



COMUNE DI PIEVE A NIEVOLE

PROVINCIA DI PISTOIA

PROGETTO DI RISTRUTTURAZIONE DELL'IMMOBILE POSTO IN PIEVE A NIEVOLE
VIA DELLA FORRA CIECA

RELAZIONE GEOLOGICA E PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Committenti:	Sigg. Mauro e Mirko Di Marco
Progettisti:	Arch. Roberto Bruni Geom. Donato Vignola
Rilievi e analisi:	Dott. Leonardo Moretti – Geologo Dott.ssa Elisa Lazzi - Geologo

ALLEGATI:

1. CARATTERIZZAZIONE STRAGRAFICA E GEOTECNICA
2. DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA DELLE PROSPEZIONI GEOGNOSTICHE
3. DIAGRAMMI PENETROMETRICI
4. INDAGINE GEOFISICA

GIUGNO 2012

INDICE

PREMESSA	1
1 - DATI DI PROGETTO	1
2 - INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO, GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO	2
3 - VINCOLI E CONDIZIONAMENTI	2
3.1. Pericolosità e fattibilità per fattori geomorfologici, idraulici e sismici	3
3.2. Tutela del reticolo idrografico superficiale	5
4 - RISCHIO SISMICO	5
4.1. Generalità	5
4.2. Indagine sismica a rifrazione	7
5 - CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA E GEOTECNICA	9
1.1. Campagna geognostica	9
1.2. Parametrizzazione geotecnica dei terreni	9
6 - CALCOLO DELLA SUSCETTIBILITÀ DI LIQUEFAZIONE	11
CONCLUSIONI	13

ALLEGATI:

1. CARATTERIZZAZIONE STRAGRAFICA E GEOTECNICA
2. DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA DELLE PROSPEZIONI GEOGNOSTICHE
3. DIAGRAMMI PENETROMETRICI
4. INDAGINE GEOFISICA

PREMESSA

La presente relazione, eseguita per conto dei Sigg. Mauro e Mirko, illustra i risultati dello studio geologico di supporto al progetto di ristrutturazione di edificio situato in Via della Forra Cieca, in comune di Pieve a Nievole, e la cui ubicazione è illustrata in Figura 1 – Corografia.

Lo scopo dello studio è stato quello di determinare le caratteristiche geomorfologiche, stratigrafiche, geotecniche e idrogeologiche del sottosuolo in ottemperanza a quanto richiesto dalla legislazione vigente in materia. In particolare:

- **Decreto Ministeriale 14/01/2008** – Testo Unitario Norme Tecniche per le Costruzioni.
- **Consiglio Superiore per i Lavori Pubblici** – Istruzione per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al DM 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.
- **Decreto del Presidente della Giunta Regionale 9 luglio 2009, n. 36/R.** 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 (1). (Bollettino Ufficiale n. 25, parte prima, del 17.07.2009).
- **PAI - D.P.C.M. 6 maggio 2005:** "Approvazione del Piano di Bacino del Fiume Arno, Stralcio Assetto Idrogeologico" (GU n. 230 del 3 ottobre 2005).
- **Regolamento Urbanistico Comunale** (Gennaio 2009).

1 - DATI DI PROGETTO

Il progetto consiste nel recupero e ristrutturazione di un edificio rurale, nel cambio di destinazione d'uso a residenziale di una porzione di esso, un tempo utilizzata a fienile, e nel miglioramento degli accessi dalla via comunale con lievi modifiche di tracciato. La superficie dell'intervento edificatorio in progetto è di circa 275 mq. (la superficie occupata in precedenza era di 360 mq. compreso un edificio già demolito da tempo) oltre a resede e area da destinarsi a giardino un tempo utilizzata a seminativo arborato (i terreni un tempo erano di proprietà Marasti) della superficie di circa 1.700 mq. (Figg.2 e 5).

L'edificio principale è di due piani fuori terra, il fienile da recuperare, ora parzialmente crollato, è disposto su pendio e poggia sul terrazzo morfologico del Fosso della Forra

Cieca, sostenuto da un muro di cospicue dimensioni, la porzione di questo, seminterrata, sarà destinata a garage.

L'adeguamento all'accesso avviene tramite l'allargamento della sede stradale (dagli attuali ml. 3,00 a ml. 4,00) per una lunghezza di circa 32 m.

Non si prevedono movimenti terra significativi per i lavori edili, mentre verranno movimentate terre per circa 70 mc. per i lavori stradali, buona parte dei volumi in esubero, esclusi le porzioni della attuale pavimentazione stradale da smaltirsi, verranno utilizzati nei 1.700 mq. di proprietà per adeguamenti morfologici, rifacimento ciglionature, accessi al garage, ecc.

In prossimità dell'area di progetto il capannone di proprietà Braga (ex Marasti) verrà demolito e anche la viabilità di accesso al nuovo edificio Braga sarà collegata al progetto in esame.

2 - INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO, GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO

L'area di progetto si colloca nella porzione centro settentrionale del comune di Pieve a Nievole, a monte dell'autostrada Firenze – Mare, presso i primi rilievi collinari che bordano ad ovest il territorio e lo separano da Montecatini Terme (Fig.3).

Le condizioni sono di versante terrazzato con quote che variano dai 50 ai 47 m. sul livello medio del mare in quanto il progetto si sviluppa su due livelli.

La morfologia dell'area per un intorno più ampio si differenzia a seconda dei tipi litologici presenti e in particolare la via comunale di accesso principale (Via della Forra Cieca) si sviluppa sul crinale, l'area interessata direttamente dal progetto si trova in prossimità di questo crinale e va ad interessare parte del versante volto verso il fosso della Forra cieca nel tratto ancora non tombato.

Il sottosuolo del terreno interessato dall'edificio principale è posto in parte sul substrato geologico (lato strada), in parte sui terreni di riporto determinatesi al momento della realizzazione dell'edificio stesso, il fienile oggetto del principale intervento al passaggio fra i terreni del substrato geologico e in parte sui depositi di copertura (lombi del terrazzo lacustre e detriti originati da ulteriori modifiche morfologiche). Gran parte dell'aia e dell'area che prima ospitava una copertura non più esistente da anni su terreni di riporto dello spessore di 2-2,50 m. Le condizioni ora descritte sono meglio valutabili in Fig.7.

In definitiva si ritiene che l'area interessata dal progetto sia stata modificata per riporti di terre nella porzione di valle, per modifiche morfologiche e rimaneggiamento dei terreni preesistenti nella porzione di monte.

3 - VINCOLI E CONDIZIONAMENTI

Le problematiche geoambientali dell'area sono state definite nell'ambito degli studi a supporto del Regolamento Urbanistico Comunale, di recente approvazione, 2009, in

termini di pericolosità e fattibilità delle opere riguardanti nuovi interventi ricadenti nel tessuto urbanizzato. Le indagini svolte forniscono un ulteriore contributo ai fini della realizzazione dell'opera.

3.1. Pericolosità e fattibilità per fattori geomorfologici, idraulici e sismici

Nella Carta di Pericolosità per fattori geomorfologici del PS e negli elaborati di raffronto del RU, l'area ricade in classe **G.2 - Pericolosità geomorfologica media**. Aree in cui sono presenti fenomeni franosi inattivi stabilizzati (naturalmente o artificialmente); aree con elementi geomorfologici, litologici e giaciture dalla cui valutazione risulta una bassa propensione al dissesto (Fig.4a).

P2 (P2^{PS}): Aree caratterizzate da situazioni geologico-tecniche *apparentemente stabili*.

P3b (P3^{PS}): Aree adiacenti ad aree in dissesto, scarpate instabili e altri elementi morfologici minori, aree di frana relitta apparentemente stabili, aree apparentemente stabili con pendenze maggiori del 25%).

Nella Carta delle Zone a Maggior Pericolosità Sismica Locale l'area ricade in area non caratterizzata (Classe 0) ma al limite della classe **10 10 - Zona con presenza di coltri detritiche di alterazione del substrato roccioso e/o coperture colluviali (S.3 – PERICOLOSITÀ ELEVATA)**.

Possibili effetti: Amplificazione diffusa del moto del suolo dovuta alla differenza di risposta sismica tra substrato e copertura dovuta a fenomeni di amplificazione stratigrafica. (Fig. 4b).

Date le ipotesi di cui al capitolo precedente, per la presenza di strutture sepolte, l'area è limitrofa alle seguenti zone:

12 - Zona di contatto tra litotipi con caratteristiche fisico-meccaniche significativamente diverse (area di 40 m.). (S.3 – PERICOLOSITÀ ELEVATA).

Possibili effetti: Amplificazione differenziata del moto del suolo e dei cedimenti; meccanismi di focalizzazione delle onde.

13 Contatti tettonici, faglie, sovrascorrimenti e sistemi di fatturazione (area di 40 m.). (S.3 – PERICOLOSITÀ ELEVATA).

Possibili effetti: Amplificazione differenziata del moto del suolo e dei cedimenti; meccanismi di focalizzazione delle onde.

L'area di progetto ricade al di fuori delle aree a pericolosità idraulica significativa

Essendo l'intervento al di fuori dei sistemi insediativi del RU non vi è il supporto della Carta di fattibilità, per cui si procede all'utilizzo della tabella generale di fattibilità. Date le condizioni riscontrate si ritiene che l'intervento ricada:

Fattibilità per fattori geomorfologici: Classe 2.

F.G.2 - Fattibilità con normali vincoli da precisare a livello di progetto. Interventi in pericolosità media. Interventi ad alta vulnerabilità in pericolosità bassa. Interventi a bassa vulnerabilità in pericolosità elevata e molto elevata.

Fattibilità per fattori idraulici: Classe 1.

F.I.1- Fattibilità senza particolari limitazioni. Interventi in pericolosità bassa. Interventi a bassa vulnerabilità in pericolosità media, elevata e molto elevata

Fattibilità per fattori sismici: Classe 2.

F.S.2 - Fattibilità con normali vincoli da precisare a livello di progetto. Interventi in pericolosità media.

In definitiva, per quanto riguarda le norme di Regolamento Urbanistico e le Norme tecniche sulle costruzioni:

1. le opere previste nel progetto in esame non sono soggette a limiti e/o condizionamenti di natura geomorfologica;
2. non sono necessarie opere di messa in sicurezza idraulica;
3. essendo i volumi oggetto di intervento per ristrutturazione compresi fra i 150 mc. e i 6.000 mc. si applicano le prescrizioni di cui al **D. P.G.R. 9 luglio 2009, n. 36/R.** con conseguente necessità di eseguire una apposita indagine geofisica come correttamente eseguito,
4. le eventuali opere di sottofondazione e le strutture del locale un tempo adibito a fienile, oggetto dei maggiori interventi di ristrutturazione, dovranno tenere conto della particolare condizione litostratigrafica nella quale si trova prevedendo verifiche basate sull'eventualità del verificarsi di fenomeni di amplificazione sismica.

In riferimento a quanto previsto dalla Norma 5 del D.C.P.M. 5/11/99 (Aree di pertinenza) il lotto di terreno in esame non ricade in nessun'area di pertinenza fluviale.

Riguardo la Norma 6 dello stesso D.C.P.M. (Carta Guida delle aree allagate) l'area non ricade in terreni interessati da eventi alluvionali eccezionali.

Nelle cartografie del PAI rese conformi agli elaborati di Regolamento Urbanistico l'area ricade in una classe di rischio moderato.

Tabella 1 – Tabella generale di fattibilità

TABELLA DI FATTIBILITÀ GEOMORFOLOGICA, SISMICA E IDRAULICA		FATTIBILITÀ GEOMORFOLOGICA				FATTIBILITÀ SISMICA				FATTIBILITÀ IDRAULICA										
TIPO DI INTERVENTO		CLASSI DI PERICOLOSITÀ				G.1	G.2	G.3	G.4	S.1	S.2	S.3	S.4	I.1	I.2	I.3t	I.3b	I.4t	I.4b	I.4c
		P1	P2, P3b	P4b/c, P3a	P4a															
E	TERRITORIO RURALE																			
1	Nuove Abitazioni rurali	FG.2	FG.2	FG.3	FG.4	FS.1	FS.2	FS.2/3	FS.4	FI.1	FI.2	FI.4a	FI.4a	FI.4a	FI.4a	FI.4a	FI.4a	FI.4a	FI.4a	N.A.
2	Nuovi Annessi rurali	FG.2	FG.2	FG.3	FG.3	FS.1	FS.2	FS.2/3	FS.4	FI.1	FI.2	FI.3	FI.3	FI.4a	FI.4a	FI.4a	FI.4a	FI.4a	FI.4a	N.A.
3	Interventi sul PEE con destinazione agricola	FG.2	FG.2	FG.3	FG.3	FS.1	FS.2	FS.2/3	FS.4	FI.1	FI.2	FI.3	FI.3	FI.4b	FI.4b	FI.4b	FI.4b	FI.4b	FI.4b	FI.4b
4	Interventi sul PEE con destinazione non agricola	FG.2	FG.2	FG.3	FG.3	FS.1	FS.2	FS.2/3	FS.4	FI.1	FI.2	FI.3	FI.3	FI.4b	FI.4b	FI.4b	FI.4b	FI.4b	FI.4b	FI.4b
5	Mutamenti delle destinazioni d'uso degli edifici rurali	FG.2	FG.2	FG.3	FG.4	FS.1	FS.2	FS.2/3	FS.4	FI.1	FI.2	FI.3	FI.3	FI.4b	FI.4b	FI.4b	FI.4b	FI.4b	FI.4b	FI.4b
EA1	Aree agricole della collina arborata della Valdinievole	FG.1	FG.1	FG.3	FG.3	FS.1	FS.1/2	FS.2/3	FS.4	FI.1										
EA2	Aree agricole della bonifica storica (interventi non edificatori)	FG.1	FG.1	FG.3	FG.3	FS.1	FS.1/2	FS.2/3	FS.4	FI.1	FI.2	FI.3	FI.3	FI.3	FI.3	FI.3	FI.3	FI.3	FI.3	FI.3
EA3	Aree contigue del Padule di Fucecchio (interventi non edificatori)	FG.1	FG.1	FG.3	FG.3	FS.1	FS.1/2	FS.2/3	FS.4	FI.1	FI.2	FI.3	FI.3	FI.3	FI.3	FI.3	FI.3	FI.3	FI.3	FI.3
E1	Aree ad agricoltura promiscua (interventi non edificatori)	FG.1	FG.1	FG.3	FG.3	FS.1	FS.1/2	FS.2/3	FS.4	FI.1	FI.2	FI.3	FI.3	FI.3	FI.3	FI.3	FI.3	FI.3	FI.3	FI.3
	Aree agricole attività connesse/compatibili soggette a particolare normativa	FG.2	FG.2	FG.3	FG.4	FS.1	FS.2	FS.2/3	FS.4	FI.1	FI.2	FI.3	FI.3	FI.3	FI.3	FI.3	FI.3	FI.3	FI.3	FI.3
	Aree destinate ad usi specifici	FG.2	FG.2	FG.3	FG.4	FS.1	FS.2	FS.2/3	FS.4	FI.1	FI.2	FI.3	FI.3	FI.3	FI.3	FI.3	FI.3	FI.3	FI.3	FI.3
	Aree per attrezzature ed impianti di interesse generale ass. zone "F"	FG.2	FG.2	FG.3	FG.4	FS.1	FS.2	FS.2/3	FS.4	FI.1	FI.2	FI.3	FI.3	FI.4a	FI.4a	FI.4a	FI.4a	FI.4a	FI.4a	N.A.

3.2. Tutela del reticolo idrografico superficiale

Per quanto riguarda la Norma 13 del D.P.C.M. 05/11/1999 “*Approvazione del Piano stralcio relativo alla riduzione del Rischio Idraulico del bacino Fiume Arno*” e in particolare “*Salvaguardia dei suoli e del reticolo idraulico minore*” e le norme di Regolamento Urbanistico, nel lotto in studio le opere riguardano esclusivamente gli edifici esistenti senza trasformazioni e alcuna modifica delle superfici circostanti come descritte negli elaborati di progetto; in ogni caso la sistemazione delle aree circostanti all'edificio principale saranno migliorative rispetto alle condizioni attuali. In considerazioni di questo fatto non si procede al calcolo dei volumi di acqua da trattarsi ai fini della tutela del reticolo idrografico superficiale.

4 - RISCHIO SISMICO

4.1. Generalità

La normativa in tema di zonazione sismica, antecedente l'OPCM 3274 e il Decreto Ministeriale 14/01/2008, prevedeva che alle zone di 1^a, 2^a e 3^a categoria venissero associati valori del "coefficiente di sismicità" *S* (*accelerazione massima orizzontale in superficie che si sviluppa durante un evento sismico*) attraverso la seguente relazione: $C = S - 2/100$ dove *S* rappresenta il grado di sismicità della zona rispettivamente di 12, 9 e 6.

L'Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20 Marzo 2003 (Pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale in data 8 Maggio 2003) proponeva l'adozione di un sistema normativo coerente con il **Codice Europeo in materia antisismica (EC8)**.

La Regione Toscana, in applicazione dell'O.P.C. Min. n. 3274 del 20 marzo 2003 con la Delibera n° 604 del 16/06/2003 (Allegati 1 e 2) ha provveduto a una nuova classificazione delle zone sismiche secondo la seguente tabella:

Zona	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g)	Accelerazione orizzontale max convenzionale (di ancoraggio) dello spettro di risposta elastica (a_g)
1	$0.25 g < a_g < 0.35 g$	0.35 g
2	$0.15 g < a_g < 0.25 g$	0.25 g
3	$0.05 g < a_g < 0.15 g$	0.15 g
4	$< 0.05 g$	0.05 g

La successiva classificazione (Deliberazione di G.R.T. N.431 del 19 giugno 2006) prevede per alcuni comuni del territorio regionale una declassazione da zona a media sismicità a zona a bassa sismicità (da zona 2 a zona 3), pertanto è stato ritenuto opportuno mantenere lo stesso livello di protezione assicurato dalle azioni sismiche della zona 2, prevedendo di conseguenza l'individuazione di una zona 3s.

Il territorio comunale di Pieve a Nievole rientra nella **Classe 3** con un valore del coefficiente d'intensità sismica o accelerazione massima convenzionale = 0,15 g.

Classificazione del sito ai sensi del D.M. 14/01/2008

Il D.M. del 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni apporta delle importanti modifiche anche per ciò che concerne i criteri di classificazione sismica del territorio nazionale prevedendo una classificazione del sito in funzione sia della velocità delle onde S nella copertura che dello spessore della stessa.

Vengono identificate 5 classi, A, B, C, D ed E ad ognuna delle quali è associato uno spettro di risposta elastico. Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito è il seguente:

Classe	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di Vs30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi fra 360 m/s e 800 m/s (Nspt>50 nei terreni a grana grossa e Cu>250 KPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistente</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi fra 180 e 360 m/s (ovvero con valori 15<Nspt<50 nei terreni a grana grossa e 70<cu<250 kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 inferiori a 180 m/s (Nspt<15 nei terreni a grana grossa e cu<70 kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C e D per spessore non superiore a 20 m</i> posti sul substrato di riferimento (con Vs>800 m/s).
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di Vs30 inferiori a 100 m/s (ovvero 10<Cu30<20KPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Nelle definizioni precedenti V_{s30} è la velocità media di propagazione delle onde di taglio entro i 30 metri di profondità, ed è calcolata con la seguente relazione:

S1 – Terreni che includono uno strato di almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ($PI>40$) e contenuto di acqua, con $10<cu<20$ kPa e caratterizzati da valori di $V_{s30}<100$ m/s.

S2 – Terreni soggetti a liquefazione, argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{si}}}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 metri superiori.

4.2. Indagine sismica a rifrazione

È stata condotta un'indagine geosismica, caratterizzata dalla combinazione della tecnica di sismica a rifrazione con la tecnica MASW, sulla porzione di terreno interessato dalle eventuali sottofondazioni del fienile da ristrutturare e destinare a residenza.

L'indagine sismica a rifrazione è stata eseguita mediante uno stendimento di lunghezza 36 m lungo il quale sono stati collegati 12 geofoni da 4,5 Hz con distanza intergeofonica di 3,0 m., mentre per l'indagine MASW sono stati collegati 12+12 geofoni con distanza intergeofonica di 1,5 m per una lunghezza totale di 36 m. In Allegato 4 è stata riportata la relazione tecnica dell'indagine geofisica effettuata.

Nel caso in questione, con un valore caratteristico di Vs30 di **508 m/sec.**, si inserisce il profilo stratigrafico del sottosuolo indagato nella **Categoria di suolo di fondazione B** che individua profili stratigrafici di *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi fra 360 m/s e 800 m/s.

PARAMETRI SISMICI

Sito in esame.

latitudine: 43,890107
longitudine: 10,796897
Classe: 2
Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 19386	Lat: 43,9037	Lon: 10,7841	Distanza: 1827,396
Sito 2	ID: 19387	Lat: 43,9053	Lon: 10,8534	Distanza: 4832,220
Sito 3	ID: 19609	Lat: 43,8553	Lon: 10,8555	Distanza: 6086,929
Sito 4	ID: 19608	Lat: 43,8538	Lon: 10,7863	Distanza: 4129,410

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B
Categoria topografica: T1
Periodo di riferimento: 50anni
Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %
Tr: 30 [anni]
ag: 0,048 g
Fo: 2,517
Tc*: 0,245 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 50 [anni]
ag: 0,058 g
Fo: 2,552
Tc*: 0,261 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 475 [anni]
ag: 0,139 g
Fo: 2,418
Tc*: 0,295 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):
Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 975 [anni]
ag: 0,179 g
Fo: 2,375
Tc*: 0,306 [s]

Coefficienti Sismici

SLO:
Ss: 1,200
Cc: 1,460
St: 1,000
Kh: 0,010
Kv: 0,005
Amax: 0,564
Beta: 0,180

SLD:
Ss: 1,200
Cc: 1,440
St: 1,000
Kh: 0,013
Kv: 0,006
Amax: 0,686
Beta: 0,180

SLV:
Ss: 1,200
Cc: 1,400
St: 1,000
Kh: 0,040
Kv: 0,020
Amax: 1,639
Beta: 0,240

SLC:
Ss: 1,200
Cc: 1,390
St: 1,000
Kh: 0,051
Kv: 0,026
Amax: 2,103
Beta: 0,240

Geostru software - www.geostru.com

5 - CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA E GEOTECNICA

1.1. Campagna geognostica

Per il riconoscimento litologico e le determinazioni geotecniche dei terreni di sottosuolo, oltre che della indagine geofisica, si sono stati utilizzati i dati di una prova penetrometrica statica CPT e di una prova penetrometrica dinamica pesante eseguite appositamente presso il lotto nel febbraio 2010 (vedi Fig.6). Il grafico delle prove con l'elaborazione litologica, la colonna stratigrafica ed i parametri geotecnici, sono riportati in Allegato 3. Inoltre si sono considerate le indagini eseguite presso l'area di progetto di un nuovo edificio ora di proprietà Braga.

1.2. Parametrizzazione geotecnica dei terreni

I parametri geotecnici e la ricostruzione stratigrafica è stata fatta utilizzando appositi programmi che sulla base di diverse teorie ricavano i parametri meccanici del terreno, la stratigrafia e permettono una stima di massima sulla possibilità di liquefazione.

In Allegato 1, alla cui lettura si rimanda, sono riportati tutti i parametri dedotti e si eseguono calcoli utili per il dimensionamento delle fondazioni o sottofondazioni.

Senza entrare nel merito delle competenze proprie del Progettista e dell'Ingegnere Calcolatore e non avendo riscontrato limiti evidenti alla realizzazione del progetto, si forniscono inoltre suggerimenti, più che prescrizioni, sul modello compatibile con la situazione riscontrata nel corso delle indagini.

PROVA STATICA

Strumento utilizzato... PAGANI TG 63 (200 kN)

Profondità prova 6.00 mt

Falda Nr. 1: Quota iniziale=1.50

Prof. Strato (m)	qc Media (Kg/cm ²)	fs Media (Kg/cm ²)	Gamma Medio (t/m ³)	Comp. Geotecnico	Descrizione
0.60	19.1	1.6	1.7	Coesivo	Argilla inorganica molto compatta
1.80	17.1	0.7	1.9	Incoerente- Coesivo	Argille sabbiose e limose
2.80	40.6	1.4	2.1	Incoerente- Coesivo	Limo sabbioso - Sabbie Arg. - Limi
4.00	153.6	4.3	2.3	Incoerente- Coesivo	Limo sabbioso - Sabbie Arg. - Limi
4.60	114.7	5.5	2.3	Incoerente- Coesivo	Argille sabbiose e limose
6.00	325.1	4.6	2.2	Incoerente	Sabbie addensate o cementate

PROVA DINAMICA

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Cu (Kg/cm ²)
[1] – Strato	3.31	1.60	0.21
[2] – Strato	12.86	2.40	0.87

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Qc (Kg/cm ²)
[1] – Strato	3.31	1.60	6.62
[2] – Strato	12.86	2.40	25.72

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Eed (Kg/cm ²)
[1] – Strato	3.31	1.60	15.19
[2] – Strato	12.86	2.40	59.00

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Ey (Kg/cm ²)
[1] – Strato	3.31	1.60	33.10
[2] – Strato	12.86	2.40	128.60

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Peso unità di volume (t/m ³)
[1] – Strato	3.31	1.60	1.70
[2] – Strato	12.86	2.40	2.03

6 - CALCOLO DELLA SUSCETTIBILITÀ DI LIQUEFAZIONE

Il calcolo è stato eseguito con il Metodo di Robertson e Wride (1997) ed utilizzando i dati emersi dalla prova penetrometrica statica, essendo la peggiorativa.

Dati generali

Numero di strati = 6
Profondità della falda = 1.5 m
Magnitudo del sisma = 6.5
Accelerazione massima al suolo = 0.15

Strato Nr.	Quota iniziale (m)	Quota finale (m)	Peso di volume secco (KN/mc)	Peso di volume saturo (KN/mc)	Resistenza qc (KPa)	Resistenza all'attrito laterale fs (KPa)
1	0	0.6	16.6	17.1	1873	157
2	0.6	1.8	18.6	19.1	1677	69
3	1.8	2.8	20.6	21.1	3981	137
4	2.8	4	22.5	23	15063	422
5	4	4.6	22.5	23	11248	539
6	4.6	6	21.6	22.1	31881	451

Risultati

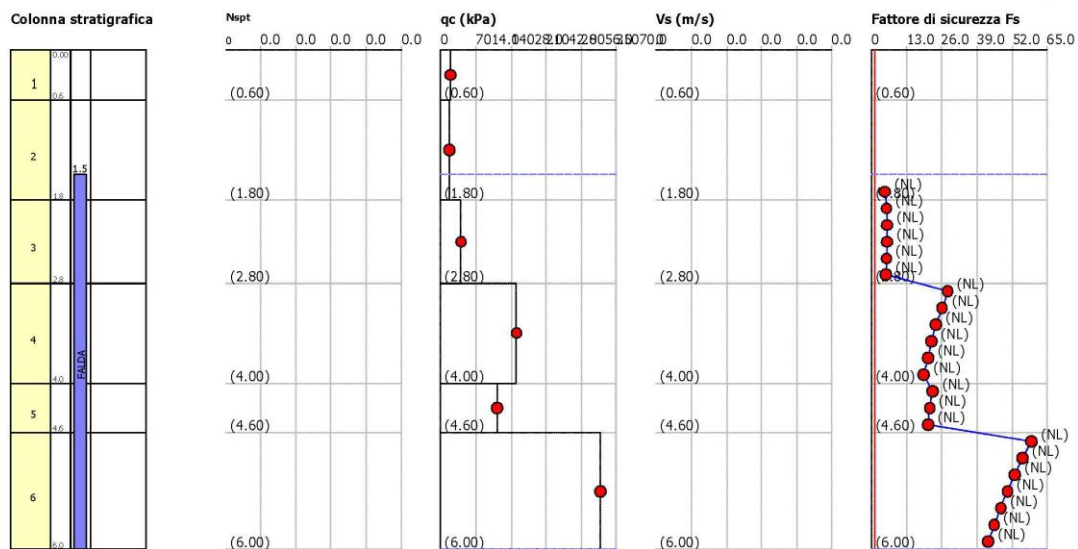
Correzione per la magnitudo (MSF) = 1.44

Verifica Nr.	Profondità dal p. c.(m)	Pressione litostatica totale (KPa)	Pressione verticale efficace (KPa)	Resistenza alla punta normalizzata Q	Attrito laterale normalizzato F (%)	Indice di comportamento I_c	Correzione per la pressione litostatica efficace CQ	Resistenza alla punta corretta qc1N (KPa)	Coefficiente riduttivo (rd)	Resistenza alla liquefazione (CRR)	Sforzo di taglio normalizzato (CSR)	Coefficiente di sicurezza (Fs)	Suscettibilità di liquefazione	Indice di liquefazione	Rischio di liquefazione
1	1.70	30.52	28.56	42.93	4.19	4.20	1.70	142.55	0.99	0.35	0.07	4.90	NL	0	Molto basso
2	1.90	34.54	30.62	71.94	3.47	2.39	1.70	153.25	0.99	0.41	0.08	5.52	NL	0	Molto basso
3	2.10	38.76	32.88	69.43	3.48	2.40	1.70	157.42	0.98	0.44	0.08	5.64	NL	0	Molto basso
4	2.30	42.98	35.13	67.17	3.48	2.41	1.69	160.62	0.98	0.47	0.08	5.73	NL	0	Molto basso
5	2.50	47.20	37.39	65.11	3.48	2.42	1.64	159.91	0.98	0.46	0.08	5.50	NL	0	Molto basso
6	2.70	51.42	39.65	63.22	3.49	2.43	1.59	158.97	0.98	0.45	0.09	5.28	NL	0	Molto basso
7	2.90	55.83	42.10	232.15	2.81	2.00	1.54	294.80	0.98	2.46	0.09	28.09	NL	0	Molto basso
8	3.10	60.43	44.74	225.20	2.81	2.01	1.50	289.13	0.98	2.33	0.09	26.11	NL	0	Molto basso
9	3.30	65.03	47.38	218.83	2.81	2.02	1.45	281.35	0.97	2.15	0.09	23.78	NL	0	Molto basso
10	3.50	69.63	50.02	212.98	2.81	2.02	1.41	275.35	0.97	2.02	0.09	22.07	NL	0	Molto basso
11	3.70	74.23	52.66	207.57	2.82	2.03	1.38	271.17	0.97	1.93	0.09	20.89	NL	0	Molto basso
12	3.90	78.83	55.29	202.58	2.82	2.04	1.34	264.90	0.97	1.81	0.09	19.34	NL	0	Molto basso
13	4.10	83.43	57.93	147.78	4.83	2.31	1.31	279.73	0.97	2.12	0.09	22.43	NL	0	Molto basso
14	4.30	88.03	60.57	144.53	4.83	2.31	1.28	276.27	0.97	2.04	0.10	21.47	NL	0	Molto basso
15	4.50	92.63	63.21	141.48	4.83	2.32	1.26	274.81	0.97	2.01	0.10	21.01	NL	0	Molto basso
16	4.70	97.14	65.76	393.14	1.42	1.63	1.23	392.14	0.96	5.69	0.10	59.07	NL	0	Molto basso
17	4.90	101.56	68.22	385.99	1.42	1.63	1.21	385.76	0.96	5.42	0.10	55.92	NL	0	Molto basso
18	5.10	105.98	70.68	379.21	1.42	1.64	1.19	379.38	0.96	5.16	0.10	52.94	NL	0	Molto basso
19	5.30	110.40	73.13	372.81	1.42	1.64	1.17	373.39	0.96	4.92	0.10	50.25	NL	0	Molto basso
20	5.50	114.82	75.59	366.69	1.42	1.64	1.15	367.69	0.96	4.70	0.10	47.80	NL	0	Molto basso
21	5.70	119.24	78.05	360.87	1.42	1.65	1.13	361.95	0.96	4.49	0.10	45.45	NL	0	Molto basso
22	5.90	123.66	80.51	355.31	1.42	1.65	1.11	356.18	0.95	4.28	0.10	43.18	NL	0	Molto basso

Valutazione del rischio di liquefazione
Metodo di verifica: Robertson e Wride
Diagrammi: Nspt - qc - Vs - Fs

Committente: De Marco Maurizio
Località: Via Forra Cieca - Pieve a Nievole

Data:



CONCLUSIONI

Nella presente relazione geologica, redatta per conto dei Sigg. Mauro e Mirko Di Marco si descrivono i risultati degli studi geologici e delle indagini riguardanti la ristrutturazione e cambio di destinazione d'uso di un edificio situato presso Via della Forra Cieca in comune di Pieve a Nievole.

Si sono effettuate verifiche sulla base di quanto prescritto dalle Norme Tecniche sulle Costruzioni e dalle norme di Regolamento Urbanistico. Le indagini e la successiva analisi, considerando l'eventualità che si proceda alla realizzazione di opere di sottofondazione, hanno evidenziato quanto segue:

- i dati stratigrafici e geotecnici dei terreni, ricavati mediante le prove penetrometriche e indagini geofisiche, hanno evidenziato come l'edificio si trovi in prossimità di un contatto stratigrafico fra i terreni di copertura della vallecchia del Rio della Forra Cieca e il substrato geologico rappresentato da arenaria molto alterata e fratturata.
- la falda freatica è stata rilevata nel febbraio 2010 a circa m. 1,5 presso la prova CPT2 posta più a valle sui terreni di copertura; è possibile che essa si sia instaurata al contatto fra i terreni permeabili e quelli meno permeabili;
- l'individuazione, nel corso delle indagini, di condizioni di sottosuolo presso l'edificio del fienile con depositi sciolti su substrato arenaceo fortemente alterato e fratturato entro i 6 m. dall'attuale piano campagna, introduce la possibilità che possano verificarsi fenomeni di amplificazione sismica dovuta a morfologie sepolte o amplificazione del moto del suolo dovuta alla differenza di risposta sismica tra substrato e copertura dovuta a fenomeni di amplificazione stratigrafica; queste condizioni riguardano parzialmente l'edificio principale; le eventuali opere di sottofondazione e le strutture del locale un tempo adibito a fienile, oggetto dei maggiori interventi di ristrutturazione, dovranno tenere conto di queste condizioni;
- i calcoli contenuti in Allegato 1 sono stati effettuati nelle ipotesi di sottofondazioni poste a m 1,0 dall'attuale piano campagna;
- il progetto non prevede lo stoccaggio temporaneo delle acque ai fini della tutela del reticolo idrografico superficiale in quanto non si prevedono ampliamenti di superfici impermeabili, semmai un miglioramento delle condizioni attuali;
- si prevede infine che i volumi di terre movimentate siano dell'ordine dei 70 mc. parte dei quali saranno utilizzati per gli adeguamenti morfologici intorno all'edificio ristrutturato.

Si dovrà mantenere, di norma, una fascia di rispetto di 10 m. dalla sponda sinistra del Rio della Forra Cieca, nella quale non dovrà essere realizzata nessuna infrastruttura, derogabili secondo quanto prescritto dal R.D. 523/1904 e dal Regolamento Provinciale del Demanio Idrico sulla base di una apposita richiesta da inoltrarsi alla Provincia di Pistoia.

Pistoia 13 giugno 2012

Dott. Geol. Leonardo Moretti

ALLEGATO 1

Caratterizzazione stratigrafica e geotecnica

Dott. Geologo Elisa Lazzi

1 - CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA E GEOTECNICA

In questo capitolo si forniscono informazioni sulle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, inoltre, si eseguono calcoli utili per il dimensionamento delle fondazioni; senza entrare nel merito delle competenze proprie del Progettista e del Calcolatore si forniscono inoltre suggerimenti, più che prescrizioni, sul modello compatibile con la situazione riscontrata nel corso delle indagini.

1.1 Modello litostratigrafico del sottosuolo e parametrizzazione geotecnica

Per la determinazione del modello litostratigrafico e geotecnico del sottosuolo sono stati utilizzati i risultati di n.1 prova penetrometrica statica e n.1 prova penetrometrica dinamica eseguite sulla porzione di terreno interessata dall'intervento.

PROVA STATICA

Strumento utilizzato... PAGANI TG 63 (200 kN)

Profondità prova 6.00 mt

Falda Nr. 1: Quota iniziale=1.50

Prof. Strato (m)	qc Media (Kg/cm ²)	fs Media (Kg/cm ²)	Gamma Medio (t/m ³)	Comp. Geotecnico	Descrizione
0.60	19.1	1.6	1.7	Coesivo	Argilla inorganica molto compatta
1.80	17.1	0.7	1.9	Incoerente-Coesivo	Argille sabbiose e limose
2.80	40.6	1.4	2.1	Incoerente-Coesivo	Limo sabbioso - Sabbie Arg. - Limi
4.00	153.6	4.3	2.3	Incoerente-Coesivo	Limo sabbioso - Sabbie Arg. - Limi
4.60	114.7	5.5	2.3	Incoerente-Coesivo	Argille sabbiose e limose
6.00	325.1	4.6	2.2	Incoerente	Sabbie addensate o cementate

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Cu (Kg/cm ²)
Strato 1	0.60	19.1	1.6	0.0	0.0	1.0
Strato 2	1.80	17.1	0.7	0.2	0.2	0.9
Strato 3	2.80	40.6	1.4	0.4	0.3	2.0
Strato 4	4.00	153.6	4.3	0.7	0.5	7.7
Strato 5	4.60	114.7	5.5	0.9	0.6	5.7

Modulo Edometrico

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Eed (Kg/cm ²)
Strato 1	0.60	19.1	1.6	0.0	0.0	44.0
Strato 2	1.80	17.1	0.7	0.2	0.2	47.1
Strato 3	2.80	40.6	1.4	0.4	0.3	81.2
Strato 4	4.00	153.6	4.3	0.7	0.5	307.2
Strato 5	4.60	114.7	5.5	0.9	0.6	229.4

Modulo di deformazione non drenato Eu

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Eu (Kg/cm ²)
Strato 1	0.60	19.1	1.6	0.0	0.0	714.7
Strato 2	1.80	17.1	0.7	0.2	0.2	633.8
Strato 3	2.80	40.6	1.4	0.4	0.3	1509.9
Strato 4	4.00	153.6	4.3	0.7	0.5	5742.4
Strato 5	4.60	114.7	5.5	0.9	0.6	4279.2

Modulo di deformazione a taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Modulo di deformazione e a taglio (Kg/cm ²)
Strato 1	0.60	19.1	1.6	0.0	0.0	169.8
Strato 2	1.80	17.1	0.7	0.2	0.2	158.7
Strato 3	2.80	40.6	1.4	0.4	0.3	269.1
Strato 4	4.00	153.6	4.3	0.7	0.5	606.8
Strato 5	4.60	114.7	5.5	0.9	0.6	507.6

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato 1	0.60	19.1	1.6	0.0	0.0	2.0
Strato 2	1.80	17.1	0.7	0.2	0.2	1.9
Strato 3	2.80	40.6	1.4	0.4	0.3	2.1
Strato 4	4.00	153.6	4.3	0.7	0.5	2.3
Strato 5	4.60	114.7	5.5	0.9	0.6	2.3

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Densità relativa (%)
Strato 2	1.80	17.1	0.7	0.2	0.2	50.3
Strato 3	2.80	40.6	1.4	0.4	0.3	67.2
Strato 4	4.00	153.6	4.3	0.7	0.5	100.0
Strato 5	4.60	114.7	5.5	0.9	0.6	89.5
Strato 6	6.00	325.1	4.6	1.1	0.7	100.0

Angolo di resistenza al taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Angolo d'attrito (°)
Strato 2	1.80	17.1	0.7	0.2	0.2	24.7
Strato 3	2.80	40.6	1.4	0.4	0.3	35.2
Strato 4	4.00	153.6	4.3	0.7	0.5	40.0
Strato 5	4.60	114.7	5.5	0.9	0.6	40.0
Strato 6	6.00	325.1	4.6	1.1	0.7	40.0

Modulo Edometrico

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato 2	1.80	17.1	0.7	0.2	0.2	85.5
Strato 3	2.80	40.6	1.4	0.4	0.3	121.8
Strato 4	4.00	153.6	4.3	0.7	0.5	230.4
Strato 5	4.60	114.7	5.5	0.9	0.6	172.1
Strato 6	6.00	325.1	4.6	1.1	0.7	487.7

Modulo di deformazione a taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	G (Kg/cm ²)
Strato 2	1.80	17.1	0.7	0.2	0.2	158.7
Strato 3	2.80	40.6	1.4	0.4	0.3	269.1
Strato 4	4.00	153.6	4.3	0.7	0.5	606.8
Strato 5	4.60	114.7	5.5	0.9	0.6	507.6
Strato 6	6.00	325.1	4.6	1.1	0.7	959.4

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato 2	1.80	17.1	0.7	0.2	0.2	1.8
Strato 3	2.80	40.6	1.4	0.4	0.3	1.8
Strato 4	4.00	153.6	4.3	0.7	0.5	1.8
Strato 5	4.60	114.7	5.5	0.9	0.6	1.8
Strato 6	6.00	325.1	4.6	1.1	0.7	1.9

PROVA DINAMICA

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Cu (Kg/cm ²)
[1] – Strato	3.31	1.60	0.21
[2] – Strato	12.86	2.40	0.87

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Qc (Kg/cm ²)
[1] – Strato	3.31	1.60	6.62
[2] – Strato	12.86	2.40	25.72

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Eed (Kg/cm ²)
[1] – Strato	3.31	1.60	15.19
[2] – Strato	12.86	2.40	59.00

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Ey (Kg/cm ²)
[1] – Strato	3.31	1.60	33.10
[2] – Strato	12.86	2.40	128.60

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Peso unità di volume (t/m ³)
[1] – Strato	3.31	1.60	1.70
[2] – Strato	12.86	2.40	2.03

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Densità relativa (%)
[1] – Strato	3.31	1.60	3.31	16.87
[2] – Strato	12.86	2.40	12.86	39.31
[3] – Strato	96.53	3.00	96.53	91.01

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Angolo d'attrito (°)
[1] – Strato	3.31	1.60	3.31	28.93
[2] – Strato	12.86	2.40	12.86	31.6
[3] – Strato	96.53	3.00	96.53	40.0

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Modulo di Young (Kg/cm ²)
[1] – Strato	3.31	1.60	3.31	---
[2] – Strato	12.86	2.40	12.86	139.30
[3] – Strato	96.53	3.00	96.53	557.65

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
[1] – Strato	3.31	1.60	3.31	34.26
[2] – Strato	12.86	2.40	12.86	53.88
[3] – Strato	96.53	3.00	96.53	225.74

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Gamma (t/m ³)
[1] – Strato	3.31	1.60	3.31	1.46
[2] – Strato	12.86	2.40	12.86	1.82
[3] – Strato	96.53	3.00	96.53	2.30

Modulo di Poisson

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Poisson
[1] – Strato	3.31	1.60	3.31	0.35
[2] – Strato	12.86	2.40	12.86	0.33
[3] – Strato	96.53	3.00	96.53	0.16

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	G (Kg/cm ²)
[1] – Strato	3.31	1.60	3.31	200.24
[2] – Strato	12.86	2.40	12.86	717.13
[3] – Strato	96.53	3.00	96.53	4769.75

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Qc (Kg/cm ²)
[1] – Strato	3.31	1.60	3.31	6.62
[2] – Strato	12.86	2.40	12.86	25.72
[3] – Strato	96.53	3.00	96.53	193.06

2 - CAPACITA' PORTANTE

In accordo con le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, è stata effettuata una stima della resistenza allo stato limite ultimo (SLU) e allo stato limite di esercizio (SLE).

Secondo la normativa la variazione del grado di sicurezza si ottiene adottando il "Metodo semiprobabilistico dei coefficienti parziali" e verificando la relazione:

$$R_d > E_d$$

con: - R_d : valore di progetto della resistenza del terreno;

- E_d : valore di progetto dell'azione.

Per il calcolo la normativa impone l'utilizzo di coefficienti parziali riduttivi da applicare ai valori caratteristici (V_k) dei parametri di resistenza del terreno, secondo due combinazioni denominate M1 e M2.

Il calcolo della capacità portante è stato eseguito con il Metodo di Brinch-Hansen (1970).

Formula Brinch-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici. Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari

$s_c = 1,2$ per fondazioni quadrate o circolari.

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H/A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue:

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2)$$

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

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B' / L') \sin \phi' \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \sin \phi' \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B' / L') \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \text{ per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_\gamma = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Di seguito si riporta la stima della resistenza di progetto sia per il fabbricato principale, sia per l'annesso.

ANNESSO FIENILE

Il calcolo della resistenza di progetto del fienile, è stata fatta utilizzando la prova penetrometrica statica più significativa per quest'ultimo (vedi sezione geologica), considerando una fondazione continua con piano di posa a -1,0 metro da p.c.

In questo caso, trattandosi di una ricostruzione, il calcolo è stato eseguito sia in condizioni non drenate sia drenate.

DATI GENERALI

=====	
Azione sismica	NTC 2008
Larghezza fondazione	1.0 m
Lunghezza fondazione	10.5 m
Profondità piano di posa	1.0 m
Altezza di incastro	1.0 m
Profondità falda	1.5

SISMA

=====

Accelerazione massima (ag/g)	0.166
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0.25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0.0399
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0

=====

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.47	2.52	0.25
S.L.D.	50.0	0.57	2.55	0.26
S.L.V.	475.0	1.36	2.42	0.3
S.L.C.	975.0	1.76	2.38	0.31

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:	Opere di sostegno
--------	-------------------

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.564	0.18	0.0104	0.0052
S.L.D.	0.684	0.18	0.0126	0.0063
S.L.V.	1.632	0.24	0.0399	0.02
S.L.C.	2.112	0.24	0.0517	0.0258

STRATIGRAFIA TERRENO

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; c: Coesione; Ed: Modulo Edometrico; cu: Coesione non drenata

DH [m]	Gam [Kg/m ³]	Gams [Kg/m ³]	Fi [°]	c [Kg/cm ²]]	cu [Kg/cm ²]]	Ed [Kg/cm ²]]
0.6	1700.0	1750.0	0.0	0.0	1.0	44.0
1.2	1900.0	1950.0	25.0	0.04	0.7	47.0
1.0	2100.0	2150.0	35.0	0.0	2.0	81.0
1.2	2300.0	2350.0	40.0	0.0	7.7	307.0
0.6	2300.0	2350.0	40.0	0.0	5.7	229.0
1.4	2200.0	2250.0	40.0	0.0	0.0	487.0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazio ne	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	Sisma	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE APPROCCIO 2 – CONDIZIONE NON DRENATA

Condizione peggiore:

Carico limite [Qult] 4.17 Kg/cm²

Resistenza di progetto [Rd] 1.81 Kg/cm²

Tensione [Ed] 1.5 Kg/cm²

Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 2.78

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 1.67 Kg/cm³

A1+M1+R3

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq] 1.0

Fattore [Nc] 5.7

Fattore [Ng] 0.0

Fattore forma [Sc] 1.0

Fattore forma [Sg] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

Carico limite 4.17 Kg/cm²

Resistenza di progetto 1.81 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq] 1.0

Fattore [Nc] 5.14

Fattore [Ng] 0.0

Fattore forma [Sc] 1.02

Fattore profondità [Dc] 1.4

Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

Carico limite 5.31 Kg/cm²

Resistenza di progetto 2.31 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Sisma

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq] 1.0

Fattore [Nc] 5.7

Fattore [Ng] 0.0

Fattore forma [Sc] 1.0

Fattore forma [Sg] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	4.17 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.81 Kg/cm ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	
Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)	
=====	
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore [Ng]	0.0
Fattore forma [Sc]	1.02
Fattore profondità [Dc]	1.4
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	5.31 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2.31 Kg/cm ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

CARICO LIMITE FONDAZIONE APPROCCIO 2 – CONDIZIONI DRENATE

Condizione peggiore:	
Carico limite [Qult]	4.1 Kg/cm ²
Resistenza di progetto [Rd]	1.78 Kg/cm ²
Tensione [Ed]	1.5 Kg/cm ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	2.73
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)	
Costante di Winkler	1.64 Kg/cm ³

A1+M1+R3

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	12.72
Fattore [Nc]	25.13
Fattore [Ng]	9.7
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	4.13 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.8 Kg/cm ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	
Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)	
=====	
Fattore [Nq]	10.66
Fattore [Nc]	20.72
Fattore [Ng]	6.76
Fattore forma [Sc]	1.04

Fattore profondità [Dc]	1.4
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.04
Fattore profondità [Dq]	1.31
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.97
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	4.38 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.91 Kg/cm ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Sisma

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	12.72
Fattore [Nc]	25.13
Fattore [Ng]	9.7
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.96
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	4.1 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.78 Kg/cm ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	10.66
Fattore [Nc]	20.72
Fattore [Ng]	6.76
Fattore forma [Sc]	1.04
Fattore profondità [Dc]	1.4
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.04
Fattore profondità [Dq]	1.31
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.97
Fattore profondità [Dg]	1.0

Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.96
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	4.36 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.9 Kg/cm ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

CEDIMENTI PER OGNI STRATO
Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto	1.5 Kg/cm ²
Cedimento dopo T anni	2.0
Cedimento totale	2.94 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione;
Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	1.4	0.254	1.165	Edometrico	1.98	--	1.98
3	2.3	0.359	0.59	Edometrico	0.73	--	0.73
4	3.4	0.497	0.337	Edometrico	0.13	--	0.13
5	4.2	0.605	0.251	Edometrico	0.04	--	0.04
6	5.2	0.732	0.185	Edometrico	0.06	--	0.06

EDIFICIO PRINCIPALE

In questo caso il calcolo della resistenza di progetto, è stata fatta utilizzando la prova penetrometrica dinamica (vedi sezione geologica), considerando una fondazione continua con piano di posa a -0,80 metro da p.c.

In questo caso, trattandosi di un edificio esistente, si ritiene sufficiente eseguire il calcolo solamente in condizioni drenate (a lungo termine).

DATI GENERALI

```
=====
Azione sismica          NTC 2008
Larghezza fondazione    1.0 m
Lunghezza fondazione    14.65 m
Profondità piano di posa 0.8 m
Altezza di incastro     0.8 m
=====
```

SISMA

```
=====
Accelerazione massima (ag/g) 0.166
Effetto sismico secondo      NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]     3
Periodo fondamentale vibrazione [T] 0.25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk] 0.0399
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi] 0
=====
```

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

```

Tipo opera:          2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:        Classe II
Vita nominale:       50.0 [anni]
Vita di riferimento: 50.0 [anni]

```

Parametri sismici su sito di riferimento

```

Categoria sottosuolo:      B
Categoria topografica:    T1

```

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.47	2.52	0.25
S.L.D.	50.0	0.57	2.55	0.26
S.L.V.	475.0	1.36	2.42	0.3
S.L.C.	975.0	1.76	2.38	0.31

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

```

Opera:          Opere di sostegno

```

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.564	0.18	0.0104	0.0052
S.L.D.	0.684	0.18	0.0126	0.0063
S.L.V.	1.632	0.24	0.0399	0.02
S.L.C.	2.112	0.24	0.0517	0.0258

STRATIGRAFIA TERRENO

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; c: Coesione; Ed: Modulo Edometrico; cu: Coesione non drenata

DH [m]	Gam [Kg/m ³]	Gams [Kg/m ³]	Fi [°]	c [Kg/cm ²]	cu [Kg/cm ²]	Ed [Kg/cm ²]
1.6	1700.0	1750.0	29.0	0.0	0.21	34.0
0.8	2030.0	2050.0	32.0	0.0	0.87	54.0
0.6	2300.0	2350.0	40.0	0.0	0.0	226.0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazio ne	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	Sisma	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. C apacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE APPROCCIO 2 – CONDIZIONE DRENATA

Condizione peggiore:

Carico limite [Qult] 3.89 Kg/cm²

Resistenza di progetto [Rd] 1.69 Kg/cm²

Tensione [Ed] 1.5 Kg/cm²

Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 2.59

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 1.56 Kg/cm³

A1+M1+R3

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	19.98
Fattore [Nc]	34.24
Fattore [Ng]	17.33
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	

Carico limite 4.19 Kg/cm²

Resistenza di progetto 1.82 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16.44
Fattore [Nc]	27.86
Fattore [Ng]	12.84
Fattore forma [Sc]	1.04
Fattore profondità [Dc]	1.32
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.03
Fattore profondità [Dq]	1.24
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.98
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	3.92 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.71 Kg/cm ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Sisma

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	19.98
Fattore [Nc]	34.24
Fattore [Ng]	17.33
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.97
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	4.14 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.8 Kg/cm ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16.44
Fattore [Nc]	27.86
Fattore [Ng]	12.84
Fattore forma [Sc]	1.04
Fattore profondità [Dc]	1.32
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.03

Fattore profondità [Dq]	1.24
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.98
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.97
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	3.89 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.69 Kg/cm ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

CEDIMENTI PER OGNI STRATO
Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto	1.5 Kg/cm ²
Cedimento dopo T anni	2.0
Cedimento totale	3.91 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione;
Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	1.2	0.204	1.202	Edometrico	2.83	--	2.83
2	2	0.353	0.651	Edometrico	0.96	--	0.96
3	2.7	0.503	0.436	Edometrico	0.12	--	0.12

ALLEGATO 2

Documentazione delle prospezioni geognostiche



CPT1



DPSH2



Indagine geofisica



Indagine geofisica

ALLEGATO 3

Diagrammi penetrometrici

LEGENDA VALORI DI RESISTENZA

Strumento utilizzato:

PENETROMETRO STATICO OLANDESE tipo GOUDA (tipo meccanico).

Caratteristiche:

- punta conica meccanica $\varnothing$ 35.7 mm, angolo di apertura $\alpha = 60^\circ$ - (area punta $A_p = 10 \text{ cm}^2$)
- manicotto laterale di attrito tipo 'Begemann' ($\varnothing$ 35.7 mm - h 133 mm - sup. lat. Am. = 150 cm^2)
- velocità di avanzamento costante $V = 2 \text{ cm / sec}$ ($\pm 0,5 \text{ cm / sec}$)
- spinta max nominale dello strumento S_{max} variabile a seconda del tipo
- costante di trasformazione (lett. $\Rightarrow$ Spinta) $C_t = \text{SPINTA (Kg)} / \text{LETTURA DI CAMPAGNA}$

fase 1 - resistenza alla punta $q_c \text{ (Kg / cm}^2\text{)} = (\text{L. punta}) C_t / 10$

fase 2 - resistenza laterale locale $f_s \text{ (Kg / cm}^2\text{)} = [(\text{L. laterale}) - (\text{L. punta})] C_t / 150$

fase 3 - resistenza totale $R_t \text{ (Kg)} = (\text{L. totale}) C_t$

$q_c / f_s = \text{'rapporto Begemann'}$

- L. punta = lettura di campagna durante l' infissione della sola punta (fase 1)

- L. laterale = lettura di campagna relativa all'infissione di punta e manicotto (fase 2)

- L. totale = lettura di campagna relativa all'infissione delle aste esterne (fase 3)

N.B. : la spinta $S \text{ (Kg)}$, corrispondente a ciascuna fase , si ottiene moltiplicando la corrispondente lettura di campagna L per la costante di trasformazione C_t .

N.B. : causa la distanza intercorrente (20 cm circa) fra il manicotto laterale e la punta conica del penetrometro , la resistenza laterale locale f_s viene computata 20 cm sopra la punta .

CONVERSIONI

$1 \text{ kN (kiloNewton)} = 1000 \text{ N} \approx 100 \text{ kg} = 0,1 \text{ t}$ - $1 \text{ MN (megaNewton)} = 1000 \text{ kN} = 1000000 \text{ N} \approx 100 \text{ t}$

$1 \text{ kPa (kiloPascal)} = 1 \text{ kN/m}^2 = 0,001 \text{ MN/m}^2 = 0,001 \text{ MPa} \approx 0,1 \text{ t/m}^2 = 0,01 \text{ kg/cm}^2$

$1 \text{ MPa (MegaPascal)} = 1 \text{ MN/m}^2 = 1000 \text{ kN/m}^2 = 1000 \text{ kPa} \approx 100 \text{ t / m}^2 = 10 \text{ kg/cm}^2$

$\text{kg/cm}^2 = 10 \text{ t/m}^2 \approx 100 \text{ kN/m}^2 = 100 \text{ kPa} = 0,1 \text{ MN/m}^2 = 0,1 \text{ Mpa}$

$1 \text{ t} = 1000 \text{ kg} \approx 10 \text{ kN}$

LEGENDA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

Valutazioni in base al rapporto: **$F = (q_c / f_s)$**

(Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977)

valide in via approssimata per terreni immersi in falda :

$F = q_c / f_s$	NATURA LITOLOGICA	PROPRIETA'
$F < 15$	TORBE ED ARGILLE ORGANICHE	COESIVE
$15 < F \leq 30$	LIMI ED ARGILLE	COESIVE
$30 < F \leq 60$	LIMI SABBIOSI E SABBIE LIMOSE	GRANULARI
$F > 60$	SABBIE E SABBIE CON GHIAIA	GRANULARI

Vengono inoltre riportate le valutazioni stratigrafiche fornite da Schmertmann (1978), ricavabili in base ai valori di q_c e di $FR = (f_s / q_c) \%$:

- AO = argilla organica e terreni misti
- Att = argilla (inorganica) molto tenera
- At = argilla (inorganica) tenera
- Am = argilla (inorganica) di media consistenza
- Ac = argilla (inorganica) consistente
- Acc = argilla (inorganica) molto consistente
- ASL = argilla sabbiosa e limosa
- SAL = sabbia e limo / sabbia e limo argilloso
- Ss = sabbia sciolta
- Sm = sabbia mediamente addensata
- Sd = sabbia densa o cementata
- SC = sabbia con molti fossili, calcareniti

Secondo Schmertmann il valore della resistenza laterale da usarsi, dovrebbe essere pari a:

- $1/3 \pm 1/2$ di quello misurato , per depositi sabbiosi
- quello misurato (inalterato) , per depositi coesivi.

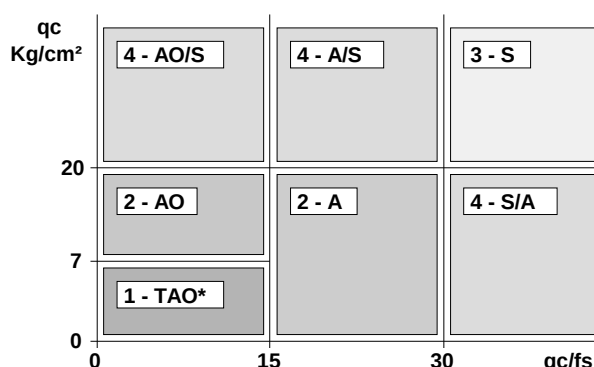
LEGENDA PARAMETRI GEOTECNICI

SCELTE LITOLOGICHE (validità orientativa)

Le scelte litologiche vengono effettuate in base al rapporto qc / fs
(Begemann 1965 -Raccomandazioni A.G.I. 1977), prevedendo altresì la possibilità di casi dubbi :

$qc \leq 20 \text{ kg/cm}^2$: possibili terreni COESIVI anche se $(qc / fs) > 30$

$qc \geq 20 \text{ kg/cm}^2$: possibili terreni GRANULARI anche se $(qc / fs) < 30$



NATURA LITOLOGICA

- 1 - COESIVA (TORBOSA) ALTA COMPRIMIBILITA'
- 2 - COESIVA IN GENERE
- 3 - GRANULARE
- 4 - COESIVA / GRANULARE

PARAMETRI GEOTECNICI (validità orientativa) - simboli - correlazioni - bibliografia

- γ' = peso dell' unità di volume (efficace) del terreno [correlazioni : γ' - qc - natura]
(Terzaghi & Peck 1967 -Bowles 1982)
- σ'_{vo} = tensione verticale geostatica (efficace) del terreno (valutata in base ai valori di γ')
- C_u = coesione non drenata (terreni coesivi) [correlazioni : C_u - qc]
- OCR = grado di sovra consolidazione (terreni coesivi) [correlazioni : OCR - C_u - σ'_{vo}]
(Ladd et al. 1972 / 1974 / 1977 - Lancellotta 1983)
- E_u = modulo di deformazione non drenato (terr.coes.) [correl. : E_u - C_u - OCR - I_p I_p = ind.plast.]
 E_{u50} - E_{u25} corrispondono rispettivamente ad un grado di mobilitazione dello sforzo deviatorico pari al 50-25% (Duncan & Buchigani 1976)
- E' = modulo di deformazione drenato (terreni granulari) [correlazioni : E' - qc]
 E'_{50} - E'_{25} corrispondono rispettivamente ad un grado di mobilitazione dello sforzo deviatorico pari al 50-25% (coeff. di sicurezza $F = 2 - 4$ rispettivamente)
(Schmertmann 1970 / 1978 - Jamiolkowski et al. 1983)
- M_o = modulo di deformazione edometrico (terreni coesivi e granulari) [correl. : M_o - qc - natura]
(Sanglerat 1972 - Mitchell & Gardner 1975 - Ricceri et al. 1974 - Holden 1973)
- D_r = densità relativa (terreni gran. N. C. - normalmente consolidati)
[correlazioni : D_r - qc - σ'_{vo}] (Schmertmann 1976)
- $\emptyset'$ = angolo di attrito interno efficace (terreni granulari N.C.) [correl. : $\emptyset'$ - D_r - qc - σ'_{vo}]
(Schmertmann 1978 - Durgunoglu & Mitchell 1975 - Meyerhof 1956 / 1976)
 $\emptyset'_{1s}$ - (Schmertmann) sabbia fine uniforme $\emptyset'_{2s}$ - sabbia media unif./ fine ben gradata
 $\emptyset'_{3s}$ - sabbia grossa unif./ media ben gradata $\emptyset'_{4s}$ - sabbia-ghiaia poco lim./ ghiaietto unif.
 $\emptyset'_{dm}$ - (Durgunoglu & Mitchell) sabbie N.C. $\emptyset'_{my}$ - (Meyerhof) sabbie limose
- A_{max} = accelerazione al suolo che può causare liquefazione (terreni granulari)
(g = acc.gravità)(Seed & Idriss 1971 - Sirio 1976) [correlazioni : (A_{max}/g) - D_r]

PROVA PENETROMETRICA STATICA LETTURE DI CAMPAGNA / VALORI DI RESISTENZA

CPT 1

2.01PG05-064

- committente :	De Marco Maurizio - Dott. Moretti	- data :	04/02/2010
- lavoro :	Ristrutturazione	- quota inizio :	Piano Campagna
- località :	Via Forra Cieca - Pieve a Nievole	- prof. falda :	1,50 m da quota inizio
- note :		- pagina :	1

Prof. m	Letture di campagna		qc	fs	qc/fs	Prof. m	Letture di campagna		qc	fs	qc/fs
	punta	laterale	kg/cm ²				punta	laterale	kg/cm ²		
0,20	----	----	--	1,33	----	3,20	168,0	175,0	168,0	3,93	43,0
0,40	33,0	53,0	33,0	2,00	16,0	3,40	189,0	248,0	189,0	4,53	42,0
0,60	24,0	54,0	24,0	1,47	16,0	3,60	160,0	228,0	160,0	7,47	21,0
0,80	16,0	38,0	16,0	1,07	15,0	3,80	125,0	237,0	125,0	4,27	29,0
1,00	23,0	39,0	23,0	0,80	29,0	4,00	144,0	208,0	144,0	4,80	30,0
1,20	18,0	30,0	18,0	1,00	18,0	4,20	89,0	161,0	89,0	5,27	17,0
1,40	18,0	33,0	18,0	0,47	39,0	4,40	71,0	150,0	71,0	3,53	20,0
1,60	12,0	19,0	12,0	0,47	26,0	4,60	182,0	235,0	182,0	7,60	24,0
1,80	14,0	21,0	14,0	0,53	26,0	4,80	217,0	331,0	217,0	4,80	45,0
2,00	21,0	29,0	21,0	1,00	21,0	5,00	343,0	415,0	343,0	7,80	44,0
2,20	29,0	44,0	29,0	0,80	36,0	5,20	213,0	330,0	213,0	6,60	32,0
2,40	36,0	48,0	36,0	1,40	26,0	5,40	394,0	493,0	394,0	5,00	79,0
2,60	46,0	67,0	46,0	1,73	27,0	5,60	347,0	422,0	347,0	4,40	79,0
2,80	69,0	95,0	69,0	2,07	33,0	5,80	306,0	372,0	306,0	3,33	92,0
3,00	132,0	163,0	132,0	0,47	283,0	6,00	450,0	500,0	450,0	-----	----

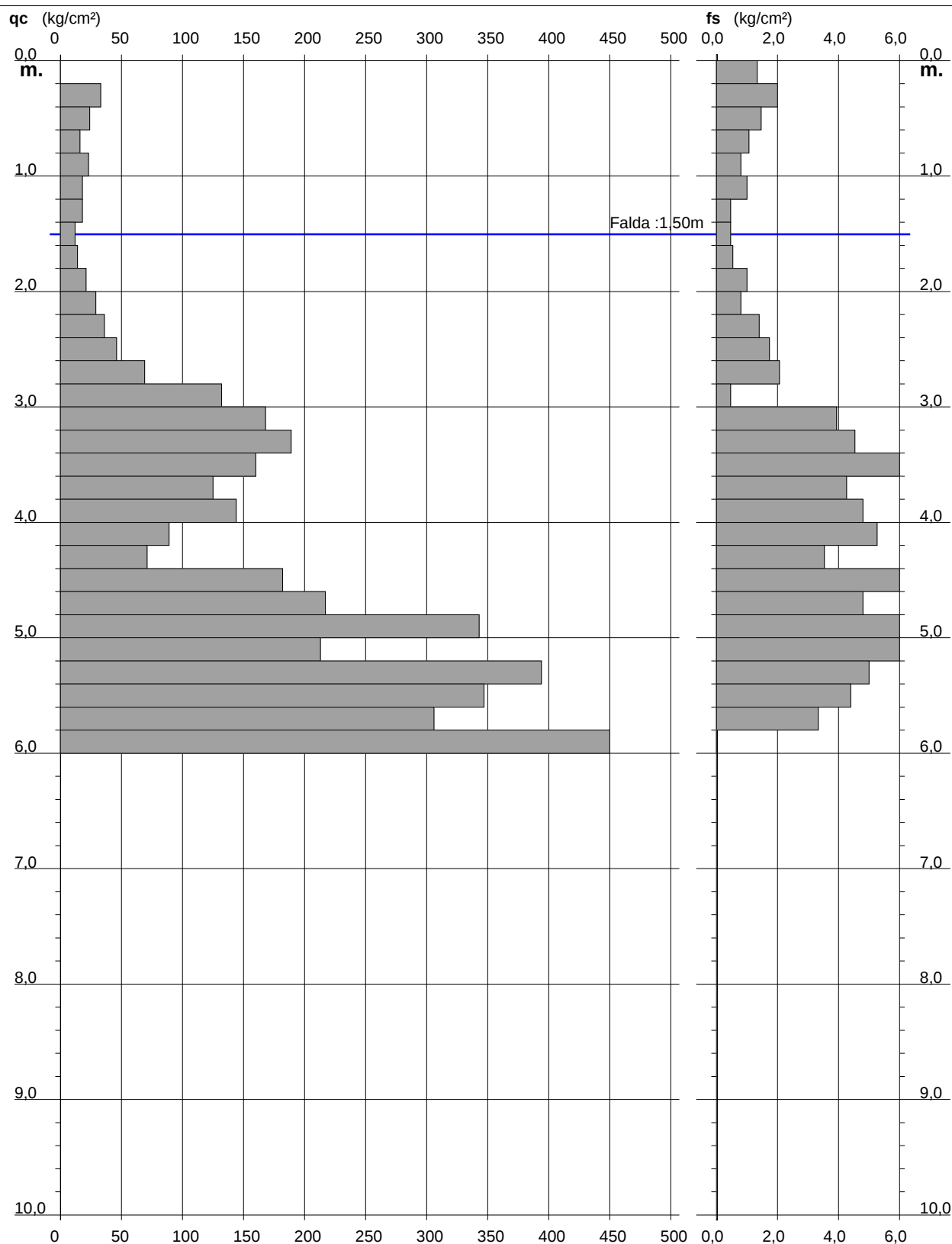
- PENETROMETRO STATICO tipo PAGANI da 10/20t
- COSTANTE DI TRASFORMAZIONE Ct = 10 - Velocità Avanzamento punta 2 cm/s
- punta meccanica tipo Begemann $\varnothing$ = 35.7 mm (area punta 10 cm² - apertura 60°)
- manicotto laterale (superficie 150 cm²)

**PROVA PENETROMETRICA STATICA
DIAGRAMMA DI RESISTENZA****CPT 1**

2.01PG05-064

- committente : De Marco Maurizio - Dott. Moretti
- lavoro : Ristrutturazione
- località : Via Forra Cieca - Pieve a Nievole

- data : 04/02/2010
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 1,50 m da quota inizio
- scala vert.: 1 : 50



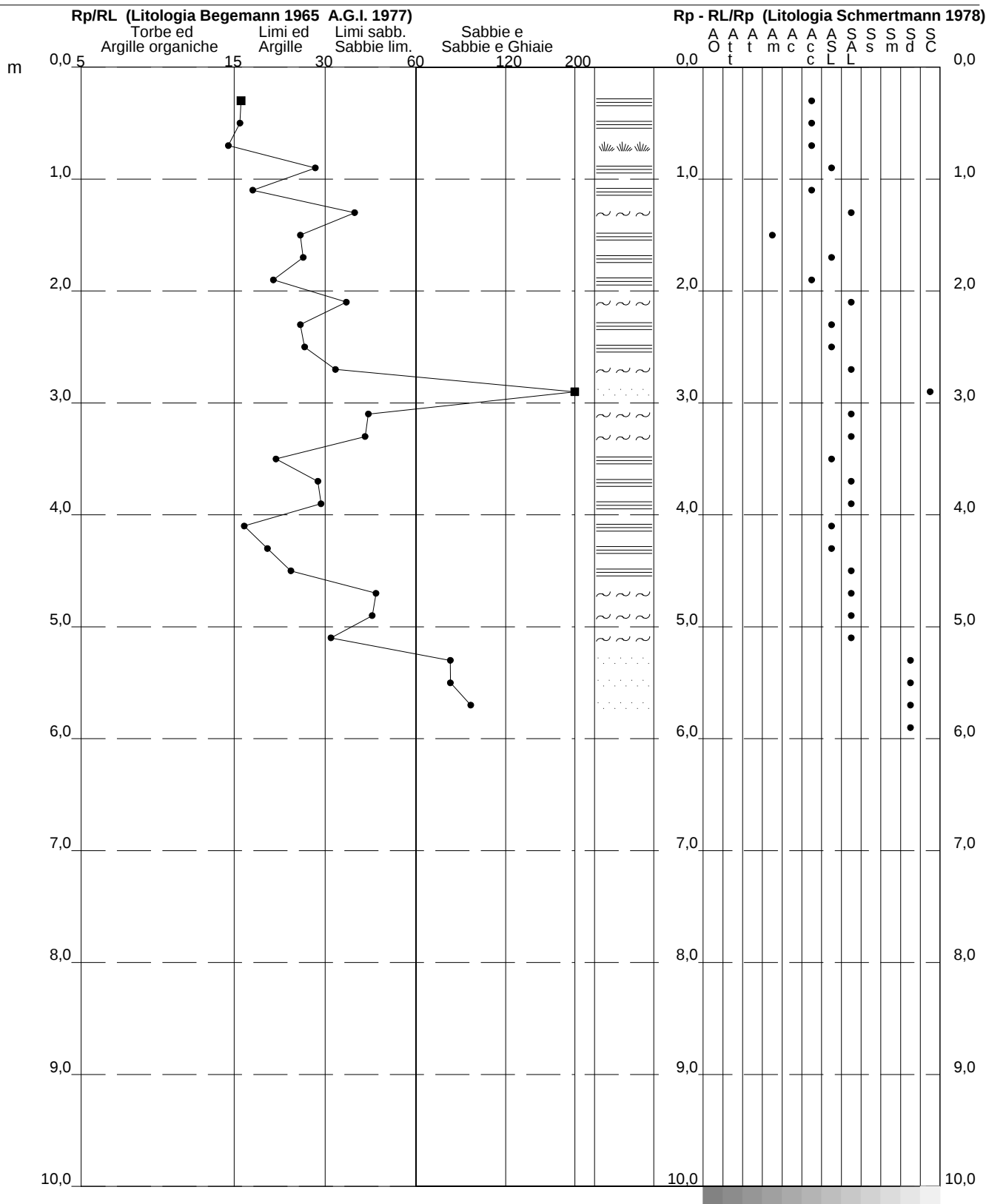
PROVA PENETROMETRICA STATICA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

CPT 1

2.01PG05-064

- committente : De Marco Maurizio - Dott. Moretti
- lavoro : Ristrutturazione
- località : Via Forra Cieca - Pieve a Nievole
- note :

- data : 04/02/2010
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 1,50 m da quota inizio
- scala vert.: 1 : 50



PROVA PENETROMETRICA STATICA
TABELLA PARAMETRI GEOTECNICI

CPT 1

2.01PG05-064

- committente : De Marco Maurizio - Dott. Moretti
- lavoro : Ristrutturazione
- località : Via Forra Cieca - Pieve a Nievole
- note :

- data : 04/02/2010
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 1,50 m da quota inizio
- pagina : 1

NATURA COESIVA												NATURA GRANULARE											
Prof. m	qc kg/cm²	qc/fs (-)	Natura Litol.	Y' t/m³	d'vo kg/cm²	Cu kg/cm²	OCR (-)	Eu50 kg/cm²	Eu25 kg/cm²	Mo kg/cm²	Dr %	ø1s (°)	ø2s (°)	ø3s (°)	ø4s (°)	ødm (°)	ømy (°)	Amax/g (-)	E'50 kg/cm²	E'25 kg/cm²	Mo		
0,20	--	--	???	1,85	0,04	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--		
0,40	33	16	4/./	1,85	0,07	1,10	99,9	187	281	99	97	42	43	44	46	43	29	0,249	55	83	99		
0,60	24	16	4/./	1,85	0,11	0,89	84,6	151	227	72	77	39	40	42	44	40	28	0,179	40	60	72		
0,80	16	15	2///	1,85	0,15	0,70	43,5	118	177	52	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--		
1,00	23	29	4/./	1,85	0,19	0,87	43,3	148	221	69	63	37	39	41	43	38	28	0,138	38	58	69		
1,20	18	18	2///	1,85	0,22	0,75	28,8	128	191	56	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--		
1,40	18	39	4/./	1,85	0,26	0,75	23,7	128	191	56	46	34	37	39	42	35	27	0,094	30	45	54		
1,60	12	26	2///	0,92	0,28	0,57	15,5	97	146	45	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--		
1,80	14	26	2///	0,94	0,30	0,64	16,3	108	162	48	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--		
2,00	21	21	4/./	0,93	0,31	0,82	20,9	140	210	63	47	35	37	39	42	35	27	0,095	35	53	63		
2,20	29	36	3....	0,87	0,33	--	--	--	--	--	56	36	38	40	43	36	29	0,120	48	73	87		
2,40	36	26	4/./	0,99	0,35	1,20	29,1	204	306	108	62	37	39	41	43	37	30	0,137	60	90	108		
2,60	46	27	4/./	1,01	0,37	1,53	36,9	261	391	138	69	38	40	42	44	38	31	0,157	77	115	138		
2,80	69	33	3....	0,95	0,39	--	--	--	--	--	82	40	41	43	45	40	32	0,197	115	173	207		
3,00	132	283	3....	1,05	0,41	--	--	--	--	--	100	42	43	45	46	42	35	0,258	220	330	396		
3,20	168	43	3....	1,10	0,43	--	--	--	--	--	100	42	43	45	46	43	37	0,258	280	420	504		
3,40	189	42	3....	1,13	0,46	--	--	--	--	--	100	42	43	45	46	43	37	0,258	315	473	567		
3,60	160	21	4/./	1,10	0,48	5,33	99,9	907	1360	480	100	42	43	45	46	42	36	0,258	267	400	480		
3,80	125	29	4/./	1,07	0,50	4,17	88,9	708	1063	375	97	42	43	44	46	41	35	0,246	208	313	375		
4,00	144	30	4/./	1,08	0,52	4,80	99,9	816	1224	432	100	42	43	45	46	41	36	0,258	240	360	432		
4,20	89	17	4/./	1,04	0,54	2,97	52,5	504	757	267	83	40	41	43	45	39	33	0,199	148	223	267		
4,40	71	20	4/./	1,03	0,56	2,37	37,8	402	604	213	74	38	40	42	44	38	32	0,172	118	178	213		
4,60	182	24	4/./	1,11	0,59	6,07	99,9	1031	1547	546	100	42	43	45	46	42	37	0,258	303	455	546		
4,80	217	45	3....	1,15	0,61	--	--	--	--	--	100	42	43	45	46	43	38	0,258	362	543	651		
5,00	343	44	3....	1,15	0,63	--	--	--	--	--	100	42	43	45	46	44	40	0,258	572	858	1029		
5,20	213	32	3....	1,15	0,65	--	--	--	--	--	100	42	43	45	46	42	38	0,258	355	533	639		
5,40	394	79	3....	1,15	0,68	--	--	--	--	--	100	42	43	45	46	45	40	0,258	657	985	1182		
5,60	347	79	3....	1,15	0,70	--	--	--	--	--	100	42	43	45	46	44	40	0,258	578	868	1041		
5,80	306	92	3....	1,15	0,72	--	--	--	--	--	100	42	43	45	46	43	40	0,258	510	765	918		
6,00	450	--	3....	1,15	0,75	--	--	--	--	--	100	42	43	45	46	45	40	0,258	750	1125	1350		

PENETROMETRO DINAMICO IN USO : **TG 63-100 EML.C**

Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici		
TIPO	Sigla riferimento	Peso Massa Battente M (kg)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

CARATTERISTICHE TECNICHE : **TG 63-100 EML.C**

PESO MASSA BATTENTE	M = 63,50 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H = 0,75 m
PESO SISTEMA BATTUTA	Ms = 0,63 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D = 51,00 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A = 20,43 cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	$\alpha = 60^\circ$
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La = 1,00 m
PESO ASTE PER METRO	Ma = 6,31 kg
PROF. GIUNZIONE 1 ^a ASTA	P1 = 0,40 m
AVANZAMENTO PUNTA	$\delta = 0,20$ m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N = N(20) $\Rightarrow$ Relativo ad un avanzamento di 20 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	NO
ENERGIA SPECIFICA x COLPO	Q = (MH)/(A δ) = 11,66 kg/cm ² (prova SPT : Qspt = 7.83 kg/cm ²)
COEFF.TEORICO DI ENERGIA	$\beta_t = Q/Q_{spt} = 1,489$ (teoricamente : Nspt = β_t N)

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd [funzione del numero di colpi N] (FORMULA OLANDESE) :

$$R_{pd} = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

Rpd = resistenza dinamica punta [area A]
e = infissione per colpo = δ / N

M = peso massa battente (altezza caduta H)
P = peso totale aste e sistema battuta

UNITA' di MISURA (conversioni)

1 kg/cm² = 0.098067 MPa
1 MPa = 1 MN/m² = 10.197 kg/cm²
1 bar = 1.0197 kg/cm² = 0.1 MPa
1 kN = 0.001 MN = 101.97 kg

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

n° 2

- indagine : De Marco Maurizio - Dott. Moretti
- cantiere : Ristrutturazione
- località : Via Forra Cieca - Pieve a Nievole
- note :

- data : 04/02/2010
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,20	3	31,5	----	1	1,60 - 1,80	8	71,3	----	3
0,20 - 0,40	2	21,0	----	1	1,80 - 2,00	13	115,8	----	3
0,40 - 0,60	1	9,6	----	2	2,00 - 2,20	8	71,3	----	3
0,60 - 0,80	3	28,9	----	2	2,20 - 2,40	6	53,5	----	3
0,80 - 1,00	2	19,3	----	2	2,40 - 2,60	27	223,6	----	4
1,00 - 1,20	3	28,9	----	2	2,60 - 2,80	70	579,7	----	4
1,20 - 1,40	2	19,3	----	2	2,80 - 3,00	100	828,2	----	4
1,40 - 1,60	2	17,8	----	3					

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 EML.C**

- M (massa battente)= **63,50** kg - H (altezza caduta)= **0,75** m - A (area punta)= **20,43** cm² - D(diam. punta)= **51,00** mm

- Numero Colpi Punta N = N(**20**) [δ = 20 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

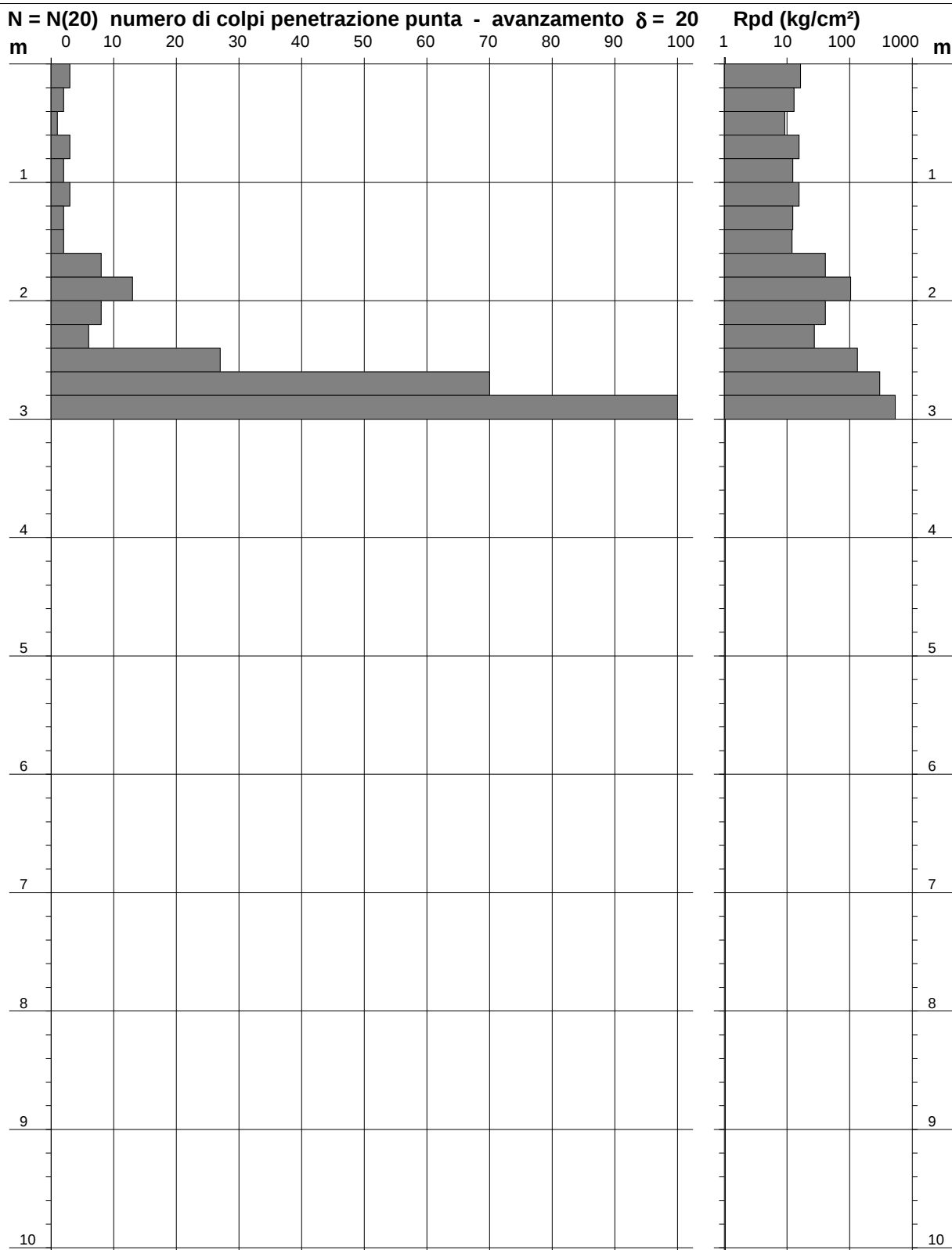
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 2

Scala 1: 50

- indagine : De Marco Maurizio - Dott. Moretti
- cantiere : Ristrutturazione
- località : Via Forra Cieca - Pieve a Nievole

- data : 04/02/2010
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : Falda non rilevata



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 EML.C**

- M (massa battente)= **63,50 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,43 cm²** - D(diam. punta)= **51,00 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(20) [$\delta = 20$ cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA RESISTENZA DINAMICA PUNTA

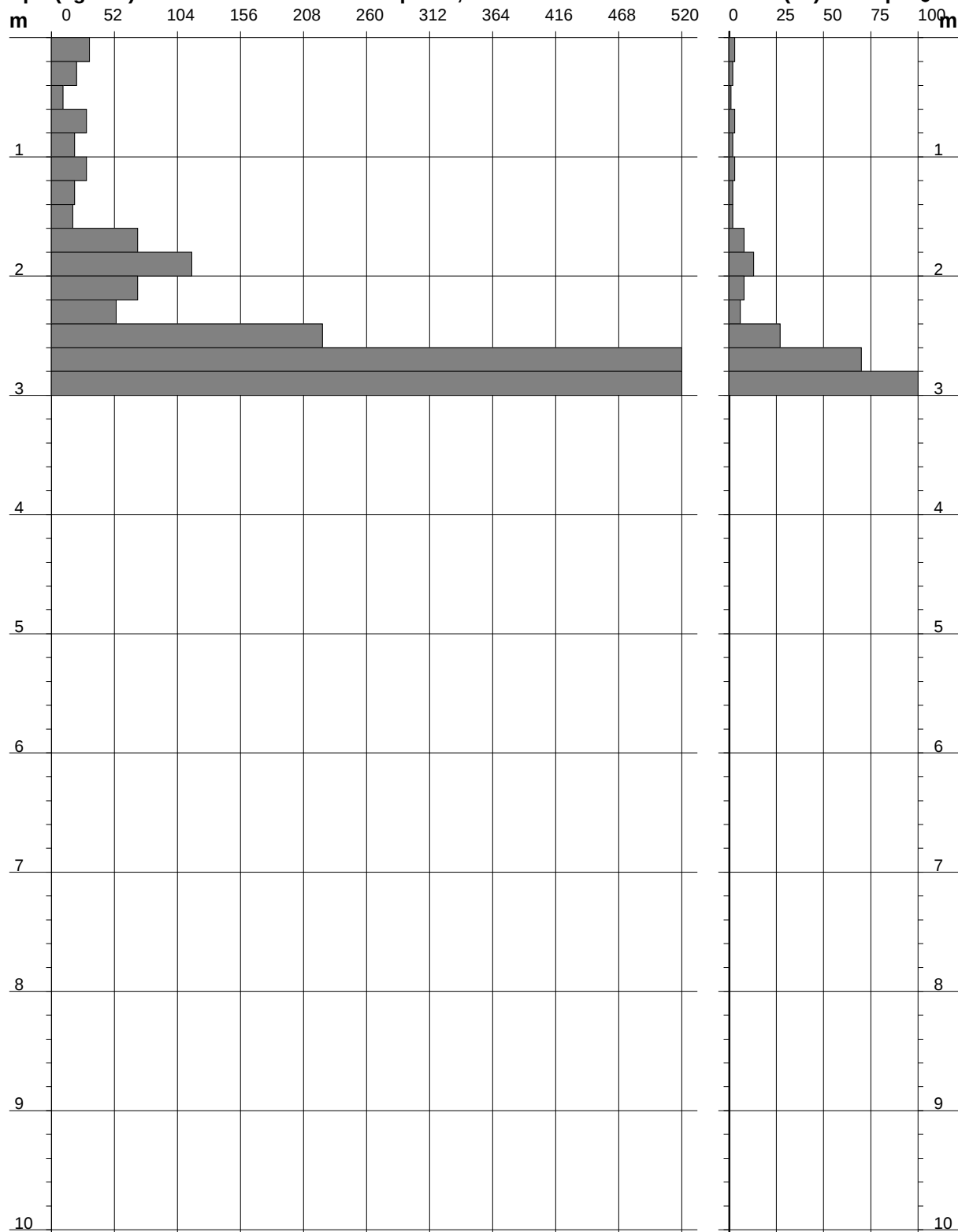
n° 2
Scala 1: 50

- indagine : De Marco Maurizio - Dott. Moretti
- cantiere : Ristrutturazione
- località : Via Forra Cieca - Pieve a Nievole

- data : 04/02/2010
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : Falda non rilevata

Rpd (kg/cm²) Resistenza dinamica alla punta, formula "Olandese"

N = N(20) n°colpi $\delta = 20$



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 EML.C**

- M (massa battente)= **63,50 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,43 cm²** - D(diam. punta)= **51,00 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(20) [$\delta = 20$ cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

ALLEGATO 4

Indagine geofisica



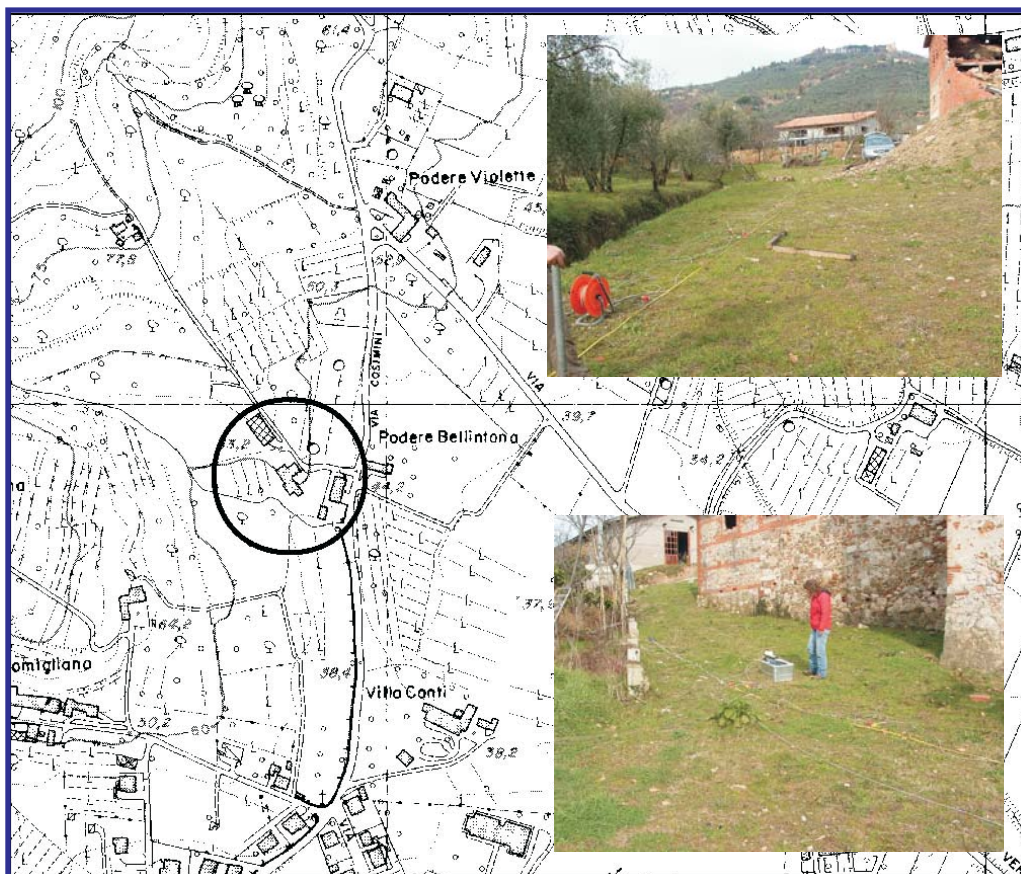
LABOTER s.n.c. di Paolo Tognelli e C.
Via Nazario Sauro 440 – 51030 Pontelungo (PT)
Tel. 0573 570566 Fax. 0573 910056
<http://www.laboterpt.it> - e-mail : laboter@laboterpt.it
P.Iva e C.F. : 00515880474



INDAGINE SISMICA A RIFRAZIONE SU TERRENO POSTO IN VIA DELLA FORRA CIECA COMUNE DI PIEVE A NIEVOLE

Proprietà : Sig. Di Marco Mauro

Incarico da : Dott.Geol. Leonardo Moretti - Pistoia

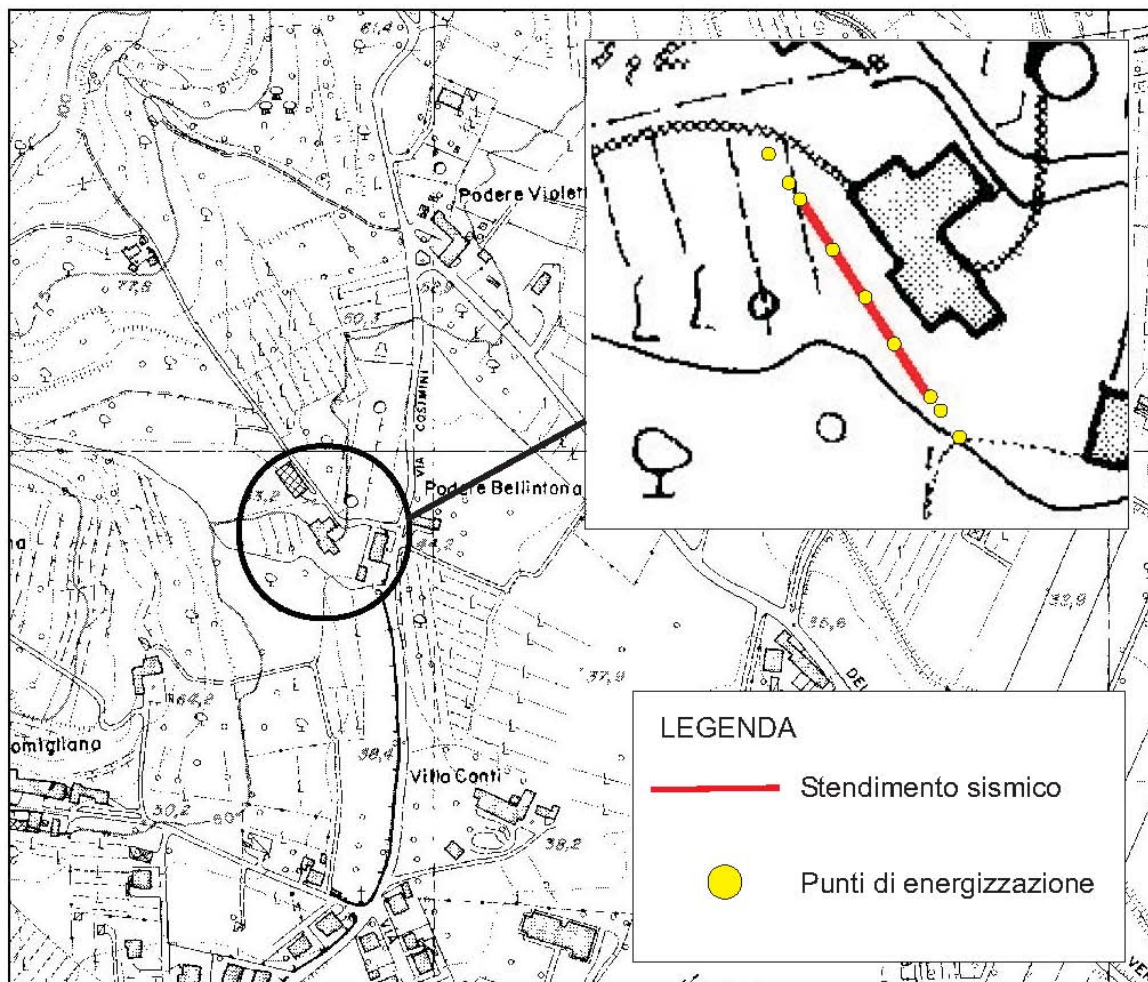


Pistoia Febbraio 2010

Laboter s.n.c.

1. PREMESSA

Su incarico del Sig. Di Marco Mauro, è stata eseguita un'indagine geofisica, su di un lotto di terreno dove è prevista la ristrutturazione di un fabbricato, sito in Comune di Pieve a Nievole, Via della Forra Cieca.



Dopo aver preso visione dell'area e delle problematiche ad esse connesse con il professionista incaricato per la parte geologica, **DOTT. GEOL. LEONARDO MORETTI**, è stata concordata un'indagine geofisica mediante sismica a rifrazione tesa a ricostruire, lungo la sezione concordata, l'andamento in profondità delle velocità delle onde sismiche compressionali P e di taglio SH.

Scopo della suddetta indagine è la caratterizzazione dinamica delle prime decine di metri con l'individuazione delle prime unità geofisiche e delle relative proprietà meccaniche elastiche, quali velocità delle onde longitudinali (V_p), velocità delle onde trasversali (V_s) ed i relativi parametri elastici (E , G , μ e ν).

2. INDAGINE E STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

Per la ricostruzione del modello geofisico del sottosuolo è stata eseguita un' indagine sismica superficiale, con strumentazione Do.Re.Mi., caratterizzata dalla combinazione della tecnica di sismica a rifrazione con onde di volume e il metodo di analisi delle onde di superficie (Rayleigh) con tecnica MASW.

2.1 Strumentazione utilizzata

La strumentazione ed attrezzatura utilizzata è costituita da:

- Sistema di energizzazione delle onde: la sorgente è costituita da una mazza dal peso di 10 Kg battente verticalmente od eventualmente orizzontalmente, su di una piastra del diametro di 20 cm posta direttamente sul piano campagna, la quale permette di avere un preciso punto di impatto in fase di energizzazione ed aiuta a far sì che la massa energizzante non affondi troppo nel terreno disperdendo energia.
- Sistema di ricezione: costituito da 12 geofoni verticali ed orizzontali monocomponente del tipo elettromagnetico a bobina mobile con peso della massa 23.6 gr e frequenza propria di 4.5 Hz, ovvero dei trasduttori di velocità in grado di tradurre in segnale elettrico la velocità con cui il suolo si sposta al passaggio delle onde sismiche longitudinali e trasversali prodotte da una specifica sorgente.
- Sistema di acquisizione dati: cavo sismico a cui sono collegati in sequenza i vari geofoni ciascuno dei quali rappresenta un singolo canale, notebook PC Windows XP con software DoReMi; il sistema è in grado di convertire in digitale e registrare su memoria il segnale proveniente da ciascuna canale dal sistema di ricezione.
- Sistema di trigger: interruttore di consenso che individua il momento in cui viene prodotta l'energizzazione sul terreno: può essere costituito dalla chiusura di un contatto che si realizza dal far toccare due poli mediante un geofono.

3. INDAGINE SISMICA A RIFRAZIONE

Il metodo sismico a rifrazione si basa sul concetto della bi-rifrazione delle onde elastiche a seguito del fronte d'onda conico. Data una sorgente di onde elastiche e uno stendimento di geofoni lungo un profilo giungeranno in superficie ai geofoni onde dirette, onde riflesse e onde coniche o birifratte (head wave). Le onde analizzate sono quelle birifratte, ovvero quelle che giungono sulla superficie di separazione con angolo di incidenza critico (secondo la legge di Snell) e che quindi, vengono rifratte con un angolo di 90° propagandosi parallelamente alla superficie rifrangente e venendo nuovamente rifratte verso la superficie con lo stesso angolo di incidenza.

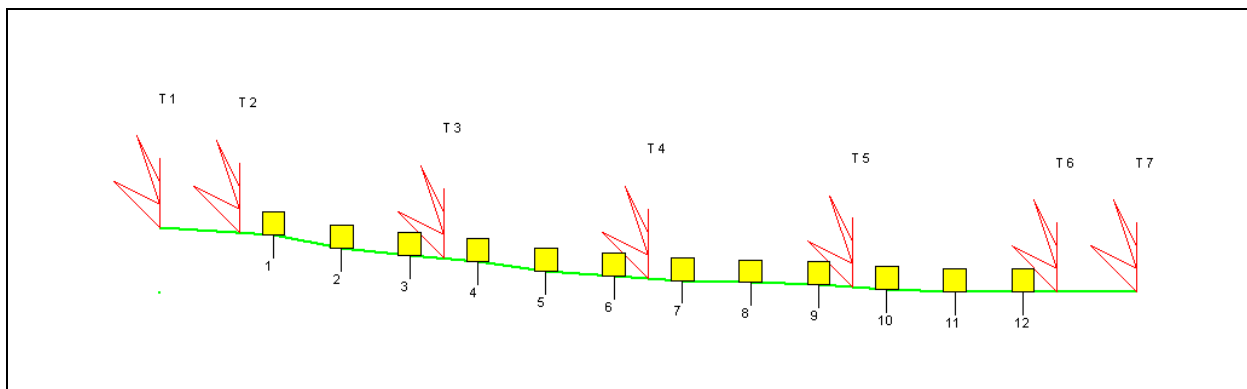
I contrasti di proprietà possono essere legati a cause stratigrafiche, strutturali o idrogeologiche. La profondità totale di indagine è legata alla lunghezza dello stendimento di ricevitori.

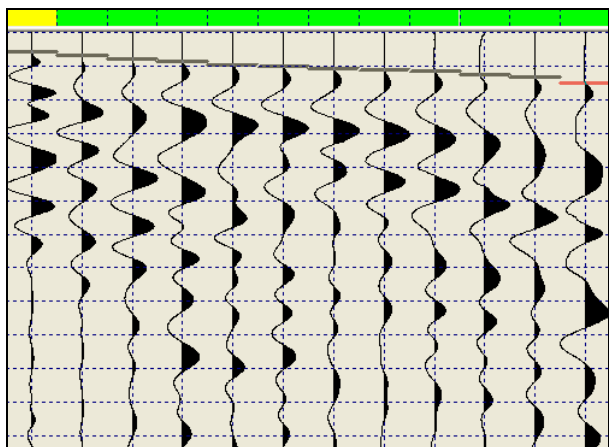
L'interpretazione e stima del profilo di velocità delle onde P è articolata nelle seguenti fasi:

- Individuazione dei primi arrivi attraverso l'osservazione dei sismogrammi e l'operazione di picking;
- Ricostruzione delle domocrome;
- Linearizzazione delle domocrome e calcolo della velocità di propagazione delle onde elastiche analizzate e dei relativi tempi di intercetta;
- Ricostruzione del modello di sottosuolo.

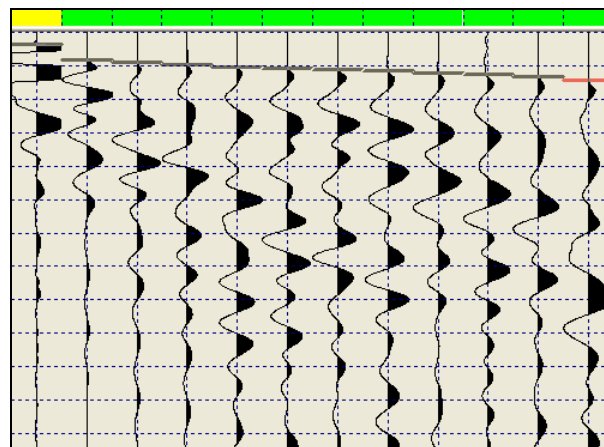
Per le analisi interpretative è stato utilizzato il software InterSism 2.1 geo&soft International.

L'indagine è stata eseguita mediante uno stendimento in direzione nord-sud di lunghezza pari a 36 m lungo il quale sono stati collegati 12 geofoni con distanza intergeofonica di 3 m. La configurazione scelta per il sito in oggetto è a 5 shots: 2 shots posti rispettivamente a -1.5 e -5 m dal primo geofono, 2 shots posto rispettivamente a +1.5 e +5 m dall'ultimo geofono ed 3 shots intermedi rispettivamente fra 3° e 4° geofono, fra 6° e 7° geofono e fra 9° e 10° geofono.

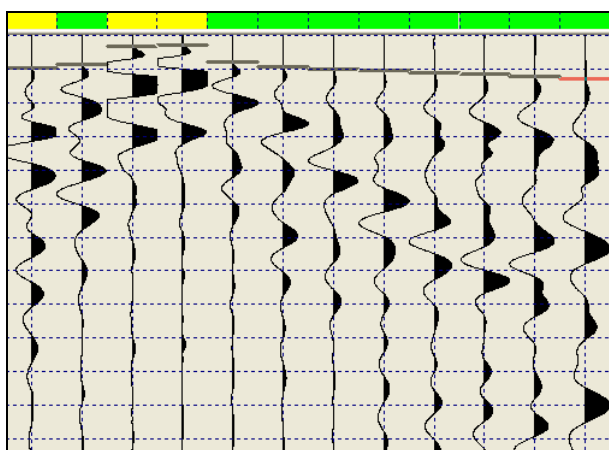




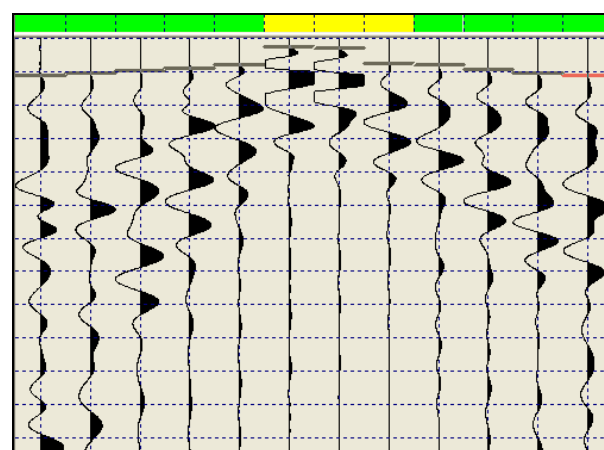
Shot n.1



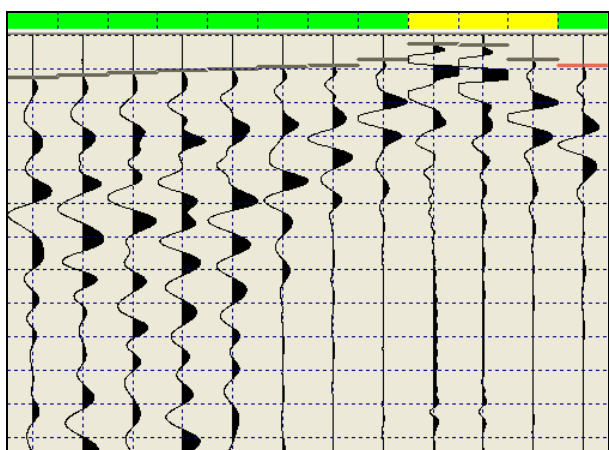
Shot n.2



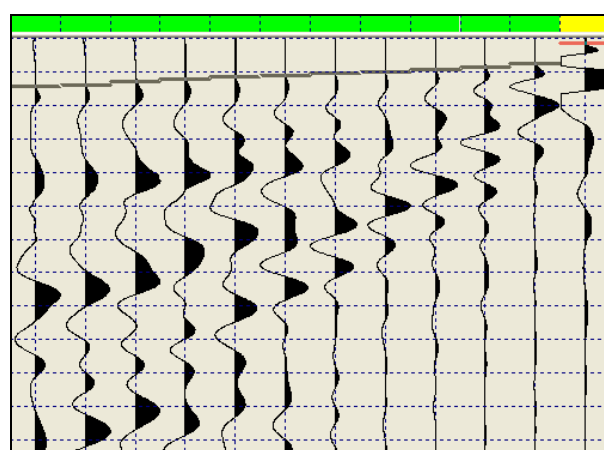
Shot n.3



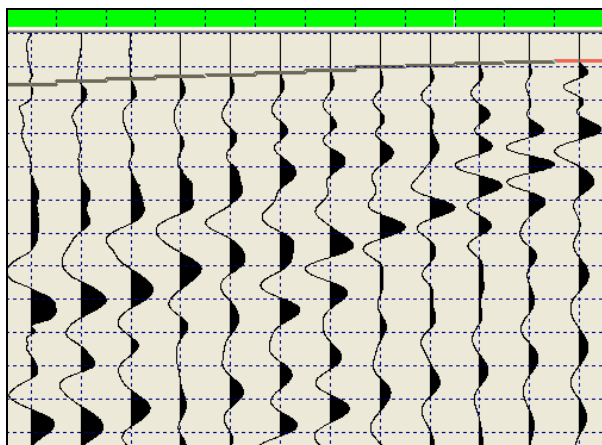
Shot n.4



Shot n.5



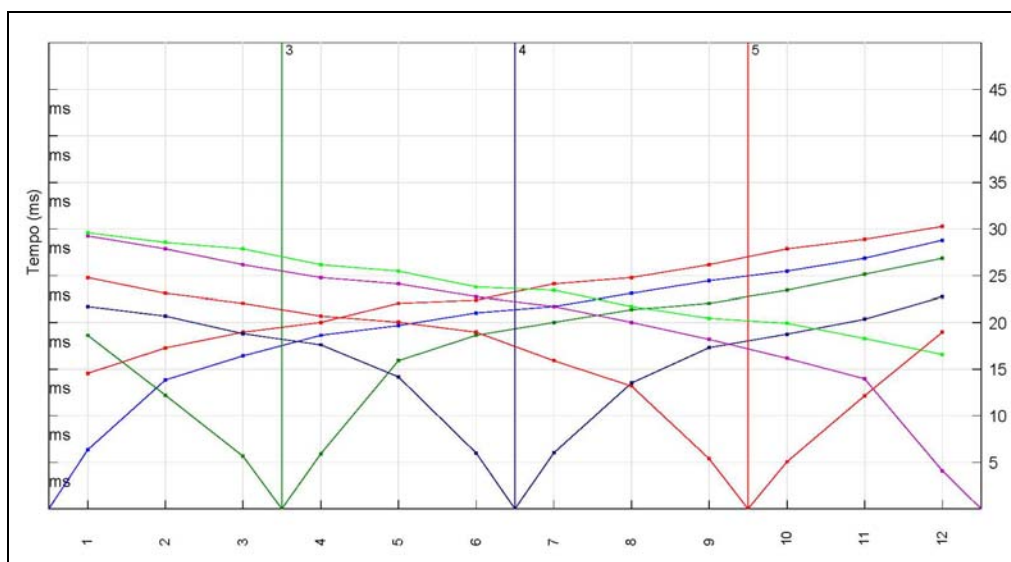
Shot n. 6



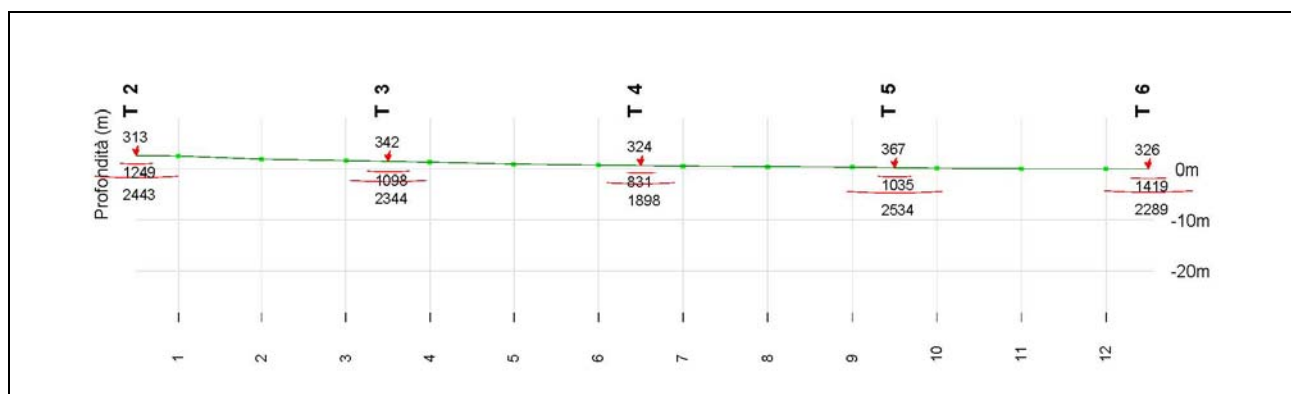
Shot n.7

Velocità media degli strati

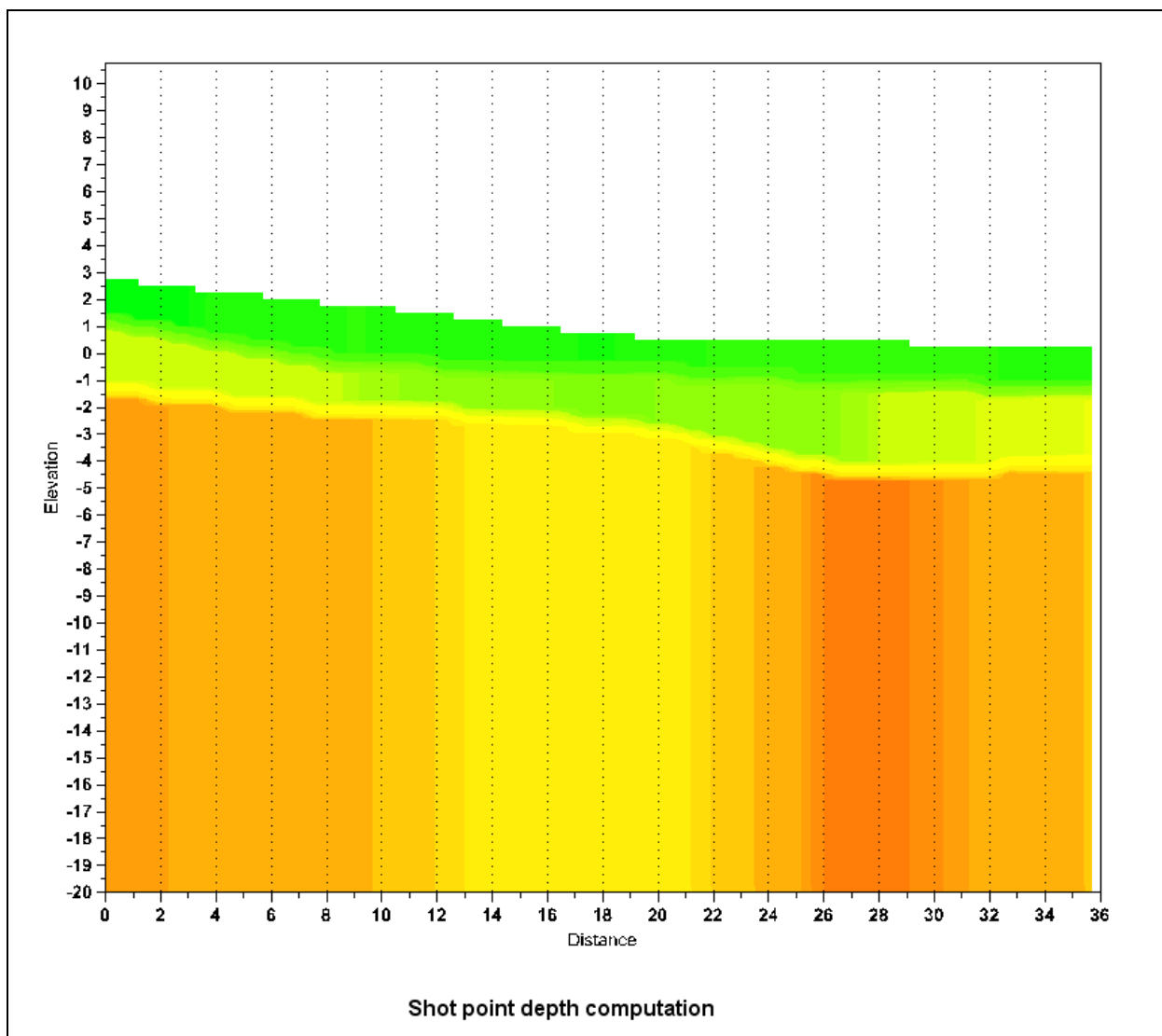
N. Strato	Vp [m/s]
1	334
2	1126
3	2301



Ricostruzione domocrome



Sezione sismica



3. INDAGINE MASW

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva, che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali Vs, basandosi sulla misura delle onde superficiali (onde di Rayleigh) fatta in corrispondenza di diversi sensori (geofoni) posti sulla superficie del suolo.

Il metodo di indagine MASW si distingue in attivo e passivo o in una combinazione di entrambi. Nel metodo attivo le onde superficiali generate in un punto sulla superficie del suolo sono misurate da uno stendimento lineare di sensori, mentre nel metodo passivo lo stendimento di sensori può essere sia lineare che circolare e si misura il rumore ambientale di fondo esistente.

Per la classificazione sismica dei suoli, secondo normativa, viene utilizzato il metodo attivo, in quanto consente di ottenere una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente nel range di frequenza tra 70 e 100 Hz quindi fornisce il profilo di velocità della parte più superficiale del suolo, generalmente compresa nei primi 30-50 m di profondità.

La metodologia utilizzata consiste nelle seguenti fasi:

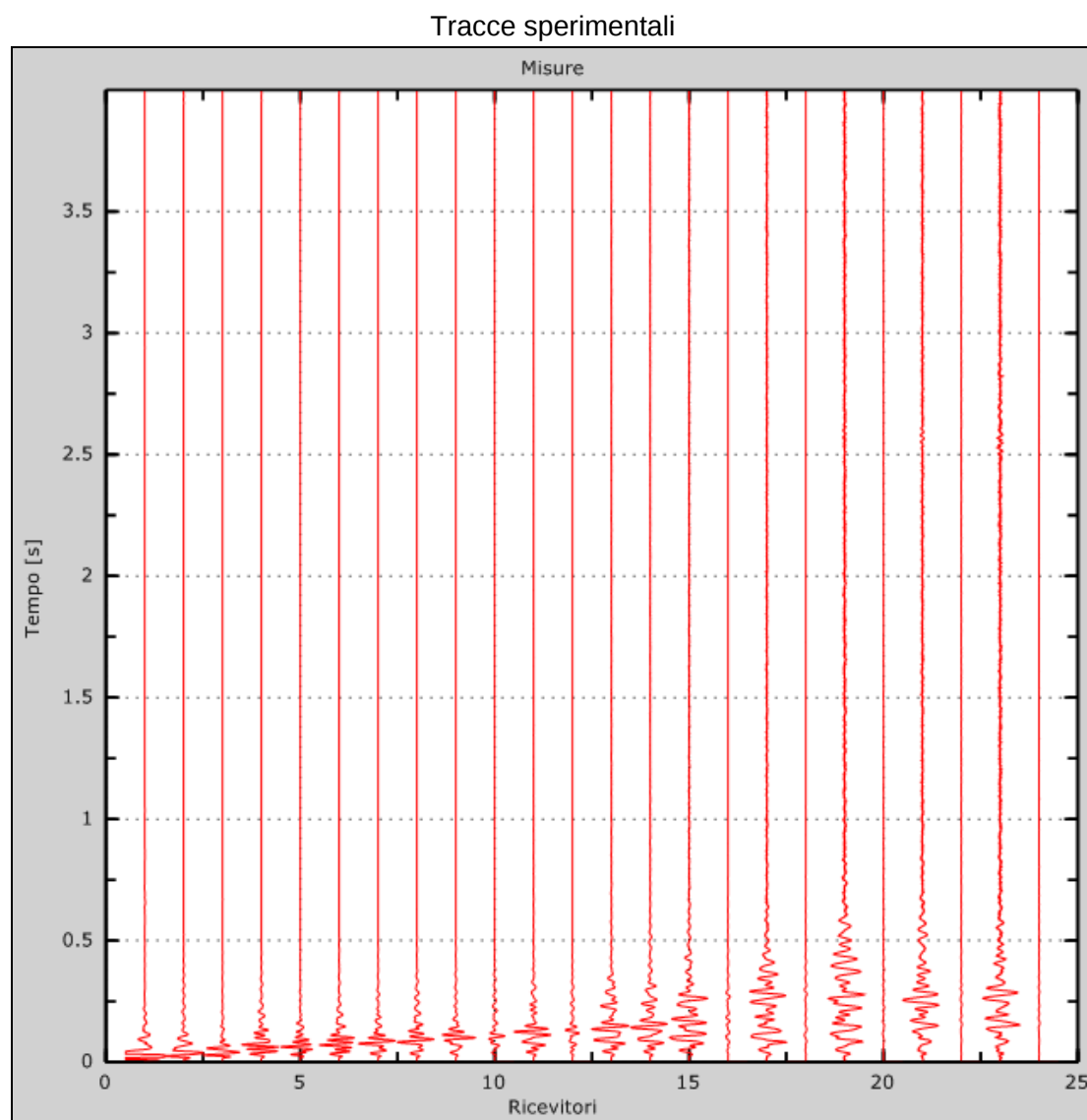
- Calcolo della curva di dispersione sperimentale;
- Calcolo della curva di dispersione apparente numerica con il metodo di Roma (2001);
- Calcolo della curva di dispersione effettiva numerica mediante il metodo di Lai-Rix (1998);
- Individuazione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali Vsv, modificando opportunamente lo spessore h, le velocità delle onde di taglio e di compressione (o in alternativa il coefficiente di Poisson), la densità di massa degli strati, fino al raggiungimento di una sovrapposizione ottimale della curva di dispersione sperimentale e quella numerica corrispondente al modello di suolo assegnato.

L'elaborazione è stata sviluppata con il software MASW.

L'indagine è stata eseguita mediante uno stendimento di lunghezza di 36 m lungo il quale sono stati collegati 12+12 geofoni da 4.5 Hz, con distanza intergeofonica di 1.5 m. Sono stati utilizzati due punti di energizzazione posti rispettivamente a -1.5 m e -3.0 m dal primo geofono.

Dati sperimentali

Numero di ricevitori24
Numero di campioni temporali12000
Passo temporale di acquisizione0.333333ms
Numero di ricevitori usati per l'analisi.....24
L'intervallo considerato per l'analisi comincia a0ms
L'intervallo considerato per l'analisi termina a3999.67ms

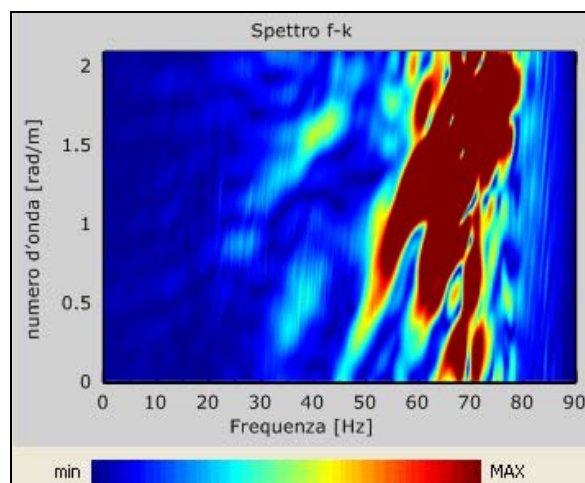


Risultati delle analisi

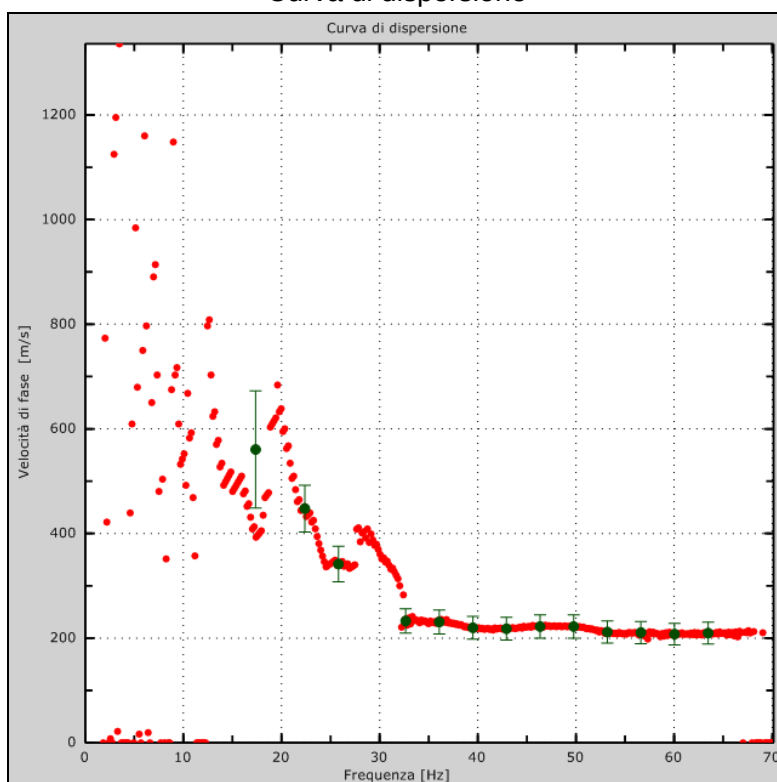
Frequenza finale 45Hz

Frequenza iniziale 2Hz

Curve dello spettro f-k



Curva di dispersione



Profilo in sito

Spaziatura ricevitori [m]	1.5m
Numero ricevitori	24
Massimo errore [%]	5.00e-002

Strato 1

h [m]	2
z [m]	-2
Densità [kg/m ³]	1900
Poisson	0.35
Vs [m/s]	218
Vp [m/s]	422
Vs min [m/s]	116
Vs max [m/s]	327
Vs fin.[m/s]	202

Strato 2

h [m]	2.7
z [m]	-4.7
Densità [kg/m ³]	1900
Poisson	0.35
Vs [m/s]	258
Vp [m/s]	585
Vs min [m/s]	129
Vs max [m/s]	517
Vs fin.[m/s]	281

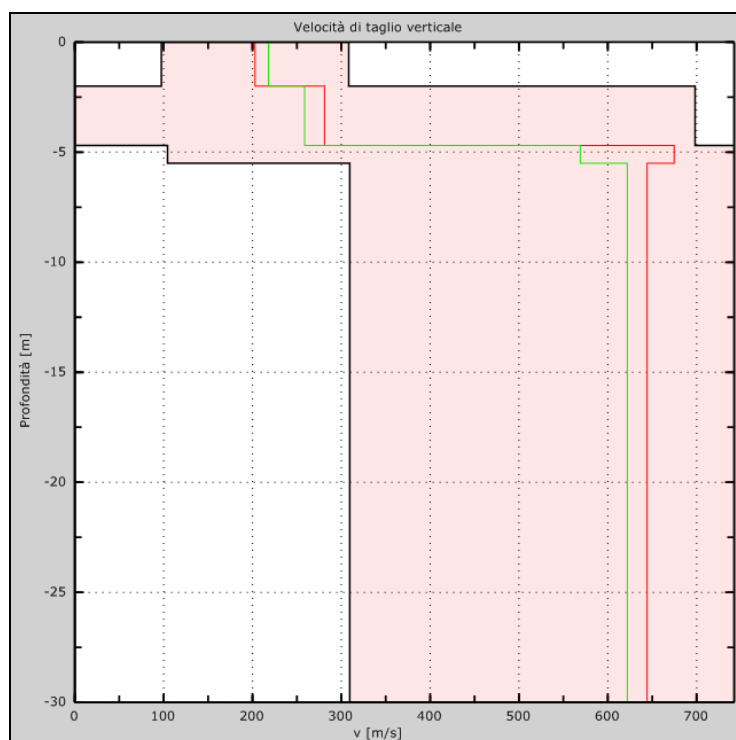
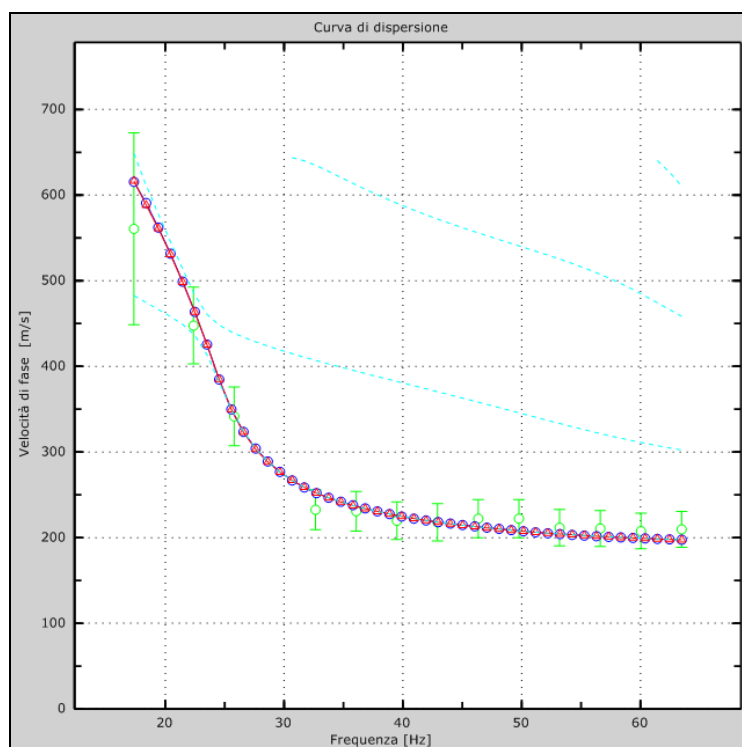
Strato 3

h [m]	0.8
z [m]	-5.5
Densità [kg/m ³]	1950
Poisson	0.35
Vs [m/s]	569
Vp [m/s]	1404
Vs min [m/s]	189
Vs max [m/s]	853
Vs fin.[m/s]	674

Strato 4

h [m]	0
z [m]	-00
Densità [kg/m ³]	2000
Poisson	0.30
Vs [m/s]	622
Vp [m/s]	1205
Vs min [m/s]	311
Vs max [m/s]	933
Vs fin.[m/s]	644

Velocità numeriche – punti sperimentali (verde), modi di Rayleigh (ciano),
curva apparente (blu), curva numerica (rosso)



4. CATEGORIA DEL SUOLO DI FONDAZIONE – D.M. 14/01/2008

Mediante l'indagine sismica svolta (sismica a rifrazione e rilievo MASW) è stata verificata la categoria di suolo del sito in oggetto, secondo la normativa vigente.

Nelle Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica si definiscono per questo aspetto cinque (A, B, C, D, E) più due (S1, S2) categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione a diversa rigidezza sismica, caratterizzate da velocità V_{s30} (definito come il valore medio della velocità di propagazione delle onde sismiche trasversali o di taglio nei primi 30 metri sotto la base della fondazione) decrescenti e quindi da effetti amplificativi crescenti:

A) Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/sec, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.

B) Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/sec e 800 m/sec (ovvero resistenza penetrometrica $N_{spt} > 50$ nei terreni a grana grossa e coesione non drenata $c_u > 250$ kPa nei terreni a grana fina).

C) Depositati 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_{s30} compresi tra 180 m/sec e 360 m/sec ($15 < N_{spt} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_u < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

D) Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).

E) Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

In aggiunta a queste due categorie, per le quali le norme definiscono le azioni sismiche da considerare nella progettazione, se ne definiscono altre due, per le quali sono richiesti studi speciali per la definizione dell'azione sismica da considerare:

S1 – Depositati di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di

bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.

S2 – Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, non classificabile nei tipi precedenti.

Il valore delle V_{s30} , velocità media di propagazione delle onde di taglio entro i 30 metri di profondità, è calcolata con la seguente relazione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{si}}}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 metri superiori.

Nel caso specifico, il valore calcolato di $V_{s30} = 508 \text{ m/s}$ risulta compatibile con la **categoria di suolo B**, che individua profili stratigrafici di terreni costituiti da *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/sec e 800 m/sec.*

Spessori m	Vs m/s	Vp m/s	γ t/m ³	G Kg/cm ²	Vp/Vs	ν	Ed Kg/cm ²	R m/s*t/m ³	F Hz	T s
2	202	422	1.9	7903	2.09	0.35	21338	384	101	0.04
2.7	281	585	1.9	15293	2.08	0.35	41292	534	190	0.04
0.8	674	1404	1.95	90300	2.08	0.35	243809	1314	135	0.00
24.5	644	1205	2	84554	1.87	0.3	219840	1288	3945	0.15

G = Modulo di Taglio (Kg/cm²)

Ed = Modulo di Elasticità Dinamica (kg/cm²)

ν = Coefficiente di Poisson

R = Rigidità sismica (m/s*t/m³)

F = Frequenza fondamentale dello strato (Hz)

T = Periodo fondamentale dello strato (s)

Pistoia, 10/02/2010

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

