

<b>Cliente</b>  <b>STOGIT</b>  <b>SNAM RETE GAS</b>	<b>Progettista</b> 	<b>Commessa</b> <b>P-1434</b>	<b>Unità</b> <b>00</b>
	<b>Località</b> <b>ALFONSINE (RA)</b>	<b>Doc.</b>	<b>doc n.</b> <b>LPR-0000-001</b> <b>Allegato 1</b>
	<b>Progetto</b> <b>CAMPO DI STOCCAGGIO GAS DI ALFONSINE (RA)</b>		
<b>N. Documento Stogit: 0128-00-BGRV-12529</b>			

## **ALLEGATO 1**

# **RELAZIONE GEOLOGICA- GEOTECNICA**

**Redatta ai sensi del D.M. 14/01/2008**



**STOGIT- SNAM RETE GAS**

**CENTRALE DI STOCCAGGIO GAS DI ALFONSINE (RA),  
AREE CLUSTER E FLOW-LINE DI COLLEGAMENTO**

**RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA  
AI SENSI DEL D.M. 14/01/2008**



**MARZO 2013**

**Studio di Geologia Tecnica**

**Dott. Giorgio Salvini**

**Geologia applicata alle opere di Ingegneria**

**22040 Monguzzo (CO) Via Giovanni XXIII, 6**

**Tel. Fax 031/650876 – 335/6667088**

**E-mail : [giorgiosalvini@libero.it](mailto:giorgiosalvini@libero.it)**



## INDICE

<b>1 – PREMESSA .....</b>	<b>pag. 4</b>
<b>2 – GENERALITA' .....</b>	<b>pag. 5</b>
<b>3 – CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOMORFOLOGICA.....</b>	<b>pag. 6</b>
<b>4 – CARATTERIZZAZIONE IDROGEOLOGICA.....</b>	<b>pag. 11</b>
<b>5 – VALUTAZIONI SULLA SUBSIDENZA DEL TERRITORIO.....</b>	<b>pag. 14</b>
<b>6 – CARATTERIZZAZIONE E ZONAZIONE SISMICA SECONDO LA VIGENTE NORMATIVA CON IL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO.....</b>	<b>pag. 17</b>
<b>6.1 – INDAGINE SISMICA.....</b>	<b>pag. 18</b>
<b>6.1.1 – METODO DI INDAGINE.....</b>	<b>pag. 18</b>
<b>6.1.2 – STRUMENTAZIONE.....</b>	<b>pag. 20</b>
<b>6.1.3 – ELABORAZIONE.....</b>	<b>pag. 21</b>
<b>6.1.4 – RISULTATI: DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DEL SUOLO DI FONDAZIONE.....</b>	<b>pag. 23</b>
<b>6.2 – AMPLIFICAZIONE SISMICA DEL SITO.....</b>	<b>pag. 29</b>
<b>6.3 – FENOMENI DI LIQUEFAZIONE.....</b>	<b>pag. 32</b>
<b>7 – INDAGINI ESEGUITE.....</b>	<b>pag. 36</b>
<b>7.1 – SONDAGGI MECCANICI.....</b>	<b>pag. 38</b>
<b>7.2 – PROVE GEOTECNICHE IN SITU.....</b>	<b>pag. 39</b>
<b>7.2.1 – POCKET PENETROMETER E TEST TORNE VANE.....</b>	<b>pag. 40</b>
<b>7.2.2 – PRELIEVO DI CAMPIONI INDISTURBATI CON CAMPIONATORE A PARETI SOTTILI (SHELBY).....</b>	<b>pag. 41</b>
<b>7.2.3 – PROVE PENETROMETRICHE S.P.T. (STANDARD PENETRATION TEST) .....</b>	<b>pag. 41</b>
<b>7.3 – PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO.....</b>	<b>pag. 42</b>
<b>7.4 – PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CON PUNTA ELETTRICA (CPTE) .....</b>	<b>pag. 42</b>
<b>7.4.1 – INTRODUZIONE.....</b>	<b>pag. 42</b>
<b>7.4.2 – ATTREZZATURA.....</b>	<b>pag. 43</b>
<b>8 – RISULTATI DELLE INDAGINI.....</b>	<b>pag. 45</b>
<b>8.1 – RICOSTRUZIONE STRATIGRAFICA E PARAMETRI GEOTECNICI RICAVALI DALLE PROVE S.P.T. ....</b>	<b>pag. 45</b>
<b>8.2 – STIMA PARAMETRI GEOTECNICI RICAVALI DA PROVE PENETROMETRICHE STATICHE A PUNTA ELETTRICA (CPTE).....</b>	<b>pag. 48</b>

<b>9 – VALUTAZIONI LITOSTRATIGRAFICHE.....</b>	<b>pag. 55</b>
<b>10 – MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>pag. 62</b>
<b>10.1 – DETERMINAZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PRINCIPALI PARAMETRI GEOTECNICI.....</b>	<b>pag. 62</b>
<b>11 – VALUTAZIONE DELLE RESISTENZE DI PROGETTO DEI TERRENI INTERESSATI DALLE OPERE FONDAZIONALI.....</b>	<b>pag. 67</b>
<b>11.1 – VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI.....</b>	<b>pag. 67</b>
<b>12 – VALUTAZIONE DELLA PORTATA LIMITE DEI PALI .....</b>	<b>pag. 74</b>
<b>13 – TERRE E ROCCE DA SCAVO.....</b>	<b>pag. 83</b>
<b>14 – CONCLUSIONI E PRESCRIZIONI.....</b>	<b>pag. 86</b>

#### Allegati

- Stratigrafie sondaggi
- Foto carote
- Grafici prove penetrometriche CPTE
- Certificati analisi di laboratorio

## 1 – PREMESSA

La presente relazione è stata redatta allo scopo di fornire, in ottemperanza a quanto previsto dal D.M. 14/01/2008, una definizione delle caratteristiche geologiche, idrogeologiche e geotecniche del territorio interessato dal nuovo progetto relativo alla Centrale di Stocaggio Gas di Alfonsine (RA), che comprende inoltre le aree relative ai cluster e quelle interessate della flowline di collegamento.

Va sottolineato che nella presente relazione, in considerazione della valenza dell'opera, viene dato particolare rilievo alla caratterizzazione geologico-geotecnica e idrogeologica dell'area Centrale. In particolare di tale sito viene anche fornito un modello geologico-geotecnico di riferimento e vengono valutate, secondo quanto previsto dalle N.T.C., le resistenze dei terreni in relazione con alcune tipologie di fondazioni prevedibili per la realizzazione dell'impianto. Le strutture in progetto, alla luce del D.M. 14/01/2008, appartengono al Tipo 3 (N.T.C. 2008 2.4.1) con Classe d'Uso IV (N.T.C. 2008 2.4.2). Di conseguenza questa relazione, seguendo i dettami della normativa vigente e dello stato dell'arte, è finalizzata alla costruzione del modello geologico che è imprescindibile per la redazione del successivo modello geotecnico, facente parte della relazione d'opera geotecnica.

Gli elementi utilizzati per la caratterizzazione dei siti sono derivati da lavori della letteratura specialistica, da studi precedenti eseguiti nell'area da Enti pubblici o privati, da verifiche di campo e da una campagna di indagini geognostiche, appositamente condotta in loco.

In particolare le fonti di riferimento più importanti sono risultate le seguenti:

- “Note Illustrative della Carta Geologica d'Italia alla scala 1: 50.000, Foglio 223 – Ravenna”
- “Piano Strutturale Comunale Associato - Ai sensi dell'Art.28 della L.R. 20/2000”, redatto da *Servin srl*, di Ravenna, per conto dell'Associazione Intercomunale della Bassa Romagna, con sede a Lugo, e acquisito sul sito dell'Ente.
- Bondesan M.(1985) – Quadro schematico dell'evoluzione geomorfologica olocenica del territorio compreso tra Adri e Ravenna. Atti Tavola Rotonda “Il delta del Po”-Bologna 1982 – Accademia delle Scienze Istituto di Bologna
- Castiglioni G.B. et Alii (1990) - Geomorphological mapping of the Po Plain (Italy), with an example in the area of Ravenna. Z. Geomorph.N.F. Suppl. Bd 80
- Dondi et alii (1982) – Evoluzione sedimentaria e paleogeografica nella P. Padana – In G.Cremonini and Ricci Lucchi eds – Guida alla Geologia del margine appenninico padano – Guide Geologiche Regionali – S.G.I.

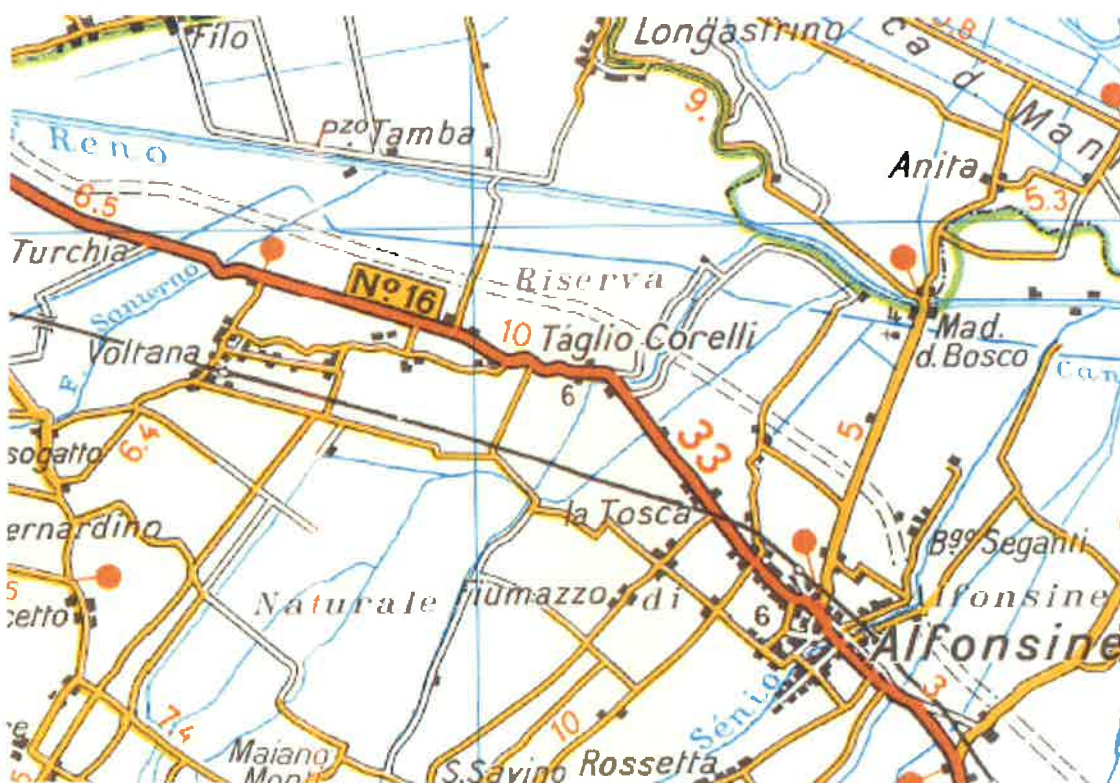
## 2 – GENERALITA'

Il territorio in cui si sviluppa il progetto in oggetto ricade nell'ambito dei comuni di Lugo e di Alfonsine, in provincia di Ravenna, in particolare nella fascia a Sud della S.S. 16, nel tratto compreso tra Voltana e Alfonsine.

Il sito dell'area Centrale è ubicato in un settore posto circa 3-4 km a NE del centro abitato di Alfonsine, in località Valle Dane, tra il Canale dei Molini di Fusignano, a NE, lo scolo Menata di Fusignano a SO e il canale La Canalina a Nord.

Tutto il settore interessato dal progetto risulta morfologicamente molto regolare, pianeggiante, attualmente caratterizzato essenzialmente da coltivazioni e compreso tra le quote medie di 2-6 m s.l.m.

.(vedi stralcio cartografico di FIG. 1)



**FIG. 1 Territorio in cui si sviluppa il progetto in oggetto**

### 3 – CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOMORFOLOGICA

Il territorio in esame è compreso nel bacino subsidente della pianura padana orientale, caratterizzato dalla presenza di una potente serie sedimentaria di età plio-quadernaria.

In particolare la successione quadernaria, che presenta nel settore prossimo alla costa spessori di 1000-1500 m, è rappresentata da depositi marini nella parte medio-basale e da depositi prevalentemente continentale nella parte alta.

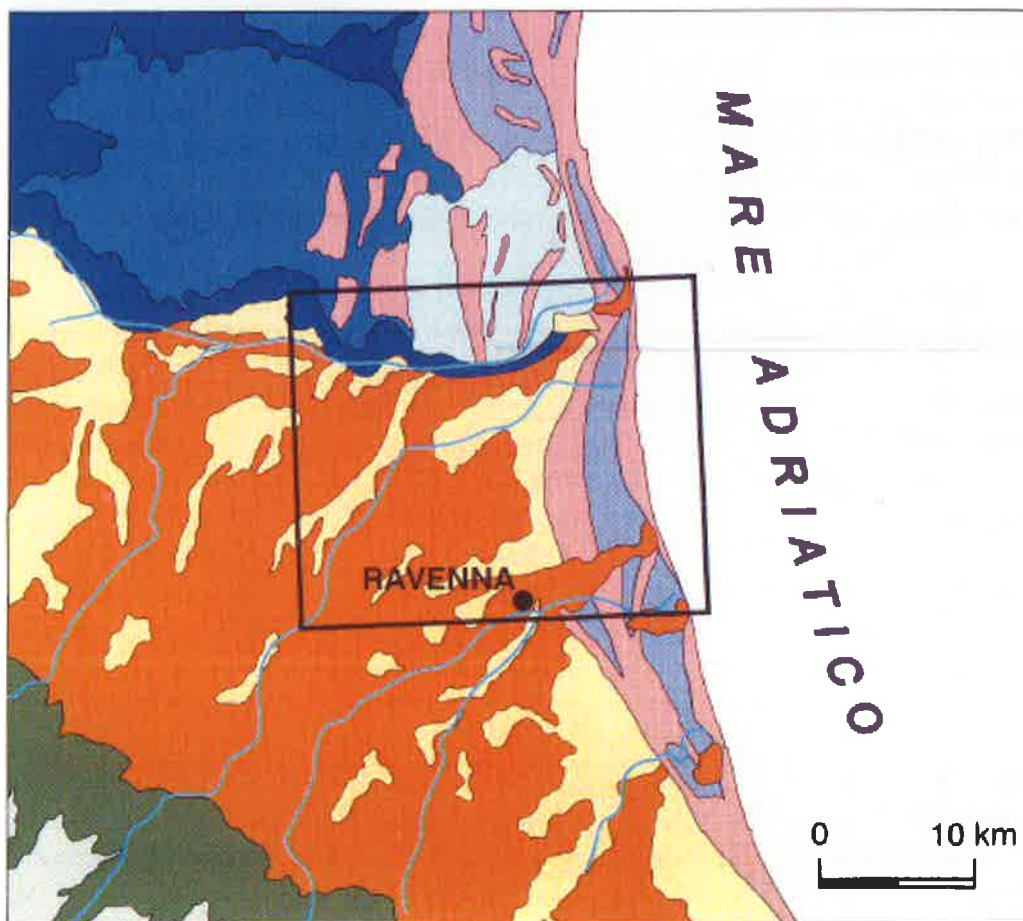
Tale complesso sedimentario presenta un carattere sostanzialmente regressivo, legato al procedere dello spostamento della linea di costa verso l'attuale Adriatico e alla contestuale sostituzione dei sedimenti marini con quelli continentali, derivanti essenzialmente dallo smantellamento dei rilievi appenninici da parte dei corsi d'acqua provenienti da tali versanti. Il successivo trasporto e la definitiva sedimentazione hanno dato luogo, nelle aree di pianura, a complesse sequenze deposizionali alluvionali, coordinate dalle variabili condizioni paleogeografiche dell'area durante la fase terminale del Pleistocene e durante tutto l'Olocene. (Vedi Fig. 2)

Facendo riferimento alle ormai classiche suddivisioni stratigrafiche UBSU(\*) del margine dell'Appennino Romagnolo e della pianura emiliano-romagnola, introdotte da Regione Emilia Romagna-Agip nel 1998, si può rilevare che tutto il territorio interessato dal progetto risulta formato, in affioramento, da unità ascrivibili al Supersistema Emiliano-Romagnolo, che comprende essenzialmente i depositi quadernari continentali affioranti al margine appenninico padano (Ciclo Qc di Ricci Lucchi et alii, 1982) e i sedimenti ad essi correlabili, presenti nel sottosuolo della pianura emiliano-romagnola.

Il Supersistema Emiliano-Romagnolo si suddivide a sua volta in due Sistemi : il Sistema Emiliano-Romagnolo Superiore (AES) e il Sistema Emiliano Romagnolo Inferiore (AEI).

---

(\*) Unconformiy Bounded Stratigraphic Units e Unità Allostratigrafiche, North American Commission on Stratigraphic Nomenclature, 1983.



## DEPOSITI ALLUVIONALI

- Terrazzo e conolde alluvionale
- Canale, argine e rotta fluviale
- Piana inondabile

## DEPOSITI DELTIZI E LITORALI

- Canale distributore
- Area interdistributrice
- Cordone litorale
- Retrocordone

Fig. 11 - Schema geologico di superficie della Pianura Padana orientale (tratto dalla Carta Geologica di Pianura dell'Emilia-Romagna). Si osservi lo sviluppo di un antico apparato deltizio del Po che interessa la parte più settentrionale del Foglio Ravenna (riquadrate).

FIG. 2 – Ripresa da Note Illustrative della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000, Foglio 223 – Ravenna



I terreni affioranti nell'ambito del territorio in esame sono ascrivibili ai depositi compresi nel Sistema Emiliano-Romagnolo Superiore (AES), in particolare sono riferibili alla parte sommitale del Subsistema più recente (Subsistema di Ravenna – Unità di Modena).

I depositi in oggetto sono legati alla sedimentazione del complesso e cangiante reticolo idrografico Olocenico le cui variazioni talora molto marcate hanno contribuito a instaurare una sedimentazione altrettanto variabile nello spazio e nel tempo.

La conseguenza di ciò risulta la estrema disomogeneità dei tipi di depositi che vanno da quelli di conoide, a quelli di piana alluvionale più o meno influenzata dalla dinamica fluviale, a quelli di vera e propria palude, a quelli di canali sabbiosi, ecc.

In definitiva, nell'area in cui ricade il progetto in esame, i terreni in affioramento si possono correlare con i depositi di "Piana alluvionale", e più in particolare con depositi di "Aree interfluviali e di Palude".

Si tratta di sedimenti essenzialmente rappresentati da argille, argille limose, limi argillosi talora laminati, lenti e livelli di torbe.

Tali sedimenti, come riportato nello schema di FIG.3, nell'ambito del territorio interessato dal progetto, presentano spessori intorno a 8-12 m e ricoprono un livello all'incirca della stesso spessore di sabbie legate a sedimentazione litorale o marina.

Queste condizioni sono state evidenziate, come verrà meglio precisato in seguito, nell'ambito dell'area della Centrale anche dai sondaggi eseguiti a scopo geognostico, durante la campagna di indagine del settembre 2012.

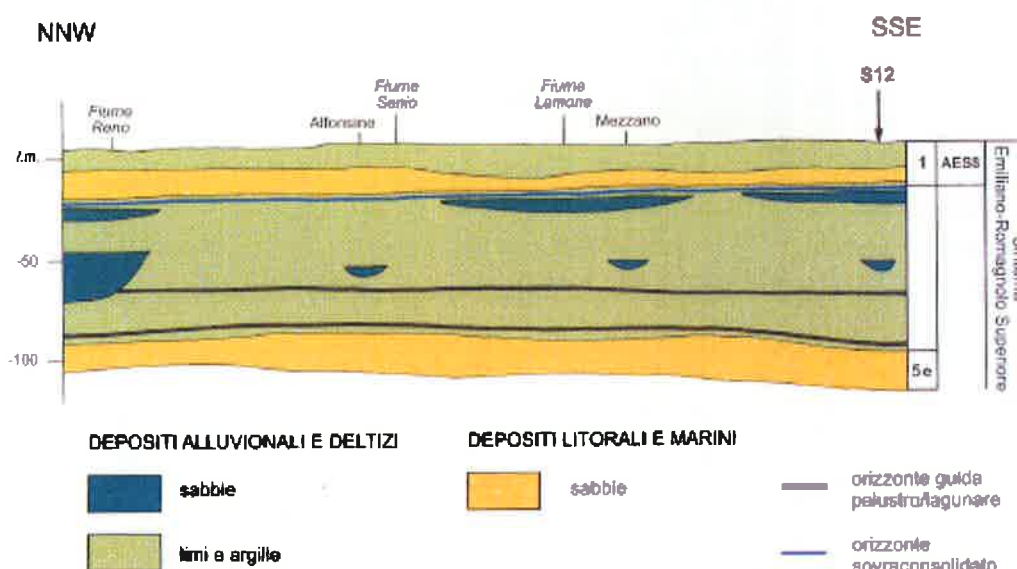
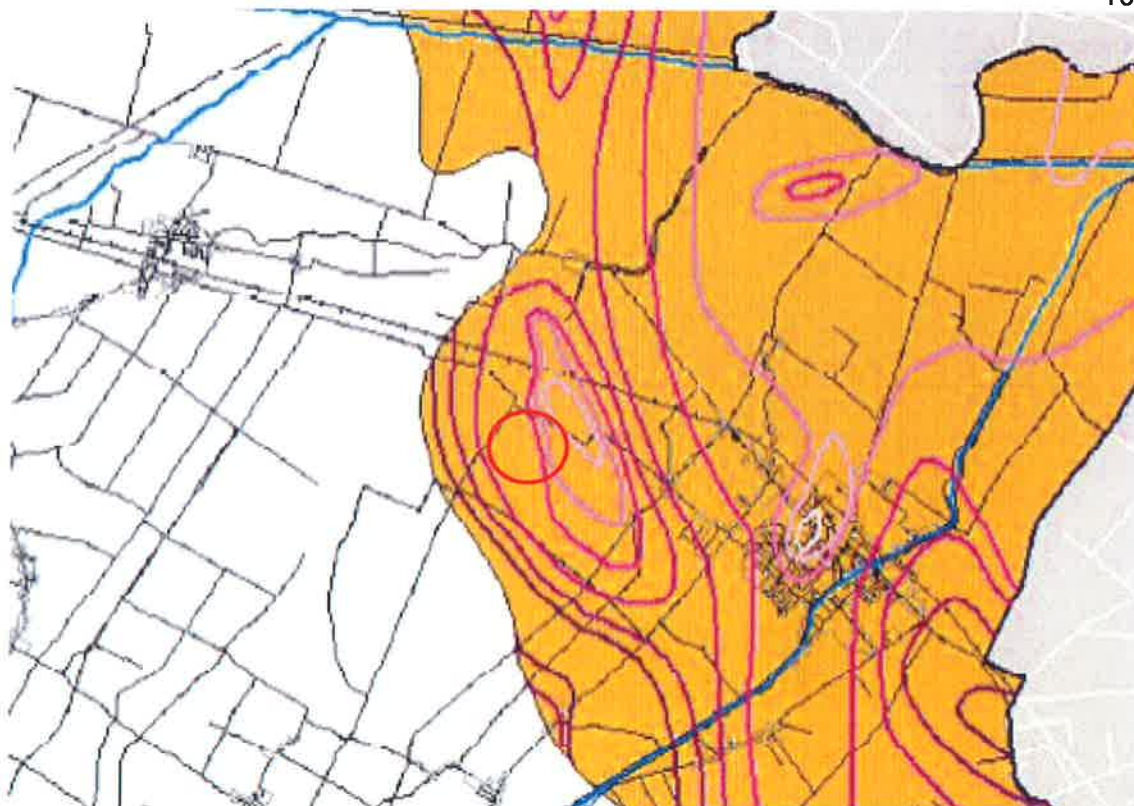


Fig. 17 - Architettura della parte sommitale del Sistema Emiliano-Romagnolo Superiore nell'area del Foglio Ravenna sulla base della correlazione tra il sondaggio S12 e le stratigrafie di pozzi per acqua (sezione all'incirca parallela alla paleolinea di costa - per l'ubicazione della sezione, v. Fig. 2). I numeri si riferiscono agli stadi e sottostadi della curva degli isotopi dell'ossigeno di MARTINSON et alii (1987). AES8 = Subsistema di Ravenna.

**FIG.3 – Ripresa da Note Illustrative delle Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000, Foglio 223 – Ravenna**

Nello stralcio della FIG. 4 seguente, si riporta l'andamento e la profondità del tetto del livello sabbioso descritto sopra, in quote assolute riferite al livello del mare, nei territori in cui ricade il progetto. Tale cartografia risulta particolarmente significativa in riferimento all'area Centrale, dove si prevede la messa in opera di strutture importanti che quindi potranno indurre carichi significativi e dove il livello sabbioso rappresenta un riferimento dal punto di vista geotecnico. Esaminando tale cartografia e tenendo presente che l'area in cui è collocata la Centrale presenta quote comprese tra 2-3 m s.l.m., si può dedurre che, in tale contesto, il tetto delle sabbie sopra citate si possa ritrovare ad una profondità media di 8-10 m dal piano campagna.

Vale la pena subito premettere che tali condizioni sono state confermate dai sondaggi eseguiti durante la campagna geognostica del 2012, della quale si tratterà più estesamente in seguito.



### LEGENDA



*Sabbie litorali*

*Isobate del tetto delle sabbie (m.s.l.m.)*

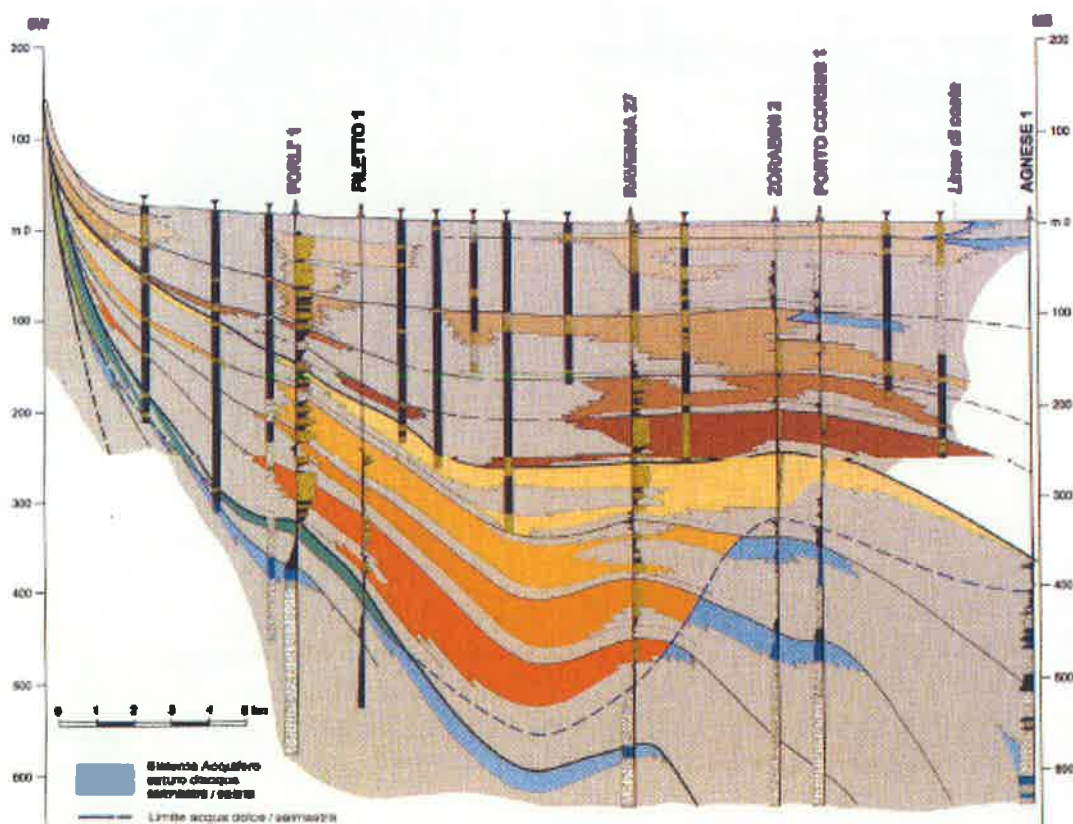


**Nota :** La parte in bianco corrisponde ai depositi alluvionali indifferenziati

**FIG.4 – Isobate del tetto delle sabbie litorali della base del Subsistema di Ravenna(AES8) nell'ambito del territorio in cui è compresa la Centrale.(Cerchio ROSSO)** (ripresa da “Piano Strutturale Comunale Associato”, redatto da Servin srl, per conto dell'Associazione Intercomunale della Bassa Romagna, acquisito sul sito dell'Ente)

#### 4 – CARATTERIZZAZIONE IDROGEOLOGICA

Se si prende in considerazione la sottostante figura 5, che sintetizza le condizioni idrogeologiche del sottosuolo della pianura romagnola, e che deriva da studi ed elaborazioni eseguiti dalla Regione Emilia-Romagna & ENI-AGIP nel 1998, sulla base dei profili sismici e delle stratigrafie delle parti più superficiali dei pozzi perforati per ricerca e coltivazione di idrocarburi, si possono riconoscere i principali corpi acquiferi, a colori vari (vedi riferimento a schema di Fig.6), e i principali livelli impermeabili, in grigio. Inoltre si possono, pur con i limiti di scala, osservare i reciproci rapporti tra le varie unità idrogeologiche.



**Fig. 8** - Sezione geologica nel sottosuolo della pianura romagnola (i colori delle unità si riferiscono alla legenda di Fig. 7) e correlazioni stratigrafiche all'interno del Supersistema Emiliano-Romagnolo (modificato da REGIONE EMILIA-ROMAGNA & ENI-AGIP, 1998). Le aree grigie che separano le unità idrostratigrafiche (in colore) corrispondono alle principali barriere di permeabilità.

**FIG. 5** - Ripresa da Note Illustrative delle Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000, Foglio 223 – Ravenna

Lo schema stratigrafico di Fig.5 riporta i principali corpi acquiferi con i colori derivati dallo schema di Fig.6 sotto riportato, in cui si può trovare in sintesi la suddivisione delle Unità Idro Stratigrafiche della pianura emiliano-romagnola.

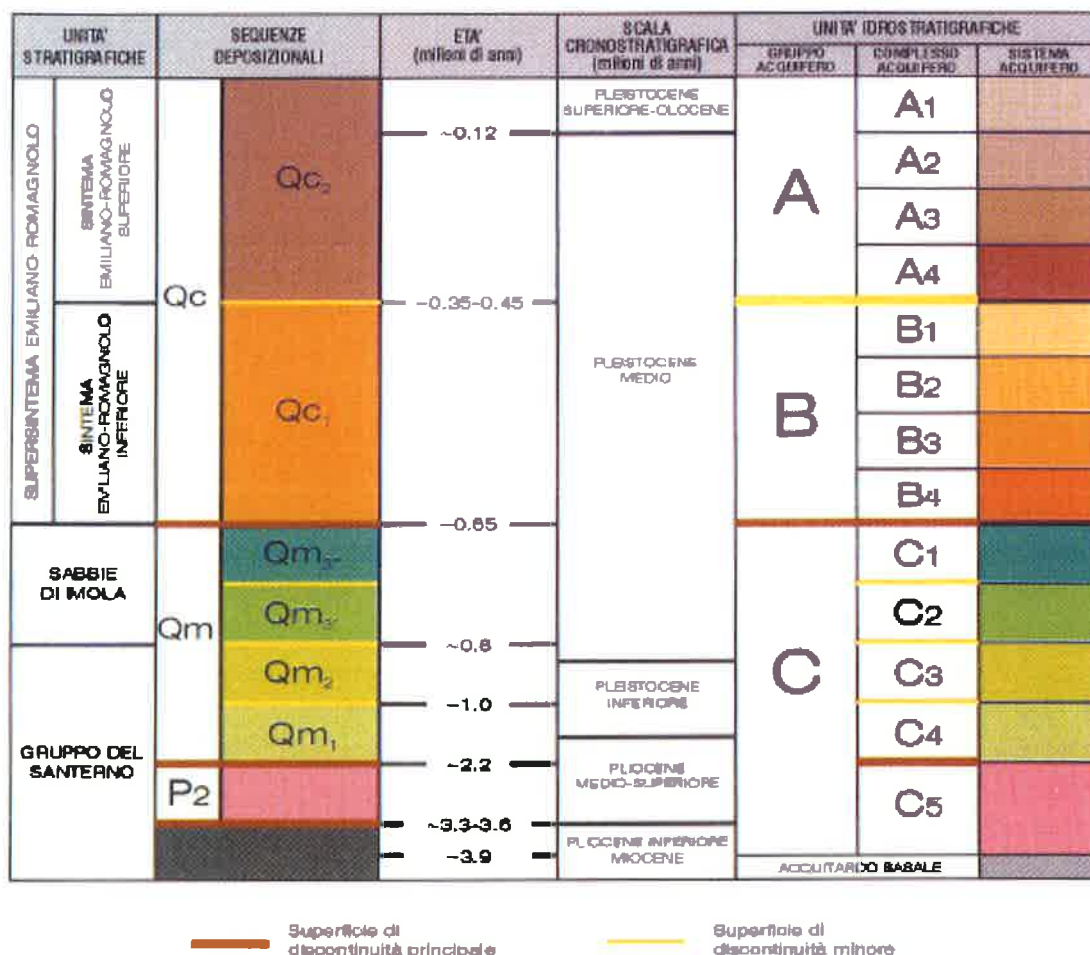


Fig. 7 - Schema stratigrafico (cfr. con Cap. IV, § 1) e suddivisione stratigrafico-sequenziale dei depositi plio-quadernari del bacino padano, con indicazione delle unità idrostratigrafiche di Fig. 8 (modificato da REGIONE EMILIA-ROMAGNA & ENI-AGIP, 1998 e AMOROSI et alii, 1999a).

**FIG. 6 - Ripresa da Note Illustrative delle Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000, Foglio 223 – Ravenna**

Facendo riferimento alle Figg.5 e 6 si può rilevare che i terreni presenti nel territorio interessato dal progetto rientrano nel Gruppo Acquifero qualificato con la lettera A. A tale proposito si sottolinea che, in base agli ultimi studi eseguiti dalla Regione Emilia-Romagna, è stata individuata, e quindi separata, una unità superficiale, denominata A0, soprastante all'unità A1, costituita da sedimenti tardo pleistocenici-olocenici che si sono depositati dopo l'ultima glaciazione.

In particolare tale acquifero risulta caratterizzato da una unità più superficiale a permeabilità bassa o molto bassa (limi, argille limose, ecc.), con subordinate lenti a permeabilità media (sabbie fini, talora limose), e quindi con presenza di flussi idrici molto ridotti, e di nessuna potenzialità, alla cui base è presente un livello più francamente sabbioso, che riveste le caratteristiche di un acquifero maggiormente definito e parzialmente confinato, quindi dotato di un minimo grado di artesianesimo e che corrisponde al livello di sabbie di Fig.4, individuato anche dalle indagini nell'area centrale.

Da quanto sopra, si evince che, il livello più eterogeneo superficiale si presenta come una unità idrogeologica con valori di permeabilità alquanto disomogenei ma generalmente molto bassi, con conseguente circolazione idrica di poco conto e molto lenta, e con difficile e scarso grado di alimentazione e ricarica. Tale livello comunque si può identificare come sede di una modesta ed effimera falda freatica locale.

Campagne di misure piezometriche, eseguite nell'ultimo decennio, nell'ambito del territorio in esame, e riferite all'acquifero freatico, hanno evidenziato che la soggiacenza rispetto al piano campagna varia da un minimo di -0,5 m ad un massimo di -5 m, con una profondità media di -2,5 m da p.c.

Quindi tali indicazioni possono essere prese a riferimento per tutto lo sviluppo della flowline e per le aree cluster, non avendo misure piezometriche dirette.

Per quanto riguarda i valori del livello piezometrico in corrispondenza del sito della Centrale, rilevati dai piezometri a tubo aperto messi in opera, come verrà meglio esplicitato nel capitolo 9 "Risultati delle indagini", si ritiene che gli stessi presentino delle incertezze sulla loro completa validità in quanto i tubi piezometrici, in considerazione della loro profondità, derivano acque con tutta probabilità sia dalla effimera falda superficiale che da quella defluente nel livello più sabbioso sottostante, dotato quasi certamente di un minimo grado di artesianesimo.

## 5 – VALUTAZIONI SULLA SUBSIDENZA DEL TERRITORIO

Il fenomeno della subsidenza è un lento abbassamento del suolo che assume particolare rilevanza in aree di pianura, specie se prossime alla costa marina.

Il territorio della bassa Romagna, in cui ricade il l'area di studio, risulta particolarmente soggetto a tale fenomeno che ha causato molte problematiche per la sua incidenza negativa sull'ambiente e sulle infrastrutture che su di esso insistono, anche per la vicinanza del mare Adriatico.

Il fenomeno della subsidenza è essenzialmente da collegare ad una componente naturale, correlabile con fenomeni tettonici profondi e processi di consolidamento dei terreni, legati al carico litostatico, e ad una componente antropica, correlabile con la consistente estrazione di fluidi dal sottosuolo.

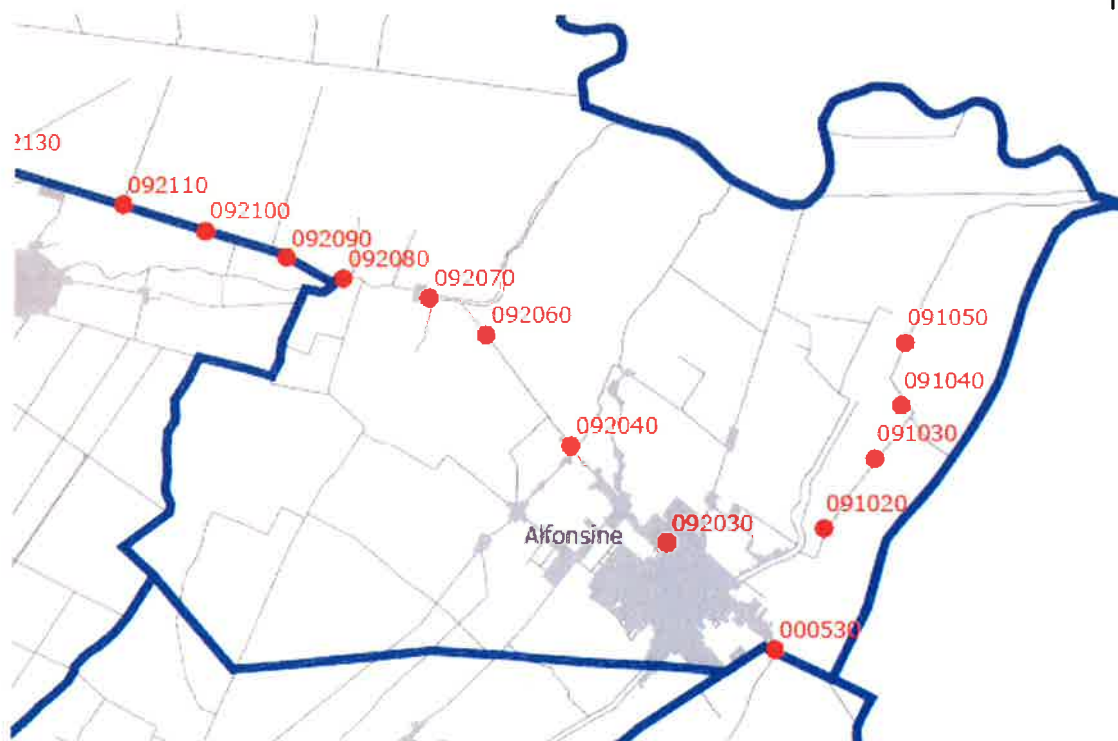
Il processi di subsidenza ascrivibili a componenti antropiche, che in genere si sviluppano in tempi significativamente brevi e quindi risultano essere i più dannosi, si possono sintetizzare nei seguenti punti:

- consistente e continua estrazione d'acqua da pozzi artesiani per usi civili, agricoli e industriali
- estrazione di metano da livelli acquiferi
- bonifica di terreni paludosi, con notevole riduzione di volume dei livelli torbosi e conseguente rapido costipamento dei sedimenti prosciugati dall'acqua

Premesso quanto sopra, vengono di seguito riportate alcune considerazioni e indicazioni relative ai fenomeni di subsidenza che caratterizzano il territorio in esame, entro i cui limiti si colloca il progetto, con particolare riguardo all'area della Centrale che risulta l'opera che più potrebbe subire effetti negativi, effetti che invece si ritiene possano essere nulli o di poco conto nei riguardi della flowline e delle aree cluster.

Gli elementi che consentono una caratterizzazione di massima della subsidenza presente nei territori in esame, derivano da misure altimetriche eseguite in diversi anni da enti vari poi assemblate e organizzate da ARPA per conto della Regione Emilia Romagna e pubblicati nell'anno 2001.

Attualmente l'ARPA controlla una rete di monitoraggio, anche con nuovi capisaldi di livellazione messi in opera appositamente per la verifica della subsidenza dell'intera area di pianura, con particolare riferimento alla fascia litoranea.



**FIG.7 - Ubicazione capisaldi per controllo rete subsidenza (da ARPA Regione Emilia-Romagna)** (Ripreso da Piano Strutturale Comunale Associato - redatto da *Servin scrl*, di Ravenna, per conto dell'Associazione Intercomunale della Bassa Romagna, acquisito sul sito dell'Ente)

Dal monitoraggio dell'ARPA, è stata elaborata una *Carta a curve di uguale velocità di abbassamento*. Tale cartografia, pur con i limiti legati alla distribuzione non regolare e omogenea dei punti di controllo e alla disomogeneità temporale nella serie dei rilievi stessi (estesi tra il 1970, il 1993 e il 1999), tuttavia permette di evidenziare come la subsidenza sia in atto in tutto il territorio della provincia di Ravenna.

In particolare nel più ristretto ambito di nostro interesse si può rilevare come i valori di subsidenza derivati dalle osservazioni sopra indicate si attestino su punte massime di 2,8 cm/anno a Lavezzola-Voltana lungo il canale Naviglio, tra Bagnacavallo ed Alfonsine, di 2,6 cm/anno a Cotignola e di 2,4 cm/anno presso Massa Lombarda.

Vale la pena anche di menzionare, per le aree di nostro interesse, lo studio eseguito da *Servin scrl*, che ha esaminato i dati della rete di controllo del Comune di Ravenna, che copre il territorio di Alfonsine, i quali sono disponibili dal 1969 al 1998.

Dall'esame di tali elementi, riportati in sintesi nel grafico di Fig.10, si evince che la velocità media di abbassamento del suolo per tutto il periodo considerato risulta pari a 1,63 cm/anno. Inoltre si rileva che i fenomeni di subsidenza più elevati sono stati registrati tra il 1969 e il



1977, con valori di 2,83 cm/anno, con costante riduzione nei periodi di controllo successivi fino a valori di 0,9 cm/anno tra il 1996 e il 1998.

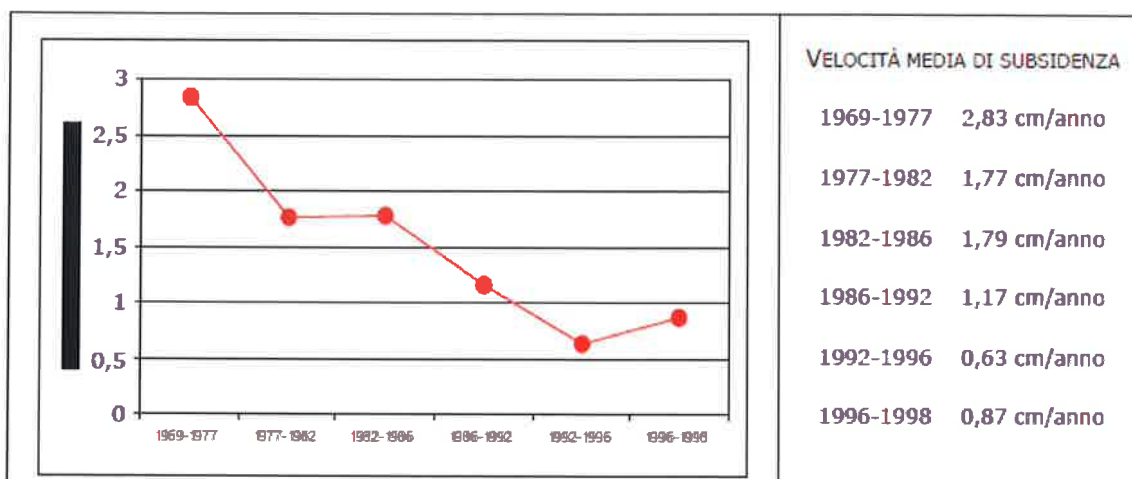


FIGURA 1.1.2-8 - VELOCITÀ MEDIA DI SUBSIDENZA TRA IL 1969 E IL 1998 NEL COMUNE DI ALFONSINE (FONTE: RETE DI CONTROLLO DEL COMUNE DI RAVENNA)

**FIG. 8** - (Ripresa da Piano Strutturale Comunale Associato - redatto da *Servin scrl*, di Ravenna, per conto dell'Associazione Intercomunale della Bassa Romagna, acquisito sul sito dell'Ente)

## **6 – CARATTERIZZAZIONE E ZONAZIONE SISMICA SECONDO LA VIGENTE NORMATIVA CON IL CALCOLO DELL’AZIONE SISMICA DI PROGETTO**

La porzione di territorio in cui ricade l’area in esame risulta a media sismicità.

In base alle normative vigenti sul rischio sismico, ovvero:

- Ordinanza del P.C.M. n° 3274 del 20/03/2003 e succ. mod. ed int., pubblicata sul supplemento ordinario della Gazzetta Ufficiale n° 105 del 08/05/2003, che emana i “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzioni in zone sismiche” e disciplina la progettazione e la costruzione di nuovi edifici soggetti ad azioni sismiche, nonché la valutazione della sicurezza e gli interventi di adeguamento e miglioramento su edifici esistenti soggetti al medesimo tipo di azioni. Il sito di costruzione ed i terreni in esso presenti dovranno in generale essere esenti da rischi di cedimenti permanenti causati da fenomeni di liquefazione o eccessivo addensamento in caso di terremoto. L’occorrenza di tali fenomeni andrà valutata con opportune indagini geognostiche il cui scopo sarà anche quello di classificare il terreno di fondazione nelle categorie individuate dall’ordinanza.

- L.R. 20/2000: “Nei territori regionali individuati come zone sismiche, ai sensi dell’art. 145 della L.R. n. 3 del 1999, gli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica concorrono alla riduzione ed alla prevenzione del rischio sismico, sulla base delle analisi di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione”. Inoltre, l’articolo 37 della L.R. 31/2002 “Disciplina generale dell’edilizia” e s. m. i. indica che nelle zone sismiche il parere di compatibilità degli strumenti di pianificazione riguarda le “condizioni di pericolosità locale degli aspetti fisici del territorio”; il punto 9.3 della circolare n. 6515 del 21/3/2003, sull’applicazione di alcune disposizioni della L.R. 31/2002 chiarisce che le “condizioni di pericolosità locale degli aspetti fisici del territorio” sono tutti aspetti fisici del territorio che influiscono sulla pericolosità locale, quali le caratteristiche geologiche, geomorfologiche, geotecniche e idrogeologiche che possono determinare instabilità dei versanti, effetti di amplificazione del moto sismico, addensamento e liquefazione.

Il comune di Alfonsine è classificato in zona 2.

Si riporta la tabella che individua ciascuna zona secondo i valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo ( $a_g$ ), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

Zona sismica	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [ $a_g/g$ ]	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico [ $a_g/g$ ]
1	> 0.25	0.35
2	0.15 – 0.25	0.25
3	0.05 – 0.15	0.15
4	< 0.05	0.05

Attraverso l'emanazione di successive ordinanze (Ordinanza di protezione civile n° 3379 del 05/11/2004, Ordinanza del P.C.M. n° 3431 del 03/05/2005, Ordinanza del P.C.M. n° 3452 del 01/08/2005) il termine per l'entrata in vigore dell'O.P.C.M. 3274/2003 è stato prorogato all' 8 ottobre 2005.

Tale scadenza, 8 ottobre 2005, ha visto un ulteriore periodo transitorio per l'applicazione delle norme tecniche di 18 mesi, previsto dalla legge 18 agosto 2005, n° 168, ulteriormente prorogata al 31 dicembre 2007 (legge 26 febbraio 2007, n° 17).

In particolare con l'entrata in vigore della legge n. 31/08 del 28/02/2008, si stabilisce che fino al 30 giugno 2009, in alternativa all'applicazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008), è possibile fare riferimento al D.M. 14 settembre 2005 oppure al D.M. 9 gennaio 1996.

A partire dal 01/07/2009 è terminato il periodo transitorio ed è divenuta obbligatoria l'applicazione del D.M. 14 gennaio 2008.

## 6.1 – INDAGINE SISMICA

Nell'area in esame è stata eseguita anche una campagna sismica, con metodo MASW di tipo attivo, con l'obiettivo di determinare la velocità ponderata delle onde sismiche di taglio nei primi 30 metri a partire dal piano delle fondazioni ( $V_{s30}$ ), in riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio, al D.M. 14/01/08 ("Norme tecniche per le costruzioni") e della Delibera dell'Assemblea Legislativa R.E.R. n° 112 del 02-03-2007.

Di seguito si riportano la metodologia della ricerca e i risultati dell'indagine eseguita.

### 6.1.1 – METODO DI INDAGINE

La MASW (Multichannel Analysis of Seismic Waves) è una metodologia di indagine geofisica che consente l'individuazione di frequenza, ampiezza, lunghezza d'onda e velocità di propagazione delle onde sismiche superficiali (principalmente onde di Rayleigh) generate artificialmente. L'analisi delle onde superficiali permette la determinazione delle velocità delle onde di taglio verticali ( $V_s$ ) nei terreni al di sotto dello stendimento sismico.

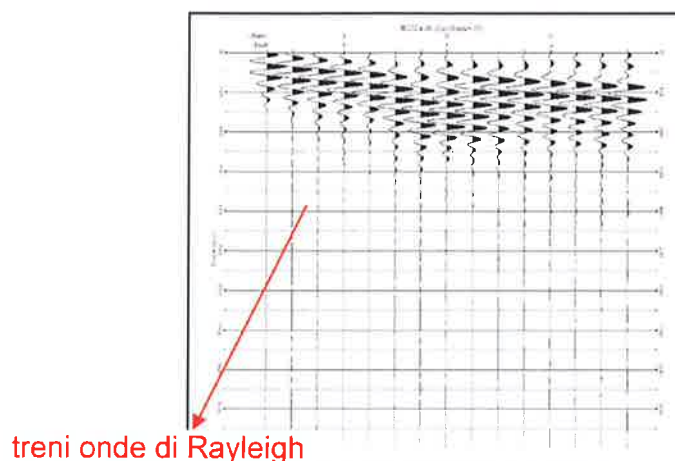
L'indagine è realizzata disponendo lungo una linea retta, a intervalli regolari, una serie di geofoni collegati ad un sismografo. Una fonte puntuale di energia, quale mazza battente su piastra metallica o cannoncino sismico, produce treni d'onda che attraversano il terreno con percorsi, velocità e frequenze variabili. Il passaggio del treno d'onda sollecita la massa inerziale presente nel geofono, l'impulso così prodotto viene convertito in segnale elettrico e acquisito dal sismografo. Il risultato è un sismogramma che contiene molteplici informazioni quali tempo di arrivo ai geofoni rispetto all'istante di energizzazione, frequenze e relative ampiezze dei treni d'onda.

La successiva elaborazione consente di ottenere un diagramma 1D (profondità/velocità onde di taglio) tramite modellizzazione ed elaborazione matematica con algoritmi capaci di minimizzare le differenze tra i modelli elaborati e i dati di partenza. Il diagramma, riferibile al centro della linea sismica, rappresenta un valor medio della sezione di terreno interessata all'indagine di lunghezza circa corrispondente a quella della linea sismica e profondità variabile principalmente in funzione delle caratteristiche dei materiali attraversati e della geometria dello stendimento.

Il metodo MASW sfrutta le caratteristiche di propagazione delle onde di Rayleigh per ricavare le equivalenti velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ), essendo le onde di Rayleigh prodotte dall'interazione delle onde di taglio verticali e delle onde di volume ( $V_p$ ).

Le onde di Rayleigh si propagano secondo fronti d'onda cilindrici, producendo un movimento ellittico delle particelle durante il transito. Con i metodi di energizzazione usuali i due terzi dell'energia prodotta viene trasportata dalle onde di Rayleigh a fronte di meno di un terzo suddiviso tra le rimanenti tipologie di onde. Inoltre le onde di Rayleigh sono meno sensibili delle onde P e S alla dispersione in funzione della distanza e con un'attenuazione geometrica inferiore.

Onde di Rayleigh ad alte frequenze e piccole lunghezze d'onda trasportano informazioni relative agli strati più superficiali mentre quelle a basse frequenze e lunghezze d'onda maggiori interessano anche gli strati più profondi. In pratica il metodo MASW di tipo attivo opera in intervalli di frequenze comprese tra 5 e 70 Hz circa, permettendo di indagare una profondità massima variabile, in funzione delle caratteristiche dei terreni interessati, tra 30 e 50 metri.



**FIG. 9- Sismogramma -**

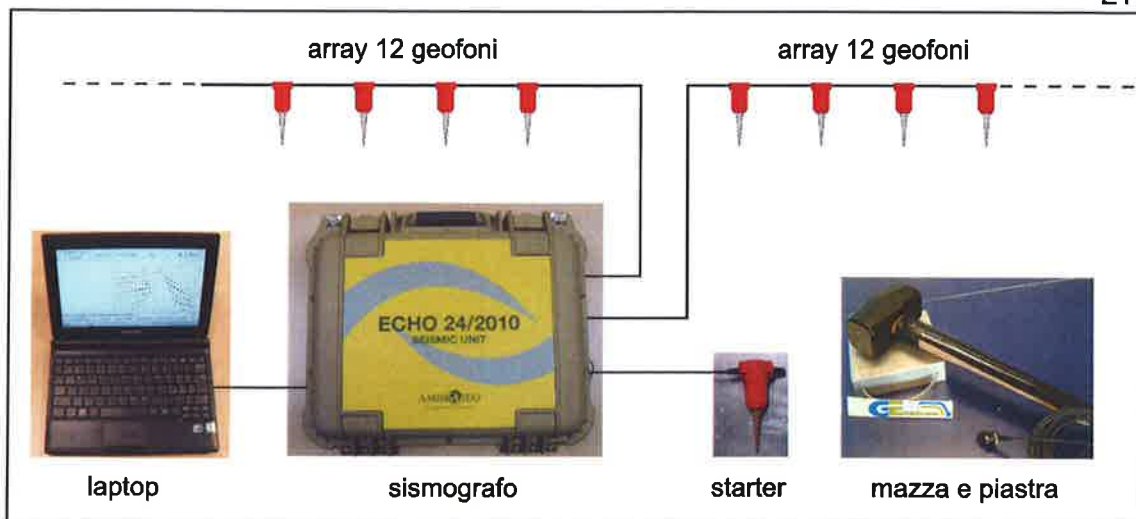
La geometria della linea sismica ha influenza sui dati e quindi sul risultato finale, infatti la massima lunghezza d'onda acquisibile è circa corrispondente alla lunghezza dello stendimento; mentre la distanza tra i geofoni, solitamente compresa tra 1 e 3 metri, definisce la minima lunghezza d'onda individuabile evitando fenomeni di aliasing.

Nella campagna di indagine del lavoro in oggetto è stato eseguito uno stendimento di 24 geofoni con spaziatura tra i geofoni di 3,0 metri per una lunghezza della linea sismica di 69,0 metri. L'energizzazione è stata eseguita a 2, 5 e 10 metri dal primo e dall'ultimo geofono. Ove necessario per ridurre il rumore di fondo e migliorare la qualità complessiva dei sismogrammi sono stati sommati più tiri.

Nei diversi siti di indagine non sono stati rilevate fonti di rumore antropico in grado di interferire in modo significativo con il segnale sismico.

### **6.1.2 – STRUMENTAZIONE**

Il sistema di acquisizione è costituito da un sismografo multicanale ECHO 24/2010 Ambrogeo, munito di contenitore in ABS a tenuta stagna da campo, conversione A/D a 24 bit, tempo di campionamento da 32 microsec a 960 millisec su 24+1 canali e lunghezza registrazione estesa fino a 1600 campioni. I geofoni verticali utilizzati, Oyo Geospace, hanno una frequenza propria di 4,5 Hz e sono collegati al sismografo tramite cavi elettrici schermati. Per visualizzazione, gestione e registrazione dei segnali è utilizzato un laptop dotato di software proprietario.



**FIG. 10 - "ECHO 24/2010" con due array da 12 geofoni –**

Lo strumento è in grado di gestire l'acquisizione simultanea su 24 canali e di rilevare sul canale n. 25 l'istante di energizzazione (tempo zero) tramite geofono starter. È inoltre equipaggiato di software proprietario in grado di gestire tutte le operazioni di campagna attraverso le seguenti fasi:

- impostazione numero di canali e metodologia di indagine;
- impostazione frequenza e lunghezza di campionamento;
- selezione entità dell'amplificazione del segnale per ogni canale;
- impostazione dei filtraggi per le frequenze indesiderate;
- visualizzazione sismogramma con misura dei tempi di arrivo;
- esecuzione operazioni di somma di ulteriori sismogrammi;
- memorizzazione di tutti i dati relativi all'acquisizione.

Sistema di energizzazione è composto da una mazza battente manovrata a mano (mazza da 8 kg - mod SIS-020-000), agente a percussione su una piastra quadrata di alluminio (dimensioni 20x20x5 cm).

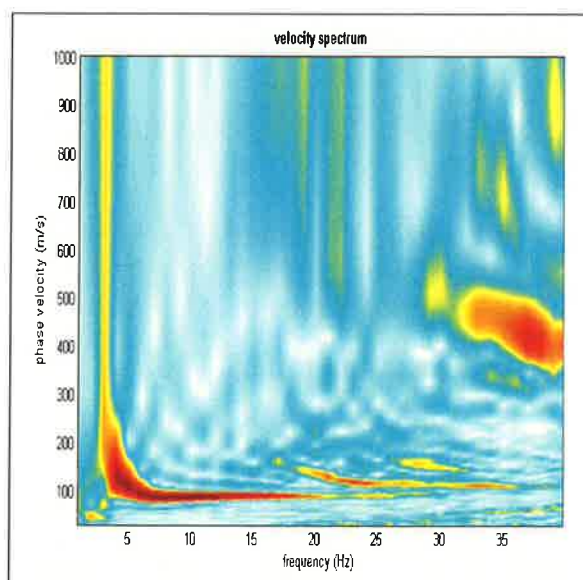
### **6.1.3 – ELABORAZIONE**

L'elaborazione è stata effettuata con un software dedicato (Winmasw 4.3 – Eliosoft) in grado di gestire le fasi di preparazione, analisi, modellizzazione e restituzione finale.

La fase iniziale consiste nel filtraggio del segnale sismico per eliminare il "rumore" ed eventuali frequenze indesiderate. Il software permette di visualizzare il sismogramma nel dominio spazio-tempo e visualizzando i grafici frequenza-ampiezza anche per le singole tracce. Sono disponibili varie modalità di gestione del segnale, le cui principali sono i filtraggi "passa basso", "passa alto", "passa banda", "taglia banda", il "muting" e l'ACG. Inoltre tramite le curve di attenuazione delle onde superficiale è possibile valutare con maggior precisione

la qualità dei dati acquisiti.

La fase successiva consiste nel calcolo della curva di dispersione, visualizzata tramite diagramma frequenza-numero d'onda con appropriata scala cromatica dell'ampiezza.



**FIG. 11-diagramma della curva di dispersione-**

Utilizzando la curva di dispersione si procede ad individuare la curva della velocità di fase apparente del modo fondamentale e, ove possibile, dei modi superiori.

La fase di inversione prevede una modellizzazione monodimensionale che consente di determinare un profilo di velocità delle onde di taglio  $V_s$  in funzione della profondità. L'elaborazione avviene tramite l'applicazione di procedimenti calcolo e algoritmi genetici di inversione (global-search methods), che gestiscono all'intero di un "spazio di ricerca", modelli caratterizzati da parametri velocità di taglio ( $V_s$ ) e spessori degli strati. Altri parametri previsti dal modello sono il coefficiente di Poisson e la velocità delle onde di volume ( $V_p$ ) che, assieme a spessore degli sismostrati e relative  $V_s$ , possono venire modificati anche manualmente. Tramite interazioni successive si ottiene un modello di inversione in grado di far coincidere con la migliore approssimazione possibile la curva di dispersione elaborata nella fase precedente e quella modellizzata. Viene inoltre restituita una stima dell'attendibilità (deviazione standard) del modello proposto ottenuta con tecniche statistiche.

Avendo a disposizione informazioni addizionali, quali ad esempio stratigrafie di sondaggio, analisi granulometriche, di densità, prove CPT ecc, è possibile impostare un modello geologico/geofisico con il quale definire parametri quali lo spessore degli strati, la velocità delle onde P stimata e coefficiente di Poisson. Tale modello consente una più accurata inversione dei dati di campagna e di conseguenza una migliore definizione della sismostratigrafia del sito.

In conclusione viene restituito un diagramma (1D) delle velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) in

funzione della profondità, con relativa tabella, calcolo delle Vs30 e correlazione al tipo di terreno, come da normativa.

Va ricordato che il diagramma 1D mostra una suddivisione sismostratigrafica ricostruita sul differente comportamento sismico dei materiali investigati. È quindi possibile che variazioni di velocità non corrispondano necessariamente a passaggi litologici netti.

#### **6.1.4 - RISULTATI: DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DEL SUOLO DI FONDAZIONE**

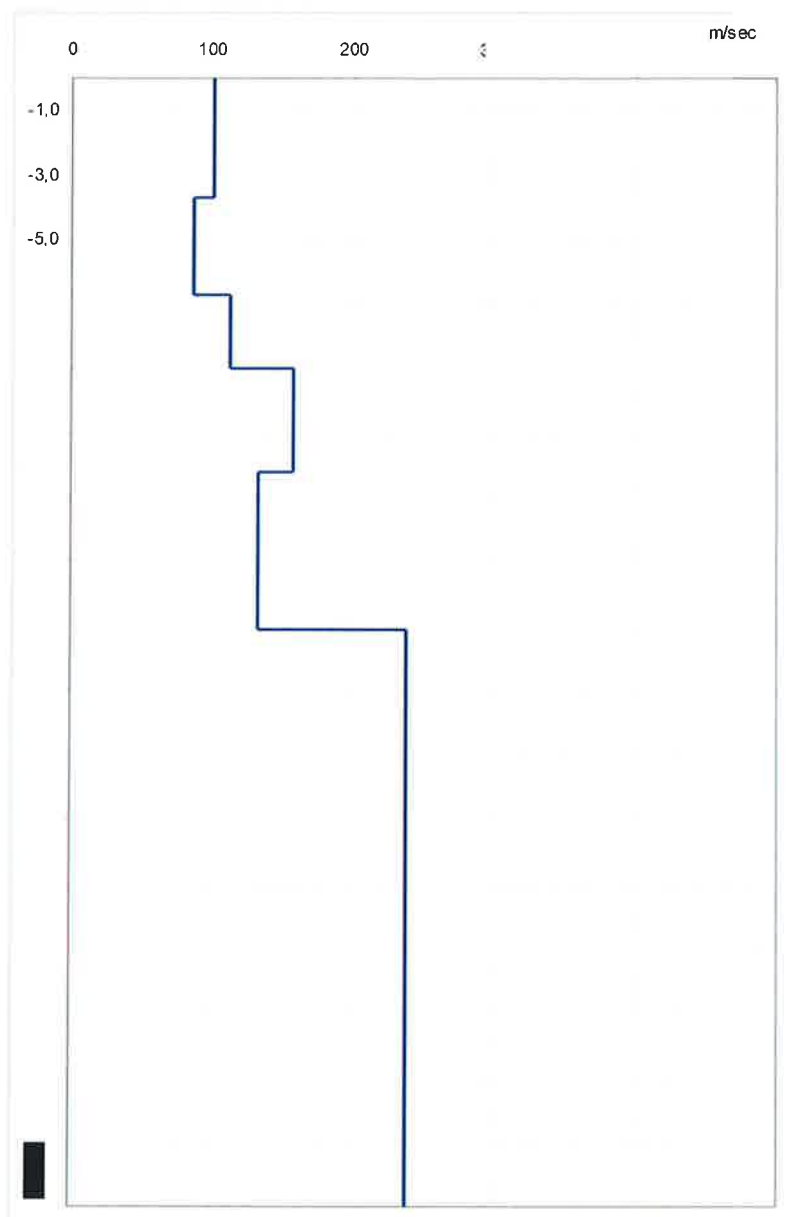
L'analisi delle onde di taglio (Vs) tramite metodo MASW, ha consentito di determinare gli spessori dei sismostrati e le relative velocità di taglio, come riportato in tabella e relativo diagramma, permettendo di calcolare il valore Vs30 per la sezione indagata.

Il valore di Vs30 è riferito, cautelativamente, ai primi 30 m a partire da piano campagna.

<b>Profondità da p.c. (m)</b>	<b>Spessore (m)</b>	<b>Velocità onde S (m/sec)</b>
-3,7	3,7	101
-6,7	3,0	87
-9,0	2,3	113
-12,2	3,2	157
-17,1	4,9	133
-35,0	17,9	238

#### **Sismostratigrafia**





**FIG.12 - diagramma velocità Vs/profondità -**

Il valore  $V_{s30}$  è di **148 m/sec**.

Secondo normativa (D.M. 14/01/2008) la categoria di appartenenza del litotipo equivalente è la **D**:

Categoria	Descrizione da D.M. 14/01/2008 – Tabella 3.2.II
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o 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_{s30}</math> inferiori a 180 m/s.</i>

**Categoria di sottosuolo**

Descrizione da D.M. 14/01/2008 – Tabella 3.2.V		
Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_c^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_c^*)^{-0.33}$
→D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_c^*)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_c^*)^{-0.40}$

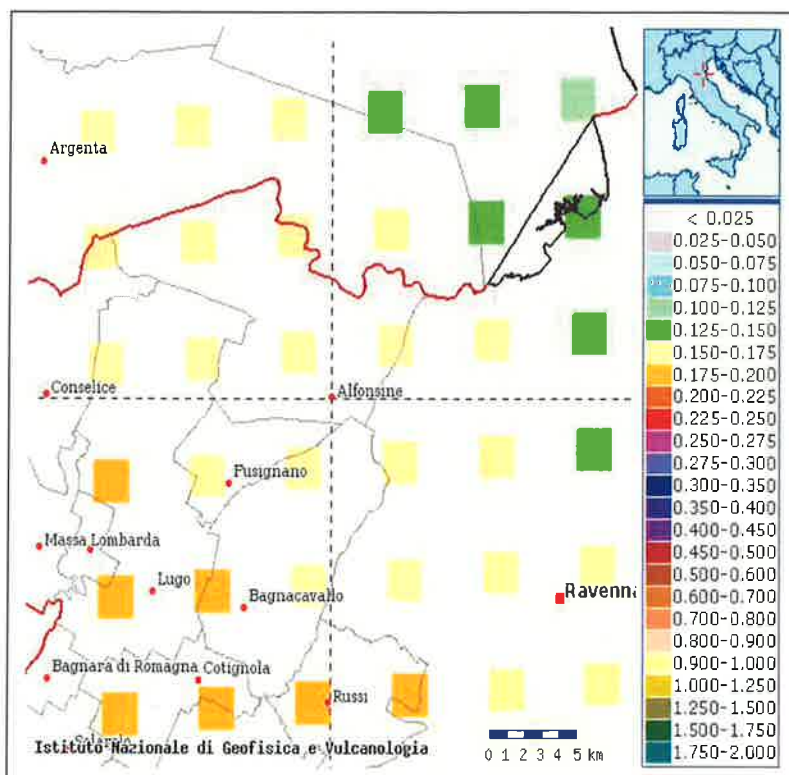
### Espressioni di SS e CC

#### Azione sismica

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".

Il territorio nazionale è stato suddiviso in punti denominati "nodi", a ciascuno dei quali è stato assegnato un valore dell'accelerazione orizzontale massima al suolo ( $a_g$ ), con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (corrispondente a un periodo di ritorno di 475 anni). Le zone sismiche individuate con l'Ordinanza n° 3274/2003 assumono, pertanto, una valenza puramente amministrativa.

Il valore mediato degli spettri di risposta della "tabella parametri spettrali" allegata al D.M. per l'accelerazione di picco orizzontale del suolo, con probabilità di eccedenza in 50 anni del 10% (corrispondente ad un periodo di ritorno  $T_R$  di 475 anni), è di 0,161 g (dove g è l'accelerazione di gravità). Pertanto potranno essere assunte le Norme Tecniche per le Costruzioni relative al valore individuato. Di seguito viene riportata la mappa di pericolosità sismica del progetto DPC INGV S1.



**Fig. 13- Mappa di pericolosità sismica (1:200.000) - Progetto DPC INGV S1**

La normativa prevede, inoltre, l'analisi delle condizioni topografiche che per configurazioni superficiali semplici può far riferimento alla seguente tabella (D.M. 14/01/2008).

Descrizione da D.M. 14/01/2008 – Tabella 3.2.IV	
Categori a	Caratteristiche della superficie topografica
<b>T1</b>	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
<b>T2</b>	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
<b>T3</b>	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
<b>T4</b>	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tali categorie topografiche devono essere prese in considerazione nell'analisi sismica solo se di altezza maggiore di 30 m.

L'area di indagine nello studio in oggetto priva di variazioni morfologiche significative (**T1**).

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione che è descritta dalla probabilità che in un fissato lasso di tempo (periodo di riferimento  $V_R$  espresso in anni), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno

pari ad un valore prefissato.

La pericolosità sismica è quindi definita in termini di:

1. accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria A) con superficie topografica orizzontale (categoria T1).
2. ordinate delle spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $Se(T)$  con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $PV_R$  nel periodo di riferimento  $V_R$ .

Ai fini dell'NTC sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $PV_R$ , a partire dei valori dei seguenti parametri sul sito di riferimento rigido orizzontale:

1.  $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito
2.  $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
3.  $T^*C$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Una delle novità dell'NTC è appunto la stima della pericolosità sismica basata su una griglia di 10751 punti dove viene fornita la terna di valori  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*C$ .

<b>TIPO DI COSTRUZIONE</b>		<b>3</b>
<b>VITA NOMINALE</b>	<b>VN</b>	<b>≥ 100 anni</b>
<b>CLASSE D'USO</b>		<b>IV</b>
<b>COEFFICIENTE D'USO</b>	<b>CU</b>	<b>2,0</b>
<b>VITA DI RIFERIMENTO <math>V_R=VN \times CU</math></b>	<b>VR</b>	<b>200 anni</b>

### ***Parametri sismici***

<b>Sito in esame</b>			
latitudine:	44,520208		
longitudine:	11,993928		
Classe:	4		
Vita nominale:	100		
<b>Siti di riferimento</b>			
Sito 1	ID: 16739	Lat: 44,5249 Lon: 11,9480	Distanza: 3680,834
Sito 2	ID: 16740	Lat: 44,5258 Lon: 12,0180	Distanza: 2008,028
Sito 3	ID: 16962	Lat: 44,4758 Lon: 12,0193	Distanza: 5336,054
Sito 4	ID: 16961	Lat: 44,4749 Lon: 11,9493	Distanza: 6161,690
<b>Parametri sismici</b>			
Categoria sottosuolo:	D		
Categoria topografica:	T1		
Periodo di riferimento:	200 anni		
Coefficiente cu:	2,0 (coefficiente d'uso)		
<b>Operatività (SLO):</b>			
Probabilità di superamento:	81%		
Tr:	120 [anni]		

ag:	0,092 g
Fo:	2,469
Tc*:	0,280 [s]
<b>Danno (SLD):</b>	
Probabilità di superamento:	63%
Tr:	201 [anni]
ag:	0,116 g
Fo:	2,528
Tc*:	0,279 [s]
<b>Salvaguardia della vita (SLV):</b>	
Probabilità di superamento:	10%
Tr:	1898 [anni]
ag:	0,275 g
Fo:	2,450
Tc*:	0,298 [s]
<b>Prevenzione dal collasso (SLC):</b>	
Probabilità di superamento:	5%
Tr:	2475 [anni]
ag:	0,303 g
Fo:	2,430
Tc*:	0,303 [s]

### Coefficienti Sismici

<b>SLO:</b>	Ss: 1,800 Cc: 2,360 St: 1,000 Kh: 0,033 Kv: 0,017 Amax: 1,619 Beta: 0,200	<b>SLD:</b>	Ss: 1,800 Cc: 2,370 St: 1,000 Kh: 0,050 Kv: 0,025 Amax: 2,042 Beta: 0,240
<b>SLV:</b>	Ss: 1,390 Cc: 2,290 St: 1,000 Kh: 0,107 Kv: 0,054 Amax: 3,753 Beta: 0,280	<b>SLC:</b>	Ss: 1,290 Cc: 2,270 St: 1,000 Kh: 0,110 Kv: 0,055 Amax: 3,837 Beta: 0,280

L'accelerazione massima  $a_{max}$  è fornita dal valore nominale di  $a_g$  (g), accelerazione

orizzontale massima attesa al sito, quindi  $a_g$  (SLV) =  $0,275 \cdot 9,81 = 2,6977 \text{ m/sec}^2$

L'accelerazione massima  $a_{max}$  è data da:

$$a_{max} = a_g \cdot S = 2,6977 \cdot 1,390 = 3,7499 \text{ m/sec}^2$$

con  $S = S_s \cdot S_t = 1,390 \times 1,000$  (cat. topografica T1)

da cui si ottiene, dividendo per (g), un  **$a_g$  di sito di 0,382 g.**

La determinazione del valore  $a_g$ , consente di calcolare i parametri previsti dalle Norme Tecniche; quindi, in funzione della tipologia di progetto, si individuano gli Stati Limite di Esercizio di Operatività (SLO) e di Danno (SLD) e gli Stati Limite Ultimi di Salvaguardia della Vita (SLV) e di prevenzione del Collasso (SLC).

In sintesi:

<b>Valutazione dell'accelerazione di progetto - FONDAZIONI</b>			
	<b>STATO LIMITE</b>		<b><math>a_g</math>(g)</b>
	<u>ULTIMO (SLU)</u>	salvaguardia della vita (SLV)	<u>0,275</u>
	ULTIMO (SLU)	prevenzione collasso (SLC)	0,303
	ESERCIZIO (SLE)	operatività (SLO)	0,092
	<u>ESERCIZIO (SLE)</u>	<u>Danno (SLD)</u>	<u>0,116</u>
$a_{max}$ accelerazione massima	$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_t \cdot a_g$	<b>3,7499 m/sec<sup>2</sup></b>	(per SLV)
Coeff. sismico orizzontale	$K_h = \beta_s \cdot a_{max}/g$	<b>0,1070</b>	
Coeff. sismico verticale	$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$	<b><math>\pm 0,0535</math></b>	

Il rispetto dei vari stati limite viene considerato conseguito dalle NTC:

- Nei confronti di tutti gli Stati Limite Ultimi (SLU) quando siano soddisfatte le verifiche al solo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).
- Nei confronti di tutti gli Stati Limite di Esercizio (SLE) quando siano soddisfatte le verifiche al solo Stato Limite di Danno (SLD).

## 6.2 – AMPLIFICAZIONE SISMICA DEL SITO

La valutazione preliminare della risposta sismica locale è stata condotta applicando le metodologie geologico-geofisiche indicate dalla Regione Emilia Romagna nella Delibera Regionale n. 112, oggetto 2131 dell'Assemblea Legislativa del 02/05/2007.

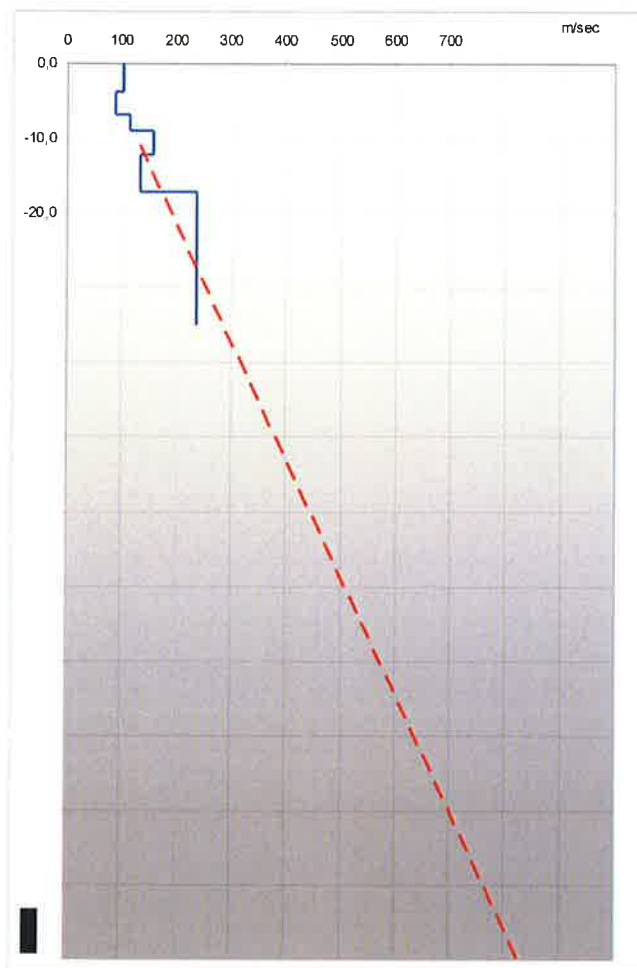
Ricadendo il sito in oggetto in area pianeggiante con stratificazione orizzontale o sub-orizzontale, è stato possibile adottare l'analisi semplificata di secondo livello che richiede la conoscenza geologica-geofisica dei terreni fino ad una profondità di 30 m e la profondità, anche stimata, del bedrock sismico ( $V_s > 800 \text{ m/s}$ ) con la determinazione delle relative velocità equivalenti per le onde di taglio ( $V_{S30}$  e  $V_{SH}$ ).

Nel caso presente, non avendo raggiunto con le indagini geognostiche (sondaggi a carotaggio continuo) e geofisiche (MASW) il bedrock sismico, è stata stimata la sua profondità ( $> -100$  m da p.c.), mantenendo lo stesso gradiente dell'ultimo tratto della curva sperimentale come indicato da normativa (tenuto anche conto della presenza di una modesta inversione di velocità tra  $-12$  e  $-17$  m circa da p.c.). Per la conferma dell'interpolazione si è inoltre fatto riferimento ad informazioni bibliografiche relative all'area di indagine.

Per la definizione dei fattori di amplificazione di sito (Allegato 2 della normativa regionale) si è scelta la tabella relativa "all'ambito di pianura caratterizzato da profilo stratigrafico costituito da alternanze di sabbie e peliti, con spessori anche decametrici, talora con intercalazioni di orizzonti di ghiaie (di spessore anche decine di metri), con substrato profondo ( $\geq 100$  m da p.c.) (PIANURA 2)".

I valori di amplificazione specifici del sito sono riferiti all'accelerazione orizzontale massima (P.G.A.) e all'intensità spettrale di Housner suddivisa nei due intervalli per periodi T compresi tra  $0,1 - 0,5$  e  $0,5 - 1,0$ .

L'area di studio non presenta variazioni di quota significative per cui non è stato necessario procedere al calcolo della risposta sismica relativa agli effetti topografici.



**FIG. 14- Andamento linea di tendenza delle  $V_s$  (tratteggiata in rosso)**

Il valore di accelerazione massima orizzontale di picco al suolo, cioè per  $T = 0$ , espressa in frazione dell'accelerazione di gravità  $g$  ( $a_{refg}$ ), come indicato da Normativa della Regione Emilia Romagna, per il comune di Alfonsine è pari a 0,161.

Per il sito di indagine, essendo il valore di  $V_{s30}$  pari a 148 m/s, risultano i seguenti fattori di amplificazione (F.A.) rispetto al suolo di riferimento:

<b>Accelerazione massima orizzontale (P.G.A.)</b>		1,5
<b>Intensità spettrale</b>	$0,1s < T_0 < 0,5s$	1,8
	$0,5s < T_0 < 1,0s$	2,5



### 6.3 – FENOMENI DI LIQUEFAZIONE

Per liquefazione di un terreno s'intende il quasi annullamento della sua resistenza al taglio con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi.

Possono essere suscettibili a liquefazione i depositi che presentano le seguenti caratteristiche:

- Granulometricamente sono sabbie da fini a medie con contenuto in fine variabile generalmente da 0 a 25%.
- Granulometricamente sono sabbie da fini a medie con contenuto in fine variabile generalmente da 0 a 25%.
- Si trovano sotto falda.
- Sono da poco a mediamente addensati.
- Si trovano a profondità relativamente basse (di solito inferiori ai 15 m).

Un terreno incoerente saturo, in assenza di sollecitazioni sismiche, è soggetto soltanto alla pressione litostatica, dovuta al peso dei sedimenti soprastanti.

Durante una sollecitazione sismica vengono indotte nel terreno delle sollecitazioni cicliche di taglio, dovute alla propagazione delle onde sismiche verso la superficie, mentre la pressione litostatica resta costante. Nel terreno si possono quindi generare fenomeni di liquefazione se la scossa sismica produce un numero di cicli tale da far sì che la pressione interstiziale uguagli la pressione di confinamento, costituita, ad una data profondità, dalla colonna di terreno sovrastante e dagli eventuali sovraccarichi.

In definitiva il fenomeno della liquefazione si può manifestare preferibilmente in depositi sciolti non coesivi posti sotto falda, in seguito ad eventi che producano un forte aumento della pressione interstiziale dell'acqua.

I metodi di calcolo permettono di esprimere la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso un coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto tra la resistenza al taglio mobilabile nello strato (R) e lo sforzo tagliante indotto dal sisma (T). Si avrà:

$$F_s = R/T$$

Un deposito dovrà essere considerato suscettibile di liquefazione, se il coefficiente di sicurezza sarà minore di 1.

La grandezza T dipende dai parametri del sisma; R è funzione delle caratteristiche meccaniche dello strato, principalmente del suo stato di addensamento, e può essere ricavato attraverso correlazioni con i risultati di prove penetrometriche dinamiche, statiche o con i valori delle velocità delle onde S ricavati da stendimenti di sismica a rifrazione.

In ogni caso la verifica alla liquefazione può essere esclusa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- Eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiore a 5.
- Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,100 g.
- Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali.
- Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)60 > 30$  oppure  $qc1N > 180$  dove  $(N1)60$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $qc1N$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa.

Per un prima indicazione di massima su potenziali fenomeni di liquefazione ipotizzabili nel territorio di studio si può fare riferimento alla sotto riportata Fig.15, stralcio che deriva dalla Carta dell'Indice Potenziale di Liquefazione, redatta da *Servin srl* nell'ambito del "Piano Strutturale Comunale Associato", per conto dell'Associazione Intercomunale della Bassa Romagna, acquisito sul sito dell'Ente.

Tale cartografia è il risultato della elaborazione, eseguita *Servin srl*, dei dati di alcune centinaia di prove penetrometriche tipo CPT e CPTE, effettuate nell'area intercomunale dell'Associazione dei Comuni della Bassa Romagna, utilizzando le formule e le relazioni consigliate dagli studiosi che si sono occupati della materia.

Osservando lo stralcio di Fig. 13 si può notare come l'area della Centrale rientri in quelle meno indiziate di fenomeni di liquefazione delle sabbie.



**FIG. 15 - Stralcio Carta dell'Indice Potenziale di Liquefazione del territorio**

**di studio** (Ripresa da Piano Strutturale Comunale Associato - redatto da *Servin srl*, di Ravenna, per conto dell'Associazione Intercomunale della Bassa Romagna, acquisito sul sito dell'Ente)

Nel caso oggetto del presente relazione non è soddisfatta nessuna delle sopraccitate circostanze per cui è stato necessario procedere alla verifica della liquefazione. Sono presenti infatti, come descritto in seguito livelli di sabbie fini sature nei primi metri di sottosuolo.

Per la valutazione del potenziale di liquefazione è stato adottato il metodo di calcolo semi-empirico di Seed e Idriss (1982). Esso prevede la valutazione della resistenza al taglio mobilizzata  $R$  tramite parametri ricavati da prove SPT; i parametri sismici considerati sono l'accelerazione massima attesa e l'attenuazione dello sforzo di taglio dovuta al comportamento non rigido del terreno, espressa in funzione della profondità tramite il coefficiente  $r_d$ .

<b>VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE</b>									
(da prove dinamiche SPT)									
Metodo di Seed e Idris (1982)									
<b>PARAMETRI:</b>									
$\gamma$	=	1,96	g/cm <sup>3</sup>						
$\sigma_{vo}$	=	0,98	kg/cm <sup>2</sup>						
$\sigma_{vo}'$	=	0,53	kg/cm <sup>2</sup>						
profondità dello strato	=	500	cm						
$N_{SPT}$	=	2							
profondità falda	=	50	cm						
$\gamma_{H_2O}$	=	1	g/cm <sup>3</sup>						
Pressione neutra	=	0,450	kg/cm <sup>2</sup>						
z	=	5	m						
		<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td>R=</td> <td>Resistenza al taglio mobilizzata</td> </tr> <tr> <td>T=</td> <td>Sforzo di taglio indotto dal sisma</td> </tr> <tr> <td><math>d_{50}</math>=</td> <td>Diametro della curva granulometrica corrispondente al passante al 50%</td> </tr> </table>		R=	Resistenza al taglio mobilizzata	T=	Sforzo di taglio indotto dal sisma	$d_{50}$ =	Diametro della curva granulometrica corrispondente al passante al 50%
R=	Resistenza al taglio mobilizzata								
T=	Sforzo di taglio indotto dal sisma								
$d_{50}$ =	Diametro della curva granulometrica corrispondente al passante al 50%								
<b>FORMULE:</b>		<b>RISULTATI:</b>							
<b>Na</b>	=	$(N_{SPT} * (1,7 / (\sigma_{vo}' + 0,7))) + N_i$	<b>10,26422764</b>						
			<b>Na</b>						
<b>R</b>	=	$Na/90$	<b>0,114046974</b>						
			<b>R</b>						
<b>T</b>	=	$0,65 * ((a_{max}/g) * (\sigma_{vo}/\sigma_{vo}')) * r_d$	<b>0,424686698</b>						
			<b>T</b>						
<b>1,3</b>	≤	<b>Fs=R/T</b> Sabbie sature	<b>0,268547786</b>						
			<b>Liquefacibile</b>						

Per gli strati sabbiosi saturi considerati e con l'input sismico di riferimento (relativo a strutture di tipo 3 con Classe d'Uso IV e Tr di 1898 anni) si è ottenuto un fattore di sicurezza  $F_s$  di 0,27. Esiste quindi il rischio che si verifichi una forte riduzione della resistenza al taglio (liquefazione) in caso di evento sismico.

Le indagini geotecniche e geofisiche eseguite per il presente studio (prove SPT, prove CPTU misure sismiche MASW), hanno evidenziato condizioni litologico-stratigrafiche locali tali da indicare un rischio di liquefazione sensibilmente superiore a quello indicato nell'intorno dell'area di studio dalla Carta dell'Indice Potenziale di Liquefazione sopraccitata. Va tuttavia evidenziato che tale Carta presenta, localmente e con distribuzione puntuale, valori dell'indice del potenziale di liquefazione maggiori rispetto al valore medio individuato per il territorio comunale.

## 7 – INDAGINI ESEGUITE

Per la caratterizzazione geologica, idrogeologica e geotecnica del territorio interessato dall'intero progetto si è fatto riferimento al cospicuo materiale esistente in letteratura o presso Enti pubblici e privati, mentre sono state eseguite indagini geognostiche specifiche solo in corrispondenza dell'area Centrale, in conseguenza della valenza dell'opera.

A tale proposito si fa presente che, in considerazione della significativa omogeneità dei terreni più superficiali, che caratterizzano le aree in cui ricade il progetto, si ritiene che gli elementi e i parametri geotecnici, rilevati durante le indagini nell'area Centrale, possano essere convenientemente utilizzati anche in altri ambiti del progetto (flowline e aree cluster).

Le indagini geognostiche eseguite in corrispondenza dell'area Centrale sono risultate le seguenti:

- n. 5 sondaggi a carotaggio continuo verticali, con prelievo di campioni di terreno indisturbati ed esecuzione di prove S.P.T.;
- installazione n. 2 piezometri a tubo aperto;
- analisi e prove geotecniche di laboratorio sui campioni di terreno indisturbati prelevati;
- n. 2 prove penetrometriche statiche a punta elettrica (CPTe);
- indagine geofisica con metodo sismico Masw (n. 1 stendimento).

I sondaggi e le indagini geofisiche sono stati eseguiti dalla Impresa S.In.Ge.A. Srl, con sede a Carpenedolo(BS), nel settembre 2012.

L'ubicazione dei sondaggi e delle indagini geofisiche eseguiti sono riportati nello stralcio topografico della pagina seguente.



FIG. 16 - Stralcio planimetrico con area Centrale e ubicazione indagini

Nella tabella seguente sono riepilogati i sondaggi e le prove realizzati.

Numero sondaggio/prova	Profondità Sondaggio/prova (m da p.c.)	Strumentazione installata	N° SPT	N° Campioni Indisturbati
S1Ce	30,00	Piezometro PVC 2" da 25,00 m	5	-
S2Ce	20,00	-	5	-
S3Ce	30,00	-	5	2
S4Ce	30,00	Piezometro PVC 2" da 25,00 m	5	-
S5Ce	30,00	-	5	-
CPTE1	29,76	-	-	-
CPTE2	29,87	-	-	-

#### 7.1 – SONDAGGI MECCANICI

La finalità delle indagini in sito è stata quella di ricostruire le principali caratteristiche e i lineamenti del sottosuolo, con particolare riferimento alla natura litologica e stratigrafica. Inoltre è stato possibile avere utili informazioni circa lo spessore degli strati e le loro caratteristiche strutturali ed idrogeologiche.

Le perforazioni sono state eseguite con sonde a rotazione, tipo Atlas Mustang A65 cingolata. La rotazione è fornita da mandrino montato nella parte superiore dell'antenna, il tiro e la spinta sono assicurati da un motore oleodinamico con trasmissione a catena; la morsa è di tipo doppio con sistema di controllo oleodinamico. Il controllo della verticalità è assicurato tramite quattro stabilizzatori a pistone, con controllo tramite livella a bolla posta nella parte posteriore.

Il materiale prelevato durante le perforazioni è stato depositato, in modo continuo ed ordinato, in apposite cassette catalogatrici in PVC (capacità 5.0 m), siglate ognuna temporaneamente con l'identificativo del sondaggio, la profondità di prelievo di riferimento, la profondità di esecuzione delle prove geotecniche in situ, il committente e la data di perforazione.

Gli utensili utilizzati per l'avanzamento della perforazione ed il prelievo dei campioni in continuo, sono stati dei carotiere semplici, costituiti da un tubo metallici cilindrici aventi diametri esterni di 101/146 mm e lunghezza pari a 1.50/3.00 m, muniti all'estremità inferiore di un corona con inserti in Carburo di Tungsteno e provvisti, nella parte sommitale, di un dispositivo (valvola di ritenzione) che impedisce la perdita dei campioni di terreno prelevati. Alternativamente all'approfondimento del carotiere, è stato necessario porre in opera una

colonna di tubazioni di rivestimento, quale sostegno delle pareti del foro, costituita da tubi metallici cilindrici aventi diametro esterno di 127/178 mm e lunghezza pari a 1.50 m, muniti anch'essi all'estremità inferiore di un scarpa con inserti al Carburo di Tungsteno.

Nel corso dei sondaggi sono state eseguite prove in foro quali prove penetrometriche dinamiche tipo S.P.T. e prelevati campioni di terreno indisturbati descritti nei paragrafi seguenti.

Al termine della perforazione, i fori di sondaggio S1Ce e S4Ce, da attrezzare a piezometro, sono stati completati mediante la messa in opera di tubazione in PVC di diametro pari a 2", cieca per i primi 3.00 m e microfessurata tra - 3.00 m e - 25.00 m, per la verifica della presenza di acqua nel foro e la misura del relativo livello statico. Nell'intercapedine tra il foro e la tubazione definitiva è stato messo in opera in corrispondenza del tratto filtrante un drenaggio, costituito da ghiaietto siliceo calibrato, ed è stata effettuata la sigillatura del tratto cieco mediante l'iniezione di miscela acqua-cemento-bentonite. La testa dei piezometri è stata protetta con un chiusino metallico in lamiera preverniciata con predisposizione per chiusura con lucchetto.

Al termine della posa in opera della tubazione in PVC, ristabilitosi il livello statico della falda, ne è stata rilevata la profondità mediante freatimetro dotato di segnalatore acustico e luminoso; il valore rilevato è riportato nella relativa stratigrafia.

I restanti fori sono stati ritombati mediante cementazione con miscela acqua-cemento-bentonite.

Le stratigrafie sono state eseguite in cantiere da geologo abilitato.

La documentazione fotografica e le stratigrafie dei sondaggi sono allegati alla presente di cui costituiscono parte integrante.

## **7.2 – PROVE GEOTECNICHE IN SITU**

Come accennato nel paragrafo precedente nel corso dei sondaggi realizzati, sono state eseguite prove penetrometriche dinamiche tipo S.P.T. in foro, mediante campionatore Raymond a punta aperta, prelievo di campioni indisturbati e prove speditive sulle carote di sondaggio mediante Pocket Penetrometer e Pocket Vane Test.

Nella tabella seguente vengono riassunte le profondità di prelievo dei campioni e di esecuzione delle prove in foro.



Numero sondaggio	Sonda utilizzata	Profondità Sondaggio (m da p.c.)	Profondità prove SPT (m)	Profondità prelievo Campioni Indisturbati (m)
S1Ce	ATLAS A65	30,00	3,00 6,00 9,00 12,00 15,00	-
S2 Ce	ATLAS A65	20,00	3,00 6,00 9,00 12,00 15,00	-
S3 Ce	ATLAS A65	30,00	3,00 6,00 9,00 12,00 15,00	2,30-2,90 6,00-6,60
S4 Ce	ATLAS A65	30,00	3,00 6,00 9,00 12,00 15,00	-
S5 Ce	ATLAS A65	30,00	3,00 6,00 9,00 12,00 15,00	-

### 7.2.1 - Pocket Penetrometer e Test Torne Vane

Sulle carote estratte dai sondaggi sono state inoltre eseguite, alle profondità significative prove in sito di tipo speditivo, quali Pocket Penetrometer e Pocket Vane Test (scissometro tascabile), per la determinazione della resistenza al taglio dei depositi coesivi in condizioni non drenate.

La prova con il penetrometro tascabile (modello utilizzato: ST 207 TECNOTEST) consiste nel poggiare il puntale al terreno da provare e premere progressivamente finché il puntale non sia penetrato fino alla tacca chiaramente visibile sul puntale stesso. Lo sforzo necessario per compiere questo lavoro viene registrato su di un dinamometro che lo riporta sul suo quadrante in termini di Kg/cm<sup>2</sup>. Il puntale da 10 mm fornisce il valore di  $q_u$  ( $q_u = 2C_u$ ) dal quale si può risalire alla coesione non drenata ( $C_u$ ).

La prova con lo scissometro tascabile (modello utilizzato: T 655 TECNOTEST) consiste nell'infiggere l'adattatore con le alette verticalmente nel terreno fino a coprire le stesse e nel far ruotare manualmente il quadrante in senso orario. La resistenza opposta dal terreno a tale rotazione (coppia torcente), viene misurata e segnata sul quadrante da una lancetta di riferimento; il quadrante riporta la resistenza in termini di N/cm<sup>2</sup>. Detta misura viene assunta come resistenza al taglio del terreno.

I dati ricavati dalle suddette prove sono riportati negli schemi stratigrafici allegati.

### **7.2.2 Prelievo di Campioni Indisturbati con campionatore a pareti sottili (Shelby)**

Il prelievo dei campioni indisturbati è stato effettuato in modo da preservarne la struttura, il contenuto d'acqua e la consistenza del terreno nella sua sede; il campione indisturbato ideale dovrebbe infatti aver subito solamente una variazione di stato tensionale durante le operazioni di prelievo. A tal fine è stato utilizzato un campionatore a pareti sottili a tubo aperto, detto di tipo "Shelby", costituito da una testa dotata di valvola e da un tubo contenitore, dotato di una scarpa sul fondo, in acciaio INOX (fustella: diametro 88.9 mm), sospinto con una leggera pressione nel terreno per circa 60-70 cm, successivamente estratto staccato dal raccordo mediante lo svitamento di tre viti a brugola, sigillato con paraffina liquida. Il campionatore viene infisso a pressione nel terreno, l'acqua presente nel foro fuoriesce attraverso la valvola a sfera, mentre durante l'estrazione la valvola si chiude contribuendo a trattenere il campione prelevato. Estratta la fustella si provvede alla sigillatura della stessa, mediante copertura delle superfici esposte del campione con paraffina e successiva nastratura, per mantenere invariati il contenuto d'acqua e la struttura del terreno. Su tali campioni sono state eseguite prove geotecniche di laboratori descritte nei paragrafi seguenti.

### **7.2.3 Prove penetrometriche S.P.T. (Standard Penetration Test)**

Si tratta di prove che vengono eseguite in avanzamento sul fondo del foro di sondaggio dalle quali si ricava la resistenza alla penetrazione in funzione della profondità.

Le prove S.P.T. sono state eseguite seguendo le modalità standard suggerite dall'A.G.I. (Associazione Geotecnica Italiana) ed hanno fornito i dati necessari per determinare le caratteristiche meccaniche dei terreni.

Le prove penetrometriche dinamiche tipo S.P.T. sono state eseguite, previa pulizia del foro, tramite impiego di apposita attrezzatura di battitura, costituita da un maglio a sganciamento automatico del tipo Plicon-Nenzi (peso maglio 63.50 kg), con caduta libera da un'altezza di 75 cm, che scorre lungo aste di collegamento ( $L = 3.00$  m,  $\varnothing = 50$  mm, giunte a nipplo m/m) al terminale di infissione.

La prova S.P.T. consiste quindi nell'infissione a percussione di un apposito campionatore (campionatore Raymond a punta aperta), che penetrando nel terreno, consente di valutarne la resistenza meccanica alla penetrazione (numero di colpi N necessario ad attraversare tre tratti da 15 cm ognuno, per una lunghezza totale di 45 cm). I campioni di terreno sono stati conservati come specificato nel paragrafo precedente.

L'esecuzione avviene secondo le modalità contenute nella normativa ASTM n° D 1586/68 e compresa nelle "Raccomandazioni ISSMFE" per la standardizzazione delle prove

penetrometriche in Europa (1976).

Il numero di colpi  $N_{spt}$  è la somma dei valori relativi agli ultimi due tratti di prova (30 cm) e consente la definizione, con buon grado di precisione, dei principali parametri meccanici del terreno; i valori riferiti ai primi 15 cm, generalmente non vengono considerati in quanto rappresentativi di un terreno disturbato dalla perforazione.

Per i terreni nel quale si è registrato il rifiuto della prova non esistono in letteratura correlazioni con l'angolo di attrito  $e/o$  con la coesione. Indicativamente è possibile individuare un valore di massima ponendo in tale caso  $N_{spt} = 50$ .

### **7.3 - PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO**

Sui campioni indisturbati prelevati sono state eseguite le seguenti prove geotecniche: Prove speditive di consistenza (Pocket Penetrometer e Vane Test). Determinazione del contenuto in acqua. Determinazione del peso di volume allo stato naturale. Analisi granulometrica mediante vagliatura, per via umida. Analisi granulometrica mediante sedimentazione (aerometria). Determinazione della percentuale passante al setaccio ASTM 200. Limite di liquidità e di plasticità congiuntamente. Prova di taglio diretto, consolidata drenata (su un solo campione).

Le prove geotecniche sono state svolte presso il laboratorio GEODATA S.a.s. di Pietro Daminato & C. di Ponte San Nicolò (PD) (con concessione ministeriale Decreto n° 52652 del 26/11/04 e certificato QCB ISO 9001:2008).

I certificati delle prove di laboratorio eseguite sono allegati alla presente di cui costituiscono parte integrante.

## **7-4 – PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CON PUNTA ELETTRICA (CPTE)**

### **7.4.1 - Introduzione**

L'indagine ha previsto la realizzazione di n. 2 prove penetrometriche statiche a punta elettrica CPTE, della lunghezza di circa 30 m.

La prova viene eseguita con una attrezzatura per prove penetrometriche statiche nella quale la punta elettrica è strumentata per la misura in forma continua (istantaneamente con intervalli di misura paria 1 cm) di quanto sotto elencato:

- resistenza alla penetrazione statica ( $q_c$ ) della punta conica;
- resistenza per attrito laterale ( $f_s$ ) relativa al manicotto.

La prova si esegue facendo penetrare a velocità costante nel terreno una punta conica tramite un dispositivo di spinta (martinetto idraulico) che agisce su una batteria di aste cave, alla cui estremità inferiore è connessa la punta conica fissa.

### 7.4.2 - Attrezzatura

Le prove penetrometriche statiche a punta elettrica (CPTE) sono state eseguite con penetrometro statico tipo Pagani TG 73-200 KN 6x6 da 20 ton con ancoraggi mediante gruppo d'infissione provvisto di teste di rotazione con coppia torcente da 500 Kgmt, montato su semovente gommato, con restituzione mediante selettore con cella di carico elettrica.

La strumentazione di prova è composta dai seguenti elementi:

–Dispositivo di spinta: Martinetto idraulico in grado di esercitare sulla batteria di aste cave la spinta precisata nel programma delle indagini. La corsa è pari a 1 m. La velocità di infissione della batteria di aste è di 2 cm/s ( $\pm 0.5$  cm/s), costante nel corso della prova, indipendentemente dalla resistenza offerta dal terreno. Il dispositivo di spinta deve essere zavorrato in modo tale da poter usufruire per intero della capacità di spinta totale dell'attrezzatura.

–Punta conica fissa: interamente solidale con il movimento delle aste cave, ha le seguenti dimensioni:

- diametro di base del cono:  $\varnothing_{bc} = 34.8, 36.0$  mm
- angolo di apertura del cono:  $60^\circ$ .

La punta permette la misura di:

- resistenza alla punta  $q_c$
- resistenza per attrito laterale  $f_s$

Il parametro  $f_s$  è relativo ad un manicotto di attrito liscio con le seguenti dimensioni:

- diametro  $\varnothing_{ma} = \varnothing_{bc} + 0.35$  mm
- superficie laterale  $A_{ma} = 150 \pm 3$  cm<sup>2</sup>.

Il manicotto, ha le seguenti dimensioni:

- diametro:  $\varnothing_{ma} = \varnothing_{bc} + 0.35$  mm;
- superficie laterale:  $A_{ma} = 150 \pm 3$  cm<sup>2</sup>.

La velocità di infissione della batteria di aste è di 2 cm/s ( $\pm 0.5$  cm/s), costante nel corso della prova, indipendentemente dalla resistenza offerta dal terreno.

La punta di tipo elettrico è strumentata con estensimetri, ed ha i seguenti fondo scala:

- 50 kN per  $q_c$ ;
- 7,5 kN per  $f_s$ .

Aste: le aste utilizzate sono di tipo cavo del diametro esterno di 36 mm; il rivestimento che segue alternativamente l'infissione della punta ha diametro pari a 48 mm.

Dispositivi di misura: oltre ai sensori inseriti nella punta, la strumentazione è dotata di:

- centralina elettronica per la ricezione, trasformazione in unità ingegneristiche e memorizzazione dei dati;
- registratore analogico per la visualizzazione continua di  $q_c$ ,  $f_s$ ;

- registratore analogico;
- visore per la lettura istantanea dei valori delle grandezze misurate in forma digitale;
- sincronizzatore della velocità di avanzamento della punta con quella del registratore analogico.

I grafici delle prove CPTE sono allegati alla presente di cui costituiscono parte integrante.

## 8 – RISULTATI DELLE INDAGINI

### 8.1 - Ricostruzione stratigrafica e parametri geotecnici ricavati dalle prove S.P.T.

Di seguito si riportano le correlazioni utilizzate per la determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni riscontrati durante l'indagine in riferimento a prove SPT.

- **Densità relativa:** determinata secondo le indicazioni riportate nella seguente tabella sia definendo con un aggettivo il grado di addensamento (**Terzaghi-Peck**) sia individuando il corrispondente valore numerico (**Gibbs-Holtz**).

NSPT colpi/30 cm	DENSITA' RELATIVA	
		Terzaghi-Peck (1948)
0-4	Sciolto	0-15 %
4-10	Poco addensato	15-35 %
10-30	Moderatamente addensato	35-65 %
30-50	Addensato	65-85 %
> 50	Molto addensato	85-100 %

- **Angolo di attrito efficace:**

Determinato utilizzando la correlazione per terreni granulari "PECK-HANSON-THORBURN (1953-1974)".

Terreni granulari							
Nspt	Ø (°)	Nspt	Ø (°)	Nspt	Ø (°)	Nspt	Ø (°)
5	28,0	30	36,0	55	41,8	80	44,5
10	30,0	35	37,3	60	42,5	85	44,8
15	31,5	40	38,5	65	43,3	90	45,0
20	33,0	45	39,8	70	44,0	95	45,0
25	34,5	50	41,0	75	44,3	100	45,0

- **Coesione non drenata:**

Vista la presenza in un settore d'area di indagine di terreni coesivi caratterizzati da una plasticità generalmente media la coesione non drenata è stata determinata utilizzando la correlazione di **Terzaghi & Peck (1948-1967)**, valida solo per le argille di media plasticità, in cui la coesione non drenata è calcolata in funzione del numero di colpi NSPT ed è espressa in kg/cm<sup>2</sup>.

Terreni coesivi							
Nspt	Cu(kg/cm <sup>2</sup> )	Nspt	Cu(kg/cm <sup>2</sup> )	Nspt	Cu(kg/cm <sup>2</sup> )	Nspt	Cu(kg/cm <sup>2</sup> )
2	0,13	12	0,75	22	1,38	32	2,00
4	0,25	14	0,88	24	1,50	34	2,13
6	0,38	16	1,00	26	1,63	36	2,25
8	0,50	18	1,13	28	1,75	38	2,38
10	0,63	20	1,25	30	1,88	40	2,50

Di seguito si riportano altre correlazioni, che permettono di calcolare la coesione non drenata (espressa in kg/cm<sup>2</sup>) in funzione del numero di colpi NSPT, per diversi gradi di plasticità del terreno.

#### Design manual for soil mechanics:

Per le argille a bassa plasticità:

Per le argille a media plasticità:

Per le argille ad alta plasticità:

#### Sanglerat:

Per le argille a media plasticità:

Per le argille limose:

Per le argille limo-sabbiose :

#### Shioi & Fukui:

Per le argille a media plasticità:  $C_u = 0.067 \times N_{SPT}$

Per le argille ad alta plasticità :

- **Modulo di deformazione drenato:**

Determinato utilizzando la correlazione per terreni granulari "D'APPOLONIA e altri (1970)".

SABBIE e GHIAIE N.C. (normalmente consolidate)							
Nspt	E'(kg/cm <sup>2</sup> )	Nspt	E'(kg/cm <sup>2</sup> )	Nspt	E'(kg/cm <sup>2</sup> )	Nspt	E'(kg/cm <sup>2</sup> )
5	229,8	30	422,6	55	615,3	80	808,1
10	268,4	35	461,1	60	653,9	85	746,6
15	306,9	40	499,7	65	692,4	90	885,2
20	345,5	45	538,2	70	731,0	95	923,7
25	384,0	50	576,8	75	769,5	100	962,3

- **Peso di volume:**

Il valore del peso di volume è stato stimato utilizzando le seguenti correlazioni.

**TERRENI GRANULARI (Terzaghi-Peck 1948/1967):** correlazione valida per peso specifico del materiale (G) pari a circa 2,65 t/mc e per indici dei vuoti (e) variabile da 1 a 1/3.

Nspt	Ysat	Yd	Nspt	Ysat	Yd	Nspt	Ysat	Yd	Nspt	Ysat	Yd
0	1,83	1,33	25	2,02	1,64	50	2,15	1,85	75	2,20	1,93
5	1,88	1,41	30	2,05	1,69	55	2,16	1,87	80	2,21	1,95
10	1,93	1,50	35	2,08	1,73	60	2,17	1,88	85	2,23	1,97
15	1,96	1,54	40	2,10	1,77	65	2,18	1,90	90	2,24	1,99
20	1,99	1,59	45	2,13	1,81	70	2,19	1,92	95	2,24	1,99

**TERRENI COESIVI (Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948/1967):** correlazione valida per peso specifico del materiale (G) pari a circa 2,70 t/mc.

Nspt	Ysat	W%	e	Nspt	Ysat	W%	e	Nspt	Ysat	W%	e
0	1,60	68	1,833	10	1,90	33	0,892	20	2,02	25	0,667
2	1,75	47	1,267	12	1,92	31	0,842	22	2,04	23	0,628
4	1,80	42	1,125	14	1,95	29	0,795	24	2,07	22	0,591
6	1,85	37	1,000	16	1,97	28	0,750	26	2,09	21	0,556
8	1,87	35	0,945	18	2,00	26	0,708	28	2,10	20	0,545

Dove:

Ysat [t/m<sup>3</sup>] = peso di volume saturo

Yd [t/m<sup>3</sup>] = peso di volume secco

W = umidità %

e = indice vuoti

Nelle tabelle seguenti sono riportati, per ogni sondaggio, i dati esecutivi delle prove S.P.T. effettuate ed i corrispondenti parametri geotecnici ricavati dalle stesse per elaborazione, utilizzando le correlazioni sopracitate.

#### SONDAGGIO S1Ce

Profondità (m)	Valori prova S.P.T.	N <sub>SPT</sub> colpi/30 cm	Y <sub>sat</sub> (t/m <sup>3</sup> )	Y <sub>d</sub> (t/m <sup>3</sup> )	Dr (%)	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	Φ (°)	E' (Kg/cm <sup>2</sup> )
3,00	3/1/1	2	1,75	1,36	7,5	0,13	26,8	207
6,00	1/2/1	3	1,78	1,38	11,3	0,19	27,2	214
9,00	1/1/3	4	1,80	1,39	15,0	0,25	27,6	222
12,00	2/2/1	3	1,78	1,38	11,3	0,19	27,2	214
15,00	2/1/1	2	1,75	1,36	7,5	0,13	26,8	207

Il sondaggio S1Ce è stato allestito a piezometro; in data 02/10/2012 il livello statico della falda si attestava ad una profondità di - 1,24 m dalla testa del tubo piezometrico (livello in sovrappressione; risalienza da quote inferiori).

#### SONDAGGIO S2Ce

Profondità (m)	Valori prova S.P.T.	N <sub>SPT</sub> colpi/30 cm	Y <sub>sat</sub> (t/m <sup>3</sup> )	Y <sub>d</sub> (t/m <sup>3</sup> )	Dr (%)	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	Φ (°)	E' (Kg/cm <sup>2</sup> )
3,00	3/2/3	5	1,83	1,41	18,3	0,31	28,0	253





					tale		Robertson and Powell 1977	Powell 1977	
Strato 1	3,15	18,40	509,68	1,04	1,23	1,21	1,06	0,95	0,92
Strato 2	10,00	5,52	26,44	0,25	0,34	0,29	0,25	0,23	0,28
Strato 4	29,76	18,93	409,37	0,83	0,98	0,97	0,85	0,76	0,95

### Modulo Edometrico (Kg/cm<sup>2</sup>)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Mitchell & Gardner (1975)	Metodo generale del modulo edometrico	Buismann	Buismann Sanglerat
Strato 1	3,15	18,40	509,68	92,00	45,26	110,40	55,20
Strato 2	10,00	5,52	26,44	44,16	29,61	82,80	16,56
Strato 4	29,76	18,93	409,37	94,65	44,30	113,58	56,79

### Modulo di deformazione non drenato Eu (Kg/cm<sup>2</sup>)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Cancelli 1980	Ladd 1977 (30)
Strato 1	3,15	18,40	509,68	678,60	27,60
Strato 2	10,00	5,52	26,44	162,50	8,40
Strato 4	29,76	18,93	409,37	543,88	28,50

### Modulo di deformazione a taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato 1	3,15	18,40	509,68	Imai & Tomauchi	165,94
Strato 2	10,00	5,52	26,44	Imai & Tomauchi	79,52
Strato 4	29,76	18,93	409,37	Imai & Tomauchi	168,85

### Grado di sovraconsolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Stress-History
Strato 1	3,15	18,40	509,68	1,41
Strato 2	10,00	5,52	26,44	<0.5
Strato 4	29,76	18,93	409,37	<0.5

### Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )
Strato 1	3,15	18,40	509,68	Meyerhof	1,96
Strato 2	10,00	5,52	26,44	Meyerhof	1,72
Strato 4	29,76	18,93	409,37	Meyerhof	1,92

### Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )
Strato 1	3,15	18,40	509,68	Meyerhof	2,04
Strato 2	10,00	5,52	26,44	Meyerhof	1,80
Strato 4	29,76	18,93	409,37	Meyerhof	2,00

**TERRENI INCOERENTI I****Densità relativa (%)**

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Baldi 1978 - Schmertmann 1976	Schmertmann	Harman	Lancellotta 1983	Jamiolkowski 1985
Strato 3	16,48	72,09	199,21	43,73	34,43	38,99	44,37	31,96
Strato 4	29,76	18,93	409,37	< 5	< 5	5	5	5

**Angolo di resistenza al taglio (°)**

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Durgunoglu-Mitchell 1973	Caquot	Koppejan	De Beer	Schmertmann	Robertson & Campanella 1983	Hermineer	Meyerhof 1951
Strato 3	16,48	72,09	199,21	30,86	26,53	23,37	21,96	32,82	33,53	23,18	45
Strato 4	29,76	18,93	409,37	21,82	17,01	13,37	12,82	28,7	16,59	21,37	25,5

**Modulo di Young (Kg/cm<sup>2</sup>)**

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Schmertmann	Robertson & Campanella (1983)	ISOPT-1 1988 Ey(50)
Strato 3	16,48	72,09	199,21	180,22	144,18	855,59
Strato 4	29,76	18,93	409,37	47,33	37,86	291,52

**Modulo Edometrico (Kg/cm<sup>2</sup>)**

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Robertson & Campanella da Schmertmann	Lunne-Christoffersen 1983 - Robertson and Powell 1997	Kulhawy-Mayne 1990	Mitchell & Gardner 1975	Buisman - Sanglerat
Strato 3	16,48	72,09	199,21	58,28	282,78	566,10	122,55	108,13
Strato 4	29,76	18,93	409,37	56,31	74,26	111,40	37,86	94,65

**Modulo di deformazione a taglio**

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	G (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato 3	16,48	72,09	199,21	Imai & Tomauchi	382,23
Strato 4	29,76	18,93	409,37	Imai & Tomauchi	168,85

**Grado di sovraconsolidazione**

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Stress-History	Piacentini Righi 1978	Larsson 1991 S.G.I.	Ladd e Foot 1977
Strato 3	16,48	72,09	199,21	0,68	>9	<0,5	7,88
Strato 4	29,76	18,93	409,37	<0,5	6,25	<0,5	0,54

**Modulo di reazione Ko**

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Ko
Strato 3	16,48	72,09	199,21	Kulhawy & Mayne (1990)	0,27
Strato 4	29,76	18,93	409,37	Kulhawy & Mayne (1990)	0,00

**Fattori di compressibilità C Crm**



							Powell 1977		
Strato 1	2,89	21,77	664,83	1,23	1,41	1,43	1,26	1,13	1,09
Strato 2	10,90	3,50	92,73	0,13	0,18	0,15	0,14	0,12	0,18
Strato 4	29,87	16,41	441,26	0,72	0,86	0,83	0,73	0,66	0,82

### Modulo Edometrico (Kg/cm<sup>2</sup>)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Mitchell & Gardner (1975)	Metodo generale del modulo edometrico	Buismann	Buismann Sanglerat
Strato 1	2,89	21,77	664,83	54,43	43,54	65,31	65,31
Strato 2	10,90	3,50	92,73	28,00	20,37	52,50	10,50
Strato 4	29,87	16,41	441,26	82,05	47,73	98,46	49,23

### Modulo di deformazione non drenato Eu (Kg/cm<sup>2</sup>)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Cancelli 1980	Ladd 1977 (30)
Strato 1	2,89	21,77	664,83	806,03	32,70
Strato 2	10,90	3,50	92,73	86,67	5,40
Strato 4	29,87	16,41	441,26	468,19	24,60

### Modulo di deformazione a taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato 1	2,89	21,77	664,83	Imai & Tomauchi	183,90
Strato 2	10,90	3,50	92,73	Imai & Tomauchi	60,20
Strato 4	29,87	16,41	441,26	Imai & Tomauchi	154,74

### Grado di sovraconsolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Stress-History
Strato 1	2,89	21,77	664,83	1,83
Strato 2	10,90	3,50	92,73	<0,5
Strato 4	29,87	16,41	441,26	<0,5

### Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )
Strato 1	2,89	21,77	664,83	Meyerhof	1,99
Strato 2	10,90	3,50	92,73	Meyerhof	1,61
Strato 4	29,87	16,41	441,26	Meyerhof	1,89

### Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )
Strato 1	2,89	21,77	664,83	Meyerhof	2,07
Strato 2	10,90	3,50	92,73	Meyerhof	1,69
Strato 4	29,87	16,41	441,26	Meyerhof	1,97

### TERRENI INCOERENTI I

Densità relativa (%)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Baldi 1978 - Schmertmann 1976	Schmertmann	Harman	Lancellotta 1983	Jamiolkowski 1985
Strato 3	13,56	83,06	367,14	49,96	43,78	47,59	50,65	40,46
Strato 4	29,87	16,41	441,26	< 5	< 5	5	5	5

#### Angolo di resistenza al taglio (°)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Durgunoglu- Mitchell 1973	Caquot	Koppejan	De Beer	Schmertmann	Robertson & Campanella 1983	Hermineer	Meyerhof 1951
Strato 3	13,56	83,06	367,14	32,24	28	24,92	23,37	34,13	35,38	23,9	45
Strato 4	29,87	16,41	441,26	21,68	16,9	13,25	12,71	28,7	16,34	21,36	24,37

#### Modulo di Young (Kg/cm<sup>2</sup>)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Schmertmann	Robertson & Campanella (1983)	ISOPT-1 1988 Ey(50)
Strato 3	13,56	83,06	367,14	207,65	166,12	892,60
Strato 4	29,87	16,41	441,26	41,02	32,82	252,71

#### Modulo Edometrico (Kg/cm<sup>2</sup>)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Robertson & Campanella da Schmertmann	Lunne- Christoffer sen 1983 - Robertson and Powell 1997	Kulhawy- Mayne 1990	Mitchell & Gardner 1975	Buisman - Sanglerat
Strato 3	13,56	83,06	367,14	61,85	325,82	659,53	141,20	124,59
Strato 4	29,87	16,41	441,26	50,36	64,37	94,75	32,82	82,05

#### Modulo di deformazione a taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	G (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato 3	13,56	83,06	367,14	Imai & Tomauchi	416,78
Strato 4	29,87	16,41	441,26	Imai & Tomauchi	154,74

#### Grado di sovraconsolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Stress- History	Piacentini Righi 1978	Larsson 1991 S.G.I.	Ladd e Foot 1977
Strato 3	13,56	83,06	367,14	0,91	>9	<0,5	>9
Strato 4	29,87	16,41	441,26	<0,5	6,2	<0,5	0,52

#### Modulo di reazione Ko

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Ko
Strato 3	13,56	83,06	367,14	Kulhawy & Mayne (1990)	0,33
Strato 4	29,87	16,41	441,26	Kulhawy & Mayne (1990)	0,00

#### Fattori di compressibilità C Crm

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	C	Crn
Strato 3	13,56	83,06	367,14	0,09628	0,01252
Strato 4	29,87	16,41	441,26	0,14805	0,01925

## Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )
Strato 3	13,56	83,06	367,14	Meyerhof	1,80
Strato 4	29,87	16,41	441,26	Meyerhof	1,80

## Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )
Strato 3	13,56	83,06	367,14	Meyerhof	2,10
Strato 4	29,87	16,41	441,26	Meyerhof	2,10

## Permeabilità

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Permeabilità (cm/s)
Strato 1	2,89	21,77	664,83	Piacentini-Righi 1988	1E-11
Strato 2	10,90	3,50	92,73	Piacentini-Righi 1988	1E-11
Strato 3	13,56	83,06	367,14	Piacentini-Righi 1988	1E-11
Strato 4	29,87	16,41	441,26	Piacentini-Righi 1988	1E-11

## Coefficiente di consolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Coefficiente di consolidazione (cm <sup>2</sup> /s)
Strato 1	2,89	21,77	664,83	Piacentini-Righi 1988	6,531E-07
Strato 2	10,90	3,50	92,73	Piacentini-Righi 1988	1,05E-07
Strato 3	13,56	83,06	367,14	Piacentini-Righi 1988	2,4918E-06
Strato 4	29,87	16,41	441,26	Piacentini-Righi 1988	4,923E-07

## 9 – VALUTAZIONI LITOSTRATIGRAFICHE

Le condizioni litostratigrafiche lungo la flowline e le aree cluster, come già in precedenza indicato, risultano abbastanza uniformi e dagli elementi acquisiti possono essere assimilate a alluvioni fini disomogenee a prevalente componente limoso-argillosa, con subordinati episodi più sabbiosi. Per una loro caratterizzazione geotecnica media si può fare riferimento ai parametri ottenuti dalla prove e dalle analisi di laboratorio eseguite per l'area Centrale, in quanto la parte più superficiale dei terreni che caratterizzano i territori in cui si sviluppa l'intero progetto mostrano una certa uniformità e una buona continuità laterale. Per la caratterizzazione geotecnica di massima dei terreni su tutta l'area di progetto si può fare inoltre riferimento agli stralci cartografici di seguito allegati (Figg.17-21) che forniscono la resistenza alla punta penetrometrica dei terreni a varie profondità.

Le indagini espletate in corrispondenza del sito della Centrale in oggetto hanno evidenziato quanto segue :

### **Sondaggi geognostici**

Le stratigrafie dei sondaggi hanno fornito successioni litostratigrafiche abbastanza uniformi su tutte le verticali indagate, consentendo di separare le seguenti unità, a partire dal piano campagna :

- **Unità 1** : (0,60-1,20 m) terreno di coltivo argilloso-limoso debolmente sabbioso di colore nocciola
- **Unità 2** : (0,60-1,30 m) limo argilloso, localmente debolmente sabbioso molto consistente (per essiccazione), di colore nocciola
- **Unità 3** : (3,2-8 m) alternanza di livelli di argille, argille talora organiche, argille limose, argille debolmente sabbiose, con valori di N<sub>spt</sub> sempre bassi, mediamente compresi tra 2 e 3 con massimi pari a 5-8
- **Unità 4** : (9,3-18 m) sabbia da fine a localmente media, localmente limosa, localmente debolmente argillosa di colore da grigio-azzurro a grigio scuro ove è presente una componente organica. Presenza di resti di conchiglie. Valori di N<sub>spt</sub> sempre bassi mediamente compresi tra 2 e 3.
- **Unità 5** :(fino a fondo foro) alternanza di livelli di argille, argille limose, argille debolmente sabbiose, con subordinati livelli a maggior componente limosa o sabbiosa

Per tutte le caratteristiche geotecniche derivate dalla elaborazione delle prove SPT si faccia riferimento a quanto riportato nel Capitolo 9 – Risultati delle indagini.



I sondaggi **S1Ce** e **S4Ce** sono stati allestiti a piezometri a tubo aperto. Le misure del livello statico, dal piano campagna, hanno dato rispettivamente i seguenti valori :

<u>Sondaggio</u>	<u>Data</u>	<u>Profondità liv. Statico da p.c.</u>
<b>S1Ce</b>	<b>2/10/2012</b>	<b>- 1,24 m</b>
<b>S4Ce</b>	<b>27/09/2012</b>	<b>- 3,00 m</b>

Osservando questi valori e considerando il completamento dei piezometri, si ritiene che sia molto probabile che tali livelli non siano ascrivibili solo alla effimera falda freatica presente (vedi Capitolo 4 - Caratterizzazione Idrogeologica) ma derivino da falda più profonda, dotata di un certo grado di artesianesimo, probabilmente defluente nel livello a maggior componente più sabbiosa (Unità 4). Per Questo motivo, a titolo cautelativo, nelle verifiche geotecniche la falda verrà considerata a -0,50 m da p.c.

#### **Prove penetrometriche statiche a punta elettrica (CPTe)**

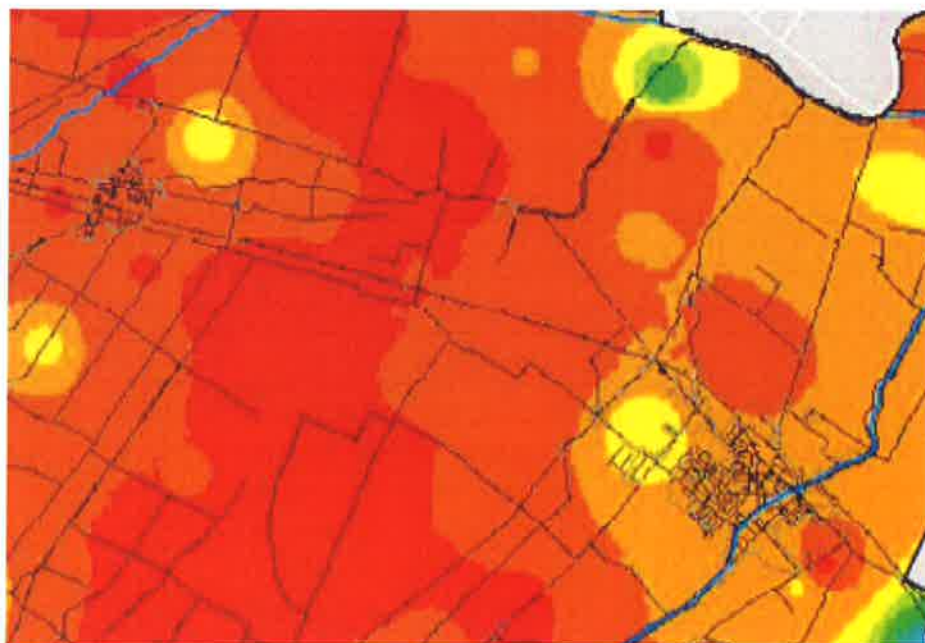
Prendendo in considerazione i grafici delle misure delle due prove penetrometriche CPTe, eseguite nell'ambito delle indagini, si può notare una buona rispondenza litostratigrafica con i sondaggi eseguiti nel sito della Centrale.

Infatti se si esamina l'andamento della curva che riporta sia la resistenza della punta che quella laterale, in kg/cmq, si può osservare come si possano discriminare le stesse unità riscontrate nei sondaggi ovvero:

- una prima unità, di pochi metri di spessore(1-3 m) che mostra resistenze abbastanza elevate e che può essere correlata con i limi sovraconsolidati per essiccazione (**Unità 2**)
- una seconda unità caratterizzata da basse o bassissime resistenze, avente spessore di 7-8 m e che può essere correlata con l'alternanza di argille, argille limose, ecc.(**Unità 3**)
- una terza unità, avente spessore di 3-6 m, dotata di significativi valori di resistenza anche oltre 80 kg/cmq e che può essere correlabile con i terreni a maggior componente sabbiosa (**Unità 4**)
- Infine una unità più profonda fino a fondo foro, dotata di medie resistenze e correlabile con l'alternanza di argille e argille limose talora sabbiose, con subordinati livelli ridotti di terreni a maggior componente sabbiosa (**Unità 5**)

Per tutte le caratteristiche geotecniche derivate dalla elaborazione delle prove CPTe si faccia riferimento a quanto riportato nel Capitolo 9 – Risultati delle indagini.

FIG. 17



**Sistema naturale ambientale**  
**Carta della resistenza alla punta**  
**R<sub>p</sub> dal p.c fino a 3 m di profondità**

**LEGENDA**

*R<sub>p</sub> in kg/cm<sup>q</sup>*
















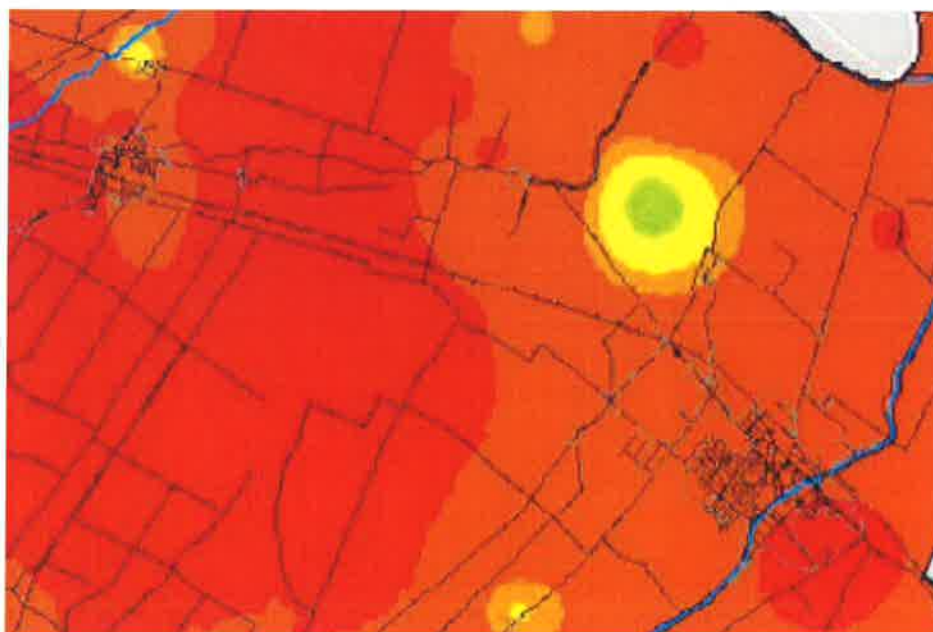
	1 - 5
	5 - 9
	9 - 14
	14 - 18
	18 - 22
	22 - 26
	26 - 31
	31 - 35
	35 - 39
	39 - 43
	43 - 47
	47 - 52
	52 - 56
	56 - 60
	No Data

FIG. 18



**Sistema naturale ambientale**  
**Carta della resistenza alla punta**  
**R<sub>p</sub> dai 3 ai 6 metri di profondità**

**LEGENDA**

*R<sub>p</sub> in kg/cmq*






















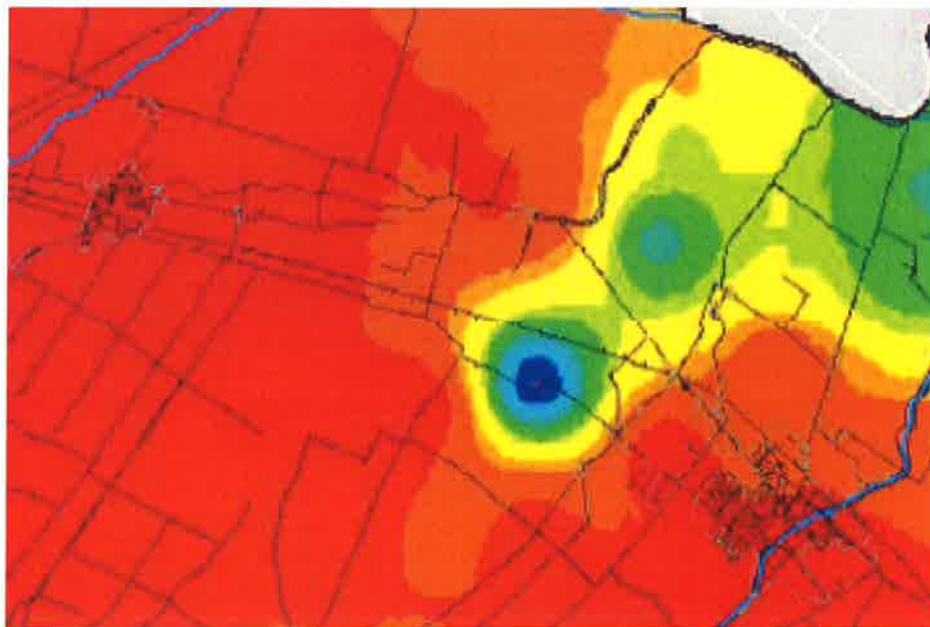
	2 - 5
	5 - 8
	8 - 12
	12 - 15
	15 - 18
	18 - 21
	21 - 25
	25 - 28
	28 - 31
	31 - 34
	34 - 38
	38 - 41
	41 - 44
	44 - 47
	47 - 51
	51 - 54
	54 - 57
	57 - 60
	60 - 63
	63 - 67
	67 - 70

FIG. 19



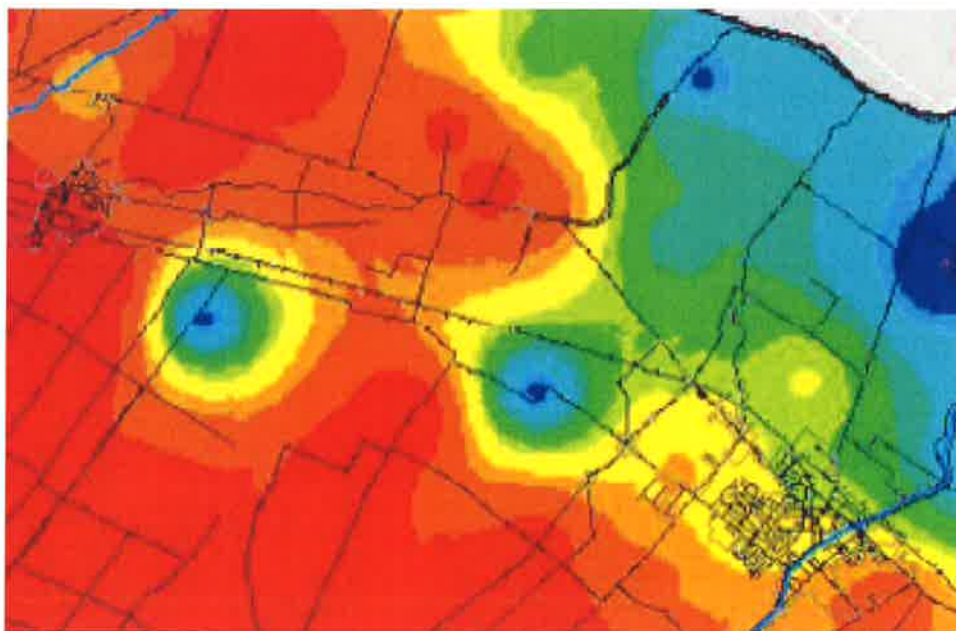
**Sistema naturale ambientale**  
**Carta della resistenza alla punta**  
**R<sub>p</sub> dai 6 ai 10 metri di profondità**

**LEGENDA**

*R<sub>p</sub> in kg/cmq*

Red	3 - 7
Red-Orange	7 - 11
Orange	11 - 15
Light Orange	15 - 20
Yellow-Orange	20 - 24
Yellow	24 - 28
Light Yellow	28 - 32
Light Green	32 - 36
Green	36 - 40
Dark Green	40 - 44
Teal	44 - 48
Blue-Teal	48 - 52
Blue	52 - 56
Dark Blue	56 - 60
Very Dark Blue	60 - 65
Dark Blue	65 - 69
Dark Purple	69 - 73
Purple	73 - 77
Light Purple	77 - 81
Red	81 - 85





















FIG.20

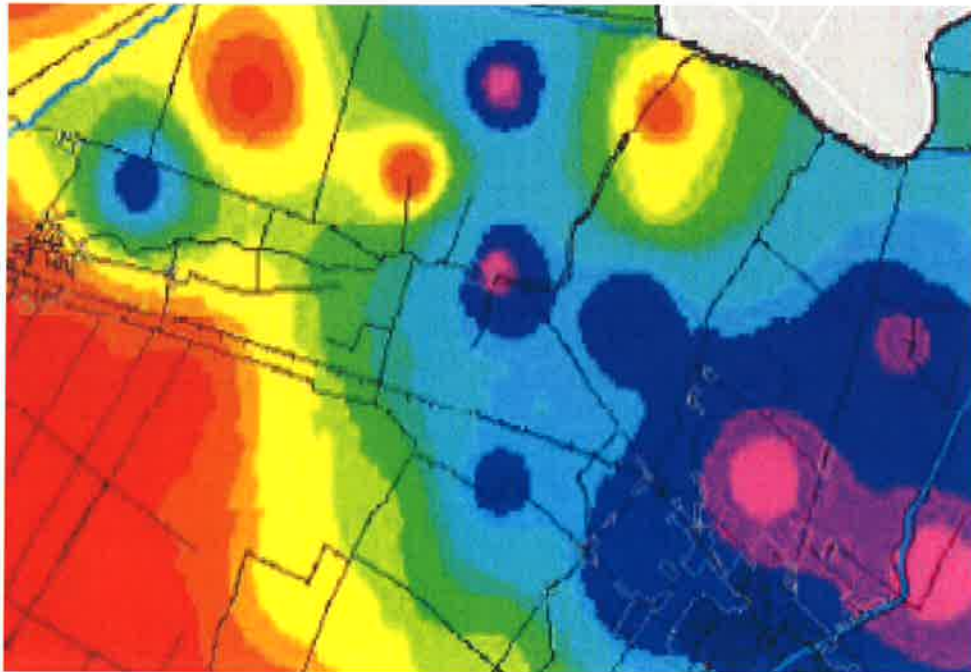


**Sistema naturale ambientale**  
**Carta della resistenza alla punta**  
**R<sub>p</sub> dai 10 ai 15 metri di profondità**

**LEGENDA**





















*R<sub>p</sub> in kg/cm<sup>2</sup>*

	3 - 8
	8 - 14
	14 - 19
	19 - 24
	24 - 30
	30 - 35
	35 - 40
	40 - 46
	46 - 51
	51 - 56
	56 - 62
	62 - 67
	67 - 73
	73 - 78
	78 - 83
	83 - 89
	89 - 94
	94 - 99
	99 - 105
	105 - 110



**Sistema naturale ambientale**  
**Carta della resistenza alla punta**  
**R<sub>p</sub> dai 15 ai 20 metri di profondità**

**LEGENDA**  
*R<sub>p</sub> in kg/cm<sup>2</sup>*

	5 - 10
	10 - 15
	15 - 19
	19 - 24
	24 - 29
	29 - 33
	33 - 38
	38 - 43
	43 - 48
	48 - 52
	52 - 57
	57 - 62
	62 - 67
	67 - 71
	71 - 76
	76 - 81
	81 - 86
	86 - 90
	90 - 95
	95 - 100

## 10 – MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

### 10.1 – DETERMINAZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PRINCIPALI PARAMETRI GEOTECNICI

Un aspetto essenziale del metodo degli stati limite riguarda la scelta dei parametri da introdurre nel modello di calcolo. Relativamente ai calcoli geotecnici con il criterio degli stati limite si devono considerare nelle relazioni i parametri caratteristici. Il valore caratteristico di un particolare parametro di calcolo (quale può essere ad esempio il peso specifico del terreno o l'angolo di attrito) è definito come quel valore al quale è associato una determinata probabilità di non superamento.

Il valore caratteristico  $k$  rappresenta la soglia al di sotto del quale si colloca non più del 5% dei valori desumibili da una serie teoricamente illimitata di prove.

Poiché i terreni oggetto di analisi sono di tipo incoerente si ritiene corretto in via cautelativa, considerare nei calcoli nullo il valore della coesione, per la quale non viene quindi calcolato il valore caratteristico  $c'K$ .

I valori caratteristici di  $\gamma$  e  $\varphi$  sono determinabili tramite le seguenti relazioni:

$$\varphi'K = \varphi'm (1 + X.V\varphi)$$

$$\gamma'K = \gamma'm (1 + X.V\gamma)$$

in cui:

$\varphi'K$  = valore caratteristico dell'angolo di attrito

$\gamma'K$  = valore caratteristico del peso di volume secco

$\varphi'm$  = valore medio dell'angolo di attrito

$\gamma'm$  = valore medio del peso di volume secco

$V\varphi$  = coefficiente di variazione (COV) di  $\varphi$  definito come rapporto tra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di  $\varphi$

$V\gamma$  = coefficiente di variazione (COV) di  $\gamma$  definito come rapporto tra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di  $\gamma$

$X$  = parametro dipendente dalla legge della probabilità e dalla probabilità di non superamento adottata

L'Eurocodice 7 fissa una probabilità di non superamento del 5%, alla quale corrisponde, per una distribuzione di tipo gaussiano, un valore di  $X$  uguale a  $-1,645$ , di conseguenza le precedenti relazioni diventano:

$$\varphi'k = \varphi'm (1 - 1,645 V\varphi^\circ)$$

$$\gamma'k = \gamma'm (1 - 1,645 V\gamma^\circ)$$

$^\circ$  coefficiente di variazione = rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori.

**DATI DI INGRESSO****PESO DI VOLUME  $\gamma$  (t/m<sup>3</sup>)**

Unità Geotecnica	S1Ce	S2Ce	S3Ce	S4Ce	S5Ce	CPTU1	CPTU2	C.I.
1 (-3,0/3,2 m)						2,04	2,07	
2 (-5,0/10,5 m)	1,75	1,83	1,78	1,80	1,75	1,80	1,69	2,06
	1,78	1,78	1,75	1,78	1,75			1,87
	1,80	1,87	1,78	1,75	1,75			
3 (-15,0/21,0 m)	1,78	1,75	1,75	1,75	1,75	1,80	1,80	
	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75			
4 (-30,0m)						1,80	1,80	

**DATI IN USCITA**

Unità Geotecnica	Media	Dev. Std	Vf	f'k
1	2,06	0,02	0,007	2,03
2	1,80	0,04	0,024	1,73
3	1,76	0,02	0,011	1,73
4	1,80	0,00	0,000	1,80

***CALCOLO DEI VALORI CARATTERISTICI k***

$$f'k = f'm (1 - (C \cdot Vf))$$

**DATI DI INGRESSO****VALORI ANGOLO DI ATTRITO  $f$  (°)**

Unità Geotecnica	S1Ce	S2Ce	S3Ce	S4Ce	S5Ce	CPTU1	CPTU2	C.I.
1 (-3,0/3,2 m)								
2 (-5,0/10,5 m)								
3 (-15,0/21,0 m)	27,20	26,80	26,80	26,80	26,80	25,50	24,50	
	26,80	26,80	26,80	26,80	26,80			
4 (-30,0m)						26,00	25,00	

**DATI IN USCITA**

Unità Geotecnica	Media	Dev. Std	Vf	f'k
1				
2				
3	26,53	0,72	0,027	25,34
4	25,50	0,50	0,020	24,68

***CALCOLO DEI VALORI CARATTERISTICI k***

$$f'k = f'm (1 - (C \cdot Vf))$$



**DATI DI INGRESSO****COESIONE NON DRENATA Cu (kg/cm<sup>2</sup>)**

Unità Geotecnica	S1Ce	S2Ce	S3Ce	S4Ce	S5Ce	CPTU1	CPTU2	C.I.
1 (-3,0/3,2 m)						0,92	1,09	
2 (-5,0/10,5 m)	0,13	0,31	0,19	0,13	0,13	0,28	0,18	
	0,19	0,19	0,13	0,13	0,13			
	0,25	0,50	0,19	0,13	0,13			
3 (-15,0/21,0 m)								
4 (-30,0m)						0,95	0,82	

**DATI IN USCITA**

Unità Geotecnica	Media	Dev. Std	Vf	f'k
1	1,01	0,09	0,085	0,87
2	0,20	0,11	0,554	0,02
3				
4	0,89	0,06	0,073	0,78

**CALCOLO DEI VALORI CARATTERISTICI k**

$$f'k = f'm (1 - (C \cdot Vf))$$

**DATI DI INGRESSO****MODULO DI DEFORMAZIONE DRENATO E' (kg/cm<sup>2</sup>)**

Unità Geotecnica	S1Ce	S2Ce	S3Ce	S4Ce	S5Ce	CPTU1	CPTU2	C.I.
1 (-3,0/3,2 m)								
2 (-5,0/10,5 m)								
3 (-15,0/21,0 m)	214	207	207	207	207	180	207	
	207	207	207	207	207			
4 (-30,0m)						47	41	

**DATI IN USCITA**

Unità Geotecnica	Media	Dev. Std	Vf	f'k
1				
2				
3	205,33	7,88	0,038	192,37
4	44,00	3,00	0,068	39,07

**CALCOLO DEI VALORI CARATTERISTICI k**

$$f'k = f'm (1 - (C \cdot Vf))$$

**DATI DI INGRESSO****MODULO EDOMETRICO Mo (kg/cm<sup>2</sup>)**

Unità Geotecnica	S1Ce	S2Ce	S3Ce	S4Ce	S5Ce	CPTU1	CPTU2	C.I.
1 (-3,0/3,2 m)						45	43	
2 (-5,0/10,5 m)	28	69	42	55	28	29	20	
	42	42	28	42	28			
	55	77	42	28	28			
3 (-15,0/21,0 m)	42	28	28	28	28	44	47	
	28	28	28	28	28			
4 (-30,0m)						56	50	

**DATI IN USCITA**

Unità Geotecnica	Media	Dev. Std	Vf	f'k
1	<b>44,00</b>	1,00	0,023	<b>42,36</b>
2	<b>40,18</b>	14,74	0,367	<b>15,94</b>
3	<b>32,08</b>	7,15	0,223	<b>20,33</b>
4	<b>53,00</b>	3,00	0,057	<b>48,07</b>

**CALCOLO DEI VALORI CARATTERISTICI k**

$$f'k = f'm (1 - (C \cdot Vf))$$

Al di sotto dello strato più superficiale di terreno vegetale (spessore 0,60/1,20 m) il modello geotecnico di riferimento può essere così schematizzato:

**PARAMETRI CARATTERISTICI**

Unità Geotecnica	Litologia	Peso di Volume	Angolo di attrito	Coesione non drenata	Modulo edometrico	Modulo di deformazione drenato
		$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	Cu (kg/cm <sup>2</sup> )	Mo (kg/cm <sup>2</sup> )	E' (kg/cm <sup>2</sup> )
1	Limo argilloso localmente debolmente sabbioso	2,03	---	0,87	42,36	---
2	Argille, talora organiche, argille limose a tratti debolmente sabbiose	1,73	---	0,20*	15,94	---
3	Sabbia da fine a localmente media a tratti limosa localmente	1,73	25,34	---	20,33	192,37

	debolmente argillosa – presenza di resti di conchiglie					
4	Alternanza di livelli di argille, argille limose, argille debolmente sabbiose con subordinati livelli a maggior componente limosa o sabbiosa	1,80	24,68	0,78	48,07	39,07

\* è stato considerato il valore medio in quanto quello caratteristico è risultato troppo penalizzante

## 11 – VALUTAZIONE DELLE RESISTENZE DI PROGETTO DEI TERRENI INTERESSATI DALLE OPERE FONDAZIONALI

### **Fondazioni superficiali**

Sulla scorta dei risultati ottenuti dall'indagine geognostica è stata determinata la resistenza di progetto del sistema terreno-fondazione ( $R_d$ ) seguendo la procedura indicata dalle "Norme Tecniche per le Costruzioni", che prevede un approccio agli stati limite.

Alla luce delle informazioni disponibili ed in relazione a quanto emerso dal modello geotecnico, si consiglia, per le strutture più importanti la realizzazione di fondazioni profonde (pali); di seguito vengono comunque verificate alcune ipotesi di fondazioni superficiali (plinti, travi rovesce e platee) relative alle strutture di secondaria importanza; il tipo di fondazione considerato viene descritto, caso per caso, nel paragrafo successivo. Inoltre si ritiene opportuno fondare le strutture ad una quota minima di -1,25 m da p.c. attuale.

### 11.1 – VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

#### **Verifica agli Stati Limiti Ultimi (SLU) e di Esercizio (SLE) - (N.T.C. 2008)**

La norma in oggetto prevede la definizione del grado di sicurezza di una struttura relativamente alla possibilità di rottura o deformazione del terreno di fondazione, con un approccio di tipo semiprobabilistico, adottando il concetto di "stato limite ultimo (SLU)". Mentre nel caso si esamini una situazione in cui la deformazione o il danno siano reversibili o cessino con l'estinguersi della causa che ha determinato il superamento dello stato limite si utilizza il concetto di "stato limite di esercizio (SLE)".

La misura del grado di sicurezza si ottiene con il "metodo semiprobabilistico dei coefficienti parziali" nel quale deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

Ed: valore di progetto dell'effetto dell'azione.

Rd: valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

Il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico si calcola:

- applicando ai parametri geotecnici del terreno i coefficienti parziali  $\gamma_M$  (Tabella 6.2.II).

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1.0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_f$	1.0	1.0

- considerando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  (Tabella 6.4.I di seguito riportata) per le verifiche di fondazioni superficiali.

**Tabella 6.4.I** - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$	$\gamma_R = 1.1$

In modo analogo anche i valori di progetto delle azioni dovranno essere modificati dai progettisti secondo specifici coefficienti parziali  $\gamma_F$  ( $\gamma_E$ ) (Tabella 6.2.I):

**Tabella 6.2.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{G3}$	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1.3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Facendo riferimento a quanto esposto in precedenza, la normativa prescrive che per le fondazioni superficiali, le verifiche debbano essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione –terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale
- SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

Le verifiche di tipo geotecnico devono essere effettuate seguendo almeno uno dei due approcci:

- approccio1: combinazione 1: (A1+M1+R1)  
combinazione 2: (A2+M2+R2)
- approccio2: combinazione (A1+M1+R3)

In questa fase, non conoscendo i valori di progetto delle azioni Ed (permanenti e variabili) imposte dalla struttura al terreno, non è possibile eseguire tutte le verifiche sopra descritte. Ci si limita pertanto, a determinare i valori di  $Rd_{(SLU)}$  (con tutte le diverse combinazioni M1+R1, M1+R3 e di M2+R2), e quelli di  $Rd_{(SLE)}$  in modo da fornire al progettista i dati relativi al prevedibile comportamento del terreno (e alla verifica del collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno).

Le verifiche sotto riportate sono state eseguite utilizzando le formule di Hansen (1970), Terzaghi (1955), Meyerhof (1963), Vesic (1975) e Brinch e Hansen (1970); si è poi fatto riferimento a quella più restrittiva.

Viene verificata l'ipotesi di una fondazione a plinto isolato quadrata con lato  $B=L= 0,8$  m, posata a  $-1,25$  m da p.c.

- Posa alla profondità di  $1,25$  m, fondazione a plinto isolato ( $0,80 \times 0,80$  m); la verifica per il carico limite dell'insieme fondazione – terreno secondo l'Approccio 1 (combinazione M2+R2 con coefficienti parziali  $\gamma_R$  della tabella 6.4.I) ha dato come valore di resistenza minima  **$1,55$  kg/cm<sup>2</sup>** (Terzaghi).

Di seguito si riportano alcune tabelle con l' $Rd_{(SLU)}$  in funzione delle dimensioni dei plinti ipotizzati al variare della profondità:

#### **Fondazione a plinto isolato con quota di imposta $D=1,25$ m:**

Tipo di fondazione	Lato fondazione L (m)	Lato fondazione B (m)	$Rd$ (SLU) (Kg/cm <sup>2</sup> )
Plinto isolato	0,80	0,80	<b>1,55</b>
Plinto isolato	0,80	1,50	<b>1,55</b>
Plinto isolato	0,80	1,70	<b>1,54</b>

Plinto isolato	0,80	1,90	<b>1,53</b>
Plinto isolato	0,80	2,20	<b>1,51</b>
Plinto isolato	1,30	3,30	<b>1,38</b>
Plinto isolato	1,30	3,70	<b>1,37</b>
Plinto isolato	1,50	1,50	<b>1,50</b>
Plinto isolato	1,50	3,50	<b>1,36</b>
Plinto isolato	1,60	1,60	<b>1,49</b>
Plinto isolato	2,00	4,30	<b>1,32</b>
Plinto isolato	2,10	3,00	<b>1,37</b>
Plinto isolato	2,50	2,50	<b>1,42</b>
Plinto isolato	2,50	5,50	<b>1,29</b>
Plinto isolato	3,00	3,50	<b>1,36</b>
Plinto isolato	3,50	4,50	<b>1,33</b>
Plinto isolato	3,70	5,00	<b>1,32</b>
Plinto isolato	4,30	4,75	<b>1,21</b>

**Fondazione a plinto isolato con quota di imposta D=1,50 m:**

<b>Tipo di fondazione</b>	<b>Lato fondazione L (m)</b>	<b>Lato fondazione B (m)</b>	<b>Rd (SLU) (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>
Plinto isolato	0,80	0,80	<b>1,58</b>
Plinto isolato	0,80	1,50	<b>1,58</b>
Plinto isolato	0,80	1,70	<b>1,58</b>
Plinto isolato	0,80	1,90	<b>1,58</b>
Plinto isolato	0,80	2,20	<b>1,58</b>
Plinto isolato	1,30	3,30	<b>1,45</b>
Plinto isolato	1,30	3,70	<b>1,44</b>
Plinto isolato	1,50	1,50	<b>1,57</b>
Plinto isolato	1,50	3,50	<b>1,43</b>
Plinto isolato	1,60	1,60	<b>1,56</b>

Plinto isolato	2,00	4,30	<b>1,38</b>
Plinto isolato	2,10	3,00	<b>1,43</b>
Plinto isolato	2,50	2,50	<b>1,47</b>
Plinto isolato	2,50	5,50	<b>1,34</b>
Plinto isolato	3,00	3,50	<b>1,41</b>
Plinto isolato	3,50	4,50	<b>1,29</b>
Plinto isolato	3,70	5,00	<b>1,23</b>
Plinto isolato	4,30	4,75	<b>1,13</b>

**Fondazione a plinto isolato con quota di imposta D=1,75 m:**

<b>Tipo di fondazione</b>	<b>Lato fondazione L (m)</b>	<b>Lato fondazione B (m)</b>	<b>Rd (SLU) (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>
Plinto isolato	0,80	0,80	<b>1,60</b>
Plinto isolato	0,80	1,50	<b>1,60</b>
Plinto isolato	0,80	1,70	<b>1,60</b>
Plinto isolato	0,80	1,90	<b>1,60</b>
Plinto isolato	0,80	2,20	<b>1,60</b>
Plinto isolato	1,30	3,30	<b>1,53</b>
Plinto isolato	1,30	3,70	<b>1,52</b>
Plinto isolato	1,50	1,50	<b>1,60</b>
Plinto isolato	1,50	3,50	<b>1,50</b>
Plinto isolato	1,60	1,60	<b>1,60</b>
Plinto isolato	2,00	4,30	<b>1,44</b>
Plinto isolato	2,10	3,00	<b>1,49</b>
Plinto isolato	2,50	2,50	<b>1,53</b>
Plinto isolato	2,50	5,50	<b>1,39</b>
Plinto isolato	3,00	3,50	<b>1,36</b>
Plinto isolato	3,50	4,50	<b>1,19</b>
Plinto isolato	3,70	5,00	<b>1,14</b>
Plinto isolato	4,30	4,75	<b>1,05</b>



Di seguito si riporta l'ipotesi di verifica di una fondazione continua con B=1,20 m ed L=6,00 m posata a -1,25 m da p.c.

- Posa alla profondità di -1,25 m, fondazione continua (1,20x6,00 m); la verifica per il carico limite dell'insieme fondazione – terreno secondo l'Approccio 1 (combinazione M2+R2 con coefficienti parziali  $\gamma_R$  della tabella 6.4.I) ha dato come valore di resistenza minima **1,19 kg/cm<sup>2</sup>** (Terzaghi).

<b>Tipo di fondazione</b>	<b>Profondità di posa (m)</b>	<b>Dimensioni fondazione BxL (m)</b>	<b>Rd (SLU) (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>
Continua	1,25	1,20x6,00	<b>1,19</b>
Continua	1,50	1,20x6,00	<b>1,22</b>
Continua	1,75	1,20x6,00	<b>1,25</b>

Viene infine verificata una fondazione a platea della dimensioni di 3,50x12,50 m posata a -1,25 m da p.c.

- Posa alla profondità di -1,25 m, fondazione a platea (3,50x12,50 m); la verifica per il carico limite dell'insieme fondazione – terreno secondo l'Approccio 1 (combinazione M2+R2 con coefficienti parziali  $\gamma_R$  della tabella 6.4.I) ha dato come valore di resistenza **0,57 kg/cm<sup>2</sup>** (Terzaghi).
- 

<b>Tipo di fondazione</b>	<b>Profondità di posa (m)</b>	<b>Dimensioni fondazione BxL (m)</b>	<b>Rd (SLU) (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>
Platea	1,25	3,50x12,50	<b>0,57</b>
Continua	1,50	3,50x12,50	<b>0,57</b>
Continua	1,75	3,50x12,50	<b>0,56</b>

I valori di  $R_{d(SLE)}$  saranno espressi correlandoli con le valutazioni dei cedimenti indotti dalle resistenze in corrispondenza dei Livelli individuati al di sotto del piano di posa; in tal modo verranno calcolati i valori degli spostamenti e delle distorsioni del terreno al di sotto del piano di posa, per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in

elevazione, nel rispetto della condizione:

$$Ed \leq Cd$$

dove: Ed: valore di progetto dell'effetto delle azioni.

Cd: valore limite dell'effetto delle azioni

L'applicazione di un sovraccarico produce una variazione dello stato tensionale del terreno; il carico applicato tende a diffondersi in profondità fino al suo completo assorbimento.

I cedimenti sono causati dalla deformazione elastica e plastica dei terreni di fondazione: tale deformazione nei terreni a tessitura fine (argille e limi) si realizza in tempi molto lunghi con l'espulsione dell'acqua contenuta tra grano e grano (consolidamento).

Il metodo utilizzato è quello Edometrico (1970).

I risultati ottenuti possono essere così sintetizzabili:

- Per quanto riguarda le varie tipologie di fondazioni a plinto isolato considerate con Resistenza di Progetto in condizioni di esercizio ( $Rd(SLE)$ ) compresa tra 0,90 e 1,00 kg/cm<sup>2</sup> si ottengono cedimenti totali teorici compresi tra 14-16 mm (plinti di dimensioni inferiori ad es. 0,80x0,80 m) e 130-135 mm (plinti di dimensioni maggiori ad es. 4,3x4,75 m).
- Per quanto riguarda la fondazione continua considerata con (B=1,20, L=6,00) e Resistenza di Progetto in condizioni di esercizio ( $Rd(SLE)$ ) di 0,85 kg/cm<sup>2</sup> si ottengono cedimenti totali teorici nell'ordine di 53-55 mm.
- Per quanto riguarda la fondazione a platea considerata con (3,5x12,5 m) e Resistenza di Progetto in condizioni di esercizio ( $Rd(SLE)$ ) di 0,40 kg/cm<sup>2</sup> si ottengono cedimenti totali teorici nell'ordine di 58-60 mm.

I valori di resistenze di progetto del sistema geotecnico in condizioni di esercizio ( $Rd_{(SLE)}$ ) indicati sono inferiori o uguali alla resistenza di progetto del sistema geotecnico calcolata con i coefficienti parziali  $M2+$   $R2$  più restrittivi. Sarà cura del progettista verificare se tali valori risultano essere anche inferiori (o uguali) al valore di progetto dell'azione (Ed) imposta dalle strutture al terreno.

Resta inteso che l'entità dei cedimenti qui stimati dovrà essere confrontata con quella che il progettista ritiene essere compatibile con la durabilità e l'esercizio dell'opera nelle diverse condizioni.

Soluzioni o valutazioni per ipotesi di geometrie differenti, potranno essere predisposte su richiesta del progettista strutturale.

## 12 – VALUTAZIONE DELLA PORTATA LIMITE DEI PALI

Di seguito vengono verificate alle tensioni ammissibili e agli stati limite le portate di due tipologie di pali ipotizzate: la prima tipologia è relativa ad un palo diam. 300 mm e lunghezza  $L=16,0$  m, mentre la seconda ad un palo diam. 800 mm lunghezza  $L= 8,00$  m.

In generale si può assumere che la portata di un palo si suddivida in due componenti:

$N_{lat}$  = Portata per attrito laterale lungo il fusto del palo

$N_{punta}$  = Portata relativa alla sola punta del palo

### Calcolo portata laterale

$$N_{lat} = (q_a + m \cdot k \cdot s_v) \cdot A_{lat}$$

dove:

$A_{lat}$	=	Area laterale del palo;
$q_a$	=	coefficiente di adesione = $\alpha \cdot c_u$ ; (trascurato a favore di sicurezza)
$\mu$	=	coefficiente di attrito Terra-Palo, in questo caso (palo trivellato in cls) si assume
		uguale a $\text{tg}(\phi-3)$ ;
$k$	=	coefficiente adimensionale esprime il rapporto tra la tensione normale agente
		alla profondità $z$ sulla superficie laterale e la tensione verticale;
$\sigma_v$	=	tensione verticale efficace = $\sum_i g_i \cdot z_i$ per terreni stratificati;

### Calcolo portata di punta

$$N_{punta} = A_{punta} \cdot (N_c \cdot c + N_q \cdot q_l)$$

dove

$A_{punta}$	=	superficie della punta
$N_c$	=	$(N_q - 1) \cotg \phi$ = coefficiente di portata (è generalmente posto uguale a 9 da tutti gli autori vedi Terzaghi, Gibson, Wilson)
$c_u$	=	coesione non drenata (si assume $c_u = 0$ a favore di sicurezza);
$N_q$	=	coefficiente di portata; per la sua determinazione viene presa in considerazione la seguente formula empirica: $N_q = \text{tg}^2(45^\circ + \phi/2) \exp(\pi \text{tg} \phi)$
$q_l$	=	pressione agente sul piano passante per la punta = $\sum_i g_i \cdot L_i$ per terreni stratificati.

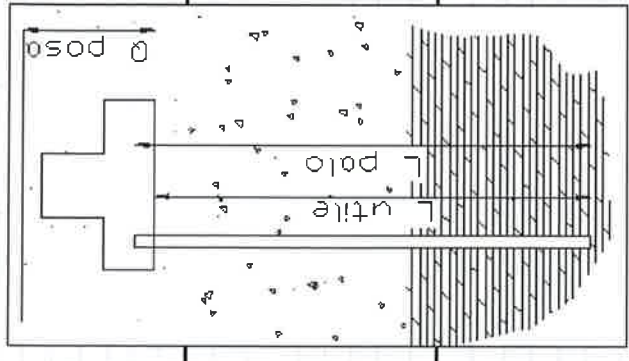
TIPOLOGIA PALO: MICROPALO trivellato LUNGHEZZA UTILE [m]: 16 TRE STRATI DI TERRENO

Diametro mm 300.00 (reso)  
 Lunghezza tubo m 16 Lunghezza utile m 16  
 Testa palo da pc m 0  
 Quota posa plinto da pc m 0

STRATIGRAFIA TERRENO				
STRATO	H STRATO [m]	cu [ton/mq]	[Gamma [ton/mc]	NC
1	3.1	8	1.00	20
2	6.9	2	1.00	20
3	11	0.5	1.00	25
				10.7
				20.7

PORTATA DI PUNTA

FORMULA GENERALE =  $Q_p = A_p[(Nc^*c) + Nq^*(g^*L)]$  12.77 ton  
 dove  
 Quota di posa punta palo da p.c. m 16  
 $A_p =$  area punta in mq = 0.07065000



PORTATA LATERALE

FORMULA GENERALE =  $Q_l = A_l * q_s = A_l * [\Sigma(a^*c_u) + \mu * K * sv]$  54.45 ton  
 dove

	Al [unitaria]= 0.942 mcm		
	Strato 1	Strato 2	Strato 3
a	0.40	0.90	0.90
Al (strato) mq	2.92	6.50	5.65
K	0.70	0.70	0.70
$\mu$	0.3057	0.3057	0.4040
sv	1.55	6.55	13.00
$Q_l$ (strato iesimo) [ton]	10.31	20.81	23.32

PORTATA MASSIMA AMMISSIBILE

$Q_{tot}$  ammissibile =  $Q_p + Q_l = 67.22$  ton Coeff. Di sicurezza fs= 2.50  $Q_{des} = 26.89$  ton

VERIFICA ALLU STATO LIMITE SULLI L AFFIDABILIU I LUMBINAZIONE Z (AZ + M1 + M2)

PORTATA DI PUNTA

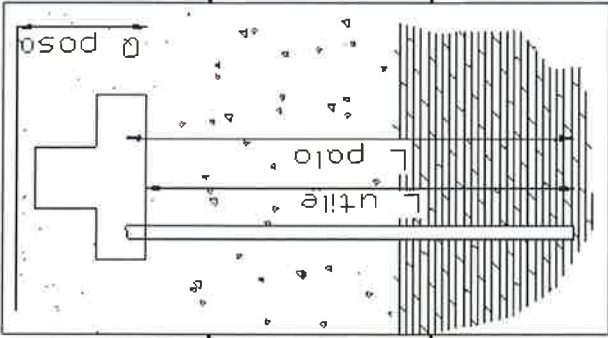
$R_{ck,punta}$  [y = 1.7] 7.51 ton  
 $R_{c,punta}$  [y = 1.7] 4.42 ton

PORTATA LATERALE IN COMPRESIONE

$R_{ck,lat}$  [y = 1.7] 32.03 ton  
 $R_{c,lat}$  [y = 1.45] 22.09 ton

VALORE DI CALCOLO RESISTENZA A COMPRESIONE 26.51 ton

VALORE DI CALCOLO RESISTENZA A TRAZIONE 21.71 ton

TIPOLOGIA PALO: <b>trivellato</b>		LUNGHEZZA UTILE [m]:	8	DUE STRATI DI TERRENO	
Diametro	mm	<b>800.00</b>	(reso)		
Lunghezza Armatura	m	<b>8</b>	Lunghezza utile m	<b>8</b>	
Testa palo da pc	m	<b>0</b>			
Quota posa plinto da pc	m	<b>0</b>			
STRATIGRAFIA TERRENO					
	STRATO	H.STRATO [m]	cu (ton/mq)	Gamma (ton/mc)	ϕ
	1	3.1	8	1.00	20
	2	6.9	2	1.00	20
					Nq
					6.395685005
					14.824523
<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> <div style="width: 45%;"> <p><b>PORTATA DI PUNTA</b></p> <p>FORMULA GENERALE = <math>Qp = Ap[(Nc \cdot c) + Nq \cdot (g \cdot L)]</math>      <b>40.60 ton</b></p> <p>dove</p> <p>Quota di posa punta palo da p.c. m      8</p> <p>Ap = area punta in mq =      0.50</p> </div> <div style="width: 50%; text-align: right;">  </div> </div>					
<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> <div style="width: 45%;"> <p><b>PORTATA MASSIMA AMMISSIBILE</b></p> <p>Qlot ammissibile = <math>Qp + Ql =</math> <b>104.88 ton</b></p> </div> <div style="width: 50%; text-align: right;"> <p><b>PORTATA LATERALE</b></p> <p><b>64.28 ton</b></p> <p>36.638448</p> </div> </div>					
<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> <div style="width: 45%;"> <p>Al (unitaria) =      2.512</p> <p>FORMULA GENERALE = <math>Ql = Al \cdot qs = Al \cdot [\Sigma (a \cdot cu) + \mu \cdot K \cdot sv]</math></p> <p>dove</p> </div> <div style="width: 50%; text-align: right;"> <p>Coeff. Di sicurezza fs =      2.50</p> <p><b>Qes = 41.95 ton</b></p> </div> </div>					

La verifica agli stati limite ultimi prevede che sia rispettata la condizione  $E_d \leq R_d$  secondo la quale il valore di progetto degli effetti delle azioni deve essere minore o uguale del valore di progetto della resistenza.

La verifica di tale condizione può essere effettuata seguendo almeno uno dei seguenti approcci:

Approccio 1):

4. Combinazione 1: (A1 + M1 + R1)
5. Combinazione 2: (A2 + M1 + R2)

Approccio 2):

6. Combinazione 1: (A1 + M1 + R3)

dove:

A1, A2 sono i valori dei coefficienti parziali da applicare alle azioni:

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_f$	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti (strutturali)	Favorevole	$\gamma_{G1}$	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.0
Permanenti portati (non strutturali)	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3

M1, M2 sono i valori dei coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan\varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.0	1.0

R1, R2, R3 sono i valori dei coefficienti da applicare alle resistenze caratteristiche:

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
	$\gamma_R$									
Base	$\gamma_b$	1.0	1.45	1.15	1.0	1.7	1.35	1.0	1.6	1.3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15
Totale*	$\gamma_t$	1.0	1.45	1.15	1.0	1.6	1.30	1.0	1.55	1.25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25

\*da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati delle prove di carico di progetto.

Nel nostro caso , non essendo noti i valori delle azioni, ci si limita a determinare i valori di resistenza (utilizzando i coefficienti parziali di M ed R).

**PALO  $\varnothing$  300 mm con L=16 m**

Si effettua la verifica secondo l'**approccio 1**.

Le resistenze del terreno precedentemente ottenute relative alle due prove vengono denominate dalle NTC come  $R_{c,cal}$ ; si tratta dunque di determinare la resistenza  $R_{c,cal}$  media e la resistenza  $R_{c,cal}$  minima sia di punta che laterale tra tutte quelle calcolate a partire da ogni verticale di prova.

Modello geotecnico	Resistenza limite laterale (ton)	Resistenza limite di punta (ton)
1	54,45	12,77

Si ha quindi che:

$$(R_{c,cal})_{media\_punta} = 12,77 \text{ ton}$$

$$(R_{c,cal})_{minima\_punta} = 12,77 \text{ ton}$$

$$(R_{c,cal})_{media\_laterale} = 54,45 \text{ ton}$$

$$(R_{c,cal})_{minima\_laterale} = 54,45 \text{ ton}$$

Successivamente si individua il valore caratteristico della resistenza a compressione  $R_{c,k}$  servendosi della formula indicata dalle NTC:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

dove i coefficienti  $\xi_3$  e  $\xi_4$  sono dei fattori di correlazione in funzione del numero di verticali indagate:

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Si ha dunque che:

$$R_{c,k\_punta} = \min \left\{ \frac{12,77}{1,70}; \frac{12,77}{1,70} \right\} = \min\{7,51; 7,51\} = 7,51 \text{ ton}$$

$$R_{c,k\_laterale} = \min \left\{ \frac{54,45}{1,70}; \frac{54,45}{1,70} \right\} = \min\{32,02; 32,02\} = 32,02 \text{ ton}$$



**Combinazione 1 (A1 + M1 + R1)**

7. Applicazione dei coefficienti R1 per pali trivellati:

$$R_{c,d\_punta} = R_{c,k\_punta}/1.0 = 7,51 \text{ ton}$$

$$R_{c,d\_laterale} = R_{c,k\_laterale}/1.0 = 32,02 \text{ ton}$$

$$R_{c,d\_totale} = 39,53 \text{ ton}$$

8. Applicazione dei coefficienti M1: il valore è pari ad 1 per cui non modificano i parametri originali del terreno

Il valore di calcolo della resistenza secondo la combinazione 1 è quindi pari a 39,53 ton.

**Combinazione 2 (A2 + M1 + R2)**

• Applicazione dei coefficienti R2 per pali trivellati:

$$R_{c,d\_punta} = R_{c,k\_punta}/1.7 = 4,42 \text{ ton}$$

$$R_{c,d\_laterale} = R_{c,k\_laterale}/1.45 = 22,08 \text{ ton}$$

$$R_{c,d\_totale} = 26,50 \text{ ton}$$

9. Applicazione dei coefficienti M1: il valore è pari ad 1 per cui non modificano i parametri originali del terreno

Il valore di calcolo della **resistenza secondo la combinazione 2 è quindi pari a 26,50 ton.**

**PALO Ø 800 mm con L= 8 m**

Si effettua la verifica secondo l'approccio 1.

Le resistenze del terreno precedentemente ottenute relative alle due prove vengono denominate dalle NTC come  $R_{c,cal}$ ; si tratta dunque di determinare la resistenza  $R_{c,cal}$  media e la resistenza  $R_{c,cal}$  minima sia di punta che laterale tra tutte quelle calcolate a partire da ogni verticale di prova.

Modello geotecnico	Resistenza limite laterale (ton)	Resistenza limite di punta (ton)
1	64,28	40,60

Si ha quindi che:

$$(R_{c,cal})_{media\_punta} = 40,60 \text{ ton}$$

$$(R_{c,cal})_{minima\_punta} = 40,60 \text{ ton}$$

$$(R_{c,cal})_{media\_laterale} = 64,28 \text{ ton}$$

$$(R_{c,cal})_{minima\_laterale} = 64,28 \text{ ton}$$

Successivamente si individua il valore caratteristico della resistenza a compressione  $R_{c;k}$  servendosi della formula indicata dalle NTC:

$$R_{c;k} = \min \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c;cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

dove i coefficienti  $\xi_3$  e  $\xi_4$  sono dei fattori di correlazione in funzione del numero di verticali indagate:

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Si ha dunque che:

$$R_{c;k\_punta} = \min \left\{ \frac{40,60}{1,70}; \frac{40,60}{1,70} \right\} = \min\{23,88; 23,88\} = 23,88 \text{ ton}$$

$$R_{c;k\_laterale} = \min \left\{ \frac{64,28}{1,70}; \frac{64,28}{1,70} \right\} = \min\{37,81; 37,81\} = 37,81 \text{ ton}$$

### **Combinazione 1 (A1 + M1 + R1)**

10. Applicazione dei coefficienti R1 per pali trivellati:

$$R_{c,d\_punta} = R_{c,k\_punta}/1.0 = 23,88 \text{ ton}$$

$$R_{c,d\_laterale} = R_{c,k\_laterale}/1.0 = 37,81 \text{ ton}$$

$$R_{c,d\_totale} = 61,69 \text{ ton}$$

11. Applicazione dei coefficienti M1: il valore è pari ad 1 per cui non modificano i parametri originali del terreno

Il valore di calcolo della resistenza secondo la combinazione 1 è quindi pari a 61,69 ton.

### **Combinazione 2 (A2 + M1 + R2)**

• Applicazione dei coefficienti R2 per pali trivellati:

$$R_{c,d\_punta} = R_{c,k\_punta}/1.7 = 14,05 \text{ ton}$$

$$R_{c,d\_laterale} = R_{c,k\_laterale}/1.45 = 26,07 \text{ ton}$$

$$R_{c,d\_totale} = 40,12 \text{ ton}$$

12. Applicazione dei coefficienti M1: il valore è pari ad 1 per cui non modificano i parametri originali del terreno

Il valore di calcolo della **resistenza secondo la combinazione 2 è quindi pari a 40,12 ton.**

Per quanto concerne il valore della resistenza a trazione, si prende in considerazione la resistenza

laterale  $R_{c;k\_laterale} = \min\left\{\frac{64,28}{1,70}; \frac{64,28}{1,70}\right\} = \min\{37,81; 37,81\} = 37,81 \text{ ton}$  la quale viene divisa

per il coefficiente  $\gamma_{st}$  per pali trivellati che per la combinazione 2 (R2) è pari a 1,6; quindi il valore di calcolo della **resistenza a trazione è pari a  $R_{c,d\_trazione} = 23,63 \text{ ton}$ .**

In via cautelativa non viene preso in considerazione il peso del palo.

### 13 – TERRE E ROCCE DA SCAVO

Il Decreto Ministeriale n. 161 del 10 agosto 2012 (Regolamento recante la disciplina dell'utilizzazione delle terre e rocce da scavo), emanato dal ministero dell'Ambiente di concerto con il ministero delle Infrastrutture ed entrato in vigore il 6 ottobre 2012, stabilisce i criteri qualitativi da soddisfare affinché i materiali di scavo, siano considerati sottoprodotti e non rifiuti come stabilito dell'articolo 183, comma 1, lettera qq) del decreto legislativo n. 152 del 2006 e successive modificazioni (Codice dell'Ambiente). Tale regolamento stabilisce inoltre, le procedure e le modalità affinché la gestione e l'utilizzo dei materiali da scavo avvenga senza pericolo per la salute dell'uomo e senza recare pregiudizio all'ambiente.

Il Decreto si applica alla gestione dei materiali da scavo; sono esclusi dall'ambito di applicazione del presente regolamento i rifiuti provenienti direttamente dall'esecuzione di interventi di demolizione di edifici o altri manufatti preesistenti, la cui gestione e' disciplinata ai sensi della parte quarta del D.Lgs. n. 152/2006.

Dalla medesima data di entrata in vigore del D.M. 161/2012 risulta abrogata la procedura delineata nell'art. 186 del D.Lgs. 152/2006, in attuazione dell'art. 39 del D.Lgs. 205/2010.

In particolare, il provvedimento prevede che le terre e rocce da scavo, per poter essere considerate sottoprodotti, devono rispondere ai seguenti requisiti, vale a dire:

- a) essere generate durante la realizzazione di un'opera, di cui costituiscono parte integrante, e il cui scopo primario non è la produzione di tali materiali;
- b) essere utilizzate, in conformità al Piano di Utilizzo, nel corso dell'esecuzione della stessa opera, nel quale sono state generate, o di un'opera diversa, per la realizzazione di reinterri, riempimenti, rimodellazioni, rilevati, ripascimenti, interventi a mare, miglioramenti fondiari o viari oppure altre forme di ripristini e miglioramenti ambientali o, in altri processi produttivi, in sostituzione di materiali di cava;
- c) essere utilizzabili direttamente, ossia senza alcun ulteriore trattamento diverso dalla normale pratica industriale (secondo i criteri di cui all'Allegato 3 del Regolamento);
- d) soddisfare i requisiti di qualità ambientale (di cui all'Allegato 4 del Regolamento).

La sussistenza di queste condizioni deve essere dichiarata nel Piano di Utilizzo che va presentato all'autorità competente (soggetto che autorizza la realizzazione dell'opera) almeno 90 giorni prima dell'inizio dei lavori per la realizzazione dell'opera.

Il proponente ha facoltà di presentare il Piano di Utilizzo all'Autorità competente in fase di approvazione del progetto definitivo dell'opera. Nel caso in cui l'opera sia oggetto di una procedura di valutazione ambientale, ai sensi della normativa vigente, l'espletamento di quanto previsto dal presente Regolamento deve avvenire prima dell'espressione del parere di valutazione ambientale.

L'Autorità competente, entro 30 giorni dalla presentazione del Piano, ha la facoltà di chiedere

l'assistenza dell'ARPA per la verifica dello stesso. Decorso il termine suddetto, il proponente può gestire il materiale da scavo nel rispetto del Piano di Utilizzo.

Il Piano di Utilizzo definisce la durata della validità del piano stesso. Entro i due mesi antecedenti la scadenza, è possibile presentare un nuovo Piano di Utilizzo che potrà avere la durata massima di un anno. Allo scadere dei termini viene meno la qualifica di sottoprodotto del materiale da scavo e il conseguente obbligo di gestire il materiale stesso come rifiuto.

La caratterizzazione ambientale viene svolta a carico del proponente in fase progettuale e comunque prima dell'inizio dello scavo, nel rispetto di quanto riportato agli allegati 2 e 4 al regolamento.

L'allegato 2 al regolamento stabilisce le procedure di campionamento che devono essere illustrate nel Piano di Utilizzo, la caratterizzazione ambientale dovrà essere eseguita preferibilmente mediante scavi esplorativi (pozzetti o trincee) ed in subordine con sondaggi a carotaggio.

Nell'allegato 4 al regolamento vengono invece descritte le procedure di caratterizzazione chimico-fisiche ed accertamento delle qualità ambientali.

Il proponente, prima dell'inizio dei lavori, comunica all'Autorità competente il nominativo dell'esecutore dei lavori. L'esecutore dei lavori, se diverso dal proponente, deve rispettare il Piano di Utilizzo e ne è responsabile.

Il deposito del materiale scavato, in attesa dell'utilizzo, può avvenire:

- all'interno del sito di produzione in cui è stato generato il materiale da scavo;
- in siti di deposito intermedio, prima di raggiungere il sito di destinazione;
- nei siti di destinazione, dove il materiale da scavo sarà utilizzato secondo le prescrizioni del Piano di Utilizzo.

Il deposito del materiale scavato deve essere gestito tenendo fisicamente distinte le terre derivanti da differenti piani di utilizzo dai rifiuti eventualmente presenti e deve indicare, tramite apposita segnaletica, le informazioni relative al sito di produzione, la quantità del materiale e i dati amministrativi del Piano di Utilizzo.

Il deposito non può avere durata superiore alla durata del Piano di Utilizzo.

In tutte le fasi successive all'uscita delle terre dal sito di produzione, il trasporto del materiale deve avvenire secondo specifiche condizioni.

L'esecutore dello scavo dovrà presentare all'Autorità competente l'apposita Dichiarazione di Avvenuto Utilizzo (D.A.U.) entro il termine di validità del Piano di Utilizzo.

Il decreto definisce inoltre le operazioni alle quali possono essere sottoposte le terre, preliminarmente al loro utilizzo, considerati trattamenti di normale pratica industriale.

Secondo il nuovo regolamento sono equiparabili alle terre e rocce da scavo i materiali da riporto intesi come orizzonti stratigrafici costituiti da materiali di origine antropica, ossia quei materiali derivanti da attività quali quelle di scavo, di demolizione edilizia, ecc., che si

possono presentare variamente frammenti al suolo e al sottosuolo. I materiali di origine antropica che si possono riscontrare nei riporti, qualora frammenti al terreno naturale nella quantità massima del 20%, sono indicativamente identificabili con le seguenti tipologie di materiali: materiali litoidi, pietrisco tolto d'opera, calcestruzzi, laterizi, prodotti ceramici, intonaci.

## 14 - CONCLUSIONI E PRESCRIZIONI

La presente relazione è stata redatta al fine di valutare le caratteristiche geologiche, idrogeologiche geotecniche e sismiche di un'area posta a cavallo tra i comuni di Lugo ed Alfonsine (RA), sulla quale è prevista la realizzazione di una Centrale di Stoccaggio Gas di (in comune di Alfonsine) che comprende inoltre le aree relative ai cluster e quelle interessate della flowline di collegamento.

Sulla base delle considerazioni svolte nei paragrafi precedenti e delle indagini realizzate nell'area in oggetto si traggono le seguenti conclusioni:

### **a. Stabilità dei luoghi**

- La zona in oggetto è caratterizzata da morfologia pianeggiante e non evidenzia fenomeni geomorfici in atto o potenziali che pregiudichino la stabilità dei luoghi e tali da costituire un pericolo per la futura realizzazione di nuove strutture.

### **b. Azione sismica**

- Sulla base dell'indagine sismica eseguita il valore della velocità di propagazione delle onde di taglio entro 30 m di profondità ( $V_{s30}$ ) nei terreni interessati dall'intervento in oggetto è pari a 148 m/sec, pertanto la categoria di appartenenza del litotipo equivalente è la D: *“Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o 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  $V_{s30}$  inferiori a 180 m/s”*.
- L'accelerazione sismica massima attesa nell'area di studio ( $a_{max}$ ) per lo Stato Limite di Vita (SLV), definita a partire dalla pericolosità sismica di base propria del sito e dai parametri sismici di progetto, risulta pari a 3,7499 m/sec<sup>2</sup>. I corrispondenti coefficienti verticale e orizzontale per le fondazioni sono rispettivamente:  $K_h = 0,1070$  e  $K_v = \pm 0,0535$ .
- Con riferimento alla normativa regionale Emilia Romagna (Delibera Regionale n. 112, oggetto 2131 dell'Assemblea Legislativa del 02/05/2007) sono stati determinati i seguenti fattori di amplificazione di sito: accelerazione massima orizzontale (P.G.A.) = 1,5; intensità spettrale per periodo  $0,1s < T_0 < 0,5s$  di 1,8, e per periodo  $0,5s < T_0 < 1,0s$  di 2,5.
- La verifica alla liquefazione eseguita con il metodo di Seed ed Idriss (1982) considerando i parametri geotecnici ricavati dalle prove e l'azione sismica di sito calcolata, ha fornito un fattore di sicurezza di 0,26; relativamente agli strati sabbiosi saturi considerati esiste quindi il rischio che si verifichi una forte diminuzione della resistenza al taglio in condizioni sismiche (liquefazione).

### **c. Resistenza dei terreni**

- In relazione ai carichi effettivi trasmessi dalle strutture in progetto ed alla luce della presenza di terreni aventi nel complesso mediocri caratteristiche geotecniche piuttosto disomogenei sia lateralmente che verticalmente, si consiglia, almeno per quanto riguarda le strutture di maggiore importanza e dimensione, ma non escludendo anche quelle secondarie, l'adozione di fondazioni profonde (pali). Le caratteristiche di portanza ricavate e soprattutto l'entità dei cedimenti assoluti calcolati potrebbero rivelarsi infatti non del tutto cautelativi; inoltre è possibile l'instaurarsi, tra punti diversi delle strutture di cedimenti differenziali in questa sede difficilmente quantificabili. La scelta delle fondazioni profonde è consigliata anche in relazione al rischio di liquefazione che interessa i terreni sabbiosi saturi presenti nei primi metri di sottosuolo.
- Per le strutture secondarie potrà essere valutata, in alternativa all'utilizzo di fondazioni profonde (pali), la sostituzione dei terreni naturali di sottofondazione sino ad una profondità di indicativa di almeno 1,5 m da piano di posa fondazione e la loro sostituzione con materiali trattati e consolidati o misti granulari idonei la cui portanza andrà comunque verificata in fase esecutiva (e rapportata ai reali carichi trasmessi dalle strutture al terreno) con un significativo numero di prove in sito e di laboratorio. Interventi di consolidamento quali jet grouting in terreni argilloso-limosi, quali quelli presenti nei primi metri di sottosuolo, non risultano idonei.
- Le verifiche della sicurezza e delle prestazioni, eseguite per le strutture di secondaria importanza, ipotizzando diverse fondazioni in relazione ai diversi fabbricati, tutte con una quota di imposta comunque tra -1,25 e -1,75 m da p.c., hanno fornito i seguenti risultati: Rd(SLU), effettuata secondo l'Approccio 1 (combinazione M2+R2), compresa tra 0,56 e 1,60 kg/cm<sup>2</sup>. I cedimenti ricavati, per le fondazioni di maggiori dimensioni, arrivano anche a superare i 10 cm.
- Le fondazioni andranno comunque dimensionate in funzione dell'entità dell'intervento, della geometria delle opere e delle effettive tensioni applicate ai terreni.

### **d. Scavi e sbancamenti**

- Per quanto riguarda lo scotico, dai dati disponibili e dalle indagini eseguite, si consiglia la rimozione di uno strato superficiale di almeno 0.50/0.60 m al fine di eliminare quanto più possibile dello strato di terreno vegetale presente.
- Le fasi di sbancamento e successiva realizzazione delle fondazioni e delle strutture in elevazione dovranno procedere senza soluzione di continuità e nel più breve tempo possibile per evitare azioni di dilavamento ed erosione delle scarpate di scavo, da parte delle acque piovane.



- L'inclinazione delle scarpate non dovrà superare i 45°, tenendo presente che le venute d'acqua nello scavo possono aumentare l'instabilità dello stesso; un'inclinazione maggiore dei fronti di scavo potrebbe essere ammissibile ma solo subordinata ad una verifica di stabilità. Lo scavo non dovrà in alcun modo interferire con fondazioni, manufatti od opere posti nell'intorno a quote superiori: nel caso di scavi in adiacenza si dovrà prendere in considerazione la necessità di eseguire opere provvisoriale adeguatamente progettate ad opera di tecnico abilitato.
- Un'azione prolungata di dilavamento da parte delle acque piovane può comportare uno scadimento delle caratteristiche geotecniche dei terreni in oggetto ed un comportamento diverso da quello previsto, soprattutto in corrispondenza della coltre di riporto più superficiale.
- Sarà quindi opportuno in fase esecutiva prevedere, nei casi di precipitazioni intense, la copertura dei fronti di scavo e dei cigli delle scarpate con idonei teli impermeabili.
- Il perimetro del cantiere, nelle varie fasi di scavo, dovrà essere opportunamente recintato e sarà cura del direttore dei lavori evitare di disporre carichi statici o transitare con essi in corrispondenza del ciglio delle scarpate di scavo.
- A livello generale i terreni scavati potranno essere utilizzati, previo trattamento con calce e/o calce/cemento, per l'esecuzione di riporti e rinterri tenendo presente che oltre ad un numero significativo di prove geotecniche da estendere su tutta l'area per valutare la curva granulometria ed i limiti di Atterberg (limite di liquidità, di plasticità, indice di plasticità), sugli stessi campioni andranno eseguite analisi chimiche di laboratorio per determinarne la composizione chimica (ad esempio per trattamenti a calce non dovranno avere un contenuto di solfati superiore all'1%). La stabilizzazione delle terre con calce e/o cemento necessita quindi di un ulteriore studio preliminare in laboratorio al fine di poter definire il quantitativo ottimale di calce e/o cemento da miscelare con il materiale presente in sito e la percentuale ottimale di acqua da aggiungere in fase di miscelazione.

#### **e. Acque di falda**

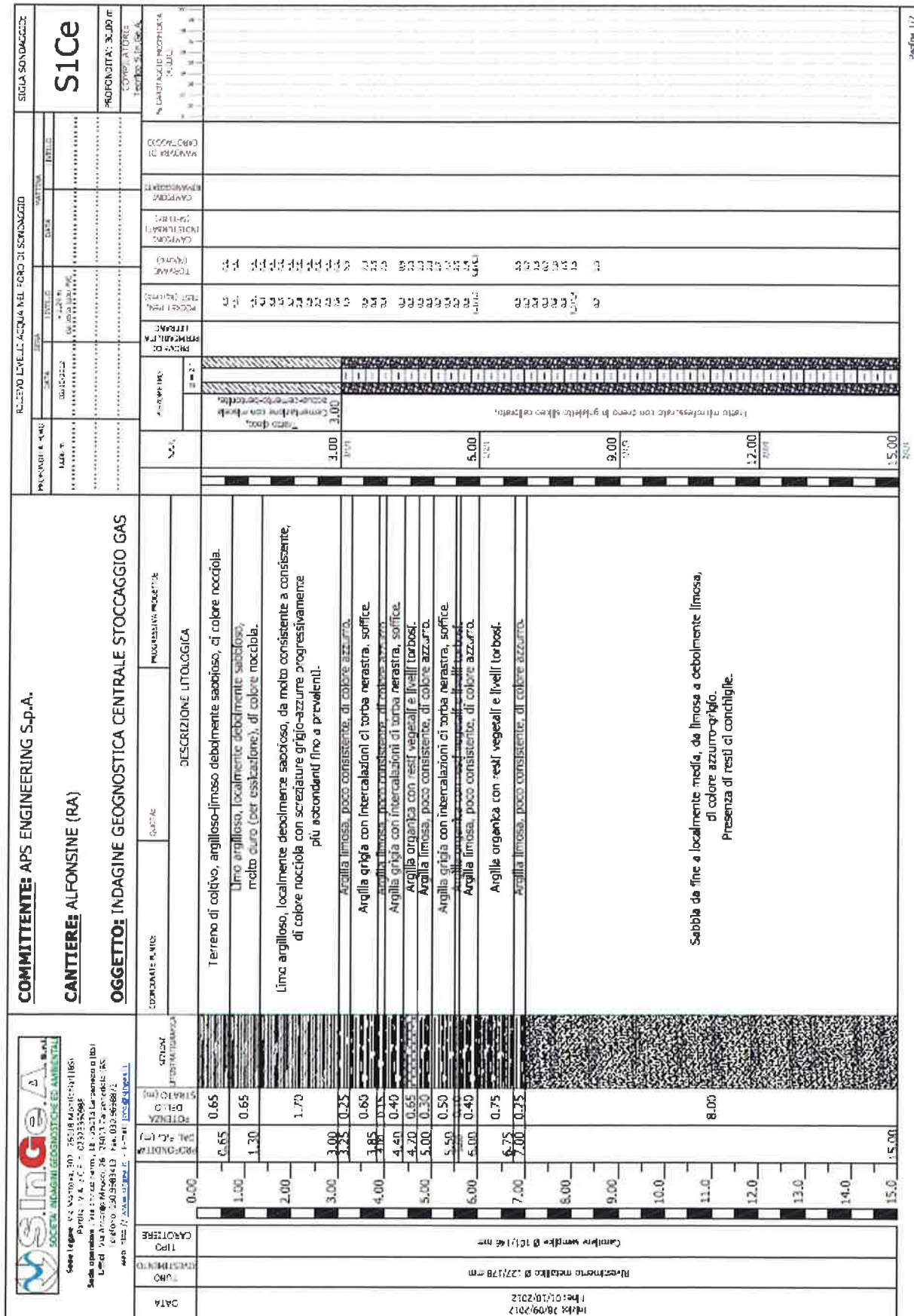
- Dalle misure effettuate all'interno dei tubi piezometrici installati, il livello di falda si attestava ad una profondità variabile tra 1,24 e 3,00 m da p.c. (ottobre 2012). Cautelativamente, a causa della scarsità di dati in merito ed in relazione alla presenza di terreni con bassa o bassissima permeabilità nei primi metri di sottosuolo, nei calcoli è stata considerata una soggiacenza di 0,5 m da piano campagna attuale. Tale livello interferirà comunque con le operazioni di scavo e la posa delle strutture di fondazione. Andrà quindi considerata una sottospinta sulle fondazioni, che risulterà più importante in corrispondenza delle strutture impostate più in profondità (ad esempio vasca di laminazione con sottospinte anche di 7.000 kg/m<sup>2</sup>).

In fase esecutiva, dato il carattere puntuale dei dati forniti dalle indagini, sarà comunque opportuno verificare la rispondenza delle condizioni locali con le caratteristiche litologiche ed idrogeologiche indicate nella presente relazione; nel caso di mancata rispondenza si consiglia la sospensione dei lavori e la tempestiva comunicazione allo scrivente. Nell'eventualità anche le condizioni geotecniche dovranno essere rivedute e corrette.

Si ricorda, infine, che come prescritto dalla vigente normativa (D.M. 14/01/2008), la progettazione esecutiva delle strutture dovrà essere accompagnata da apposita relazione geotecnica d'opera a firma di tecnico abilitato, sulla base degli assunti fatti in questa sede ed in funzione della consistenza e della geometria effettiva delle opere.

In ogni caso occorrerà l'assistenza di un tecnico per la verifica in corso d'opera delle condizioni geotecniche assunte in questa sede (punto b3 delle N.T. del D.M. 11/03/1988).

**STRATIGRAFIE SONDAGGI**

















COMMITTENTE: APS ENGINEERING S.p.A. CANTIERE: ALFONSINE (RA) OGGETTO: INDAGINE GEONOSTICA CENTRALE STOCCAGGIO GAS			RILEVATO LEVELLE ACQUA NEL FORO DI SONDAGGIO					SICLA SONDAGGIO		
DATA	TIPO INVESTIMENTO	CANTIERE	PROFONDITÀ (m)	POTENZA (kW)	SILURIO (m)	SILURIO (m)	PROFONDITÀ (m)		SICLA SONDAGGIO	
							PROFONDITÀ (m)	PROFONDITÀ (m)		
SOCIETÀ INDIRIZZI			SOCIETÀ INDIRIZZI		SOCIETÀ INDIRIZZI		SOCIETÀ INDIRIZZI		SOCIETÀ INDIRIZZI	
Società Ingegneria S.p.A. - Via... Società Ingegneria S.p.A. - Via... Società Ingegneria S.p.A. - Via...			Società Ingegneria S.p.A. - Via... Società Ingegneria S.p.A. - Via...		Società Ingegneria S.p.A. - Via... Società Ingegneria S.p.A. - Via...		Società Ingegneria S.p.A. - Via... Società Ingegneria S.p.A. - Via...		Società Ingegneria S.p.A. - Via... Società Ingegneria S.p.A. - Via...	
DESCRIZIONE LITOLOGICA			QUANTITÀ		PROFONDITÀ (m)		PROFONDITÀ (m)		PROFONDITÀ (m)	
DESCRIZIONE LITOLOGICA			QUANTITÀ		PROFONDITÀ (m)		PROFONDITÀ (m)		PROFONDITÀ (m)	
15.0										
16.0										
17.0			9.70							
18.0										
19.0			18.50							
19.30			0.40							
20.0			1.30							
20.50			0.40							
21.0			21.00							
22.0										
23.0										
24.0										
25.0			9.00							
26.0										
27.0										
28.0										
29.0										
30.0										





**FOTO CAROTE**



SONDAGGIO S1Ce: cassetta n. 1 da 0,00 m a 5,00 m



SONDAGGIO S1Ce: cassetta n. 2 da 5,00 m a 10,00 m



SONDAGGIO S1Ce: cassetta n. 3 da 10,00 m a 15,00 m



SONDAGGIO S1Ce: cassetta n. 4 da 15,00 m a 20,00 m





**SONDAGGIO S1Ce: cassetta n. 5 da 20,00 m a 25,00 m**



**SONDAGGIO S1Ce: cassetta n. 6 da 25,00 m a 30,00 m**



SONDAGGIO S2Ce: cassetta n. 1 da 0,00 m a 5,00 m



SONDAGGIO S2Ce: cassetta n. 2 da 5,00 m a 10,00 m



**SONDAGGIO S2Ce: cassetta n. 3 da 10,00 m a 15,00 m**



**SONDAGGIO S2Ce: cassetta n. 4 da 15,00 m a 20,00 m**



SONDAGGIO S3Ce: cassetta n. 1 da 0,00 m a 5,00 m



SONDAGGIO S3Ce: cassetta n. 2 da 5,00 m a 10,00 m



SONDAGGIO S3Ce: cassetta n. 3 da 10,00 m a 15,00 m



SONDAGGIO S3Ce: cassetta n. 4 da 15,00 m a 20,00 m



SONDAGGIO S3Ce: cassetta n. 5 da 20,00 m a 25,00 m



SONDAGGIO S3Ce: cassetta n. 6 da 25,00 m a 30,00 m



**SONDAGGIO S4Ce: cassetta n. 1 da 0,00 m a 5,00 m**



**SONDAGGIO S4Ce: cassetta n. 2 da 5,00 m a 10,00 m**



SONDAGGIO S4Ce: cassetta n. 3 da 10,00 m a 15,00 m



SONDAGGIO S4Ce: cassetta n. 4 da 15,00 m a 20,00 m





SONDAGGIO S4Ce: cassetta n. 5 da 20,00 m a 25,00 m



SONDAGGIO S4Ce: cassetta n. 6 da 25,00 m a 30,00 m



SONDAGGIO S5Ce: cassetta n. 1 da 0,00 m a 5,00 m



SONDAGGIO S5Ce: cassetta n. 2 da 5,00 m a 10,00 m



**SONDAGGIO S5Ce: cassetta n. 3 da 10,00 m a 15,00 m**



**SONDAGGIO S5Ce: cassetta n. 4 da 15,00 m a 20,00 m**



SONDAGGIO S5Ce: cassetta n. 5 da 20,00 m a 25,00 m



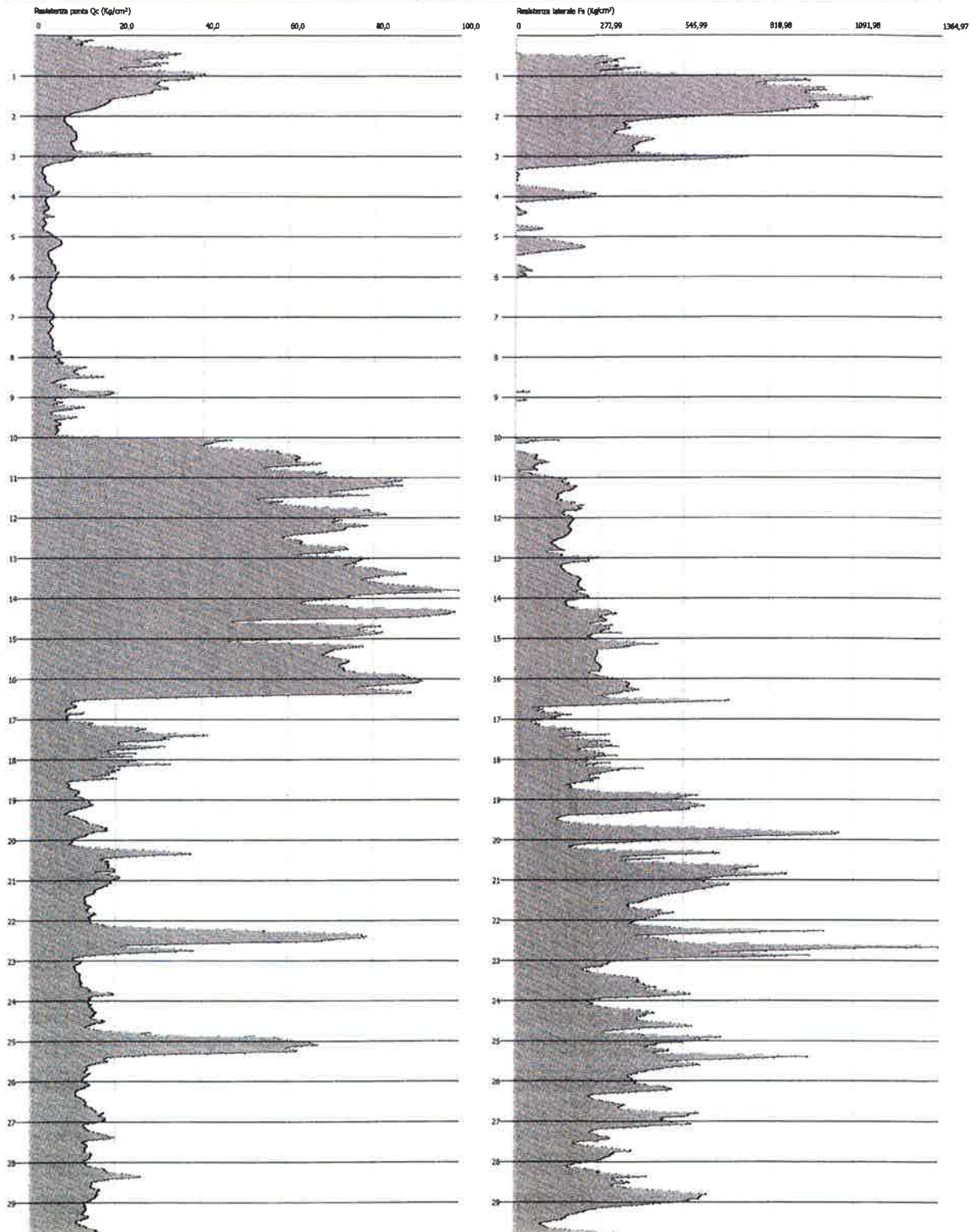
SONDAGGIO S5Ce: cassetta n. 6 da 25,00 m a 30,00 m

**GRAFICI PROVE PENETROMETRICHE CPT**

Prova CPTU - Piacenza Nr. 1  
 Strumento utilizzato PAGANI 200 MN (CPTU)

Contrattista:  
 APS Engineering SpA  
 Cantiere: Alfornale (RA)  
 Località: Centrale di stoccaggio gas

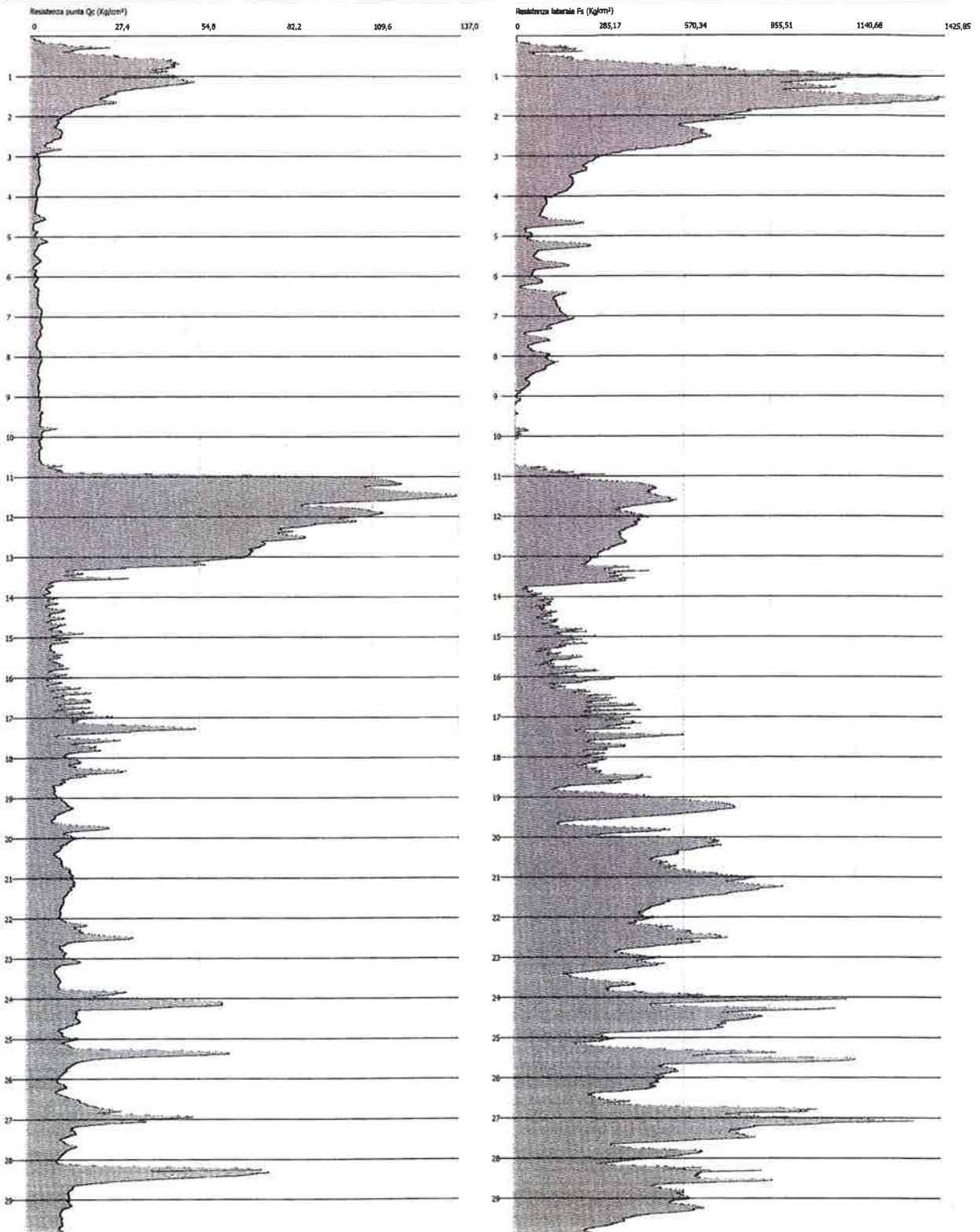
Data: 25/09/2012



Proba CPTU - Pistocone Nr.2  
 Strumento utilizzato PAGANI 200 kN (CPTU)

Committente:  
 APS Engineering SpA  
 Cantiere: Affreschi (RA)  
 Località: Centrale di stoccaggio gas

Data: 25/09/2012



**CERTIFICATI ANALISI E PROVE DI LABORATORIO**





PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO  
E CONTROLLI GEOTECNICI IN SITO

GEODATA S.a.s. di Pietro Daminato & C.

Viale Benelux, 1/C - 35020 Ponte San Nicolò (PD)  
Tel. 049 8705575 - Fax 049 7628815 - E-mail: info@geodatapadova.it  
C.F./P. IVA 01370550285 - CCIAA 206643 - Iscr. Tribunale Padova n. 28754  
www.geodatapadova.com



*Laboratorio concessionato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti  
ad effettuare e certificare prove geotecniche ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380/2001*

Commessa n.	34112
Data emissione relazione	12/10/12

Verbale di accettazione n.	34112 del 04/10/12
Committente:	APS Engineering S.p.A.
Cantiere:	Alfonsine (RA)
Tipologia di prove richieste:	Prove geotecniche di laboratorio.
Data consegna campioni:	04/10/12
Prove di laboratorio/in sito richieste da:	Dott. Giancarlo Poli – S.In.Ge.A. S.r.l.

Data esecuzione prove	04-11/10/12	Data emissione documento	12/10/12
-----------------------	-------------	--------------------------	----------

Per Vostro incarico, ricevuto tramite il Dott. Giancarlo Poli della S.In.Ge.A. S.r.l., abbiamo eseguito prove geotecniche di laboratorio su n. 2 campioni indisturbati di terreno provenienti dal cantiere in oggetto, consegnati alla nostra sede il 04/10/12.

Come richiesto dal Dott. Giancarlo Poli, sui campioni consegnati sono state eseguite le seguenti analisi di laboratorio:

- estrusione del campione e successiva classificazione geotecnica visiva;
- $w$  = contenuto naturale d'acqua;
- $\gamma$  = peso dell'unità di volume;



PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO  
E CONTROLLI GEOTECNICI IN SITO

GEODATA S.a.s. di Pietro Daminato & C.

Viale Benelux, 1/C - 35020 Ponte San Nicolò (PD)  
Tel. 049 8705575 - Fax 049 7628815 - E-mail: info@geodatapadova.it  
C.F. / P. IVA 01370550285 - CCIAA 206643 - Iscr. Tribunale Padova n. 28754  
www.geodatapadova.com



*Laboratorio concessionato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti  
ad effettuare e certificare prove geotecniche ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380/2001*

- L<40 = determinazione dei limiti di Atterberg (WL, WP, IP) sul materiale passante al vaglio n. 40 (0.42 mm);
- D = analisi granulometrica per via umida con essiccamento del materiale, lavaggio, riessiccamento e successiva setacciatura meccanica;
- Aer = aerometria (densimetria) della frazione di materiale inferiore al vaglio 0.075 mm;
- DS<sub>CD</sub> = prova di taglio diretto con la cella circolare di Casagrande, del tipo consolidato e drenato (cd); presentazione dei risultati, con il diagramma sforzi-deformazioni orizzontali dei tre provini.

I risultati delle prove eseguite sono riportati nei certificati allegati.

#### CERTIFICATI DI PROVA EMESSI

Identificativo campione/prova	Tipo di prova	n. certificato
S3Ce-CI 1	Classificazione geotecnica visiva	61188
	Contenuto d'acqua (ASTM D2216)	61189
	Peso di volume (procedura interna)	61190
	Limiti di Atterberg (ASTM D4318)	61191
	Granulometria per setacciatura con aerometria (ASTM D422)	61192
S3Ce-CI 2	Classificazione geotecnica visiva	61193
	Contenuto d'acqua (ASTM D2216)	61194
	Peso di volume (procedura interna)	61195
	Limiti di Atterberg (ASTM D4318)	61196
	Granulometria per setacciatura con aerometria (ASTM D422)	61197
	Prova di taglio diretto (ASTM D3080)	61198

Ponte San Nicolò, 12 ottobre 2012

Dott. Geol. Pietro Daminato

Direttore Laboratorio

GEODATA S.a.s. di P. Daminato & C.  
Viale Benelux, 1/C  
35020 Ponte San Nicolò (PD)  
Tel. 049.8705575 - Fax 049.7628815  
P. IVA 01370550285 - CCIAA 206643  
Iscr. Tribunale Padova n. 28754



GEODATA S.a.s. di Pietro Daminato & C.

PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO  
E CONTROLLI GEOTECNICI IN SITO

Viale Benelux, 1/C - 35020 Ponte San Nicolò (PD)  
Tel. 049 8705575 - Fax 049 7628815 - E-mail: info@geodatapadova.it  
C.F. / P. IVA 01370550285 - C.CIAA 206643 - Iscr. Tribunale Padova n. 28754  
www.geodatapadova.com



*Laboratorio concessionato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti  
ad effettuare e certificare prove geotecniche ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380/2001*

<b>CERTIFICATO N°</b> <b>61188</b>	pag 1/1	emesso il 12/10/12
Verbale di Accettazione n 34112	data ricevimento campione 04/10/12	data prova 05/10/12
COMMITTENTE APS Engineering S.p.A.	Sond./Prel. <b>S3Ce</b>	Prof. <b>2,30-2,90</b>
CANTIERE: Alfonsine (RA)	Campione <b>CI 1</b>	
		
<b>CLASSIFICAZIONE GEOTECNICA VISIVA CAMPIONE INDISTURBATO</b> 550 mm lunghezza campione argilla marrone con punti limosi		
ALTO	550 mm	BASSO
P.P. >588		178-198
TORV. ---		74
Prove Eseguite w - γ - L - Du+Aer		
QUALITA' CAMPIONE <input checked="" type="checkbox"/> buona <input type="checkbox"/> sufficiente <input type="checkbox"/> scadente		
Sperimentatore: Dott. L. Sturmglio Direttore Laboratorio: Dott. Pietro Daminato		



PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO  
E CONTROLLI GEOTECNICI IN SITO

GEO DATA S.a.s. di Pietro Daminato & C.

Viale Benelux, 1/C - 35020 Ponte San Nicolò (PD)  
Tel. 049 8705575 - Fax 049 7628815 - E-mail: info@geodatapadova.it  
C.F. / P. IVA 01370550285 - CCIAA 206643 - Iscr. Tribunale Padova n. 28754  
www.geodatapadova.com



*Laboratorio concessionario dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti  
ad effettuare e certificare prove geotecniche ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380/2001*

<b>CERTIFICATO N°</b> <b>61189</b>	pag. 1/1	emesso il 12/10/12
Verbale di Accettazione n. 34112	data ricevimento campione 04/10/12	data prova 05/10/12

COMMITTENTE: APS ENGINEERING S.p.A.

CANTIERE: Alfonsine (RA)



Sond./Prel.: **S3Ce**

Camp.: **CI 1**

Prof.: **2,30 - 2,90**

### CONTENUTO D'ACQUA

Classificazione geotecnica: argilla marrone con punti limosi

	prov. 1	prov. 2
id. tara	110	120
massa umida lorda	g 87,99	g 94,35
massa secca lorda	g 79,35	g 85,06
tara	g 38,81	g 40,20
W%	21,31	20,71
media	W % 21,0	

norma di riferimento: ASTM D 2216

Sperimentatore  
Perito A. Fiore

Direttore Laboratorio  
Dott. Pietro Daminato



PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO  
E CONTROLLI GEOTECNICI IN SITO

GEO DATA S.a.s. di Pietro Daminato & C.

Viale Benelux, 1/C - 35020 Ponte San Nicolò (PD)  
Tel. 049 8705575 - Fax 049 7628815 - E-mail: info@geodatapadova.it  
C.F./P. IVA 01370550285 - CCIAA 206643 - Iscr. Tribunale Padova n. 28754  
www.geodatapadova.com



*Laboratorio concessionario dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti  
ad effettuare e certificare prove geotecniche ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380/2001*

<b>CERTIFICATO N°</b> <b>61190</b>	pag. 1/1	emesso il 12/10/12
Verbale di Accettazione n. 34112	data ricevimento campione 04/10/12	data prova 08/10/12

COMMITTENTE: APS ENGINEERING S.p.A.

CANTIERE: Alfonsine (RA)



Sond./Prel.: **S3Ce**

Camp.: **CI 1**

Prof.: **2,30 - 2,90**

## PESO DI VOLUME

Classificazione geotecnica: argilla marrone con punti limosi

	prov. 1	prov. 2
diametro	mm 42,8	mm 42,8
altezza	mm 49,8	mm 49,8
massa lorda	g 243,22	g 242,78
tara	g 95,41	g 95,41
massa netta	g 147,81	g 147,37
$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	20,24	20,18

media  
 $\gamma$  kN/m<sup>3</sup> **20,21**

norma di riferimento: procedura interna

note: eseguito con metodo della fustella tarata su campione indisturbato

Sperimentatore  
Dott. L. Sumaniglio

Direttore Laboratorio  
Dott. Pietro Daminato



PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO  
E CONTROLLI GEOTECNICI IN SITO

GEO DATA S.a.s. di Pietro Daminato & C.

Viale Benelux, 1/C - 35020 Ponte San Nicolò (PD)  
Tel. 049 8705575 - Fax 049 7628815 - E-mail: info@geodatapadova.it  
C.F. / P. IVA 01370550285 - CCIAA 206643 - Iscr. Tribunale Padova n. 28754  
www.geodatapadova.com



*Laboratorio concessionato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti  
ad effettuare e certificare prove geotecniche ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380/2001*

<b>CERTIFICATO N°</b> <b>61191</b>	<b>pag.</b> 1/1	<b>emesso il</b> 12/10/12
<b>Verbale di Accettazione n.</b> 34112	<b>data ricevimento campione</b> 04/10/12	<b>data prova</b> 05/10/12

COMMITTENTE: APS ENGINEERING S.p.A.

CANTIERE: Alfonsine (RA)



Sond./Prel.: **S3Ce**

Camp.: **CI 1**

Prof.: **2,30 - 2,90**

LIMITI DI ATTERBERG						
Classificazione geotecnica: argilla marrone con punti limosi						
naturale	<input checked="" type="checkbox"/>	<40 secco	<input type="checkbox"/>	<40 umido	<input type="checkbox"/>	
<b>LIMITE DI LIQUIDITA'</b>		prov. 1		prov. 2		
id. tara		79		---		
massa umida lorda	g	25,814		g	---	
massa secca lorda	g	19,733		g	---	
tara	g	12,004		g	---	
numero colpi		34		---		
<b>WL%</b>		<b>81,66</b>		---		<b>WL % 82</b>
<b>LIMITE DI PLASTICITA'</b>		prov. 1	prov. 2	prov. 3		
id. tara		11	10	76		
massa umida lorda	g	16,573	17,439	14,941		
massa secca lorda	g	16,320	17,148	14,656		
tara	g	15,404	16,104	13,617		
<b>WP%</b>		<b>27,62</b>	<b>27,87</b>	<b>27,43</b>		<b>WP % 28</b>
					media	
						<b>IP 54</b>
<b>INDICE DI PLASTICITA'</b>						
<b>note:</b>						
norma di riferimento: ASTM D 4318						cucchiaino Casagrande Controls n° 87121946
<b>legenda:</b>	ND = NON DETERMINATO					
	NP = NON PLASTICO					
		Sperimentatore				Direttore Laboratorio
		Perito A. Flore				Dott. Pietro Daminato



PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO  
E CONTROLLI GEOTECNICI IN SITO

GEO DATA S.a.s. di Pietro Daminato & C.

Viale Benelux, 1/C - 35020 Ponte San Nicolò (PD)  
Tel. 049 8705575 - Fax 049 7828815 - E-mail: info@geodatapadova.it  
C.F./P. IVA 01370550285 - CCIAA 206643 - Iscr. Tribunale Padova n. 28754  
www.geodatapadova.com



Gen. n° Q.0784-09

Laboratorio concessionario dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti  
ad effettuare e certificare prove geotecniche ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380/2001

CERTIFICATO N° **61192**

pag 1/1

emesso il 12/10/12

Verbale di Accettazione n. 34112

data ricevimento campione 04/10/12

data prova 08/10/12

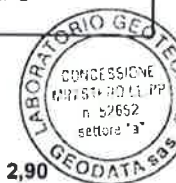
COMMITTENTE: APS ENGINEERING S.p.A.

CANTIERE: Alfonsine (RA)

Sond./Prel.: S3Ce

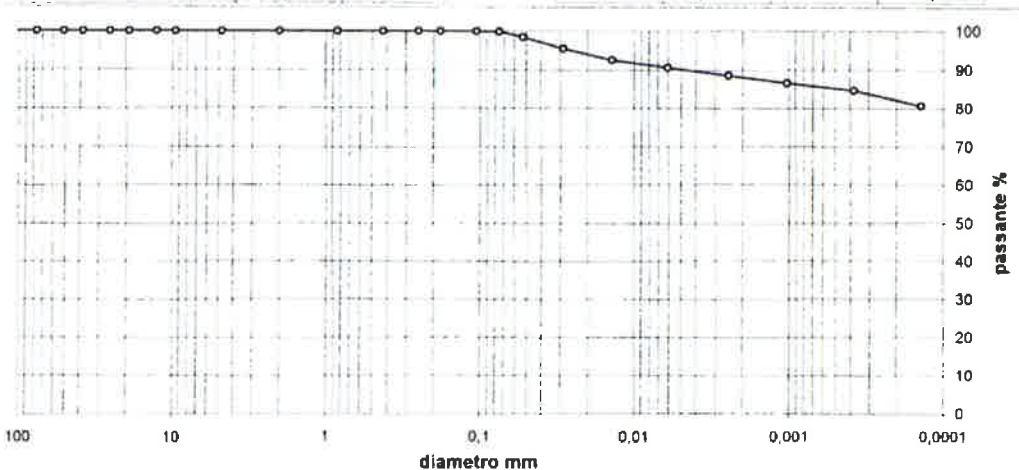
Camp.: CI 1

Prof.: 2,30 - 2,90

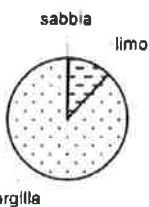


**ANALISI GRANULOMETRICA**

setaccio	diametro mm	trattenuto %	passante %	setaccio	diametro mm	trattenuto %	passante %
4"	101.600	0,00	100,00	No 80	0,250	0,00	100,00
3"	76,200	0,00	100,00	No 80	0,180	0,00	100,00
2"	50,800	0,00	100,00	No 140	0,105	0,00	100,00
1" 1/2	38,100	0,00	100,00	No 200	0,075	0,17	99,83
1"	25,400	0,00	100,00		0,05252		98,44
3/4"	19,100	0,00	100,00		0,02876		95,49
1/2"	12,700	0,00	100,00		0,01394		92,54
3/8"	9,520	0,00	100,00		0,00806		90,54
No. 4	4,760	0,00	100,00		0,00246		88,56
No 10	2,000	0,00	100,00		0,00103		86,59
No 20	0,840	0,00	100,00		0,00038		84,61
No 40	0,425	0,00	100,00		0,00014		80,66



ciottoli		ghiaia			sabbia			limo	argilla
> 60 mm	60 - 20 mm	20 - 6 mm	6 - 2 mm	2 - 0,6 mm	0,6 - 0,2 mm	0,2 - 0,075 mm	0,075 - 0,002 mm	< 0,002 mm	
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17	11,90	87,93	



classificazione geotecnica: argilla marrone con punti limosi

UNI 10006

Ig

USCS

norma di riferimento: ASTM D 422

Sperimentatore  
Dott. L. Stirrangioglio

Direttore Laboratorio  
Dott. Pietro Daminato









PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO  
E CONTROLLI GEOTECNICI IN SITO

GEODATA S.a.s. di Pietro Daminato & C.

Viale Benelux, 1/C - 35020 Ponte San Nicolò (PD)  
Tel. 049 8705575 - Fax 049 7628815 - E-mail: info@geodatapadova.it  
C.F./P.IVA 01370550285 - CCIAA 206643 - Iscr. Tribunale Padova n. 28754  
www.geodatapadova.com



*Laboratorio concessionario dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti  
ad effettuare e certificare prove geotecniche ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380/2001*

<b>CERTIFICATO N°</b> <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">61193</span>	emesso il 12/10/12	pag 1/1	data ricecimento campione 04/10/12	data prova 05/10/12						
Verbale di Accettazione n 34112	Prof <b>6,00-6,60</b> Sond./Prel <b>S3Ce</b> Campione <b>C12</b>									
COMMITTENTE: APS Engineering S.p.A. CANTIERE: Alfonsine (RA)										
										
<b>CLASSIFICAZIONE GEOTECNICA VISIVA CAMPIONE INDISTURBATO</b> 480 mm      320 mm										
AL TO 85 mm	160 mm	limo argilloso grigio								
BASSO	limo debolmente argilloso grigio con poca sabbia									
P.P. TORV	49-59 15	39-59 16	78-98 20	98-108 21						
w - γ - L - Du+Aer - DS										
Prove Eseguite										
QUALITA' CAMPIONE: <table style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">X</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">buona</td> </tr> <tr> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;"></td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">sufficiente</td> </tr> <tr> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;"></td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">scadente</td> </tr> </table>					X	buona		sufficiente		scadente
X	buona									
	sufficiente									
	scadente									
										
Sperimentatore Dott. L. Sironi Direttore Dott. Pietro Daminato										



PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO  
E CONTROLLI GEOTECNICI IN SITO

GEO DATA S.a.s. di Pietro Daminato & C.

Viale Benelux, 1/C - 35020 Ponte San Nicolò (PD)  
Tel. 049 8705575 - Fax 049 7628815 - E-mail: info@geodatapadova.it  
C.F. / P. IVA 01370550285 - CCIAA 206643 - Iscr. Tribunale Padova n. 28754  
www.geodatapadova.com



*Laboratorio concessionario dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti  
ad effettuare e certificare prove geotecniche ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380/2001*

<b>CERTIFICATO N°</b> <b>61194</b>	pag. 1/1	emesso il 12/10/12
Verbale di Accettazione n. 34112	data ricevimento campione 04/10/12	data prova 05/10/12

COMMITTENTE: APS ENGINEERING S.p.A.

CANTIERE: Alfonsine (RA)



Sond./Prel.: **S3Ce**

Camp.: **CI 2**

Prof.: **6,00 - 6,60**

### CONTENUTO D'ACQUA

Classificazione geotecnica: limo debolmente argilloso con poca sabbia

	prov. 1	prov. 2
id. tara	102	129
massa umida lorda	g 92,69	g 95,39
massa secca lorda	g 80,59	g 83,30
tara	g 40,29	g 41,36
W%	30,02	28,83
	media	
W %	29,4	

norma di riferimento: ASTM D 2216

Sperimentatore  
Pellegrino Fiore

Direttore Laboratorio  
Pietro Daminato



PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO  
E CONTROLLI GEOTECNICI IN SITO

GEO DATA S.a.s. di Pietro Daminato & C.

Viale Benelux, 1/C - 35020 Ponte San Nicolò (PD)  
Tel. 049 8705575 - Fax 049 7628815 - E-mail: info@geodatapadova.it  
C.F./P.IVA 01370550285 - CCIAA 206643 - Iscr. Tribunale Padova n. 28754  
www.geodatapadova.com



*Laboratorio concessionario dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti  
ad effettuare e certificare prove geotecniche ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380/2001*

<b>CERTIFICATO N°</b> <b>61195</b>	<b>pag</b> 1/1	<b>emesso il</b> 12/10/12
<b>Verbale di Accettazione n</b> 34112	<b>data ricevimento campione</b> 04/10/12	<b>data prova</b> 08/10/12

**COMMITTENTE:** APS ENGINEERING S.p.A.

**CANTIERE:** Alfonsine (RA)



**Sond./Prel.:** S3Ce

**Camp.:** CI 2

**Prof.:** 6,00 - 6,60

### PESO DI VOLUME

Classificazione geotecnica: limo debolmente argilloso con poca sabbia

	prov. 1	prov. 2
diametro	mm: 60,3	mm: 60,3
altezza	mm: 30,7	mm: 30,7
massa lorda	g: 338,62	g: 338,50
tara	g: 174,47	g: 174,47
massa netta	g: 164,15	g: 164,03
$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	<b>18,37</b>	<b>18,36</b>

media

$\gamma$  kN/m<sup>3</sup> **18,37**

norma di riferimento: procedura interna

note: eseguito con metodo della fustella tarata su campione indisturbato

Sperimentatore  
Dott. L. Sframiglio

Direttore Laboratorio  
Dott. Pietro Daminato



PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO  
E CONTROLLI GEOTECNICI IN SITO

GEO DATA S.a.s. di Pietro Daminato & C.

Viale Benelux, 1/C - 35020 Ponte San Nicolò (PD)  
Tel. 049 8706575 - Fax 049 7628815 - E-mail: info@geodatapadova.it  
C.F. / P. IVA 01370550285 - CCIAA 206643 - Iscr. Tribunale Padova n. 28754  
www.geodatapadova.com



*Laboratorio concessionato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti  
ad effettuare e certificare prove geotecniche ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380/2001*

<b>CERTIFICATO N°</b> <b>61196</b>	pag. 1/1	emesso il 12/10/12
Verbale di Accettazione n. 34112	data ricevimento campione 04/10/12	data prova 05/10/12

COMMITTENTE: APS ENGINEERING SPA

CANTIERE: Alfonsine (RA)



Sond /Prel.: **S3Ce**

Camp.: **CI 2**

Prof.: **6,00 - 6,60**

LIMITI DI ATTERBERG						
Classificazione geotecnica: limo debolmente argilloso con poca sabbia						
naturale	<input checked="" type="checkbox"/>	<40 secco	<input type="checkbox"/>	<40 umido	<input type="checkbox"/>	
<b>LIMITE DI LIQUIDITA'</b>						
		prov. 1		prov. 2		
id. tara		11		---		
massa umida lorda	g	45,278		g	---	
massa secca lorda	g	38,055		g	---	
tara	g	15,404		g	---	
numero colpi		25		---		
WL%		<b>31,89</b>		---		<b>WL % 32</b>
<b>LIMITE DI PLASTICITA'</b>						
		prov. 1	prov. 2	prov. 3		
id. tara		53	76	10		
massa umida lorda	g	14,908	14,884	17,441		
massa secca lorda	g	14,662	14,644	17,187		
tara	g	13,636	13,617	16,104		
WP%		<b>23,98</b>	<b>23,37</b>	<b>23,45</b>	media	<b>WP % 24</b>
<b>INDICE DI PLASTICITA'</b>						
						<b>IP 8</b>
note:						
norma di riferimento: ASTM D 4318		cucchiaino Casagrande Controls n° 87121946				
legenda:	ND = NON DETERMINATO NP = NON PLASTICO	Sperimentatore Perita Fiore		Direttore Laboratorio Dott. Pietro Daminato		



GEODATA S.a.s. di Pietro Daminato & C.

PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO  
E CONTROLLI GEOTECNICI IN SITO

Viale Benelux, 1/C - 35020 Ponte San Nicolò (PD)  
Tel. 049 8705575 - Fax 049 7628815 - E-mail info@geodatapadova.it  
C.F. / P. IVA 01370550285 - CCIAA 206643 - Iscr. Tribunale Padova n. 28754  
www.geodatapadova.com



Laboratorio concessionario dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti  
ad effettuare e certificare prove geotecniche ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380/2001

<b>CERTIFICATO N°</b> <b>61197</b>	pag. 1/1	emesso il 12/10/12
Verbale di Accettazione n. 34112	data ricevimento campione 04/10/12	data prova 08/10/12

COMMITTENTE: APS ENGINEERING S.p.A.

CANTIERE: Alfonsine (RA)

Sond./Prel: S3Ce

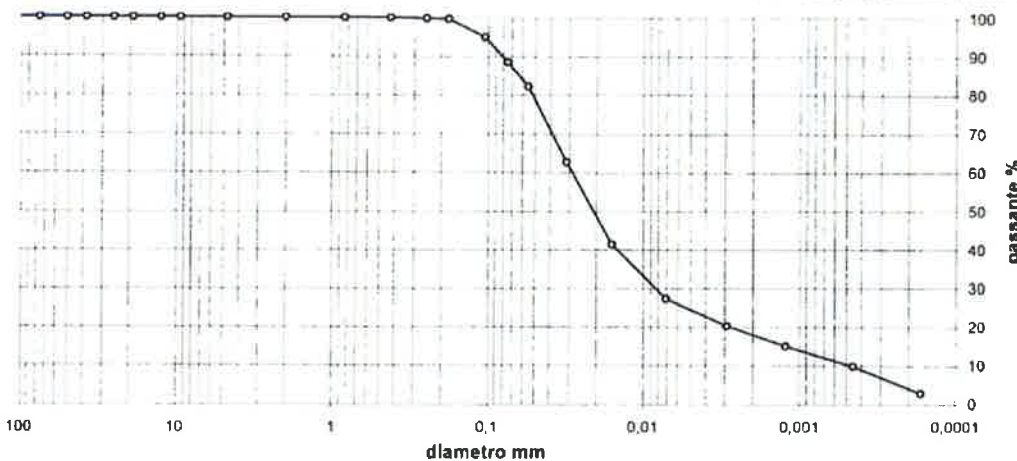
Camp.: CI 2

Prof.: 6,00 - 6,00

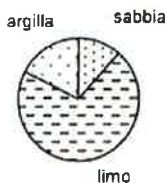


**ANALISI GRANULOMETRICA**

setaccio	diametro mm	trattenuto %	passante %	setaccio	diametro mm	trattenuto %	passante %
4"	101,600	0,00	100,00	No. 60	0,250	0,18	99,82
3"	76,200	0,00	100,00	No. 80	0,180	0,20	99,80
2"	50,800	0,00	100,00	No. 140	0,105	4,57	95,05
1" 1/2	38,100	0,00	100,00	No. 200	0,075	6,53	88,52
1"	25,400	0,00	100,00		0,05503		82,28
3/4"	19,100	0,00	100,00		0,03120		82,84
1/2"	12,700	0,00	100,00		0,01585		41,35
3/8"	9,520	0,00	100,00		0,00715		27,36
No. 4	4,760	0,00	100,00		0,00291		20,36
No. 10	2,000	0,00	100,00		0,00123		15,11
No. 20	0,840	0,00	100,00		0,00046		9,87
No. 40	0,425	0,00	100,00		0,00017		2,87



ciottoli	ghiaia			sabbia			limo	argilla
> 60 mm	grossa 60 - 20 mm	media 20 - 8 mm	fine 8 - 2 mm	grossa 2 - 0,6 mm	media 0,6 - 0,2 mm	fine 0,2 - 0,075 mm	0,075 - 0,002 mm	< 0,002 mm
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,32	11,15	71,01	17,52



classificazione geotecnica: limo debolmente argilloso con poca sabbia

UNI 10006 [ --- ]

Ig [ --- ]

USCS [ --- ]

norma di riferimento: ASTM D 422

Sperimentatore  
Dott. L. Simaniglio

Direttore Laboratorio  
Dott. Pietro Daminato



PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO  
E CONTROLLI GEOTECNICI IN SITO

GEO DATA S.a.s. di Pietro Daminato & C.

Viale Benelux, 1/C - 35020 Ponte San Nicolò (PD)  
Tel. 049 8705575 - Fax 049 7628815 - E-mail: info@geodatapadova.it  
C.F. / P. IVA 01370550285 - CCIAA 206643 - Iscr. Tribunale Padova n. 28754  
www.geodatapadova.com



Laboratorio concessionario dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti  
ad effettuare e certificare prove geotecniche ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380/2001

CERTIFICATO N°	<b>61198</b>	pag.	1/2	emesso il	12/10/12
Verbale di Accettazione n.	34112	data ricevimento campione	04/10/12	data prova	08/10/12

COMMITTENTE: APS ENGINEERING S.p.A.

CANTIERE: Alfonsine (RA)

Sond./Prel.: **S3Ce**

Camp.: **CI 2**

Prof.: **6,00 - 6,60**



### PROVA DI TAGLIO DIRETTO

Tipo di prova: C.D. Consolidata Drenata con cella circolare di Casagrande

classificazione geotecnica: limo debolmente argilloso con poca sabbia

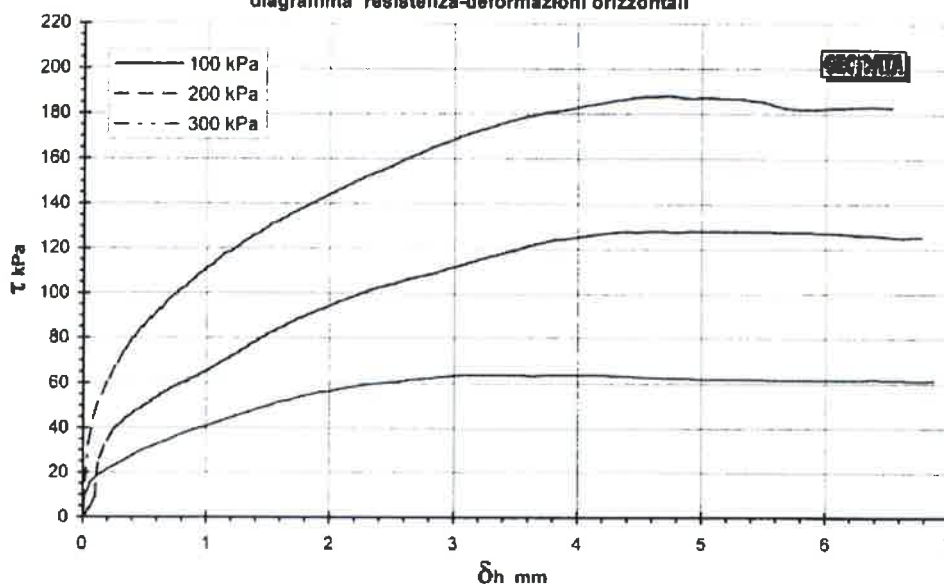
tipo di campione: indisturbato

$\sigma_v$ kPa	$\gamma_l$ kN/m <sup>3</sup>	w <sub>i</sub> %	h <sub>c</sub> mm	$\gamma_l$ kN/m <sup>3</sup>
100	18,36	29,4	29,59	19,05
200	18,35	29,4	27,28	20,65
300	18,29	29,4	28,05	20,02

dimensioni del provino:  $\phi$ : 80,0 mm  
h: 30,7 mm  
area: 2827 mm<sup>2</sup>

velocità di prova: 0,008 mm/min

diagramma resistenza-deformazioni orizzontali



norma di riferimento: ASTM D3080  
DS1 n° B33932; DS2 n° B01000; DS3 n° 110283

Sperimentatore  
Perito A. Fiore

Direttore Laboratorio:  
Dot. Pietro Daminato



PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO  
E CONTROLLI GEOTECNICI IN SITO

GEODATA S.a.s. di Pietro Daminato & C.

Viale Benelux, 1/C - 35020 Ponte San Nicolò (PD)  
Tel. 049 8705575 - Fax 049 7628815 - E-mail: info@geodatapadova.it  
C.F. / P.IVA 01370550285 - CCIAA 206643 - Iscr. Tribunale Padova n. 28754  
www.geodatapadova.com



Cert. n° 0-0784-09

Laboratorio concessionario dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti  
ad effettuare e certificare prove geotecniche ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380/2001

<b>CERTIFICATO N°</b> <b>61198</b>	<b>pag.</b> 2/2	<b>emesso il</b> 12/10/12
<b>Verbale di Accettazione n.</b> 34112	<b>data ricevimento campione</b> 04/10/12	<b>data prova</b> 08/10/12

COMMITTENTE APS ENGINEERING S.p.A.

CANTIERE: Alfonsine (RA)

Sond./Prel.: S3Ce

Camp.: CI 2

Prof.: 6,00 - 6,60



Provino 1 100 kPa				Provino 2 200 kPa				Provino 3 300 kPa			
mm	kPa	mm	kPa	mm	kPa	mm	kPa	mm	kPa	mm	kPa
0,00	0,00	3,81	63,73	0,00	0,00	3,57	120,81	0,00	0,00	3,44	176,52
0,01	9,10	3,89	63,73	0,05	3,85	3,65	121,86	0,01	15,86	3,51	177,80
0,06	15,76	3,97	63,73	0,10	8,75	3,73	122,91	0,04	33,58	3,59	178,80
0,13	19,26	4,06	63,73	0,11	18,21	3,81	123,96	0,09	46,01	3,67	179,46
0,21	22,06	4,14	63,73	0,13	26,26	3,90	124,31	0,15	55,05	3,75	180,69
0,29	24,16	4,23	63,73	0,19	34,32	3,98	125,01	0,21	62,22	3,82	181,07
0,36	26,61	4,31	63,38	0,26	39,92	4,07	125,71	0,27	68,88	3,90	181,81
0,44	29,06	4,40	63,38	0,33	43,77	4,15	126,41	0,34	74,87	3,98	182,51
0,53	31,16	4,48	63,03	0,40	48,92	4,24	127,11	0,41	80,33	4,06	183,83
0,61	32,92	4,57	62,68	0,47	49,37	4,32	127,46	0,48	84,95	4,13	184,15
0,69	34,67	4,65	62,68	0,55	52,17	4,40	127,81	0,55	89,05	4,21	184,96
0,77	36,77	4,73	62,33	0,62	54,98	4,47	127,46	0,62	93,07	4,29	185,93
0,85	38,52	4,81	62,33	0,70	57,43	4,55	127,81	0,69	97,07	4,37	186,43
0,94	39,92	4,90	62,33	0,78	59,53	4,63	127,81	0,77	100,92	4,45	187,23
1,02	41,32	4,98	61,98	0,85	61,63	4,71	127,81	0,84	103,75	4,53	187,82
1,10	42,72	5,06	61,98	0,94	63,73	4,80	127,46	0,91	107,61	4,61	187,82
1,18	44,47	5,15	61,98	1,02	66,18	4,88	127,81	0,99	110,79	4,69	187,97
1,26	45,87	5,23	61,98	1,10	68,98	4,97	127,81	1,06	113,70	4,77	187,97
1,34	47,27	5,31	61,98	1,18	71,43	5,05	127,81	1,13	117,45	4,85	187,27
1,43	49,02	5,39	61,98	1,26	73,89	5,14	127,81	1,21	119,20	4,93	186,92
1,51	50,07	5,48	61,98	1,34	76,69	5,23	127,81	1,29	122,42	5,00	187,20
1,59	51,82	5,56	61,63	1,42	79,14	5,31	127,81	1,36	125,22	5,08	187,27
1,67	52,53	5,64	61,63	1,49	81,58	5,39	127,81	1,44	127,43	5,17	186,85
1,75	53,93	5,72	61,63	1,57	83,69	5,47	127,81	1,52	130,88	5,25	186,85
1,83	54,98	5,80	61,63	1,64	85,79	5,55	127,81	1,59	132,47	5,33	186,74
1,91	56,03	5,89	61,63	1,72	88,24	5,63	127,46	1,67	134,99	5,41	185,83
1,99	56,38	5,97	61,63	1,80	89,99	5,71	127,46	1,74	136,99	5,49	185,48
2,06	57,43	6,05	61,63	1,89	92,09	5,79	127,46	1,82	139,19	5,57	184,29
2,14	58,13	6,13	61,63	1,97	93,84	5,88	127,46	1,90	141,38	5,66	182,82
2,22	58,83	6,22	61,63	2,06	95,95	5,96	127,11	1,97	143,43	5,73	182,40
2,30	59,53	6,30	61,63	2,14	97,70	6,05	127,11	2,05	145,49	5,81	181,98
2,39	59,88	6,38	61,98	2,22	99,45	6,13	126,76	2,12	147,56	5,89	181,95
2,47	60,58	6,46	61,63	2,31	101,20	6,22	126,41	2,19	149,56	5,97	182,19
2,55	60,93	6,55	61,63	2,38	102,60	6,30	126,06	2,27	151,55	6,05	182,81
2,63	61,63	6,63	61,63	2,46	103,65	6,38	126,06	2,35	153,37	6,13	182,54
2,71	61,98	6,71	61,28	2,53	104,70	6,46	125,71	2,43	155,12	6,21	182,79
2,80	62,33	6,79	61,28	2,61	106,10	6,54	125,36	2,51	156,91	6,29	183,03
2,88	63,03	6,88	61,63	2,69	107,15	6,61	125,01	2,58	159,15	6,38	183,10
2,96	63,38			2,77	108,20	6,69	125,36	2,66	160,87	6,46	183,03
3,05	63,73			2,85	109,25	6,77	125,36	2,74	162,78	6,54	182,86
3,13	63,73			2,94	111,00			2,81	164,75		
3,21	63,73			3,02	112,05			2,89	166,22		
3,30	63,73			3,10	113,45			2,96	167,73		
3,38	63,73			3,19	114,85			3,04	169,52		
3,47	63,73			3,27	116,26			3,12	171,02		
3,56	63,73			3,35	117,31			3,19	172,32		
3,64	63,38			3,42	118,36			3,28	173,54		
3,72	63,73			3,50	119,41			3,35	175,05		

Sperimentatore:  Perito

Direttore Laboratorio: Dott.  Pietro Daminato



PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO  
E CONTROLLI GEOTECNICI IN SITO

GEODATA S.a.s. di Pietro Daminato & C.

Viale Benelux, 1/C - 35020 Ponte San Nicolò (PD)  
Tel. 049 8705575 - Fax 049 7628815 - E-mail: info@geodatapadova.it  
C.F./P. IVA D1370550285 - CCIAA 206843 - Iscr. Tribunale Padova n. 28754  
www.geodatapadova.com



COMMITTENTE: APS ENGINEERING S.p.A.

I° foglio

CANTIERE: Alfonsine (RA)

Sond /Prel: S3Ce

Camp: CI 2

Prof: 6,00 - 6,60

## PROVA DI TAGLIO DIRETTO

Tipo di prova:

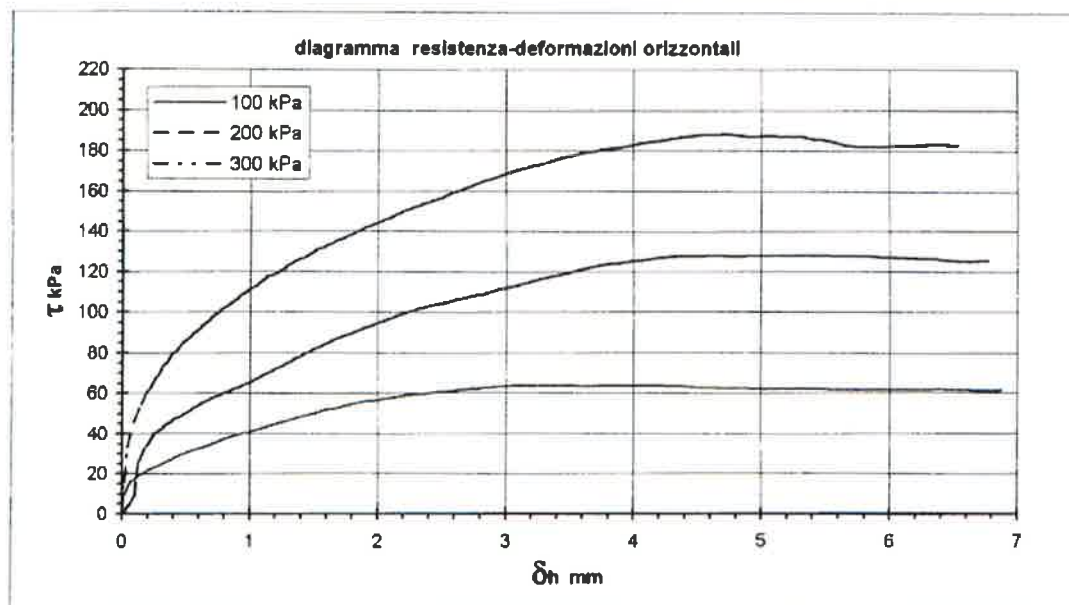
natura del terreno:

tipo di campione:

dimensioni del provino:  $\phi$ :  h:  area:

velocità di prova:  data di prova:

$\sigma_v$ kPa	$\tau$ kPa	def. mm	$\gamma_i$ kN/m <sup>3</sup>	w <sub>i</sub> %	h <sub>c</sub> mm	$\gamma_f$ kN/m <sup>3</sup>
100	63,7	3,04	18,36	29,4	29,59	19,05
200	127,8	4,39	18,35	29,4	27,28	20,65
300	188,0	4,68	18,29	29,4	28,05	20,02







PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO  
E CONTROLLI GEOTECNICI IN SITO

GEODATA S.a.s. di Pietro Daminato & C.

Viale Benelux, 1/C - 35020 Ponte San Nicolò (PD)  
Tel. 049 8705575 - Fax 049 7628815 - E-mail: info@geodatapadova.it  
C.F. / P. IVA 01370550285 - CCIAA 206643 - Iscr. Tribunale Padova n. 28754  
www.geodatapadova.com



COMMITTENTE: APS ENGINEERING S.p.A.

II° foglio

CANTIERE: Alfonsine (RA)

Sond./Prel.: S3Ce

Camp: CI 2

Prof.: 6,00 - 6,60

### INTERPRETAZIONE DELLA PROVA DI TAGLIO DIRETTO

$\phi' = 31,0$  gradi

$c' = 8$  kPa

