dettagli evidenziati nelle TAVOLE e relazioni tecniche di progetto. In **FIGURA 7** ho riprodotto una pianta generica di progetto da cui è derivata la corrispondente sezione geologica significativa di **FIGURA 8**.

Per ciò che è di mia competenza interessa evidenziare i seguenti aspetti tecnici:

- le nuove fondazioni (di tipo nastriforme continuo) dovranno essere imbasate ad una profondità  $\geq 80$ cm rispetto all'attuale piano di campagna,

- le nuove fondazioni, di tipo rigido in c.a., dovranno in ogni caso essere correttamente dimensionate in funzione dei carichi d'esercizio e dovranno essere adeguate alla situazione litostratigrafica e geotecnica registrata nel sottosuolo e descritta,

- è sempre buona norma cercare di distribuire i carichi strutturali dell'intero fabbricato, nel modo più omogeneo possibile, in modo da ridurre al minimo l'entità di eventuali e normali cedimenti

differenziali,

- si escludono interferenze dirette delle nuove fondazioni con la falda acquifera, che, come già detto, negli ultimi 30 anni pare non essere mai risalita oltre i 3m rispetto al piano di campagna.

Con il suddetto modello litostratigrafico, geotecnico e sismico del suolo e sottosuolo d'imposta, il progettista delle nuove strutture, noti i carichi di esercizio e la loro distribuzione areale, possiede tutti gli elementi per poter procedere alla stesura della relazione geotecnica, contenente la scelta tipologica e il dimensionamento fondazionale più adeguato, la stima del valore del carico limite e delle resistenze di progetto sul suolo d'imposta e dei cedimenti assoluti del terreno sotto carico.

### **CONSIDERAZIONI CIRCA LA RISPOSTA DEL TERRENO ALLE SOLLECITAZIONI SISMICHE (RISCHIO DI LIQUEFAZIONE)**

I depositi sabbiosi in condizioni di saturazione possono essere interessati, durante particolari eventi sismici, da fenomeni di liquefazione. La probabilità che un deposito raggiunga le condizioni per la liquefazione dipende da diversi fattori, i più importanti dei quali sono rappresentati dallo stato di addensamento, dalla composizione granulometrica, dalle condizioni di drenaggio, dalla profondità della falda, dalla storia delle sollecitazioni sismiche e dall'età del deposito stesso.

Per il caso in esame sono state evidenziate le seguenti situazioni:

- trattasi di terreno a componente prevalentemente sabbiosa per uno spessore da 0 a 6,50m circa di profondità, con grado di addensamento variabile e scarsa presenza delle frazioni fini limose e argillose;
- la granulometria delle sabbie di quest'area è tale da rientrare all'interno del fuso critico in cui vi è possibilità di liquefazione (vedere analisi granulometrica in **ALLEGATO 4**);
- la falda acquifera freatica oscilla, a seconda delle stagioni, da -3 a -8m e oltre di profondità rispetto al p.c.;
- i sedimenti in situ hanno una età antica (Pleistocene).

Se si osserva la TAVOLA n°35 del *Piano Strutturale 2006* del Comune di Castagneto Carducci, "*Carta degli aspetti particolari per le zone sismiche*", così come la più recente "*Carta delle Zone a Maggiore Pericolosità Sismica Locale ZMPL*" si evince che il sito di progetto ed i suoi dintorni ricadono esternamente alle aree potenzialmente interessate da possibile rischio di effetti sismici indotti".

Alla luce del più recente *Regolamento regionale 36/R*, invece, il grado di pericolosità di quest'area sarebbe da considerare maggiore e proprio per tale motivo la fattibilità del *PUA di "Via delle Pievi"* è di classe 3 – condizionata, per la quale vengono indicate precise prescrizioni finalizzate al calcolo del coefficiente di sicurezza relativo, appunto, alla liquefazione del terreno.

Al **punto 7.11.3.4.2 delle NTC '08** vengono in ogni caso forniti chiarimenti in merito alle motivazioni *riguardo alla possibilità di esclusione della verifica alla liquefazione*.

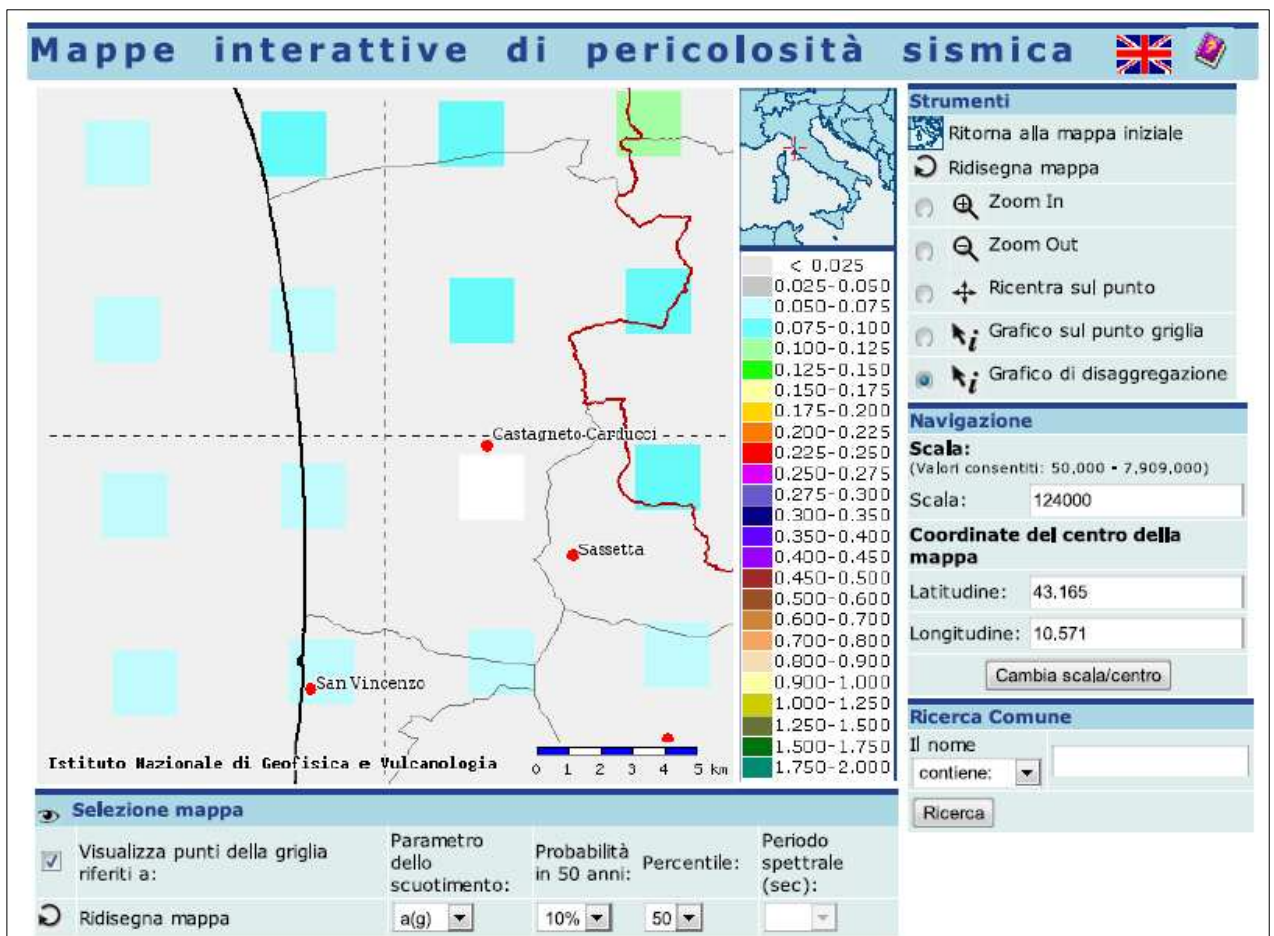
Tale verifica può essere omessa quando si manifesta anche solo una di 5 diverse circostanze, fra cui "*eventi sismici attesi di magnitudo  $M < 5$* " (fattore quindi legato all'attesa dell'evento sismico).

Tale principio deriva da analisi condotte da *Galli et Al. (2000)*, le quali evidenziano la completa assenza di fenomeni legati alla liquefazione nei terremoti italiani con  $M_s < 4,2$ , anche nelle immediate vicinanze dell'epicentro. Il criterio del DM'08 fa riferimento alla magnitudo del momento sismico ( $M_w$ ) e non a quella delle onde di superficie ( $M_s$ ). Le due magnitudo si possono correlare empiricamente e ne deriva che con una  $M_s = 4,2$  si ha una  $M_w = 4,9$ , arrotondata a 5 dal DM'08.

Per tale verifica ho quindi adottato un procedimento piuttosto sofisticato e scientificamente corretto, basato sul concetto di *disaggregazione* della pericolosità sismica. In pratica si tratta di sommare i contributi dovuti alle singole coppie magnitudo-distanza degli epicentri ricadenti all'interno di un'area di riferimento allo scopo di individuare, con una procedura di tipo probabilistico, l'evento sismico dominante. Il terremoto individuato, detto *terremoto di scenario*, è caratterizzato da una magnitudo, una distanza dal sito indagato ed un tempo di ritorno. Ciò lo rende anche utilizzabile, ai fini progettuali, nelle verifiche allo SLU e allo SLE richieste dal DM'08.

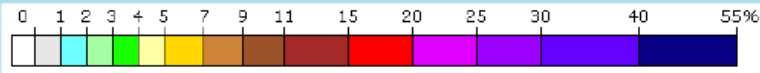
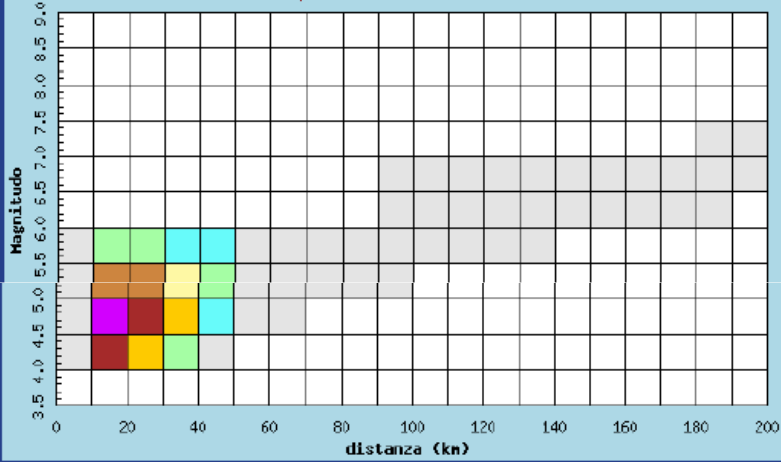
Sul sito internet dell'I.N.G.V. è possibile trovare una applicazione che consente di calcolare il *terremoto di scenario* sulla base della mappa della pericolosità sismica del territorio italiano.

Seguono i risultati della ricerca:



Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia  
 Disaggregazione del valore di a(g) con probabilit  di eccedenza del 10% in 50 anni

(Coordinate del punto lat: 43.1492, lon: 10.6114, ID: 22713)



Contributo percentuale alla pericolosit 

Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilit� di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 43.1492, lon: 10.6114, ID: 22713)										
	Magnitudo										
	3,5-4,0	4,0-4,5	4,5-5,0	5,0-5,5	5,5-6,0	6,0-6,5	6,5-7,0	7,0-7,5	7,5-8,0	8,0-8,5	8,5-9,0
0-10	0,000	0,509	0,634	0,192	0,041	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10-20	0,000	14,800	21,800	8,500	2,240	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
20-30	0,000	6,930	13,200	7,140	2,430	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
30-40	0,000	2,050	5,460	4,010	1,690	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
40-50	0,000	0,206	1,810	2,020	1,040	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
50-60	0,000	0,000	0,340	0,933	0,580	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
60-70	0,000	0,000	0,014	0,254	0,167	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
70-80	0,000	0,000	0,000	0,059	0,061	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
80-90	0,000	0,000	0,000	0,010	0,027	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
90-100	0,000	0,000	0,000	0,000	0,049	0,090	0,020	0,000	0,000	0,000	0,000
100-110	0,000	0,000	0,000	0,000	0,046	0,161	0,039	0,000	0,000	0,000	0,000
110-120	0,000	0,000	0,000	0,000	0,020	0,149	0,040	0,000	0,000	0,000	0,000
120-130	0,000	0,000	0,000	0,000	0,006	0,081	0,020	0,000	0,000	0,000	0,000
130-140	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,042	0,007	0,000	0,000	0,000	0,000
140-150	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,023	0,003	0,000	0,000	0,000	0,000
150-160	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,015	0,002	0,000	0,000	0,000	0,000
160-170	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,008	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000
170-180	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,004	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
180-190	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,001	0,004	0,008	0,000	0,000	0,000
190-200	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,012	0,028	0,000	0,000	0,000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.850	23.700	1.320

TERREMOTO DI SCENARIO

Dai risultati della suddetta ricerca emerge che in quest'area l'evento sismico atteso è di magnitudo  $M < 5$ , di conseguenza, con preciso riferimento al *punto 7.11.3.4.2 delle NTC '08*, ciò può risultare elemento significativo e sufficiente per poter omettere verifiche di suscettibilità alla liquefazione dei terreni del sito in oggetto.

Tuttavia, alla luce della composizione granulometrica sostanzialmente sabbiosa dei primi 6,50m circa di suolo (con particolare riferimento all'analisi granulometrica di riferimento di cui all'**ALLEGATO 4**) e per il fatto che la massima risalita della falda è attesa (a seconda delle stagioni) fino a circa -3m rispetto al piano di campagna, sono state ugualmente condotte delle verifiche circa il potenziale di liquefazione locale.

Le *NTC'08* indicano che per la valutazione del coefficiente di sicurezza alla liquefazione, alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili, è possibile utilizzare metodologie semi empiriche con verifiche di tipo puntuale. La verifica di tipo puntuale consiste nella stima alle varie profondità di un coefficiente di sicurezza  $F_s$  dato dal rapporto fra la resistenza alla liquefazione del terreno (CRR) e lo sforzo di taglio ciclico indotto dal sisma (CSR):

$$F_s = CRR/CSR$$

Il parametro CRR può essere ottenuto attraverso correlazioni con prove in situ (prove penetrometriche statiche, dinamiche o misura delle velocità delle onde S), mentre la grandezza CSR è funzione dell'accelerazione sismica orizzontale massima in superficie e della magnitudo.

Le *NTC'08* non indicano un valore specifico di  $F_s$  da utilizzare come riferimento, mentre l'*Eurocodice 8* suggerisce, nel caso di impiego di correlazioni semi empiriche, che un terreno debba essere considerato liquefacibile se lo sforzo di taglio indotto dal terremoto supera l'80% della resistenza mobilitata dal terreno. Questo comporta che il valore calcolato del coefficiente di sicurezza  $F_s$  debba risultare maggiore o uguale di 1,25.

Per il caso in oggetto sono state fatte verifiche con i seguenti metodi:

- *Seed & Idris (1982)*,
- *Tokimatsu & Yoshimi (1984)*,
- *Youd & Idris (2001)*,
- *Andrus & Stokoe (1997) modificato*,
- *Iwasaki et al. (1984) modificato*.

Nei rispettivi fogli di calcolo è stata sempre imposta (per cautela) la massima risalita attesa della falda acquifera (a -3m di profondità) e sono stati impiegati i risultati e relativi parametri geotecnici (in alcuni casi cautelativamente ridotti) e sismici puntuali registrati e forniti dalle indagini geognostiche (prove SPT e sismica MASW) eseguite in situ e in adiacenza. Le verifiche hanno preso in considerazione l'intervallo di profondità da 3 a 6,50m in cui vi è la presenza delle sabbie potenzialmente sature e liquefacibili.

Oltre tale profondità il carotaggio in continuo eseguito in situ e le relative indagini geognostiche

hanno evidenziato orizzonti molto consistenti con granulometria sostanzialmente argillosa per i quali non sono ipotizzabili rischi di liquefazione.

Tutte le verifiche eseguite portano a concludere che il sottosuolo di progetto non risulta liquefacibile. Segue, a titolo puramente indicativo, la sintesi di due elaborazioni ritenute fra le più significative.

VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE						
(da prove sismiche a rifrazione)						
Metodo semplificato						
Metodo di Andrus e Stokoe (1997) modificato						
<b>PARAMETRI:</b>						
$\gamma$	=	1,45	g/cm <sup>3</sup>			
$\sigma_{vo}$	=	0,435	kg/cm <sup>2</sup>			
$\sigma_{v\sigma'}$	=	0,435	kg/cm <sup>2</sup>			
profondità della prova	=	300	cm			
profondità falda	=	300	cm			
$\gamma_{H_2O}$	=	1	g/cm <sup>3</sup>			
Pressione neutra	=	0	kg/cm <sup>2</sup>			
z	=	3	m			
$V_s$	=	230				
$V_{S1C}$	=	220	m/s	FC<5%	FC=20%	FC>35%
				220	210	200
$V_{S1}$	=	283,21				
M	=	4,9				
MSF	=	4,21	se M≤7.5			
		3,05	se M>7.5			
<b>FORMULE:</b>				<b>RISULTATI:</b>		
$V_{S1}$	=	$V_s(1/\sigma_{vo})^{0,25}$		283,21	$V_{S1}$	
R	=	$0,03 \cdot (V_{S1}/100)^2 + 0,9(V_{S1C}-V_{S1}) - 0,9V_{S1C}$		0,222290707	R	
T	=	$0,65 \cdot ((a_{max}/g) \cdot (\sigma_{vo}/\sigma_{v\sigma'})) \cdot r_d \cdot 1/MSF$	se M≤7.5 se M>7.5	0,017824725 0,024619323	$T_{M≤7,5}$ $T_{M>7,5}$	
$a_{max}/g$	=	0,15				
$r_d$	=	0,7705				
$F_s=R/T$	>	1		12,47091961 9,029115259	Verificato $F_s$ Verificato $F_s$	
<b>VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE</b>						
(da prove dinamiche SPT)						
Metodo semplificato						
Metodo di Iwasaki et al. (1978) modificato (1984)						
<b>PARAMETRI:</b>						
$\gamma$	=	1,45	g/cm <sup>3</sup>			
$\sigma_{vo}$	=	0,435	kg/cm <sup>2</sup>			
$\sigma_{v\sigma'}$	=	0,435	kg/cm <sup>2</sup>			
profondità della prova	=	300	cm			
profondità falda	=	300	cm			
$\gamma_{H_2O}$	=	1	g/cm <sup>3</sup>			
Pressione neutra	=	0	kg/cm <sup>2</sup>			
z	=	3	m			
$N_{spt}$	=	7				
$d_{50}$	=	0,21				
M	=	4,9				
MSF	=	4,07	se M≤7.5			
		2,97	se M>7.5			
<b>FORMULE:</b>				<b>RISULTATI:</b>		
R	=	$0,0882 \cdot E16 \cdot RADQ(E9+0,7)+0,225 \log(0,35/E17)$	se $0,04 \leq d_{50} \leq 0,6$	0,707671571	R	
R	=	$0,0882 \cdot E16 \cdot RADQ(E9+0,7)-0,05$	se $0,6 < d_{50} \leq 1,5$	0,607755602		
T	=	$0,65 \cdot ((a_{max}/g) \cdot (\sigma_{vo}/\sigma_{v\sigma'})) \cdot r_d \cdot 1/MSF$	se M≤7.5 se M>7.5	0,018438354 0,025274305	$T_{M≤7,5}$ $T_{M>7,5}$	
$a_{max}/g$	=	0,15				
$r_d$	=	0,7705				
$F_s=R/T$	>	1	se M ≤ 7.5 se M > 7.5	38,38040875 32,96148863 27,99964504 24,0463823	Verificato $F_s$ Verificato $F_s$ Verificato $F_s$ Verificato $F_s$	



## 6) – CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Nei paragrafi precedenti sono state descritte, ai sensi di legge, le caratteristiche geologiche, geomorfologiche (statiche), idrogeologiche, litostratigrafiche, geotecniche e sismiche del terreno ubicato presso l'area di Donoratico in Via delle Pievi (Comune di Castagneto Carducci), sul quale è prevista la realizzazione dell'intervento progettuale esaminato (costruzione di nuova palazzina municipale denominata S2).

I modelli (litostratigrafico, geotecnico e sismico) del suolo e sottosuolo d'imposta, così forniti e descritti, sono in grado di fornire ai Progettisti della nuova struttura in elevazione, tutti gli elementi tecnici per poter procedere alla scelta fondazionale più adeguata ed alla stima del valore del carico limite e ammissibile sul suolo d'imposta e dei cedimenti (sia assoluti che differenziali) del terreno sotto carico.

*Dott. Geol. Luca Finucci*



The image shows a handwritten signature in black ink that reads "Luca Finucci". Overlaid on the signature is a circular blue ink stamp. The stamp contains the text "ORDINE DEI GEOLOGI DELLA TOSCANA" around the perimeter, "DOTT. GEOL." at the top, "LUCAS FINUCCI" in the center, and "N° 8199" at the bottom.

# ALLEGATO 1

## ELABORATI CARTOGRAFICI – PLANIMETRICI – TECNICI

FIGURA 1 – COROGRAFIA - (scala 1 : 25.000)

FIGURA 2 - CARTA GEOLOGICA - (scala 1 : 10.000)

FIGURA 3 - CARTA IDROGEOLOGICA - (scala 1 : 10.000)

FIGURA 4 - CARTA DEI DATI DI BASE - (scala arbitraria)

FIGURA 5 - CARTA DELLA PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA - (scala 1 : 5.000)

FIGURA 6 - CARTA DELLA PERICOLOSITA' IDRAULICA - (scala 1 : 5.000)

FIGURA 7 – PLANIMETRIA GENERICA DELLO STATO DI PROGETTO - (scala 1 : 200)

FIGURA 8 – SEZIONE GEOLOGICA E MODELLO LITOSTRATIGRAFICO DEL SUOLO E SOTTOSUOLO D'IMPOSTA (scala 1 : 100)

*Dott. Geol. Luca Finucci*

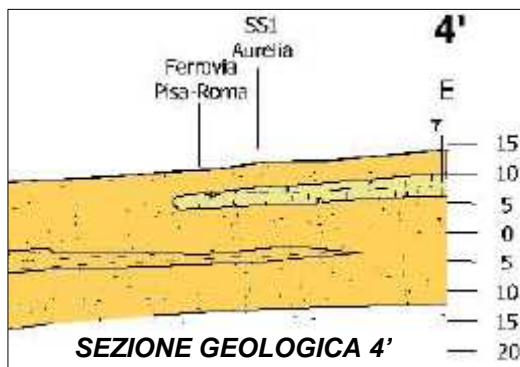
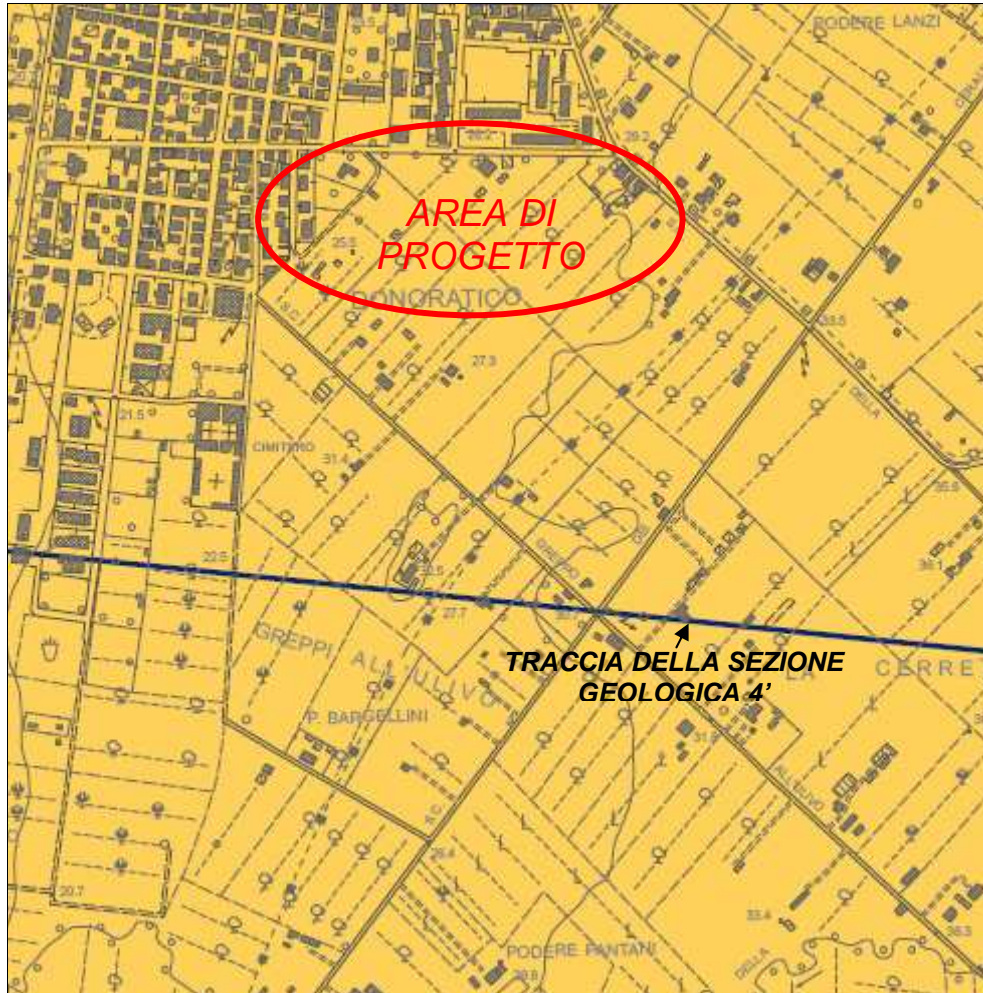


The image shows a circular professional stamp of the Order of Geologists of Tuscany (Ordine dei Geologi della Toscana). The stamp contains the text "DOTT. GEOL. LUCA FINUCCI" and "N. 819". A handwritten signature in blue ink is written over the stamp.

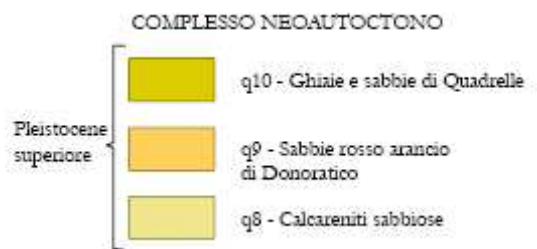


# CARTA GEOLOGICA

(Stralcio significativo ripreso da TAVOLA 25 del Piano Strutturale)



## Legenda

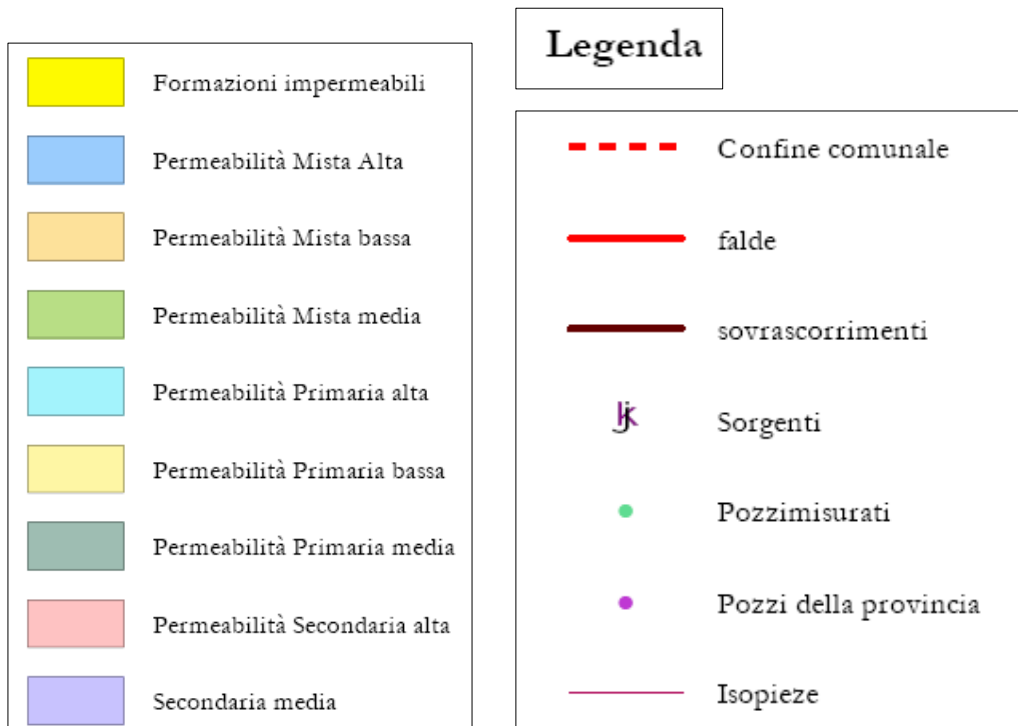
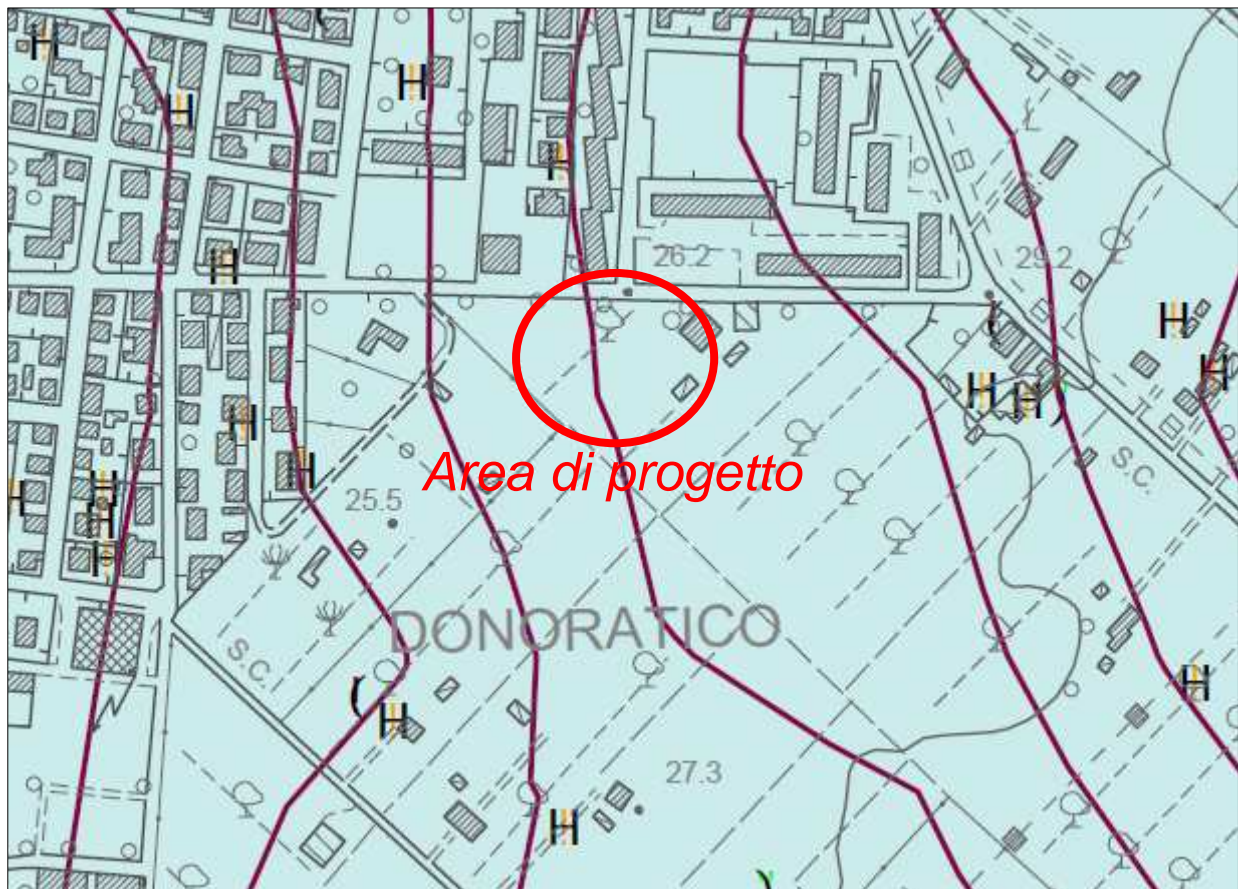


scala 1 : 10.000

## FIGURA 2

# CARTA IDROGEOLOGICA

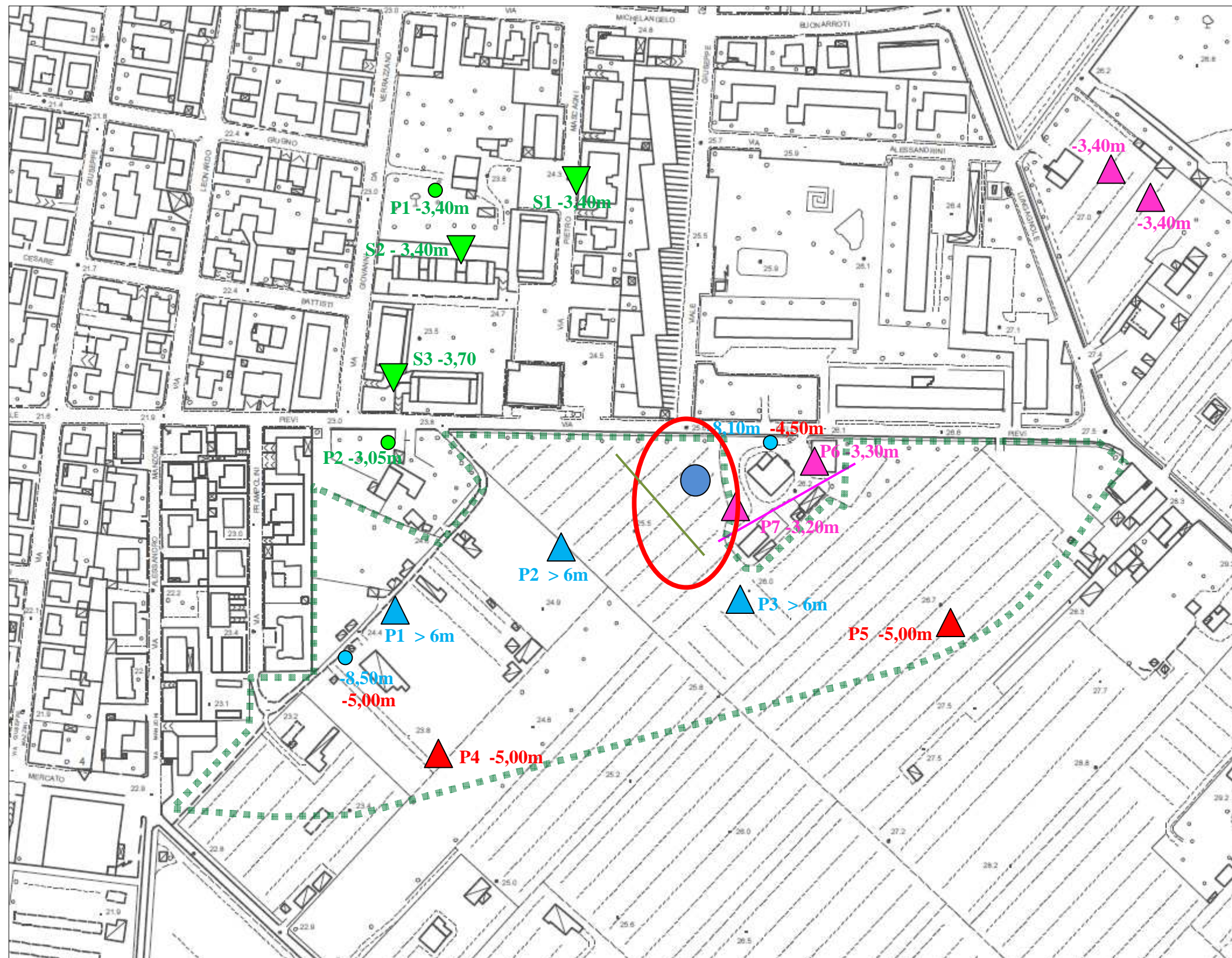
(Stralcio significativo ripreso da TAVOLA 29 del Piano Strutturale)



scala 1 : 5.000

## FIGURA 3

# CARTA DEI DATI DI BASE



## LEGENDA

- - Pozzi di misura (Dicembre 1985)
- - Pozzi di misura (Marzo 2004)
- - Pozzi di misura (Giugno 2013)
- 3,40m - Letture piezometriche (Dicembre 1985)
- 8,50m - Letture piezometriche (Marzo 2004)
- 4,50m - Letture piezometriche (Giugno 2013)
- - Sismica MASW (Ottobre 2011)
- ▼ - Saggi eseguiti con escavatore (Dicembre 1985)
- ▲ - Prove DPM (Marzo 2004)
- ▲ - Prove DPM e letture piezometriche (Inverno 2010/2011)
- ▲ - Prove DPM (Giugno 2013)
- confini dell'area di PUA
- Area di progetto
- - Sondaggio a carotaggio in continuo con n.2 prove SPT, prelievo di campione di terreno e analisi di laboratorio certificate (Ottobre 2013)
- - nuova sismica MASW (Ottobre 2013)

Scala arbitraria  
**FIGURA 4**

# CARTA DELLA PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA





(Stralcio significativo ripreso da TAVOLA 1f del PRG - R.U. 2008 redatto ai sensi del D.P.G.R. n.26/R/2007)



## Legenda

--- Confine comunale

Classi di pericolosità geomorfologica (D.P.G.R. n. 26/R 2007)

-  Classe G.1 - Pericolosità bassa ←
-  Classe G.2 - Pericolosità media
-  Classe G.3 - Pericolosità elevata
-  Classe G.4 - Pericolosità molto elevata

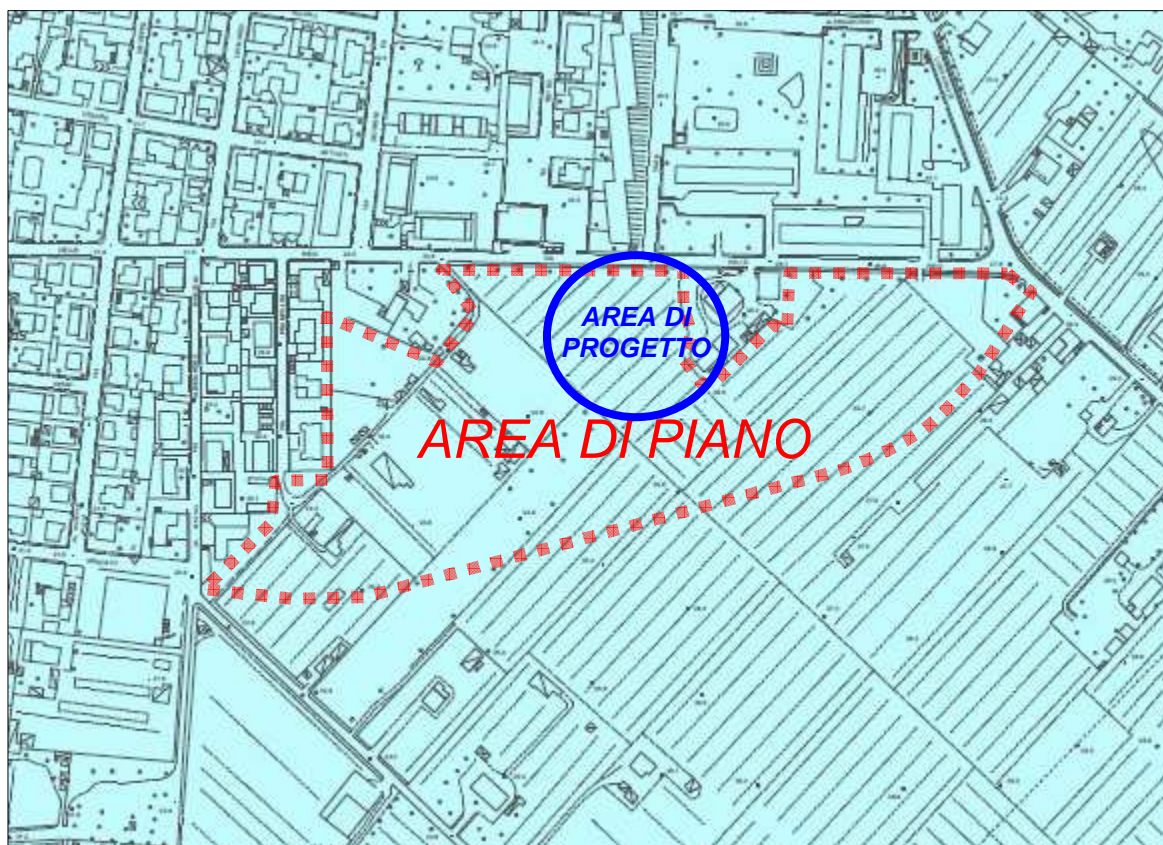
Nota: la classe di pericolosità geologica G.1 dell'area di Piano è stata riconfermata anche ai sensi del nuovo regolamento D.P.G.R. n.53/R/2011

scala 1 : 5.000

## FIGURA 5

# CARTA DELLA PERICOLOSITA' IDRAULICA

(Stralcio significativo ripreso da TAVOLA 2c del PRG RU 2008 redatta ai sensi del D.P.G.R. n.26/R/2007)



## Legenda

--- Confine comunale

### Classi di pericolosità idraulica (D.P.G.R. n. 26/R 2007)

— Reticolo idrografico

■ Aree non classificate

■ Classe I.1 - Pericolosità bassa

■ Classe I.2 - Pericolosità media

■ Classe I.3.1 - Pericolosità elevata (Aree non soggette alla normativa PAI)

■ Classe I.3.2 - Pericolosità elevata (Aree P.I.E. del PAI)

■ Classe I.4 - Pericolosità molto elevata (Aree P.I.M.E. del PAI)

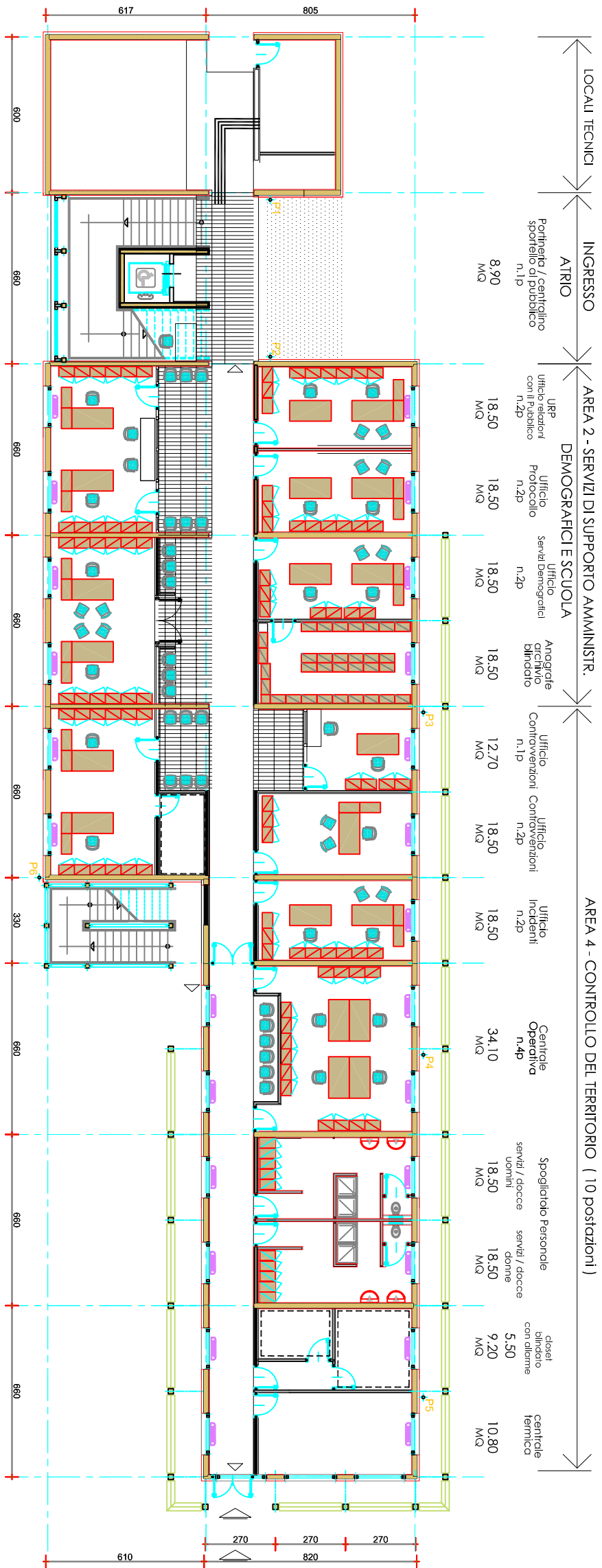
Nota: la classe di pericolosità idraulica I.3.1 dell'area di Piano è stata riconfermata anche ai sensi del nuovo regolamento D.P.G.R. n.53/R/2011

scala 1 : 5.000

FIGURA 6



PIANTA PIANO TERRA  
SCALA 1:200



PLANIMETRIA GENERICA DI PROGETTO - FIGURA 7

# SEZIONE GEOLOGICA

- modello litostratigrafico del suolo e sottosuolo d'imposta -

# SEZIONE 3-3

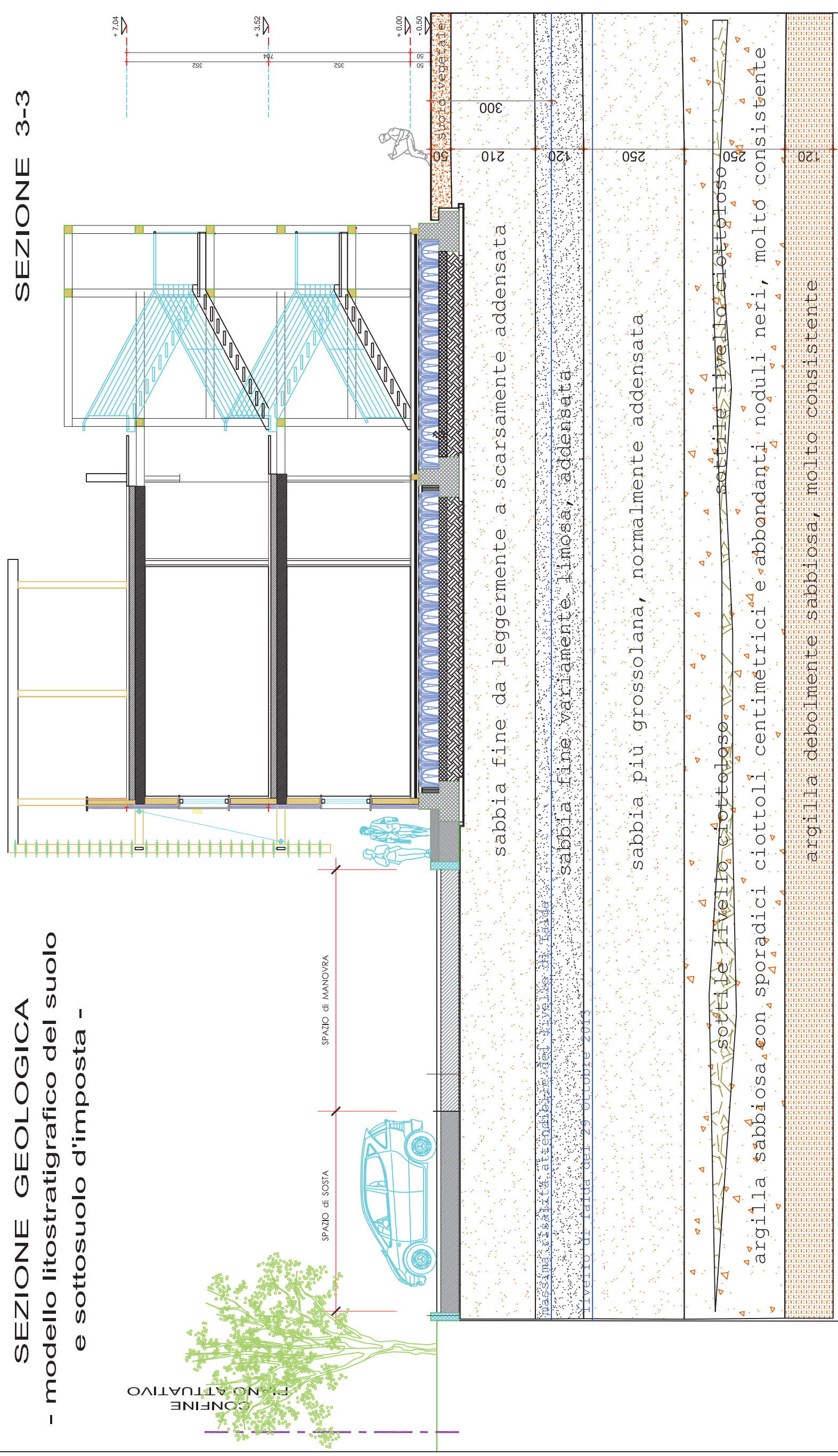


FIGURA 8 - scala 1:100

# ALLEGATO 2

## ***RISULTATI DELLA CAMPAGNA DI INDAGINI***

***GEOGNOSTICHE (29 Ottobre 2013):***

***A) - SONDAGGIO S1 in situ - FOTO CAROTE, COLONNA  
STRATIGRAFICA, RISULTATI DELLE 2 PROVE  
PENETROMETRICHE SPT IN APPROFONDIMENTO***

***B) – RISULTATI PROVE DI LABORATORIO SU CAMPIONE DI TERRENO  
SABBIOSO DENOMINATO C1 (analisi certificate)***



Sonda – 29  
Ottobre 2013



Carote  
da 0 a 5m



Carote  
da 5 a 10m

S1		SONDAGGIO 29 OTTOBRE 2013		
Colonna stratigrafica	metri d.p.c.	Falda	Campioni	S.P.T.
DESCRIZIONE STRATIGRAFICA				
	0			
	0,50			Terreno sabbioso vegetale, color rosso arancio
	1		da 1,50 a 2,00m	Sabbia sottile deb. limosa, insatura, color rosso arancio
	2			
	2,60			
	3		da 3m = 16, 20, 30	Sabbia più o meno limosa, addensata, insatura, color grigio chiaro
	3,80		da 4m = 9, 7, 7	
	4			
	5			Sabbia a granulometria più grossolana, satura, color arancio
	6			
	6,30			Argilla sabbiosa color arancio, con sporadici ciottoli centimetrici, e numerosi noduli neri, molto consistente
	6,90			
	7,20			Ciottoli centimetrici varicolori
	8			Argilla sabbiosa color arancio, con sporadici ciottoli centimetrici, e numerosi noduli neri, molto consistente
	8,80			
	9			Argille debolmente sabbiose, color arancio, molto consistenti
	10			
	11			
	12			
	13			
	14			
	15			
	16			



AZIENDA CON SISTEMA  
DI GESTIONE QUALITÀ  
CERTIFICATO DA DNV  
= ISO 9001 =

**MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI**

*Certificazione settore "A" - Prove di laboratorio su terre*

*Decreto 2436 del 14/03/2013 - ART. 59 DPR 380/2001 - Circolare 7618/STC 2010*

# LABOTER s.n.c. di Paolo Tognelli e C. Laboratorio geotecnico - A.L.G.I. n°89

<b>Committente :</b>	<b>Mappogeognostica s.r.l. per SPQ2 2000 T</b>
<b>Cantiere :</b>	<b>Donoratico (LI)</b>
<b>Verbale Accettazione n° :</b>	<b>268 del 05/11/2013</b>
<b>Data Certificazione :</b>	<b>11/11/2013</b>
<b>Campioni n°:</b>	<b>1</b>
<b>Certificati da n° a n° :</b>	<b>2749 a 2751</b>

Il direttore del laboratorio  
Dott. Geologo Paolo Tognelli











<b>CERTIFICATO DI PROVA N°:</b> 02751	Pagina 1/4	<b>DATA DI EMISSIONE:</b> 11/11/13	Inizio analisi: 08/11/13
<b>VERBALE DI ACCETTAZIONE N°:</b> 268 del 05/11/13		<b>Apertura campione:</b> 06/11/13	Fine analisi: 11/11/13

<b>COMMITTENTE:</b> Mappogeognostica s.r.l. per SPQ2 2000 T			
<b>RIFERIMENTO:</b> Donoratico (LI)			
<b>SONDAGGIO:</b> 1	<b>CAMPIONE:</b> 1	<b>PROFONDITA':</b> m 1.5-2.0	

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

Modalità di prova: Norma ASTM D 3080-72

Provino n°:	1	2	3
Condizione del provino:	Indisturbato	Indisturbato	Indisturbato
Pressione verticale (kPa):	98	196	294
Tensione a rottura (kPa):	49	101	136
Deformazione orizzontale a rottura (mm):	4,67	4,09	4,08
Deformazione verticale a rottura (mm):	0,29	0,46	0,36
Umidità naturale (%):	---	---	---
Peso di volume (kN/m³):	15,9	16,0	16,0

DIAGRAMMA  
Tensione - Pressione verticale

Tipo di prova:	Consolidata - rapida
Velocità di deformazione:	0,500 mm / min
Tempo di consolidazione (ore):	24

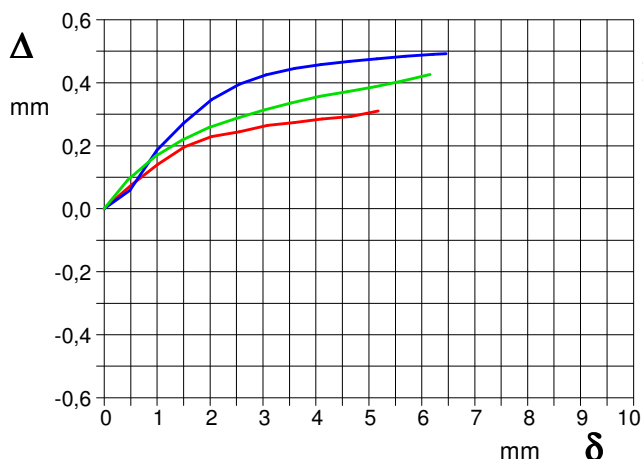
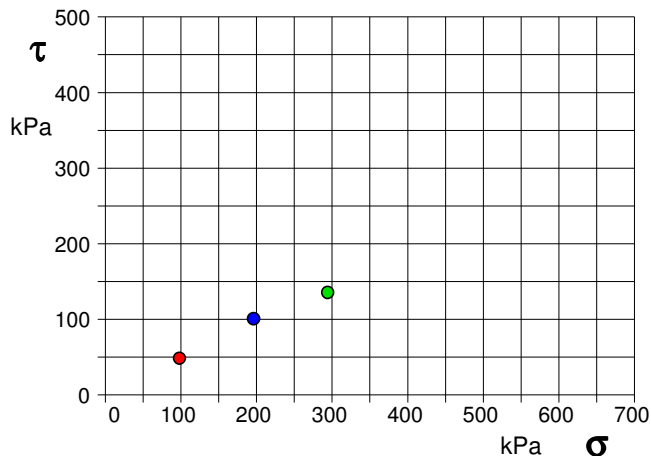


DIAGRAMMA Deform. vert. - Deform. orizz.

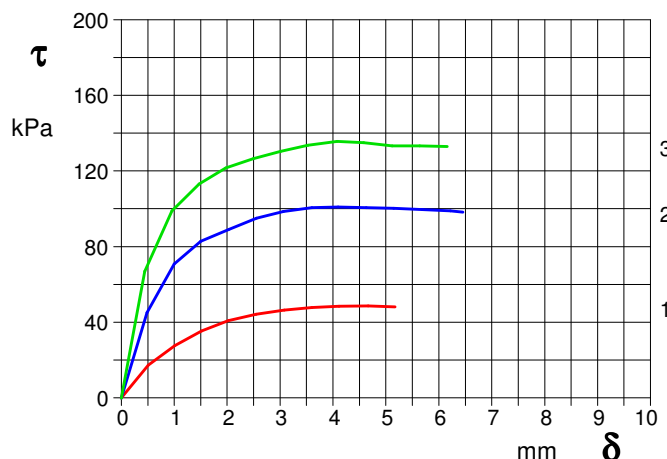


DIAGRAMMA Tensione - Deformaz. orizz.

Sabbia fine leggermente addensata



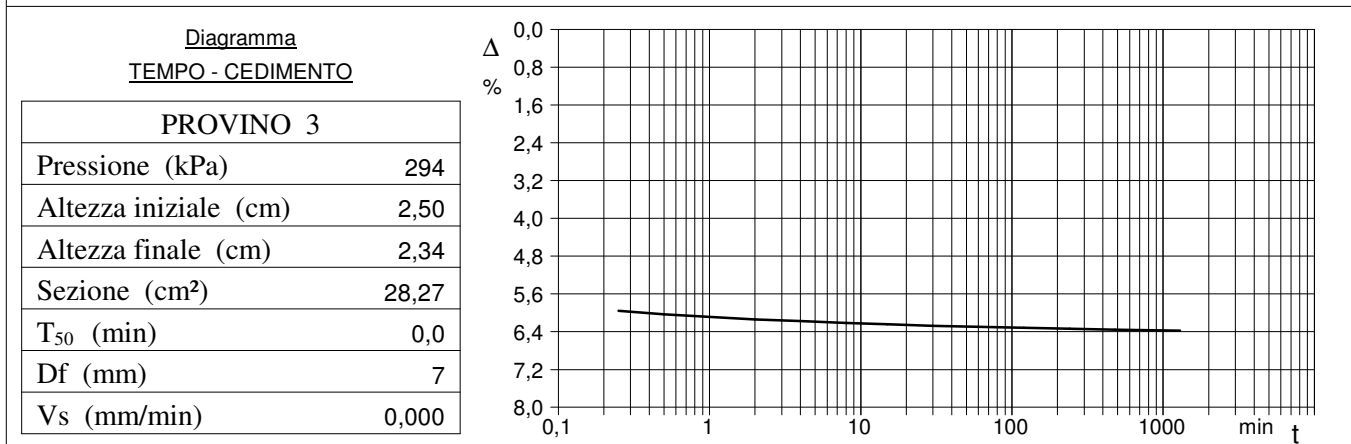
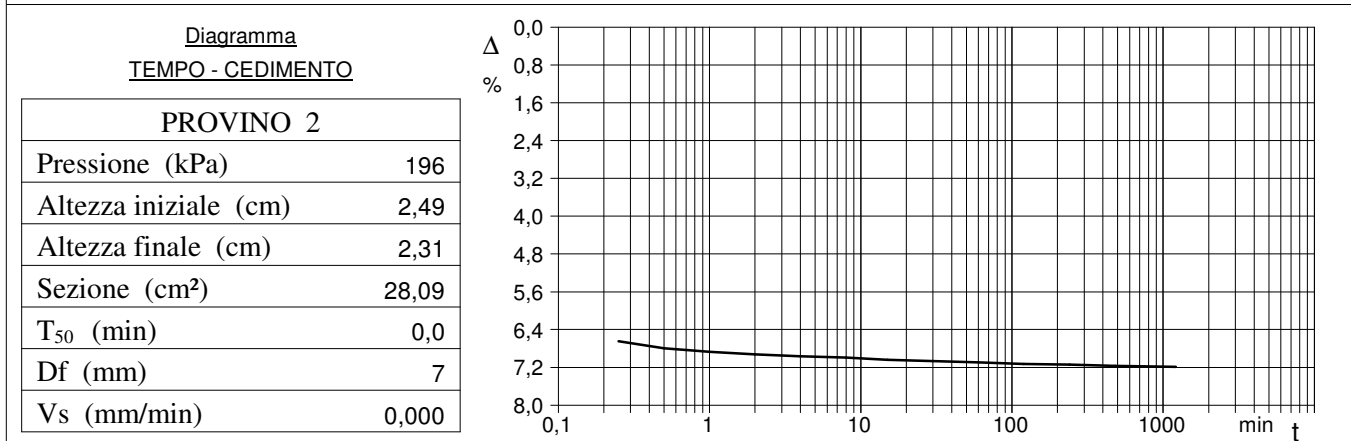
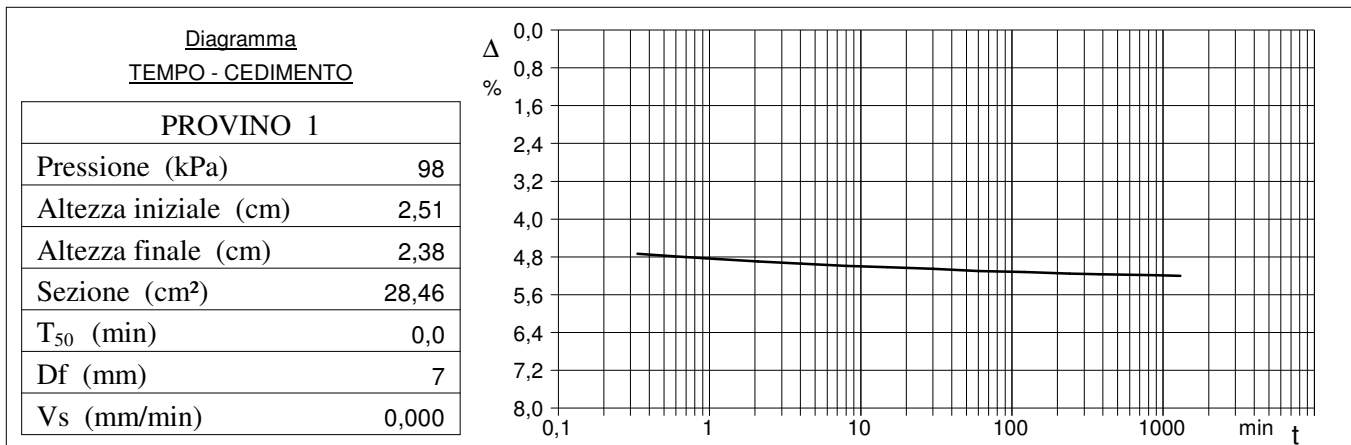


<b>CERTIFICATO DI PROVA N°:</b> 02751	Pagina 3/4	<b>DATA DI EMISSIONE:</b> 11/11/13	Inizio analisi: 08/11/13
<b>VERBALE DI ACCETTAZIONE N°:</b> 268 del 05/11/13		<b>Apertura campione:</b> 06/11/13	Fine analisi: 11/11/13

<b>COMMITTENTE:</b> Mappogeognostica s.r.l. per SPQ2 2000 T			
<b>RIFERIMENTO:</b> Donoratico (LI)			
<b>SONDAGGIO:</b> 1	<b>CAMPIONE:</b> 1	<b>PROFONDITA':</b> m 1.5-2.0	

**PROVA DI TAGLIO DIRETTO - FASE DI CONSOLIDAZIONE**

Modalità di prova: Norma ASTM D 3080-72



$V_s = \text{Velocità stimata di prova}$      $D_f = \text{Deformazione a rottura stimata}$      $t_f = 50 \times T_{50}$      $V_s = D_f / t_f$



COMMITTENTE: Mappogeognostica s.r.l. per SPQ2 2000 T			
RIFERIMENTO: Donoratico (LI)			
SONDAGGIO: 1	CAMPIONE: 1	PROFONDITA': m	1.5-2.0

**PROVA DI TAGLIO DIRETTO**

Modalità di prova: Norma ASTM D 3080-72

Provino n°:	1	2	3
Condizione del provino:	Indisturbato	Indisturbato	Indisturbato
Pressione verticale (kPa):	98	196	294
Tensione a rottura (kPa):	49	101	136
Deformazione orizzontale a rottura (mm):	4,67	4,09	4,08
Deformazione verticale a rottura (mm):	0,29	0,46	0,36
Umidità naturale (%):	---	---	---
Peso di volume (kN/m³):	15,9	16,0	16,0

**DIAGRAMMA**  
Tensione - Pressione verticale

Coesione:	5,0 kPa
Angolo di attrito interno:	23,9 °

Tipo di prova:	Consolidata - rapida
Velocità di deformazione:	0,500 mm / min
Tempo di consolidazione (ore):	24

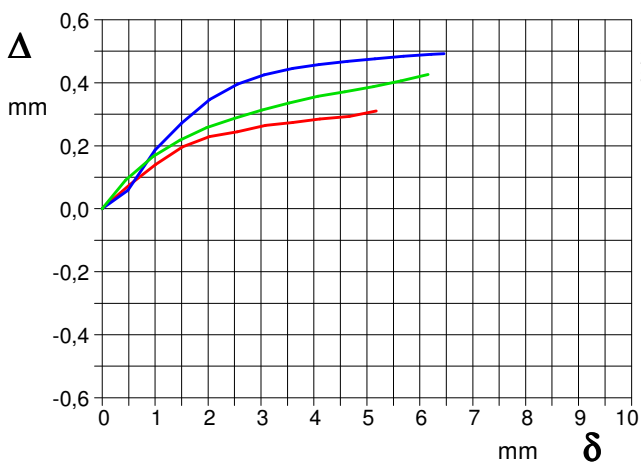
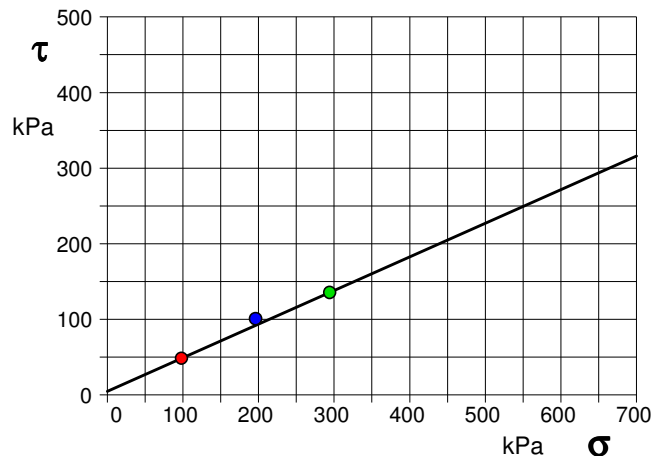


DIAGRAMMA Deform. vert. - Deform. orizz.

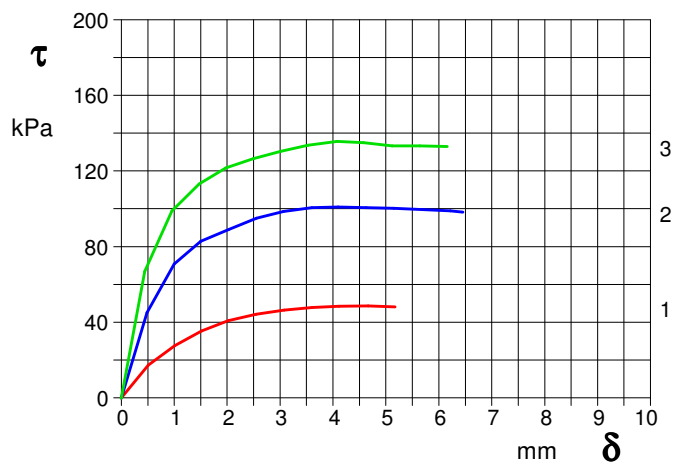


DIAGRAMMA Tensione - Deformaz. orizz.

Sabbia fine leggermente addensata

# ALLEGATO 3

**RISULTATI INDAGINE SISMICA  
SUPERFICIALE CON METODOLOGIA MASW**

# INDAGINE MASW ATTIVA



Committente: SPQR2000T S.r.l.

Località: Via delle Pievi – Donoratico – Comune di Castagneto Carducci (LI)

Data: 30/10/2013

Strumentazione utilizzata:

- Sismografo DoReMi della Sara Electronic Instruments con 24 canali e convertitore A/D a 16 bit
- Array costituito da 12+12 geofoni e distanza intergeofonica pari a 2 m
- Geofoni verticali con frequenza di 4,5 Hz
- Energizzazione con mazza da 8 kg su piastra di alluminio
- Frequenza di campionamento: 3.000 Hz
- Periodo di campionamento: 0,333 ms
- Durata del campionamento: 1,5 s
- Numero di campioni acquisiti: 4.500



Studio di geologia geol. Diego Santini  
v. Litoranea, 133 – 58022 Follonica (GR)  
tel. 380-5107807 e-mail: geol.santini@yahoo.it



## **Indice**

1. Premessa	Pag. 1
2. Riferimenti normativi	Pag. 1
3. Acquisizione dati	Pag. 2
3.1 Analisi MASW	Pag. 2
3.2 Prospezione sismica	Pag. 3
4. Interpretazione dei dati	Pag. 3
5. Risultati conseguiti	Pag. 5

## **Allegato**

- Ubicazione stendimento su foto aerea

## 1. Premessa

Il presente documento è redatto per descrivere i risultati di una prospezione MASW, eseguita per conto della soc. SPQR2000T S.r.l.

L'indagine ha avuto per scopo quello di investigare il terreno situato in via delle Pievi – Donoratico nel comune di Castagneto Carducci (LI), sui quali si prevede la realizzazione dell'ufficio Municipale. I risultati della prospezione saranno di supporto alla modellazione geologica redatta dal geol. Luca Finucci.

Mediante uno stendimento di 46 m di lunghezza con acquisizione a 12+12 canali, sono state acquisite le onde superficiali per effettuare un'analisi MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves). Ciò ha permesso di stimare il valore del parametro Vs30 (velocità delle onde di taglio in una porzione di sottosuolo pari a 30 m di profondità dal piano campagna) e quindi la definizione della categoria sismica dei terreni per il calcolo dell'azione sismica di progetto in ottemperanza all'OPCM 3274/03 e s.m. ed i., e D.M.14 gennaio 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni).

## 2. Riferimenti normativi

La nuova normativa sismica italiana OPCM 3274/03 e s.m. ed i., così come il DM 15/09/2005 ed il recente D.M. 14 gennaio 2008 “Testo Unico sulle Costruzioni” definiscono l'azione sismica di progetto, in assenza di analisi specifiche, sulla base della zona sismica di appartenenza del sito e della categoria sismica di suolo su cui sarà realizzata l'opera. Sul territorio nazionale sono state individuate 4 zone sismiche contraddistinte dal valore  $a_g$  dell'accelerazione di picco al suolo, normalizzata rispetto all'accelerazione di gravità. Valori convenzionali di  $a_g$  assegnati nelle 4 zone sismiche fanno riferimento all'accelerazione di picco in superficie per suolo di tipo A, cioè roccia affiorante o suolo omogeneo molto rigido per il quale il moto sismico al bedrock non subisce variazioni sostanziali. In presenza di suoli di tipo B, C, D E, S1, S2 il moto sismico in superficie in genere risulta modificato rispetto al moto sismico al bedrock, in funzione dell'intensità e del contenuto in frequenza dell'input sismico e delle caratteristiche geotecniche sismiche e dello spessore del suolo attraversato dalle onde sismiche per giungere in superficie.

In assenza di una specifica analisi di amplificazione sismica locale per il suolo in esame, per valutare l'accelerazione sismica spettrale in presenza di suoli di tipo B, C, D E la normativa introduce un fattore di amplificazione S e i periodi T che definiscono lo spettro di risposta di un oscillatore semplice con smorzamento pari al 5%. In presenza di suoli speciali di tipo S1 e S2 la normativa impone uno studio specifico per determinare gli effetti di amplificazione sismica locale.

La classificazione del suolo è convenzionalmente eseguita sulla base della velocità media delle onde di taglio secondo la relazione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_i^n \left( \frac{h_i}{V_i} \right)}$$

dove  $V_{si}$  e  $h_i$  sono la velocità delle onde di taglio verticali e lo spessore dello strato i-esimo.

Si osservi che: anche se non specificato le onde di taglio da considerare sono quelle verticali, assumendo che il moto sismico si propaghi in un piano verticale dal basso verso l'alto all'interno di un semispazio stratificato mentre la Vs30 rappresenta una velocità “equivalente” nei primi 30 m di profondità. La classificazione sismica dei suoli contenuta nella nuova normativa sismica italiana rispecchia i criteri adottati nell'Eurocodice 8.

### 3. Acquisizione dati

#### 3.1 Analisi MASW

Il metodo di indagine MASW è una tecnica non invasiva per l'indagine del sottosuolo, che porta a determinare il profilo verticale dell'andamento della velocità  $V_s$  delle onde di taglio verticali, misurando le onde superficiali principalmente onde di Rayleigh) generate in un punto sulla superficie del suolo per mezzo di uno stendimento lineare di sensori detti geofoni. La velocità delle onde di Rayleigh dipende dalla rigidità del mezzo attraversato; tali onde in un terreno stratificato sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. And Richards, P.G., 1980). La curva di dispersione delle onde di Rayleigh rappresenta la variazione di velocità di fase che tali onde hanno al variare della frequenza.

La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e quindi interessano gli strati più profondi del suolo.

Questo metodo consente, in genere, di ottenere una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente nel range di frequenze compreso tra 4Hz e 70Hz, quindi dà informazioni sulla parte più superficiale del suolo, sui primi 30m-50m, in funzione della rigidità del suolo.

I fattori che modificano la propagazione delle onde superficiali nel sottosuolo sono principalmente la velocità delle onde S, la velocità delle onde P e la densità. Recenti studi di *Xia et al. [1994]*, *Arai e Tokimatsu [2004]* hanno evidenziato come le onde P e la densità influiscono solo al secondo ordine sulla velocità di fase e di gruppo delle onde di Rayleigh. Quindi, poiché le onde superficiali indagano una porzione di sottosuolo che cresce in funzione inversa alla frequenza dell'onda e dato che la loro velocità di fase è fortemente condizionata per lo più dalle velocità delle onde S dello strato campionato, la forma della curva di dispersione è essenzialmente condizionata dalla struttura del sottosuolo ed in particolare dalle variazioni con la profondità delle velocità delle onde S. Pertanto, utilizzando appositi formalismi è possibile stabilire una relazione (analiticamente complessa ma diretta) fra la forma di tale curva di dispersione e la velocità delle onde S nel sottosuolo. Tale relazione consente il calcolo di curve di dispersione teoriche a partire da modelli del sottosuolo a strati piano-paralleli.

L'operazione d'inversione, quindi, consiste nel ridurre al massimo, lo scarto tra i valori di velocità di fase sperimentali della curve di dispersione e quelli teorici relativi ad una serie di modelli di prova "velocità delle onde S – profondità"; ciò viene fatto attraverso una procedura iterativa nella quale si modificano opportunamente lo spessore  $h$ , le velocità delle onde di taglio  $V_s$  e di compressione  $V_p$  (o in maniera alternativa alle velocità  $V_p$  è possibile assegnare il coefficiente di Poisson  $\nu$ ), la densità di massa  $\rho$  degli strati che costituiscono il modello del suolo, fino a raggiungere una sovrapposizione ottimale tra la velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale e la velocità di fase (o curva di dispersione) numerica corrispondente al modello di suolo assegnato.

La metodologia MASW non è influenzata dai fenomeni di inversione di velocità (strati soffici compresi tra strati più rigidi) o presenza di falde acquifere superficiali consentendo di individuare il profilo di velocità  $V_s$  anche in presenza di contrasti di rigidità tra gli strati del suolo.

### 3.2 Prospezione sismica

I profili sismici vengono eseguiti energizzando in punti predefiniti di uno stendimento di 12-24 sensori detti geofoni: ciascuno stendimento multicanale viene denominato base sismica. L'unione di più basi sismiche lungo uno stesso allineamento costituisce i profili sismici.

In questo studio sono stati acquisiti i dati relativi a un profilo sismico per Analisi MASW; l'ubicazione scelta è stata dettata dall'ubicazione del progetto e dalla logistica del sito.

L'energizzazione è stata ottenuta mediante una mazza da 8 Kg battente su una piastra metallica; tale sistema è in grado di fornire una energia sufficiente e un elevato rapporto segnale/rumore in relazione alla litologia affiorante. Sono stati individuati due punti di battuta agli estremi dello stendimento posti a circa 10 m da esso, denominati TA e TB.

Nel profilo in esame sono stati utilizzati n. 12 geofoni disposti con un'interdistanza di 2 metri. Per giungere ad un'analisi a 24 canali si è provveduto a spostare i 12 geofoni una volta nelle posizioni G1-G12 e successivamente nelle posizioni G13-G24, ripetendo le energizzazioni nei medesimi punti; pertanto la lunghezza complessiva del rilevamento è stata di 46 m. In fase di processing si è quindi provveduto ad "interlacciare" le due acquisizioni in modo da simularne una a 24 canali.

Le registrazioni dei sismogrammi sono state acquisite mediante un sismografo digitale ad alta risoluzione, DoReMi della Sara Electronic Instruments con convertitore analogico-digitale a 16 Bit e geofoni verticali con frequenza propria di 4.5 Hz. Il campionamento ha avuto una durata di 1,5 secondi, una frequenza di 3.000 Hz ed un periodo di 0,333 ms.

Nonostante fosse presente un certo rumore di fondo indotto dall'attività antropica e alcuni effetti di riflessione e rifrazione indotti dagli apparati radicali della vegetazione, la qualità dei sismogrammi è risultata buona, grazie alle prestazioni della strumentazione in uso.

### 4. Interpretazione dei dati

L'operazione d'inversione dei dati, acquisiti tramite prospezione MASW (fig. 1), consiste nel rendere minima, attraverso una procedura iterativa, la somma degli scarti ("misfit") tra i valori di velocità di fase sperimentali della curve di dispersione e quelli teorici relativi ad una serie di modelli di prova "velocità delle onde S – profondità".

La procedura di interpretazione di un'analisi MASW può sintetizzarsi in quattro fasi distinte, successive all'acquisizione di campagna:

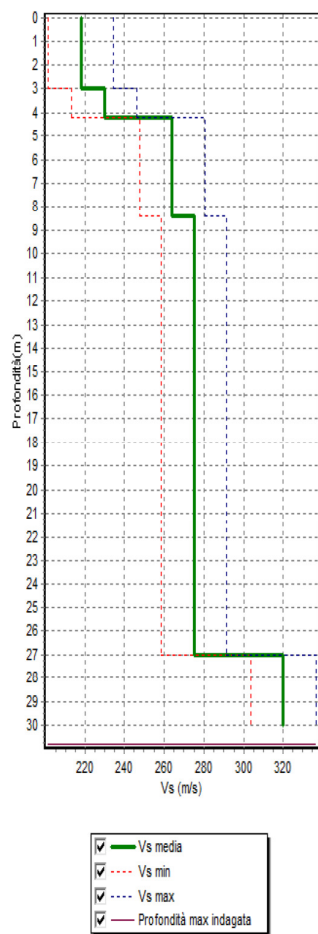
1. importazione delle tracce registrate;
2. generazione dello spettro f-k (frequenza – numero d'onda);
3. generazione della curva di dispersione apparente;
4. interpretazione mediante inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle Vs (profilo 1-D) che descrive la variazione di Vs con la profondità.

Per l'estrazione della curva di dispersione e l'inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle Vs è stato utilizzato il software GeoMASW ver 1.10 della Program Geo. Il numero di iterazioni analizzate è stato impostato pari a 2500.

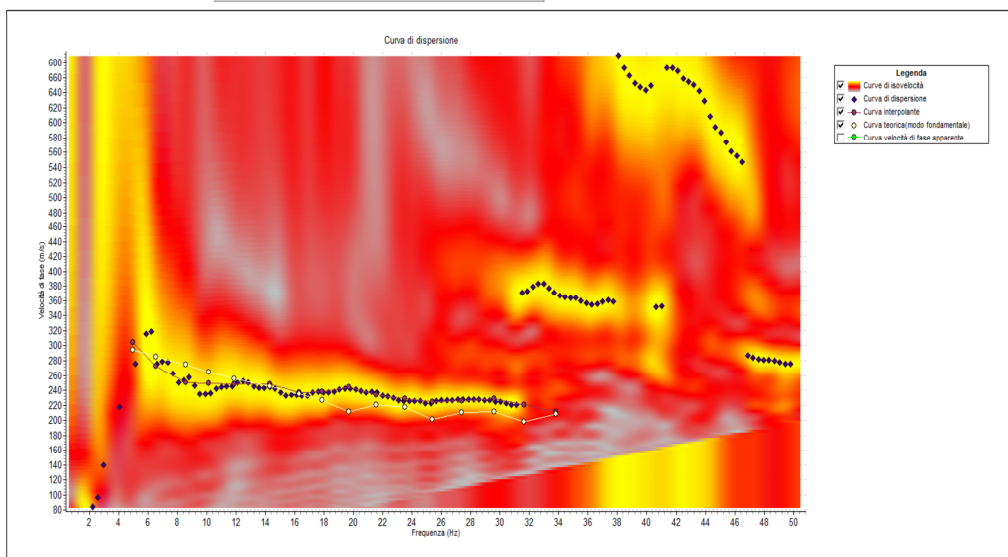
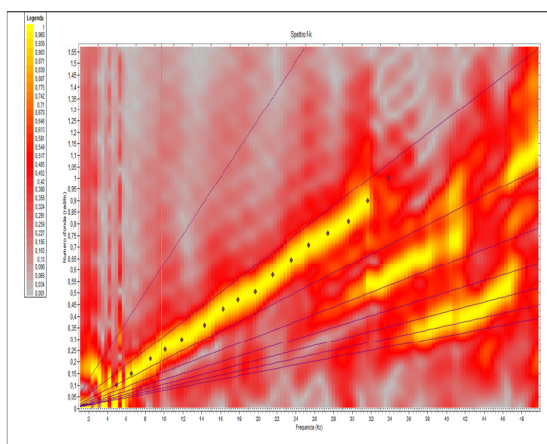
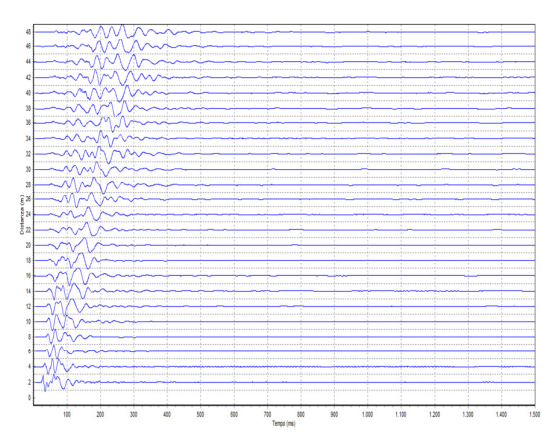
Di seguito si espongono gli elaborati ottenuti con l'interpretazione dei dati di campagna relativi all'energizzazione TA risultata qualitativamente migliore; si precisa che l'elaborazione eseguita sugli spari TB fornisce risultati ben confrontabili coi precedenti.

## Riassunto interpretazione MASW Le Pievi

N.	H(m)	Vs(m/s)
1	3,0	218,0
2	4,2	230,0
3	8,4	264,0
4	27,0	275,0
5	30,0	320,0



Classe sito: C - Vs30 (m/s) = 268,1



geol. Diego Santini - Follonica (GR)

Fig. 1 – Dati di campagna ed elaborazione

La tabella 1 seguente fornisce alcuni parametri geotecnici derivati dell'elaborazione della prova MASW; si precisa che essi sono del tutto indicativi e che l'uso per la progettazione è responsabilità esclusiva del tecnico incaricato.

Tabella parametri geotecnici da MASW Le Pieve									
N.	Prof.(m)	Vs(m/s)	C.Poisson	Gamma(t/mc)	Vp(m/s)	G0(MPa)	Ed(MPa)	M0(MPa)	Ey(MPa)
1	3,0	218,0	0,3	1,8	407,84	87,2	305,2	188,93	226,72
2	4,2	230,0	0,3	1,8	430,29	97,06	339,72	210,31	252,37
3	8,4	264,0	0,3	1,8	493,9	127,88	447,59	277,08	332,49
4	27,0	275,0	0,3	1,8	514,48	138,76	485,67	300,65	360,78
5	30,0	320,0	0,3	1,8	598,67	187,89	657,61	407,09	488,51

Tab. 1

## 5. Risultati conseguiti

L'analisi delle curve di dispersione tramite tecnica MASW ha consentito di determinare il profilo 1-D delle velocità delle onde di taglio Vs in funzione della profondità.

In sintesi, dai profili di velocità delle onde S si osserva un generale aumento di velocità delle onde di taglio con la profondità. In particolare, la prospezione ha permesso di rilevare una situazione così costituita:

- Da 0,0 m a 3,0 m:  $V_s = 218$  m/s
- Da 3,0 m a 4,2 m:  $V_s = 230$  m/s
- Da 4,2 m a 8,4 m:  $V_s = 264$  m/s
- Da 8,4 m a 27,0 m:  $V_s = 275$  m/s
- Sotto i 27,0 m:  $V_s = 320$  m/s

L'analisi effettuata, in relazione alla lunghezza complessiva dello stendimento (46 m) ha consentito di raggiungere una profondità di investigazione di circa 31 metri dal piano di campagna, pertanto i risultati relativi al semispazio devono essere considerati indicativi dell'andamento complessivo al di sotto della profondità media di investigazione (30m).

Il semispazio risulta iniziare ad una profondità intorno ai 27,0 m dal piano di campagna ed avere velocità delle onde S intorno ai 320 m/s.

Il valore di Vs30 calcolata in base alla Vs delle dei singoli sismostrati risulta pari a 268,1 m/s; in base a tale valore ed a quanto definiti nelle N.T.C. di cui al D.M. 14/02/2008 nella tab. 3.2.II del cap. 3.2.2, si indica una categoria di suolo C:

- *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).

Si precisa che tale classificazione è stata fatta esclusivamente in base al valore di Vs30 calcolato, senza prendere in considerazione altri aspetti geologico-tecnici quali la granulometria, l'addensamento ecc. Il tecnico incaricato della modellazione geologica, qualora fosse in possesso di ulteriori parametri di valutazione, potrà quindi definire una diversa categoria di suolo.

Follonica, Ottobre 2013

Geol. Diego Santini



## UBICAZIONE STENDIMENTO



### Coordinate dello stendimento

TA:	43° 09' 53" N	10° 34' 13" E
TB:	43° 09' 52" N	10° 34' 15" E

# ALLEGATO 4

## **RISULTATI DI ULTERIORI INDAGINI GEOGNOSTICHE SIGNIFICATIVE AI FINI PROGETTUALI, ESEGUITE IN ADIACENZA AL SITO DI PROGETTO (UBICATE COME IN PLANIMETRIA DI FIGURA 4 – CARTA DEI DATI DI BASE):**

- *SINTESI PROVA PENETROMETRICA DPM – P7*
- *CORRELAZIONI DEI PROFILI STRATIGRAFICI DEI VICINI SCAVI S1 – S2 – S3*
- *ANALISI GRANULOMETRICA E ANALISI DI LABORATORIO DI UN CAMPIONE DI  
TERRENO INDISTURBATO DENOMINATO “b”, PRELEVATO DALLO SCAVO S1*
- *SINTESI INDAGINE MASW SU TERRENO ADIACENTE*

*Dott. Geol. Luca Finucci*



The image shows a circular professional stamp of the Ordine dei Geologi della Toscana. The stamp contains the text: "ORDINE DEI GEOLOGI DELLA TOSCANA", "DOTT. GEOL. LUCA FINUCCI", and "N. 8749". A handwritten signature in black ink is written over the stamp.



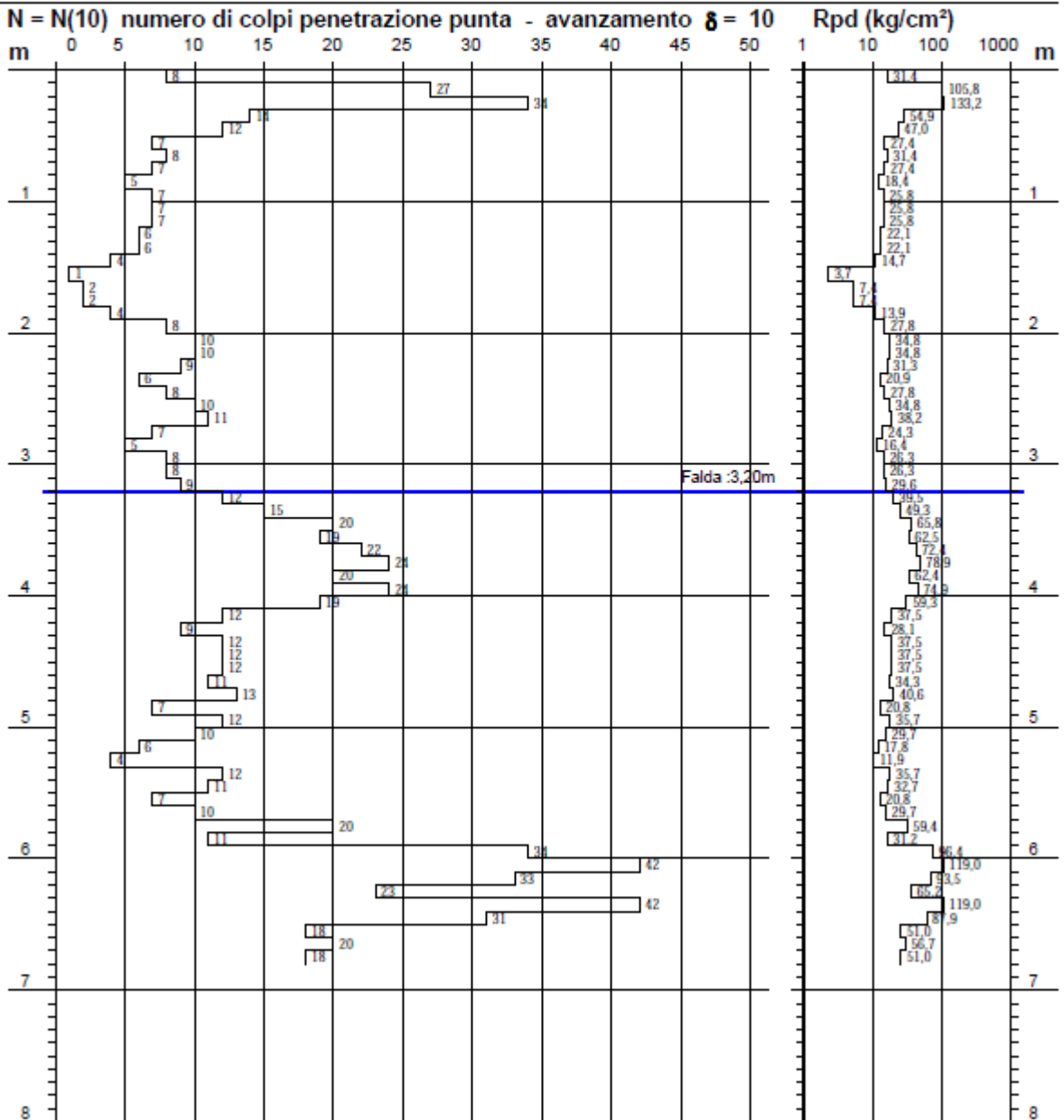
Si tratta della prova P7 ubicata come in FIGURA 4

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd**

n° 2

Scala 1: 50

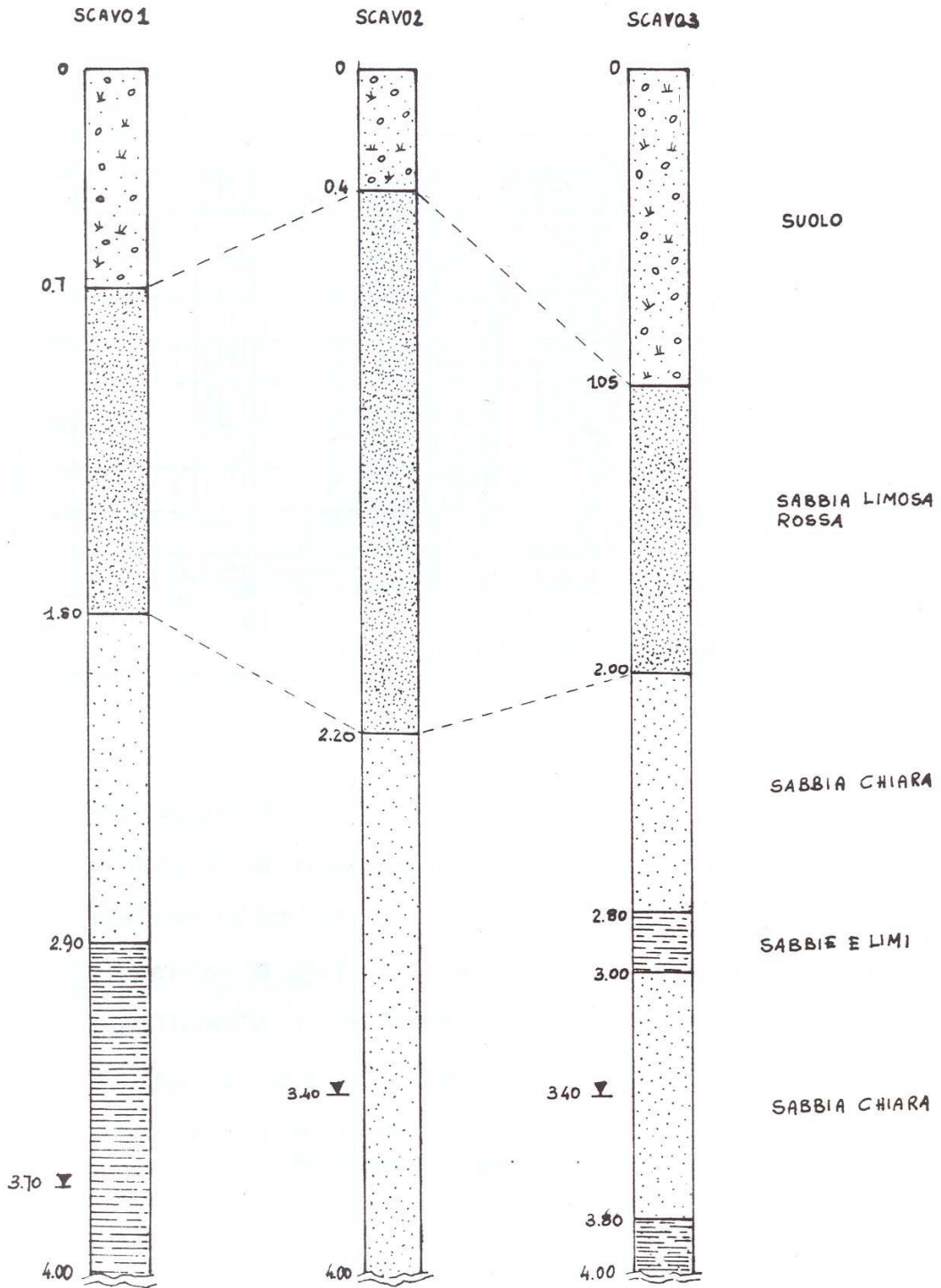
- indagine : Geotecnica	- data : 14/12/2010
- cantiere : Soc. Le Pievi	- quota inizio : 0.00
- località : Donoratico	- prof. falda : 3,20 m da quota inizio



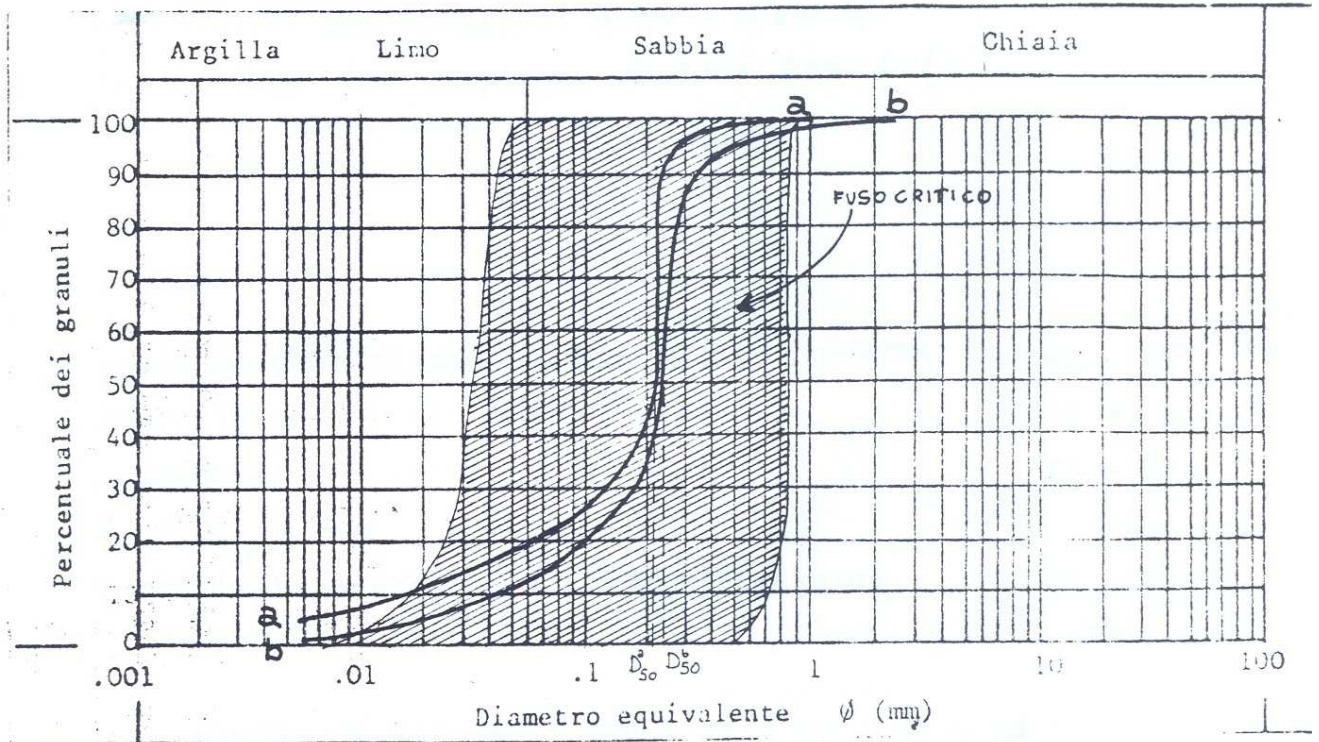
Si tratta dei tre scavi S1, S2, S3 ubicati come in FIGURA 4

PROFILI STRATIGRAFICI

PROFONDITÀ IN METRI



# ANALISI GRANULOMETRICA



Si tratta del campione di terreno indisturbato denominato "b",  
prelevato dallo scavo S1 ubicati come in FIGURA 4

sondaggio 1

campione: a: rimaneggiato ; b: indisturbato

profondita' [m] a: 0.7 ; b: 1.30-1.50

classifica **a.g.i.** a: SABBIA LIMOSA ; b: SABBIA LIMOSA

coefficiente di permeabilita'

$d_{60}/d_{10}$  a: 12.8 ; b: 5.8

descrizione a: SUOLO  
b: SABBIA ROSSA

SCHEDA PER LA VALUTAZIONE DELL'ANGOLO DI ATTRITO DI  
TERRENI INCOERENTI, SABBIE, GHIAIE:

oooooooooooo

SCAVO: 1

PROFONDITA' DEL PRELIEVO: 1.30 ÷ 1.50 m

Descrizione del campione: SABBIA ROSSA (b)

Grado di compattezza: SABBIA MEDIA + COMPATTA

AI = 0°

Rugosità dei grani: ARROTONDATI

A2 = -3

Dimensioni dei grani: < 2 mm

A3 = 0°

D<sub>60</sub>/D<sub>10</sub> : 5.8

Curva granulometrica: ESTESA MEDIAMENTE

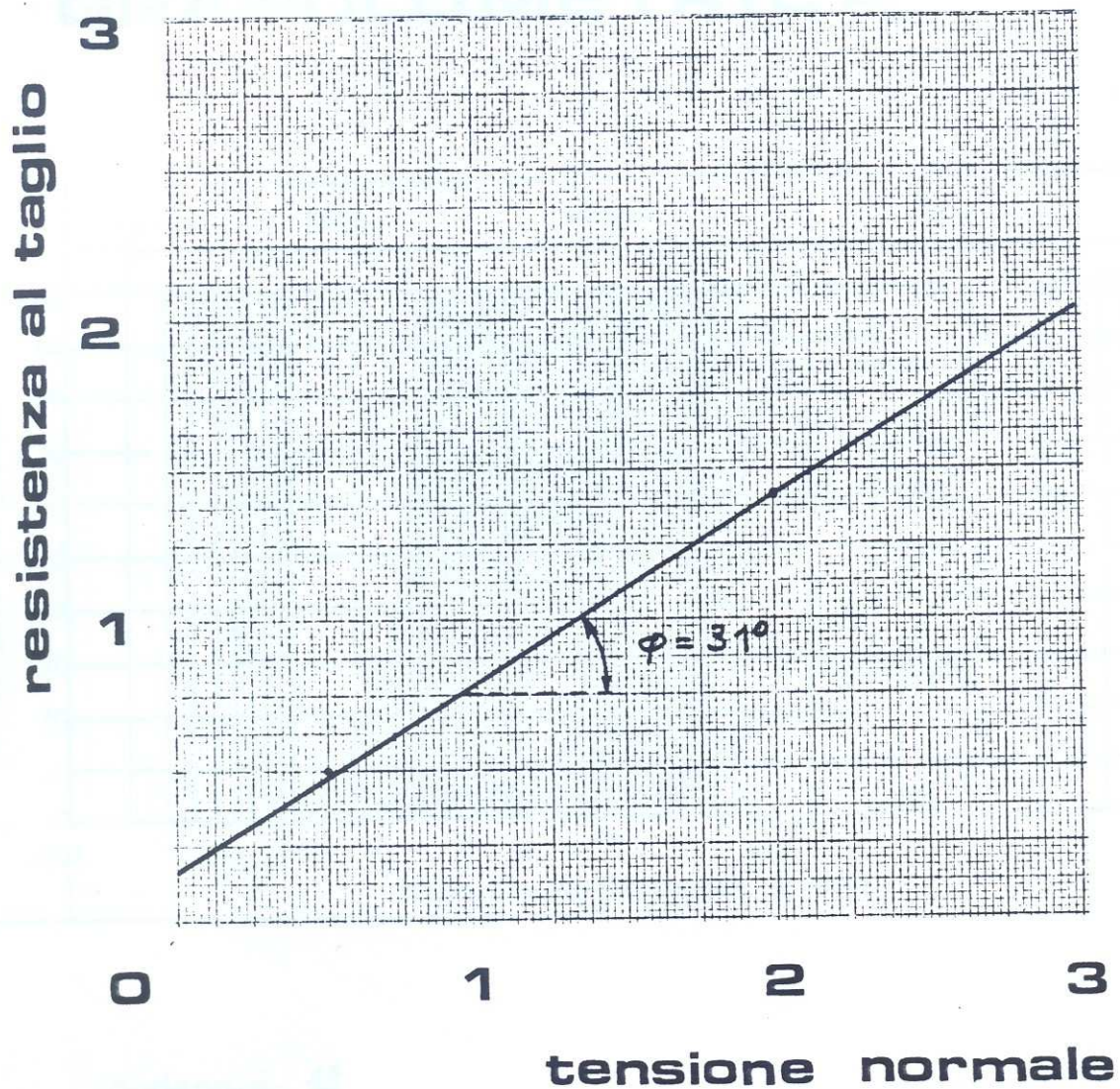
A4 = 0°

$$\text{Angolo di attrito} = 36^\circ + AI + A2 + A3 + A4$$

$$\text{Angolo di attrito} = 36^\circ + 0 - 3^\circ + 0^\circ$$

ANGOLO DI ATTRITO INTERNO: 33°

# PROVA DI TAGLIO



angolo di attrito  $31^\circ$

coesione  $[\text{kg}/\text{cm}^2]$  0.15

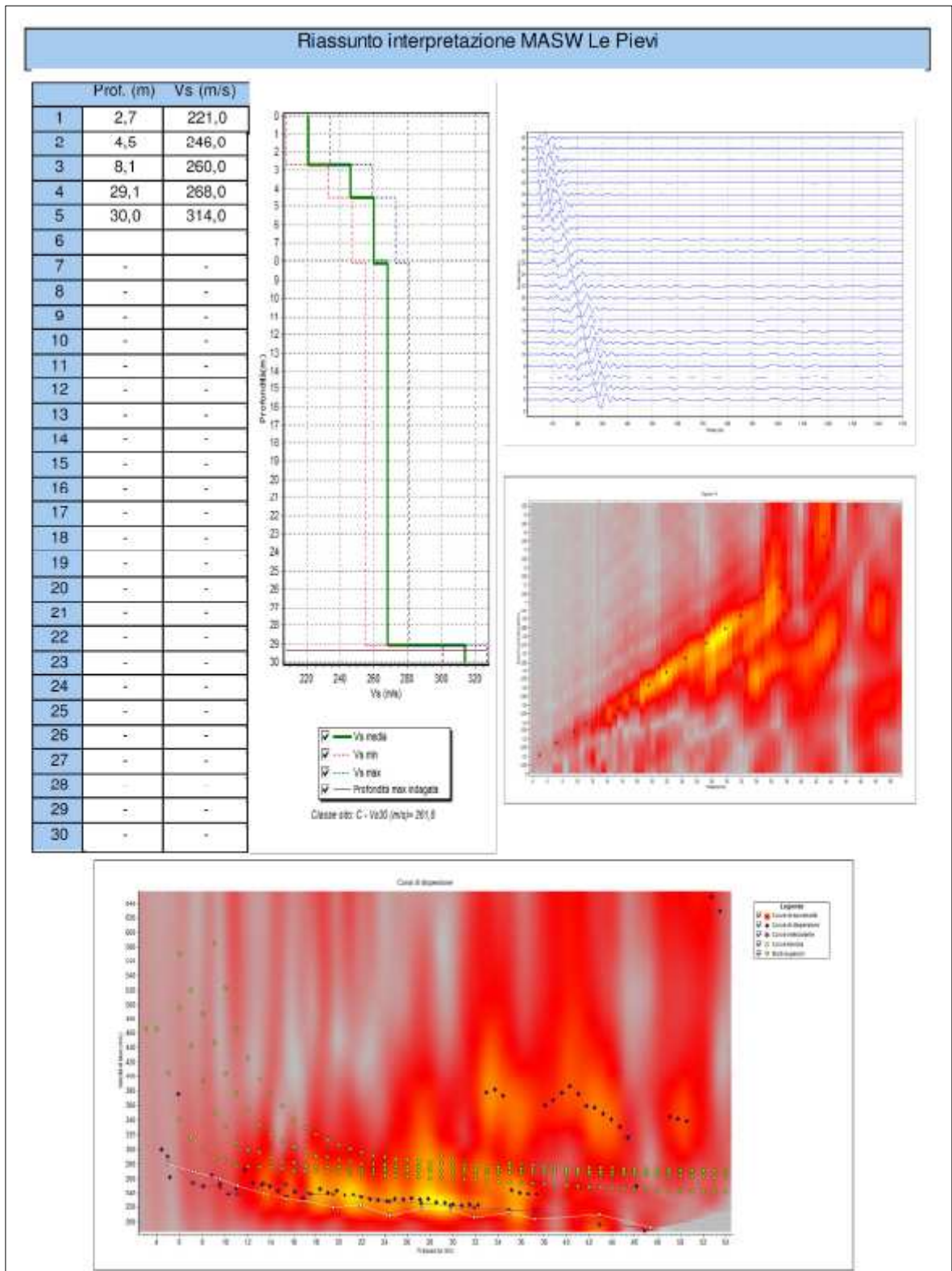
sondaggio  $1^\circ$

campione **INDISTURBATO**

profondita'  $-1.30 \div -1.50$  m

descrizione **SABBIA ROSSA**

Si tratta dell'indagine sismica MASW ubicata come in FIGURA 4, IN ADIACENZA AL SITO DI PROGETTO



La tabella 1 seguente fornisce alcuni parametri geotecnici derivati dall'elaborazione della prova MASW; si precisa che essi sono del tutto indicativi e che l'uso per la progettazione è responsabilità esclusiva del tecnico incaricato.

Tabella parametri geotecnici da MASW Le Pieve									
N	Prof.(m)	Vs(m/s)	G.Poisson	Gamma(ric)	Vp(m/s)	G(MPa)	Ed(MPa)	M3(MPa)	Ey(MPa)
1	2,7	221,0	0,29	1,88	406,49	93,8	316,65	191,85	241,52
2	4,5	246,0	0,3	1,84	456,74	113,51	391,29	239,94	294,14
3	8,1	260,0	0,3	1,82	481,87	126,11	438,81	268,89	328,67
4	29,1	268,0	0,31	1,74	506,51	127,39	455,20	285,36	332,99
5	30,1	314,0	0,3	1,75	591,79	175,88	624,76	390,24	498,74

Tab. 1

## 5. Risultati conseguiti

L'analisi delle curve di dispersione tramite tecnica MASW ha consentito di determinare il profilo 1-D delle velocità delle onde di taglio Vs in funzione della profondità.

In sintesi, dai profili di velocità delle onde S si osserva un generale aumento di velocità delle onde di taglio con la profondità. In particolare, la prospezione ha permesso di rilevare una situazione così costituita:

- Da 0,0 m a 2,7 m:  $V_s = 221$  m/s
- Da 2,7 m a 4,5 m:  $V_s = 246$  m/s
- Da 4,5 m a 8,1 m:  $V_s = 260$  m/s
- Da 8,1 m a 29,1 m:  $V_s = 268$  m/s
- Sotto i 29,1 m:  $V_s = 314$  m/s

L'analisi effettuata, in relazione alla lunghezza complessiva dello stendimento (46 m) ha consentito di raggiungere una profondità di investigazione di circa 29 metri dal piano di campagna, pertanto i risultati relativi al semispazio devono essere considerati indicativi dell'andamento complessivo al di sotto della profondità media di investigazione (30m).

Il semispazio risulta iniziare ad una profondità intorno ai 29,1 m dal piano di campagna ed avere velocità delle onde S intorno ai 314 m/s.

Il valore di Vs30 calcolata in base alla Vs delle dei singoli sismostrati risulta pari a 261,8 m/s; in base a tale valore ed a quanto definiti nelle N.T.C. di cui al D.M. 14/02/2008 nella tab. 3.2.II del cap. 3.2.2, si indica una categoria di suolo C:

- *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).