

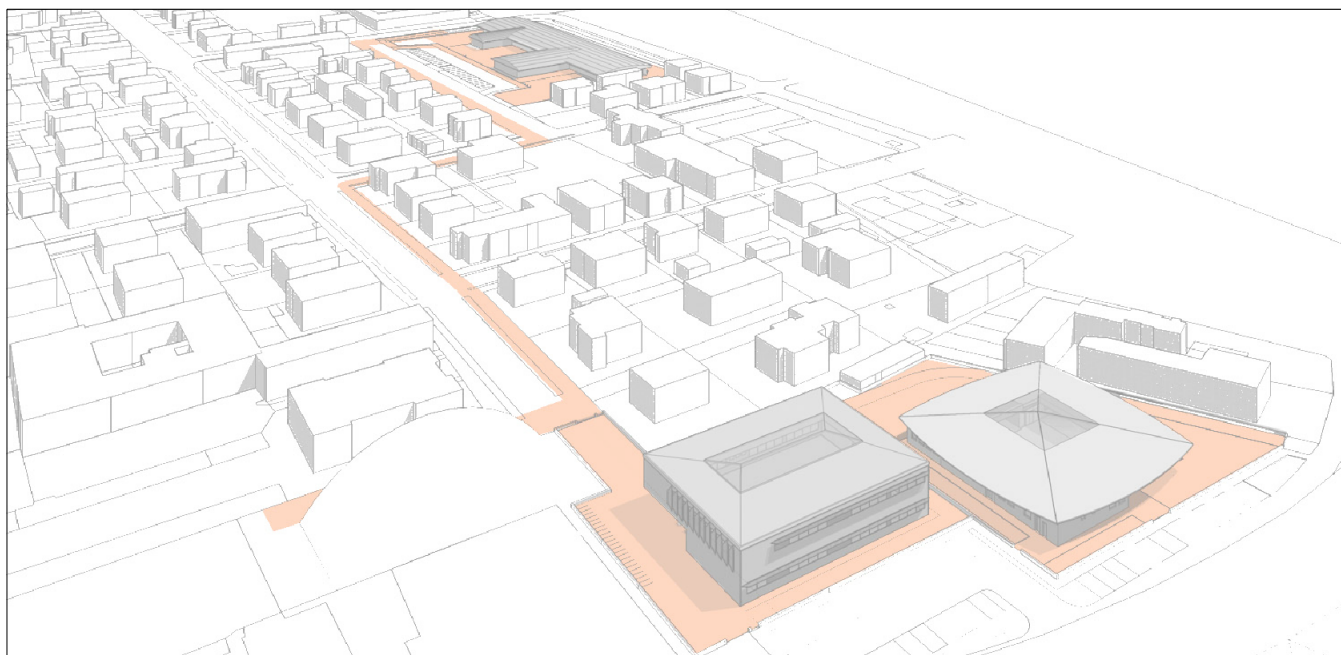
COMMISSARIO DELEGATO

EMERGENZA SISMA REGIONE EMILIA ROMAGNA AI SENSI DELL'ART.1 COMMA 2 DEL D.L. N. 74/2012
STRUTTURA TECNICA COMMISSARIO DELEGATO

COMUNE DI CAMPOSANTO (MO)

PROGETTO E REALIZZAZIONE DI 2 EDIFICI SCOLASTICI-
ADEGUAMENTO DELL' EST ESISTENTE E RIQUALIFICAZIONE
URBANA DEI RELATIVI COLLEGAMENTI CICLO-PEDONALI.

PROGETTO PRELIMINARE



IL R.U.P.

Ing. Manuela Manenti

IL PROGETTISTA

Arch. Alfiero Moretti

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

Arch. Michele Mattei
Ing. Mauro Monti
Ing. Dario Benedetto
Ing. Rudy Bertaccini
Arch. Filippo Giacomini
Ing. Graziella Moro
Ing. Susanna Orsi
Ing. Andrea Parenti
Ing. Romano Russo
Ing. Anna Schito
Ing. Silvia Valenti

ELABORATO:

RELAZIONI GEOLOGICO-GEOTECNICHE

Bologna, Marzo 2015

SCALA:

B2

B2. RELAZIONI GEOLOGICO-GEOTECNICHE

INDICE:

- 1 RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA RELATIVA ALL'AREA ES
 Radazione Studio Silgeo - Settembre 2012
- 2 RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA RELATIVA ALL'AREA EST
 Redazione Dott.Geol.Carlo Mondani - Giugno 2012
- 3 RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI RELATIVA ALL'AREA EST
 Redazione Studio SCT-Engineering- Agosto 2012



Studio Geologico
Via Torun 3/c
Malborghetto di Boara – Ferrara
Tel 0532/472702 - 0532/707028
Fax 0532/473579
Cell. 335/314457 – 335/6559327
e-mail: info@silgeo.it – www.silgeo.it

**RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E
SISMICA A CORREDO DEL PROGETTO DI
RICOSTRUZIONE DEI NUOVI PLESSI SCOLASTICI
Comune di CAMPOSANTO
(Provincia di Modena)**

Committente: COMUNE DI CAMPOSANTO

**Il Geologo incaricato:
Dr. Geol. Mariantonietta Sileo**

**Il Geologo di Cantiere:
Dr. Ziaeddin Rezaeyan**

Ferrara, Settembre 2012

- GEOLOGIA APPLICATA
 - GEOTECNICA
 - IDROGEOLOGIA
- GEOLOGIA AMBIENTALE
 - PROVE PENETROMETRICHE
 - SONDAGGI GEOGNOSTICI
 - PROSPEZIONI GEOFISICHE
- ANALISI LABORATORIO TERRE
 - INTERPRETAZIONI IMMAGINI
TELERILEVATE

PREMESSA

Su incarico dell'Amministrazione Comunale di Camposanto, è stata eseguita un'indagine geologico-tecnica a corredo del progetto di ricostruzione della scuola materna comunale denominata "M. Martini" di Camposanto. Va tenuto presente che nel Febbraio 2006 fu eseguito uno studio geologico e geotecnico sui terreni oggetto di studio, a firma della Dr.ssa Geol. Daniela Smerieri. Furono eseguite dallo studio della scrivente n. 2 prove penetrometriche statiche spinte sino a – 20 metri dal p.c. Fu inoltre prelevato un campione di terreno nella CPT2, sottoposto a prove di laboratorio ed in particolare furono valutati il peso di volume, il contenuto d'acqua, i Limiti di Atterberg e fu eseguita una prova triassiale tipo U.U.

Tali dati, di recente esecuzione, sono da considerare preziosi ed esaustivi per la caratterizzazione fisico meccanica dei terreni: al fine di approfondire comunque le analisi, sono state eseguite prove sismiche ed in particolare:

- n. 1 prova MASW
- N. 1 prova HVSR

Le normative e deliberazioni di riferimento risultano le seguenti:

- *D.M. LL. PP. 11/3/88 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce"*
- *D.M. 16/01/96 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"*
- *Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", n. 3274 del 20/3/03*
- *Delibera della giunta della Regione Emilia Romagna del 21 luglio 2003 con oggetto: Prime disposizioni di attuazione dell'ordinanza del PCM n. 3274/2003 recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", con particolare riferimento all'allegato A, "Classificazione sismica dei comuni dell'Emilia Romagna"*
- *Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3316 "Modifiche ed integrazioni all'ordinanza n. 3274 del 20/3/03"*
- *Dipartimento della Protezione Civile – Ufficio Servizio Sismico Nazionale. Nota esplicativa dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/3/03. Data: 4 giugno 2003*
- *Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3431 del 3/5/05*
- *D.M. 14 gennaio 2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni*

INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

L'area oggetto del presente studio rientra nell'area di bassa pianura, caratterizzata dalla presenza di terreni alluvionali di età quaternaria.

La zona rientra nell'ampio bacino sedimentario padano, compreso nella parte orientale di esso, di cui costituisce il logico prolungamento.

Per quanto concerne la geologia dell'area, l'Oligocene ed il Miocene Inferiore sono caratterizzati dall'accentuarsi di un processo di emersione di vaste aree.

Durante tale periodo, il Paleoaappennino è in fase di piena emersione, mentre le Alpi risultano quasi completamente emerse; un'ampia fossa, che tende a sprofondare tanto maggiormente quanto più si attiva il processo orogenetico delle due catene montuose, si imposta tra il sistema alpino e quello appenninico. In conseguenza dell'azione dei processi morfogenetici agenti sui sistemi montuosi, si ha un notevole apporto di materiale grossolano nella fossa, le cui granulometrie decrescono da NW verso SE, in ragione delle direzioni prevalenti dei sistemi paleofluviali.

Fasi di tettonica compressiva, unite a fenomeni di subsidenza differenziale, rendono la parte basale della fossa ondulata in una serie di dorsali e pieghe longitudinali.

La presenza di materiali marnoso-argillosi di età miocenica inferiore, sono da imputare ad una pausa dell'orogenesi; tale fase di stasi tettonica, significa anche una pausa dell'apporto clastico grossolano, con logica deposizione di materiali fini. E' nel Miocene Medio che riprende la subsidenza ed il piegamento della fossa con locale emersione di alcune dorsali che costituiscono vere e proprie terre emerse nel mare miocenico.

Durante il Miocene Superiore si assiste ad una pausa della subsidenza ed all'instaurarsi di un ambiente di tipo lagunare ipersalino con sedimentazione di depositi evaporitici.

L'azione tettonica compressiva, si riattiva nel Miocene-Pliocene con ulteriori piegamenti.

Durante il Pliocene Inferiore, si assiste ad una ripresa dei fenomeni di subsidenza, seguiti da una nuova fase di emersioni e piegamenti; si ha quindi deposizione di sedimenti grossolani nelle depressioni e deposizione di sedimenti più fini sulle sommità emerse.

Durante il Pliocene Medio continua l'attività di subsidenza, ben evidente nelle zone di basso strutturale e meno intensa nelle dorsali. Tale fenomeno si attua per tutto il Quaternario basale, caratterizzato da un ambiente francamente marino.

Il Quaternario più recente vede prevalere la sedimentazione sulla subsidenza, con una progressiva regressione marina, mentre, contemporaneamente, i depositi alluvionali vanno a ricoprire i depositi marini più antichi.

Tale fenomeno, risulta ben visibile verso il limite orientale della Pianura a causa delle variazioni eustatiche del livello marino durante le glaciazioni.

Dal punto di vista geologico e geomorfologico la provincia di Modena può essere suddivisa in tre fasce ben distinte, coincidenti con differenti litologie:

1) fascia collinare e montana, corrispondente al margine settentrionale dell'Appennino, costituito da formazioni marine Plio-Pleistoceniche che si immergono sotto i depositi legati alla morfogenesi fluviale dei principali corsi d'acqua appenninici;

2) fascia dell'Alta Pianura, costituita da alluvioni terrazzate e conoidi di deiezione;

3) fascia della Bassa, costituita da sequenze limoso-argillose con sottili intercalazioni sabbiose.

La seconda zona così identificata, detta anche fascia delle conoidi di deiezione delle principali vie idrografiche, costituisce il raccordo tra le formazioni rocciose affioranti presso il margine appenninico e l'alta pianura emiliano-romagnola. Tali conoidi, si sviluppano dal margine collinare per una profondità di 10-15 Km, presentano la classica forma a ventaglio e sono costituite da sedimenti con granulometria che varia dalle sabbie ai ciottoli.

Tra una conoide e l'altra sono presenti sedimenti a granulometria fine, in prevalenza argillosi.

Proseguendo verso Nord, le ghiaie sono sostituite da sabbie, dapprima grossolane e con ciottoli, poi sempre più fini, con code limose, per passare poi alla terza fascia, quella di Bassa Pianura, caratterizzata da sequenze limoso-argillose con intercalazioni sabbiose.

La zona oggetto del presente studio si inserisce in quest'ultima fascia.

Il sottosuolo è costituito da sedimenti a granulometria variabile; sono presenti argille, argille limose e sabbiose e da sabbia.

Di seguito viene riportata un'immagine telerilevata tratta da Google Earth con indicata l'area oggetto di studio, da cui si evince che la chiara appartenenza ad una fascia di margine dell'alveo del Panaro.

Ai fini di completezza di inquadramento, si riporta, in stralcio, la tavola 2.2 Rischio sismico: carta delle aree suscettibili di effetti locali (tav. 2.2 a.2) alla scala 1:25.000 tratta dal PTCP della Provincia di Modena del 2009.

Relazione geologica, geotecnica e sismica a corredo del progetto di ricostruzione della Scuola Materna Comunale di Camposanto (Modena)
Committente: Comune di Camposanto (Modena)



L'area oggetto di studio è inserita a margine del paleoalveo del fiume Panaro. Dalla tav. 2.2 a.2 del PTCp si evince che è inserita nella classe 7 "area soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e potenziale liquefazione"



VOCI DI LEGENDA	
Effetti attesi	
1	Area instabile e soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche stud: valutazione del coefficiente di amplificazione litologica e del grado di stabilità dei versanti in condizioni dinamiche e pseudostatiche; per i casi in cui siano ammessi i pendii. intensificazione sismica: approfondimenti di II livello.
2	Area instabile e soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e topografiche stud: valutazione del coefficiente di amplificazione litologica e topografica e del grado di stabilità dei versanti in condizioni dinamiche e pseudostatiche; per i casi in cui siano ammessi i pendii. intensificazione sismica: approfondimenti di II livello; nelle aree prossime ai bordi superiori di scarpate o a quote immediatamente superiori agli stessi soggetti ad amplificazione per caratteristiche topografiche e nelle zone con accertato contributo di pendenza, lo studio di microzonazione sismica deve valutare anche gli effetti della topografia.
3	Area potenzialmente instabile e soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche stud: valutazione del coefficiente di amplificazione litologica e del grado di stabilità dei versanti in condizioni dinamiche e pseudostatiche. intensificazione sismica: approfondimenti di II livello.
4	Area potenzialmente instabile e soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e topografiche stud: valutazione del coefficiente di amplificazione litologica e topografica e del grado di stabilità dei versanti in condizioni dinamiche e pseudostatiche. intensificazione sismica: approfondimenti di II livello; nelle aree prossime ai bordi superiori di scarpate o a quote immediatamente superiori agli stessi soggetti ad amplificazione per caratteristiche topografiche e nelle zone con accertato contributo di pendenza, lo studio di microzonazione sismica deve valutare anche gli effetti della topografia.
5	Area potenzialmente soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche stud: valutazione del coefficiente di amplificazione litologica. intensificazione sismica: approfondimenti di II livello.
6	Area potenzialmente soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e topografiche stud: valutazione del coefficiente di amplificazione litologica e topografica. intensificazione sismica: approfondimenti di II livello; nelle aree prossime ai bordi superiori di scarpate o a quote immediatamente superiori agli stessi soggetti ad amplificazione per caratteristiche topografiche e nelle zone con accertato contributo di pendenza, lo studio di microzonazione sismica deve valutare anche gli effetti della topografia.
7	Area soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e a potenziale liquefazione stud: valutazione del coefficiente di amplificazione litologica, del potenziale di liquefazione e dei cedimenti attesi. intensificazione sismica: approfondimenti di II livello.
8	Area soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e a potenziali cedimenti stud: valutazione del coefficiente di amplificazione litologica e dei cedimenti attesi. intensificazione sismica: sono previsti sufficienti approfondimenti di II livello per la valutazione del coefficiente di amplificazione litologica e sono richiesti approfondimenti di II livello per la stima degli eventuali cedimenti.
9	Area potenzialmente non soggetta ad effetti locali stud: indagini per caratterizzare V_{s0} in base alla V_{s0} massima uguale a 800 m/s non è richiesta nessuna ulteriore indagine, in caso V_{s0} minore di 800 m/s è richiesta la valutazione del coefficiente di amplificazione litologica. intensificazione sismica: non richiesta nel primo caso, nel secondo caso approfondimenti di II livello.
10	Area potenzialmente soggetta ad amplificazione per caratteristiche topografiche stud: indagini per caratterizzare V_{s0} e valutazione del coefficiente di amplificazione topografica; in zona V_{s0} massima uguale a 800 m/s è sufficiente la sola valutazione del coefficiente di amplificazione topografica; in zona V_{s0} minore di 800 m/s occorre valutare anche il coefficiente di amplificazione litologica. intensificazione sismica: - nelle zone degli effetti della topografia, ogni particolare attenzione nelle aree prossime ai bordi di scarpate, negli stessi immediatamente superiori ai bordi soggetti ad amplificazione topografica, nelle zone con accertato contributo di pendenza, in caso V_{s0} minore di 800 m/s valutazione anche del coefficiente di amplificazione litologica.

- angolo di apertura del cono $ss = 60^\circ$
- superficie laterale del manicotto $Am = 150 \text{ cmq}$

Sulla batteria di aste esterne può essere installato un anello allargatore per diminuire l'attrito sulle aste, facilitandone l'approfondimento.

Nei diagrammi e tabelle allegate sono riportati i seguenti valori di resistenza (rilevati dalle letture ai manometri, durante l'infissione dello strumento):

- R_p (kg/cm²) = resistenza alla punta (conica)
- R_l (kg/cm²) = resistenza laterale (manicotto)
- R_t (kg) = resistenza totale (aste esterne)

La resistenza alla punta R_p e la resistenza laterale R_l sono rilevate ad intervalli regolari di 20 centimetri.

Oltre all'elaborazione dei valori di resistenza del sottosuolo, vengono fornite utili informazioni per il riconoscimento di massima dei terreni attraversati, in base al rapporto R_p/R_l fra la resistenza alla punta e la resistenza laterale del penetrometro (Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977), ovvero in base ai valori di R_p e del rapporto $FR = (R_l/R_p) \%$ (esperienze di Schmertmann - 1978).

CARATTERISTICHE FISICO MECCANICHE DEI TERRENI

Si riporta quanto già descritto dalla Dr.ssa Smerieri dell'ufficio Tecnico Comunale nella relazione del 2006:

4 – CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA E GEOTECNICA.

Il territorio oggetto dell'intervento è pressoché pianeggiante, con una quota media di 20,10 metri s.l.m. ed insiste su depositi alluvionali quaternari, sedimenti fini, lasciati dal corso del Fiume Panaro. I tipi litologici della zona sono cartografati come depositi alluvionali recenti, con limi ed argille prevalenti.

Si tratta sostanzialmente di depositi alluvionali fini, quali argille, limi ed argille limose, talora con intercalazioni di sostanza organica e livelli torbosi alternati a livelli con una granulometria maggiore quali limi sabbiosi, senza mai essere schiettamente sabbiosi. Dall'elaborazione dei dati penetrometrici ottenuti dall'indagine si rinvencono, nell'intervallo di substrato indagato, sedimenti di analoga natura e granulometria.

Analisi della litostratigrafia della prova CPT – 1 lato Nord-Est della futura area di sedime:

da 0,00 mt. a 2,00 mt. = Terreno misto superficiale di riporto, di difficile classificazione, contenente senz'altro rottami edili (mattoni, forse appartenenti ad una fondazione in muratura ad 1,20 mt. di profondità) la resistenza alla punta R_p . varia da valori nulli a valori elevatissimi; sono anche presenti intercalazioni torbose con caratteristiche scadenti.

da 2,00 mt. a 3,00 mt. = Am , argille inorganiche di media consistenza, intercalate a limi e ad argille organiche,

Relazione geologica, geotecnica e sismica a corredo del progetto di ricostruzione della Scuola Materna Comunale di Camposanto (Modena)

Committente: Comune di Camposanto (Modena)

da 3,00 mt. a 6,80 mt. = Termini più grossolani nei limi e nei limi sabbiosi, Asl (argilla sabbiosa e limosa), SA (sabbia e limo/sabbia e limo argilloso), Ss (sabbia sciolta), Sm (sabbia mediamente addensata);

da 6,80 mt. a 15,00 mt. = Argilla limosa e limi con qualche sottile e rara intercalazione di limi leggerment sabbiosi, Acc (argilla inorganica molto consistente), Am (argilla inorganica di media consistenza);

da 15,00 mt. a 20,00 mt. = Terreni a granulometria più grossolana quali Acc (Argille inorganiche molt consistenti), ASL (argilla sabbiosa e limosa);

Le seguenti relazioni matematiche permettono di ricavare i parametri numerici descritti nella tabella partend dai valori di **resistenza alla punta misurati dal penetrometro**:

- la resistenza alla punta in termini statici R_p , è quella misurata dallo strumento;
- la coesione non drenata C_u è data dal rapporto $C_u = R_p/\beta$ con $\beta =$
 - $\beta = 20$ per $R_p \leq 10 \text{ Kg/cm}^2$
 - $\beta = ((R_p - 10)/2) + 20$ per $10 \text{ Kg/cm}^2 < R_p < 30 \text{ Kg/cm}^2$
 - $\beta = 30$ per $R_p > 30 \text{ Kg/cm}^2$
- il modulo edometrico $M_0 = R_p \times \alpha$ con $\alpha = 2 + (20/R_p)$;

VALORI MEDI

STRATO	R_p (Kg/cm ²)	C_u (Kg/cm ²)	α	M_0 = modulo di deformazione edometrico
0 – 2 mt.				
2 – 3 mt.	8,6	0,43	4,42	37,15
3 – 6,80	19,95	0,80	3,00	59,85
6,80 – 15,00	11	0,55	3,82	42,02
15,00 – 20,00	29	0,97	2,69	78,01

VALORI MINIMI

STRATO	R_p (Kg/cm ²)	C_u (Kg/cm ²)	α	M_0 = modulo di deformazione edometrico
0 – 2 mt.				
2 – 3 mt.	5,0	0,25	6	30
3 – 6,80	10	0,50	4	40
6,80 – 15,00	4,0	0,20	7	28
15,00 – 20,00	14	0,64	3,43	48

VALORI MASSIMI

*Silgeo Studio Geologico – Via Torun 3/c – 44123 Malborghetto di Boara – Ferrara 7
Tel 0532/472702 – 0532/707028 – fax 0532/473579 – Mobili 335/6559327 – 335/314457
e mail info@silgeo.it – www.silgeo.it*

Relazione geologica, geotecnica e sismica a corredo del progetto di ricostruzione della Scuola Materna Comunale di Camposanto (Modena)
Committente: Comune di Camposanto (Modena)

STRATO	Rp (Kg/cmq)	Cu(Kg/cmq)	alfa	Mo = modulo di deformazione edometrico
0 – 2 mt.				
2 – 3 mt.	11	0,55	3,82	42
3 – 6,80	34	1,06	2,59	88
6,80 – 15,00	15	0,67	3,33	50
15,00 – 20,00	40	1,33	2,50	100

Analisi della litostratigrafia della prova CPT – 2 lato Nord-Ovest della futura area di sedime:

da 0,00 mt. a 1,80 mt. = Terreno misto superficiale di riporto, di difficile classificazione, contenente senz'è rottami edili, la resistenza alla punta Rp. varia da valori nulli a valori elevatissimi; sono anche pres intercalazioni torbose con caratteristiche scadenti.

Da 1,80 mt. a 2,60 mt. = Il diagramma di resistenza ha un buco in corrispondenza di questo intervallo misurabile;

da 2,60 mt. a 6,60 mt. = SAL (sabbia e limo argilloso), Ss (sabbia sciolta) intercalata a Ao (argilla organica

da 6,60 mt. a 14,60 mt. = Termini più fini del precedente, argille Am (argilla inorganica di media consisten e Ao (argilla organica);

da 14,60 mt. a 20,00 mt. = Acc argilla inorganica molto consistente, termini più grossolani del precedente;

VALORI MEDI

STRATO	Rp (Kg/cmq)	Cu(Kg/cmq)	alfa	Mo(modulo di deformazione edometrico)
0 – 1,80 mt.				
1,80 – 2,60 mt.				
2,60 – 6,60	14,65	0,65	3,36	49,22
6,60 – 14,60	9,37	0,47	4,13	38,70
14,60 – 20,00	24,33	0,89	2,82	68,41

VALORI MINIMI

STRATO	Rp (Kg/cmq)	Cu(Kg/cmq)	alfa	Mo(modulo di deformazione edometrico)
0 – 1,80 mt.				
1,80 – 2,60 mt.				
2,60 – 6,60	8	0,40	4,5	36
6,60 – 14,60	4	0,20	7	28
14,60 – 20,00	15	0,67	3,33	49,95

Relazione geologica, geotecnica e sismica a corredo del progetto di ricostruzione della Scuola Materna Comunale di Camposanto (Modena)
Committente: Comune di Camposanto (Modena)

VALORI MASSIMI

STRATO	Rp (Kg/cmq)	Cu(Kg/cmq)	alfa	Mo(modulo di deformazione edometrico)
0 – 1,80 mt.				
1,80 – 2,60 mt.				
2,60 – 6,60	25	0,91	2,80	70
6,60 – 14,60	13	0,60	3,54	46,02
14,60 – 20,00	36	1,20	2,56	92,16

La caratterizzazione geotecnica numerica e grafica è riportata negli allegati.

INDAGINE MASW PER LA STIMA DEL PROFILO DELLE VS.

Introduzione

Nel mese di Agosto 2012, è stata effettuata una prova sismica tipo MASW (Multichannel Spectral Analysis of Waves) per la classificazione sismica di un tipo di suolo a Camposanto (fig.1 e 2)
Il punto d'indagine ha coordinate 44°47'09,49"N e 11°08'17,68"E.

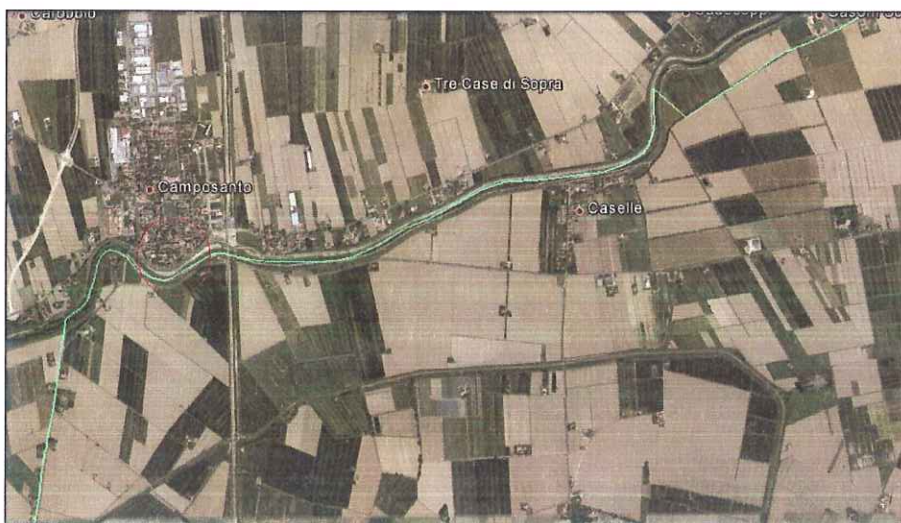


Fig.1 Ubicazione area di indagine



Fig.2 Ubicazione prova Masw

Nell'area è stata condotta un'indagine di sismica attiva al fine di poter ricavare i valori delle velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s) e la valutazione della V_{s30} come prescritto da:

- *Ordinanza del P.C.M. n° 3274 del 20 marzo 2003*
- *D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le Costruzioni".*

Si ricorda che la normativa richiede l'azione sismica di progetto sulla base della zona sismica di appartenenza del sito e la categoria sismica di suolo su cui sarà realizzata l'opera. All'interno del territorio nazionale sono state individuate 4 zone sismiche, contraddistinte dal valore a_g dell'accelerazione di picco al suolo, normalizzata rispetto all'accelerazione di gravità (v. Allegato 1 ord. 3274 del 2003 e succ. modifiche). La classificazione del suolo (tabella 1) è invece convenzionalmente eseguita sulla base della velocità media equivalente di propagazione delle onde di taglio entro 30 m di profondità.

Nel sito è stata eseguita un'indagine basata sullo studio della propagazione di onde superficiali di Rayleigh.

Caratteristiche Attrezzatura

La prova MASW in sito è stata eseguita utilizzando un sismografo multicanale ad incrementi di segnale, AMBROGEO mod.ECHO 12-24 a 24 canali,
Le specifiche tecniche dello strumento sono:

- | | |
|----------------------|------------------------|
| -processore: | Intel Celeron 380 M, |
| -Trattamento dati: | Floating Point 32-Bit, |
| -Ambiente operativo: | Windows 98, |

Relazione geologica, geotecnica e sismica a corredo del progetto di ricostruzione della Scuola Materna Comunale di Camposanto (Modena)
Committente: Comune di Camposanto (Modena)

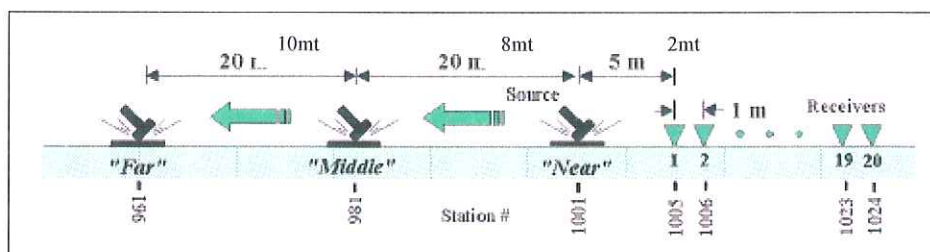
-Canali: 24
-Display: VGA colori LCD_TFT 15"
-Supporto memorizz.: Hard Disk 60Gb
-Risoluzione acquisizione: 6/24 bit
-Sonde ambiente interne: temperatura, umidità relativa
-Formato dati: Ambrogeo (.app) e SEG-2 (.SG2),
-Durata acquisizioni: Rifrazione, 32÷2048 ms Riflessione,
32÷16384 ms,
-Tempi campionamento: da 16 μ s a 2 ms
-Filtri digitali: Passa alto (25÷400 Hz) Passa Basso (100÷250 Hz)
Notch (50÷180 Hz)
-Attivazione filtri: in acquisizione o manualmente
-Trigger: inibizione impulsi dovuti a rimbalzi

- Ricevitori – 24 geofoni da 4,5 Hz collegati in serie da due cavi con lunghezza 33 m l'uno.
- Sorgente impulsiva: mazza battente da 10 Kg con piastra metallica 15x15 cm su cui battere, da disporre sul terreno.
- Bindella metrica per posizionare i ricevitori

Metodologia

La prova consiste nel produrre una sollecitazione sulla superficie del terreno e nel registrare le vibrazioni prodotte a distanze note e prefissate.

Nel sito si sono disposti 24 geofoni a 4.5 Hz con spaziatura regolare di 1 m, si eseguono diversi "scoppi" in linea (come riportato in figura) con lo stendimento alle seguenti distanze dal primo geofono: 2m – 4m – 6m – 8m – 10m – 12m.



Levenberg-Marquardt). Successivamente viene creato il profilo delle onde S associato alla curva teorica ottenuta.

Nella tabella sono riportati il miglior modello individuato dall'inversione ai minimi quadrati e quindi viene calcolato il valore di V_{s30} viene calcolato con la seguente formulazione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{V_{s_i}}}$$

Suolo	Descrizione geotecnica	V_{s30} (m/sec)
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3m	>800
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{spt} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_u > 250$ kPa nei terreni a grana fina)	360-800 ($N_{spt} > 50$) ($C_u > 250$ KPa)
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{spt} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_u < 250$ kPa nei terreni a grana fina)	180-360 ($15 < N_{spt} < 50$) $70 < C_u < 250$ KPa)
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{spt} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_u < 70$ kPa nei terreni a grana fina)	<180 ($N_{spt} < 15$) ($C_u < 70$ KPa)
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_{s30} > 800$ m/s)	
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di V_{s30} inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < C_{u30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.	<100 ($10 < C_u < 20$ Kpa)
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille	

	sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti	
--	--	--

Tabella: classificazione del tipo di suolo secondo le “Nuove norme tecniche per le costruzioni” D.M. 14/01/2008

Sito “Camposanto (Mo)”

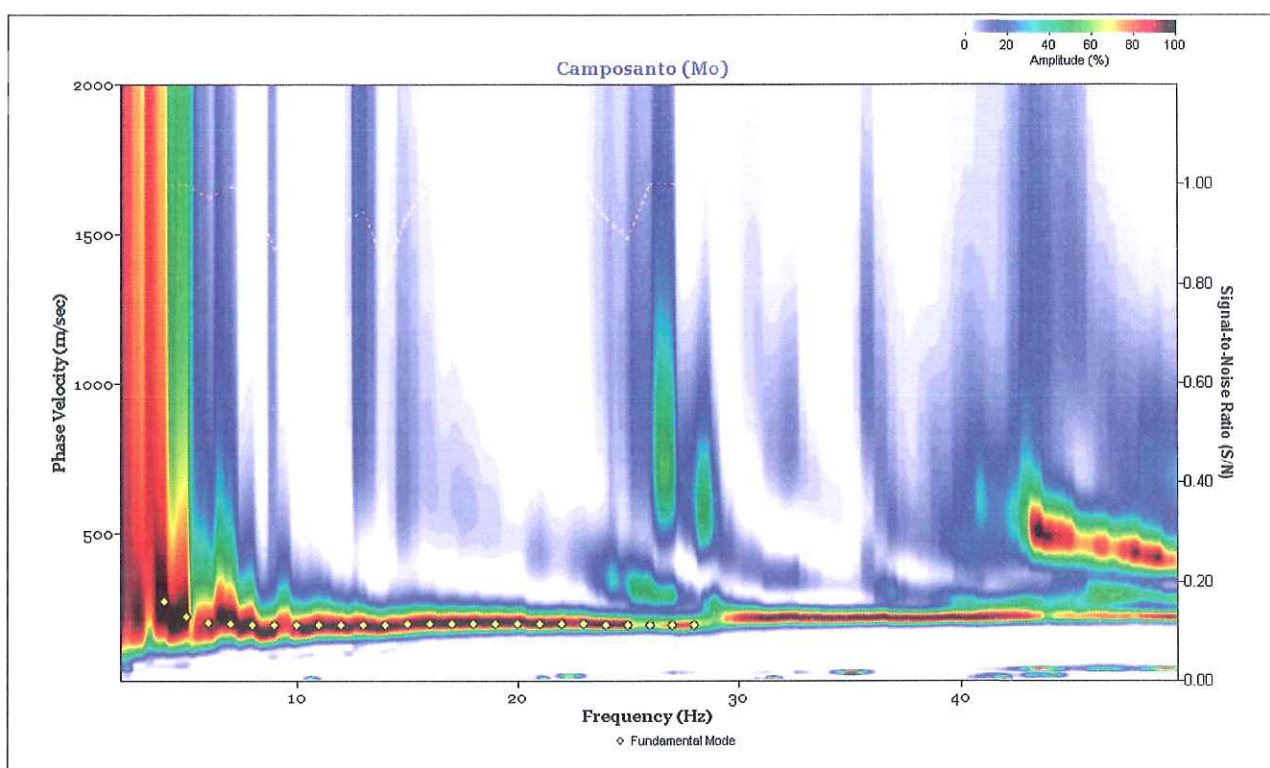


Figura 3. MASW –picking del modo fondamentale

Nel grafico di Figura 3, la fascia energetica associabile alla curva di dispersione delle onde di Rayleigh è presente da circa 4 Hz fino a circa 30 Hz .

Su di essa si esegue il picking del modo fondamentale (Figura 1).

La modellazione numerica della curva di dispersione prevede che alla base del modello sia posto un semispazio a spessore infinito.

Si riporta in Figura 4: il profilo di velocità delle onde S associato alla curva teorica.

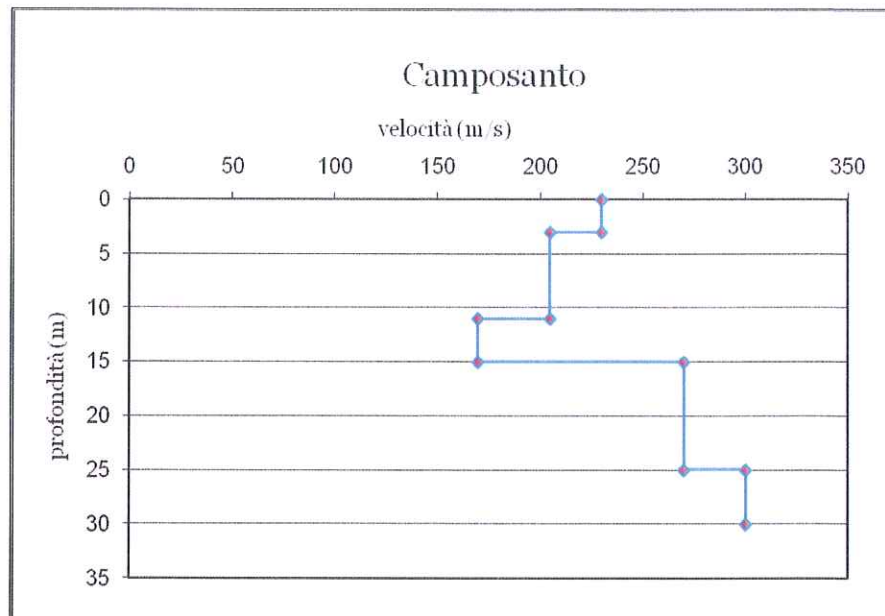


Figura 4 Profilo di velocità delle onde S stimato nel sito in esame

Strato	Profondità (m)	Spessore (m)	Vs (m/s)
1	3.0	3.0	230
2	11.0	8.0	205
3	15.0	4.0	170
4	25.0	10.0	270
semispazio			300

In base a quanto sopra, la classificazione delle categorie dei suoli di fondazione, come da All. 2 (cfr. Ord. Pres. Consiglio dei Ministri 3274 del 20-3-2003 e art. 3.2.2 DM 14-1-08), ai vari strati sismo stratigrafici individuati, è stato associato il valore della velocità Vs direttamente misurate, consentendo di ottenere la Vs30, cioè la velocità media di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di sottosuolo, dall'espressione:

$$V_{S_{30}} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{S_i}}}$$

dove

hi = spessore dello strato i-esimo

V_{Si} = velocità onde S nello stato i-esimo

Relazione geologica, geotecnica e sismica a corredo del progetto di ricostruzione della Scuola Materna Comunale di Camposanto (Modena)
Committente: Comune di Camposanto (Modena)

N = numero strati considerati

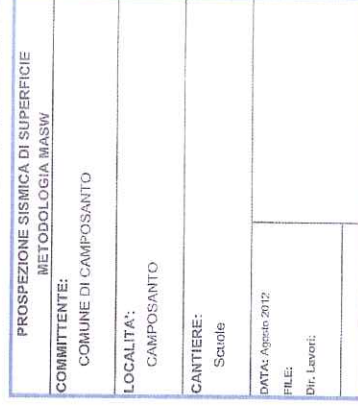
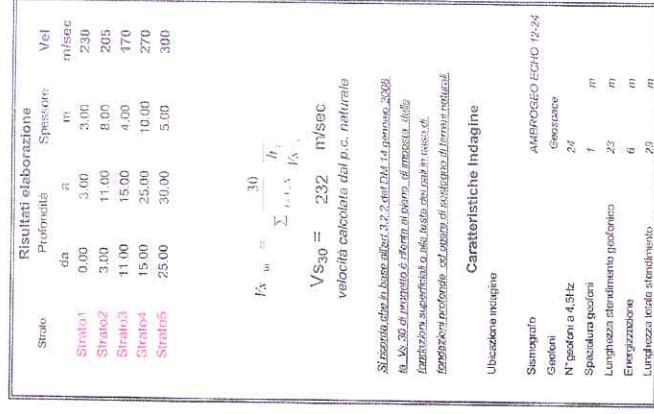
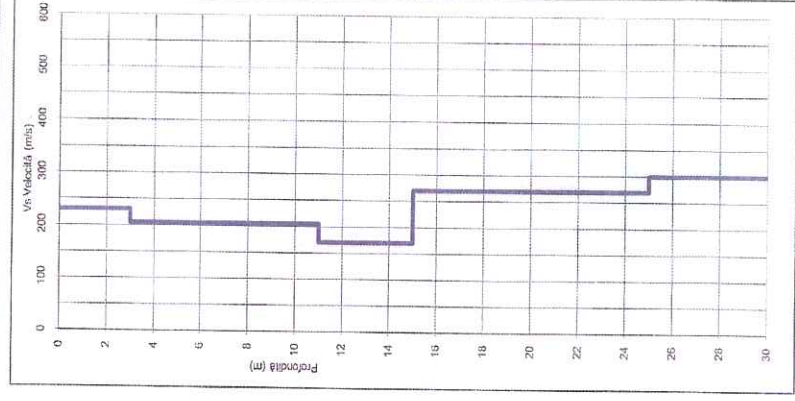
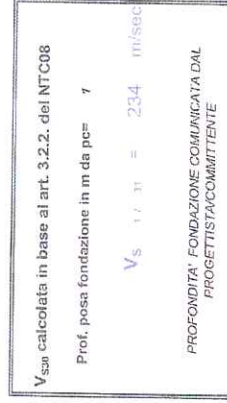
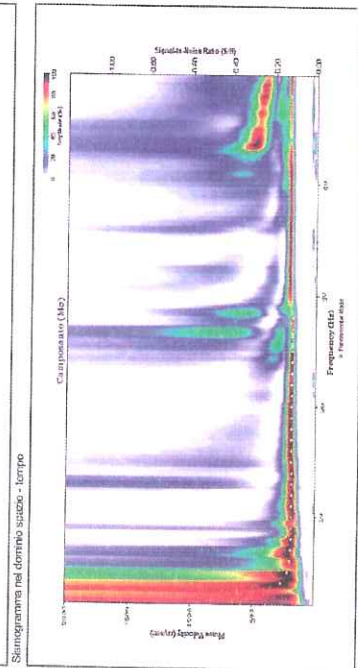
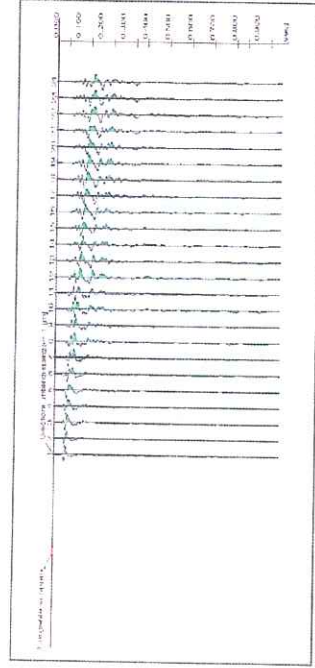
Ottenendo in base ai dati sopra esposti, ed in base a quanto previsto da art. 3.2.2 NTC08, *“Per le fondazioni superficiali tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse,..”*, quindi considerando il piano di posa fondale previsto a -1.00 m da pc:

Prospezione MASW

V_{s30} = **232** m/sec (da p.c. a -30 m)

V_{s30} = **234** m/sec (da - 1.0 a -31.0 m)

Da cui si evince che entrambi i valori ottenuti, corrispondono alla categoria del suolo di fondazione di tipo **C** (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s)



INDAGINE SISMICA PASSIVA A STAZIONE SINGOLA HVSR

La richiesta di non invasività, rapidità e profondità nella prospezione ha portato alla scelta della tecnica di analisi del microtremore sismico ambientale.

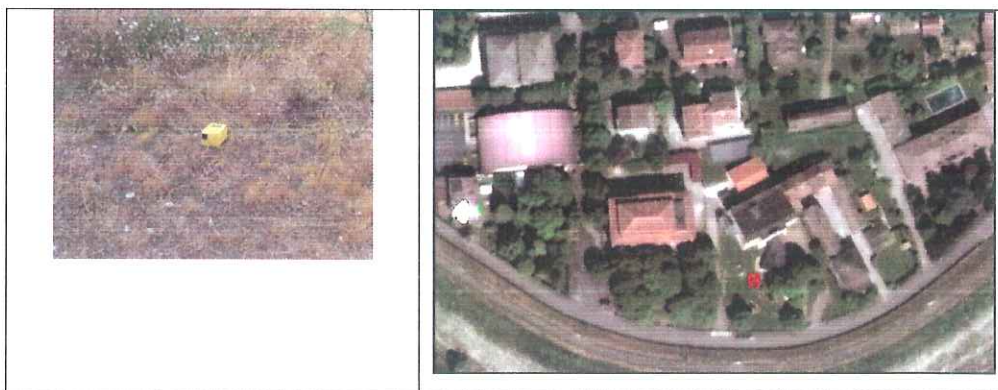
E' ormai accettato che la tecnica, nella sua formulazione classica, detta anche HVSR, è in grado di individuare la frequenza di risonanza dei terreni sciolti sovrastanti un basamento roccioso e permette di risalire, da questa, alla profondità del contatto (Ibs-von Seht e Wohlenberg, 1999; Castellaro et al. 2005) tramite una stima della velocità di propagazione delle onde acustiche nei mezzi attraversati.

Uno studio diverso dello stesso segnale permette inoltre di restituire una stratigrafia sismica. Il tipo di stratigrafia che le tecniche di sismica passiva possono restituire si basa sul concetto di *contrasto di impedenza*. Per *strato* si intende cioè un'unità distinta da quelle sopra e sottostanti per un contrasto di impedenza, ossia per il prodotto tra velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso.

Tutte le registrazioni dei microtremori sono state effettuate con il tromografo digitale TROMINO, progettato specificatamente per l'acquisizione del rumore sismico. Si tratta di un apparecchio portatile compatto di 10 x 7 x 14 cm e 1 kg di peso dotato di tre sensori elettrodinamici (velocimetri) orientati N-S, E-W e verticalmente, alimentato da 2 batterie AA da 1.5 V.

Si è effettuata una registrazione di rumore sismico ambientale della durata di 20'. Sono state effettuate su terreno costituito da materiale di riporto (foto sottostante).

In queste condizioni ci si deve attendere (e si vedrà che infatti accade) una forte inversione di velocità superficiale: il terreno artificiale infatti ha velocità di propagazione delle onde sismiche maggiori del primo terreno naturale. In queste condizioni le curve H/V assumono valori forzatamente minori di uno, in ampiezza, per l'abbassamento delle componenti spettrali orizzontali sotto la verticale.



Dalle registrazioni del rumore sismico ambientale sono state ricavate le curve H/V, secondo la procedura descritta in Castellaro *et al.* (2005), con parametri:

- ⇒ larghezza delle finestre d'analisi 20 s,
- ⇒ lisciamento secondo finestra triangolare con ampiezza pari al 10% della frequenza centrale,
- ⇒ rimozione dei transienti sulla serie temporale degli H/V.

Le curve H/V sono state invertite creando una serie di modelli sintetici (che contemplano la propagazione delle onde di Rayleigh e di Love nel modo fondamentale e superiori in sistemi multistrato), fino a considerare per buono il modello teorico più vicino alle curve sperimentali.

Come già accennato, si nota che al di sopra di 2 Hz il rapporto H/V è stabilmente inferiore ad 1 e questo è causato dalla forte inversione di velocità superficiale determinata da terreni di riporto in laterizio/ciottoli che sono nettamente più rigidi delle sottostanti argille. La curva H/V torna sopra l'ampiezza 1 a 2 Hz.

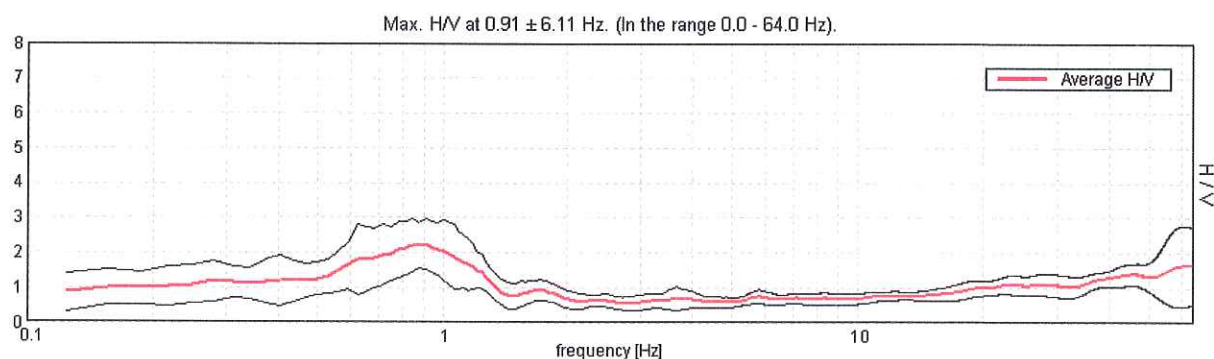


Fig: RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

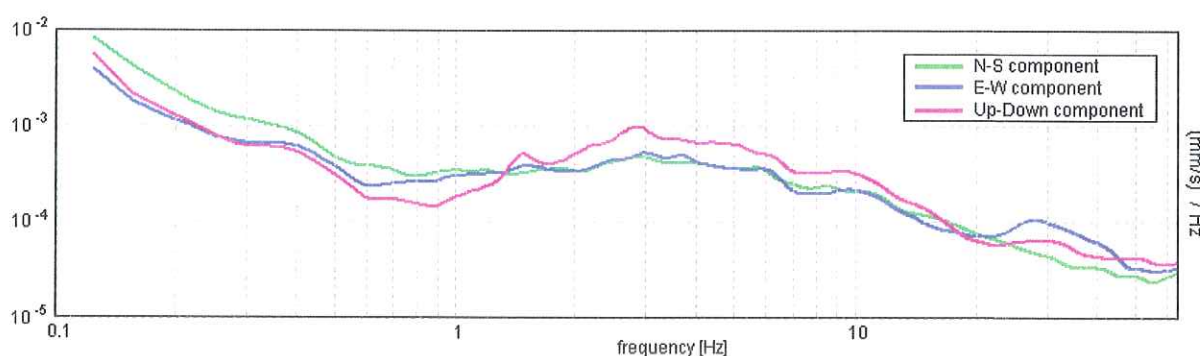


Fig: SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI

Relazione geologica, geotecnica e sismica a corredo del progetto di ricostruzione della
Scuola Materna Comunale di Camposanto (Modena)
Committente: Comune di Camposanto (Modena)

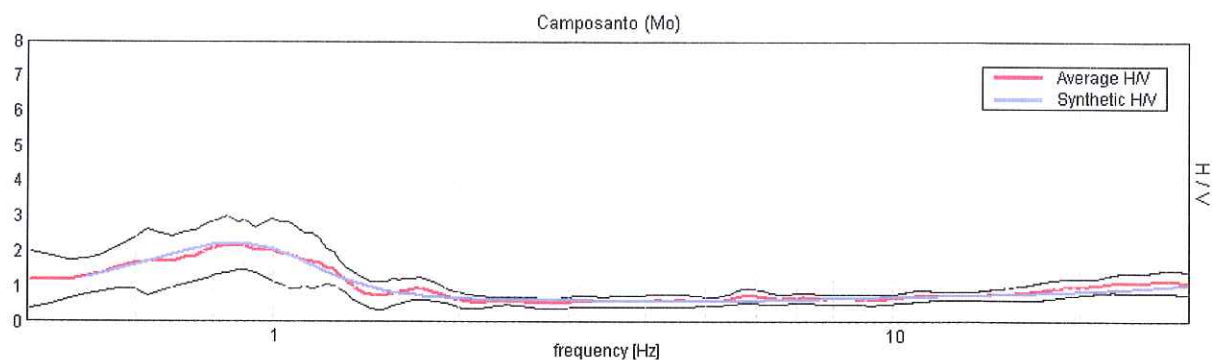
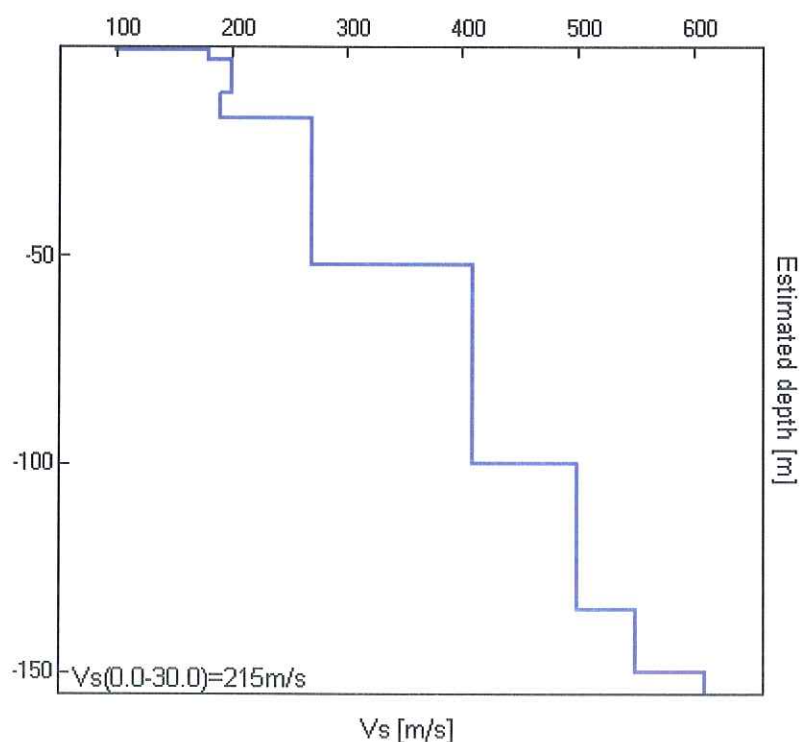


Fig: Confronto tra curva H/V sperimentale (media in rosso, intervallo di confidenza al 95% in nero) e teorica (blu).



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
0.60	0.60	100	0.35
3.10	2.50	180	0.35
11.10	8.00	200	0.35
17.10	6.00	190	0.35
52.10	35.00	270	0.35
100.10	48.00	410	0.35
135.10	35.00	500	0.35
150.10	15.00	550	0.35
inf.	inf.	610	0.35

La velocità media delle onde di taglio nei primi 30 m di terreno viene calcolata con la seguente formulazione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{V_{s_i}}}$$

dove h_i e V_{s_i} sono spessori e velocità dei singoli strati. In questo sito si ottiene $V_{s30} = 215 \text{ m/s}$, confermando la categoria C di suolo di fondazione secondo l'OPCM 3274 e il DM 14/09/2005 e successive modifiche.

La frequenza fondamentale di risonanza del sito è a $0.91 \pm 0.05 \text{ Hz}$ ed è legata ad un contrasto di impedenza profondo all'incirca 100mt. Essa determina un picco H/V che risulta significativo secondo le linee guida SESAME (2005) in materia di microzonazione sismica.

Picco H/V a $0.91 \pm 6.11 \text{ Hz}$ (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).

Criteri per una curva H/V affidabile

[Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]

$f_0 > 10 / L_w$	$0.91 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$779.4 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 44	OK	

Criteri per un picco H/V chiaro

[Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]

Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	0.344 Hz	OK	
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	1.344 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$2.25 > 2$	OK	
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 3.299 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$2.98972 < 0.13594$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.3603 < 2.0$	OK	

Picco H/V a $3.93 \pm 0.04 \text{ Hz}$ (nell'intervallo 0.2 -40.0 Hz).

L_w	lunghezza della finestra				
n_w	numero di finestre usate nell'analisi				
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi				
f	frequenza attuale				
f_0	frequenza del picco H/V				
σ_f	deviazione standard della frequenza del picco H/V				
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$				
A_0	ampiezza della curva H/V alla frequenza f_0				
$A_{H/V}(f)$	ampiezza della curva H/V alla frequenza f				
f^-	frequenza tra $f_0/4$ e f_0 alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$				
f^+	frequenza tra f_0 e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$				
$\sigma_A(f)$	deviazione standard di $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa				
$\sigma_{\log H/V}(f)$	deviazione standard della funzione $\log A_{H/V}(f)$				
$\theta(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$				
Valori di soglia per σ_f e $\sigma_A(f_0)$					
Intervallo di freq. [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	0.25 f_0	0.2 f_0	0.15 f_0	0.10 f_0	0.05 f_0
$\theta(f_0)$ per $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ per $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

VALUTAZIONI DELLA RISPOSTA SISMICA DEI TERRENI

PRINCIPI FONDAMENTALI

Nel 2003, l'Ordinanza 3274 del 20/3/03 emanata dal Presidente del Consiglio di Ministri, ripresa e modificata dall'OPCM 3431 del 3/5/05, nell'Allegato 4 indica le Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni iniziando a delineare specifiche caratteristiche di approccio e di analisi alla sismicità del territorio nazionale.

Ai fini dell'applicazione delle norme contenute nell' Ordinanza P.C.M. n.3274 del 20/03/2003 e successive modificazioni, il territorio nazionale viene suddiviso in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro a_g = accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A. I valori di a_g , espressi come valore dell'accelerazione di gravità g , da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale sono:

Zona	Valore di a_g
1	0,35 g
2	0,25 g
3	0,15 g
4	0,05 g

Relazione geologica, geotecnica e sismica a corredo del progetto di ricostruzione della Scuola Materna Comunale di Camposanto (Modena)
Committente: Comune di Camposanto (Modena)

*Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si definiscono le seguenti categorie di profilo stratigrafico del **suolo di fondazione** :*

Categoria A: Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi, caratterizzati da valori V_{S30} superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 metri

Categoria B: Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori V_{S30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s ovvero resistenza penetrometrica $N_{spt} > 50$, o coesione non drenata $c_u > 250$ kPa

Categoria C: Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori V_{S30} compresi tra 180 e 360 m/s ($15 < N_{spt} < 50$, $70 < c_u < 250$ kPa)

Categoria D: Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori $V_{S30} < 180$ m/s ($N_{spt} < 15$, $c_u < 70$ kPa)

Categoria E: Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di V_{S30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 metri, giacenti su un substrato di materiale più rigido con $V_{S30} > 800$ m/s

In aggiunta a queste categorie, se ne definiscono altre due:

Categoria S1: Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 metri di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ($PI > 40$) e contenuto d'acqua, caratterizzati da valori di $V_{S30} < 100$ m/s ($10 < c_u < 20$ kPa)

Categoria S2: Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.

Il D.M. 14/01/08, individua l'obbligo dell'utilizzo di metodo di calcolo degli "stati limite". Per "stato limite" si intende *la condizione, superata la quale, l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata*. In base a quanto riportato dalle norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/1/08, la definizione dei parametri sismici deve essere effettuata in funzione delle coordinate geografiche del sito e della classe d'uso della costruzione. Inoltre la sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale dell'opera.

VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

CAPOVERSI E TABELLE DI CUI A "PARAMETRI E COEFFICIENTI SISMICI" (da D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni")

Capoverso 2.4.1- Vita nominale: La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.1 e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tabella 2.4.1 – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Capoverso 2.4.2 - Classi d'uso: In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

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

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001,

n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Capoverso 2.4.3- Periodo di riferimento per l'azione sismica: Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U \quad (2.4.1)$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

Per quanto riguarda l'opera in oggetto (ricostruzione scuola), si possono definire i seguenti parametri, ampiamente cautelativi:

VITA NOMINALE	V_N	50 anni
CLASSE D'USO		III
COEFFICIENTE D'USO	C_U	1.5
PERIODO DI RIFERIMENTO	V_R	75 anni

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Paragrafo 3.2.2 - Categorie di sottosuolo: Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.3. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III).

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

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

Tabella 3.2.III – *Categorie aggiuntive di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.IV):

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

La prova MASW ha messo in evidenza una velocità Vs30 pari a 232 metri/sec, classificando il terreno come di tipo C

Per quanto riguarda l'opera in oggetto (ricostruzione scuola), dunque si possono definire i seguenti parametri:

Vs 30 m/sec	Cu media su 20 metri
234	50 *
CATEGORIA C	

*La prova triassiale eseguita su un campione di terreno prelevato a profondità tra - 2.00 e - 2.40 metri dal p.c., indica una coesione non drenata pari a 97 kPa

Caratteristiche superficie topografica: inclinazione media inferiore a 15°
CATEGORIA T1

ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE

Come riportato al Capoverso 7.11.3 del DM 14/01/2008 :

"il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono."..... "L'influenza del profilo stratigrafico sulla risposta sismica locale può essere valutata in prima approssimazione con riferimento alle categorie di sottosuolo. Il moto sismico alla superficie di un sito, associato a ciascuna categoria di sottosuolo, è definito mediante l'accelerazione massima (a_{max}) attesa in superficie e da una forma spettrale ancorata ad essa."

Per la determinazione delle azioni sismiche, risulta necessario definire la pericolosità sismica specifica per il caso in esame; tale elemento viene determinato utilizzando i seguenti parametri caratteristici:

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito

F_0 = valore massimo del valore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T_c^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

I parametri sono stati tutti calcolati, in funzione del periodo di ritorno T_R , mediante l'utilizzo del foglio di calcolo "Spettri di risposta" vers. 1.0.3 fornito dal C.S. LL.PP.

Coordinate sito (in gradi decimali): LAT: 44.786101 LONG: 11.138084

In particolare, i valori dei parametri a_g , F_0 e T_c^* (s) per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno stato limite sono riassunti nella seguente tabella:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0,051	2,481	0,264
SLD	75	0,066	2,500	0,274
SLV	712	0,182	2,560	0,274
SLC	1462	0,242	2,492	0,284

L'accelerazione massima attesa al sito a_{max} può essere ricavato dalla relazione :

$$a_{max} = S \ a_g \quad \text{dove}$$

a_g = accelerazione massima su sito di riferimento rigido (categ. di sottosuolo A)

S = il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica S_s e dell'amplificazione topografica S_T di cui al Capoverso 3.2.3.2 (nello specifico: 1,5)

Tale parametro risulta utile al fine di caratterizzare i coefficienti sismici orizzontale K_h e verticale K_v , definiti dalle espressioni :

$$K_h = \beta_s \ a_{max} / g$$

$$K_v = \pm 0,5 \ K_h$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito (ved. tab. 7.11.I)

Tabella 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

g = accelerazione di gravità

Alla luce di quanto sopra indicato, si riporta di seguito una tabella riassuntiva dei parametri K_h e K_v calcolati per i diversi stati limite definiti dalla normativa.

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss	1,5	1,5	1,420	1,338
Cc	1,629	1,609	1,609	1,591
St	1,0	1,0	1,0	1,0
β_s	0,20	0,20	0,24	0,28
a_{max}	0,076	0,099	0,258	0,323
K_h	0,015	0,020	0,062	0,090
K_v	0,08	0,010	0,031	0,045

Facendo riferimento all' Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, comma 1 della Legge regionale 20/2000 "Disciplina generale sulla tutela e l'uso del territorio" in merito a "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale ed urbanistica" – Assemblea legislativa della Regione Emilia Romagna (2 maggio 2007 – prog. 112), Tabella 2, il valore di accelerazione massima orizzontale di picco al suolo, cioè per $T=0$, espressa in frazione dell'accelerazione di gravità g, è, in comune di Camposanto, pari a 0.155.

VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Le verifiche di sicurezza nel caso di opere geotecniche, in base a quanto indicato al capoverso 6.2.3 del D.M. 14/01/2008, si basano sul metodo degli stati limite utilizzando coefficienti parziali di sicurezza; nello specifico tali verifiche devono essere effettuate relativamente agli Stati Limite Ultimi (SLU) e agli Stati Limite di Esercizio (SLE).

Nel caso delle **verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)**, la condizione che deve essere rispettata risulta essere la seguente:

$$E_d \leq R_d \quad \text{dove:}$$

E_d : valore di progetto dell'**azione** o dell'effetto dell'azione;

R_d : valore di progetto della **resistenza** del sistema geotecnico.

La verifica della condizione descritta può essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali; tali gruppi sono rispettivamente definiti per le azioni (**A1** e **A2**), per i parametri geotecnici (**M1** e **M2**) e per le resistenze (**R1**, **R2** e **R3**) e sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi (**Approccio 1** e **Approccio 2**).

Nel caso relativo a **opere di materiali sciolti e fronti di scavo** (parag. 6.8), le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite ultimi (cfr. par. 6.4.2.1):

1. **SLU di tipo geotecnico (GEO):**
 - 1.1. collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - 1.2. collasso per scorrimento sul piano di posa;
 - 1.3. stabilità globale
2. **SLU di tipo strutturale (STR):**
 - 2.1. raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l' **Approccio 1**:

- Combinazione 2 : (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II del D.M. 14/01/2008 per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I sempre relativa al suddetto decreto per le resistenze globali (tabelle riportate di seguito).

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	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.

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_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}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

Coefficiente	R2
γ_R	1,1

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I (riportata di seguito), seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1 :

- Combinazione 1 : (A1+M1+R1)
- Combinazione 2 : (A2+M2+R2)

Approccio 2 : (A1+M1+R3)

Tabella 6.4.1 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

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

Per quanto riguarda invece le **verifiche nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE)**, si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione e nel rispetto della seguente condizione:

$$E_d \leq C_d \quad \text{dove:}$$

E_d : valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

C_d : valore limite prescritto relativo all'effetto delle azioni.

Per effetto delle azioni trasmesse in fondazione, infatti, i terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa; sulla base della previsione dei cedimenti il Progettista deve esprimere un giudizio sulla loro ammissibilità con riferimento ai limiti imposti dal comportamento statico e dalla funzionalità del manufatto.

VALUTAZIONE DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE

Il sito presso il quale è ubicato un manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate (cfr. par 7.11.3.4.1 D.M. 14/1/08)

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. Eventi sismici attesi di magnitudo inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni campo libero) minori di 0.1 g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 metri dal p.c., per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;

4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$, oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa.

Il programma *Fondazio* utilizzato dalla scrivente, permette di calcolare V_s ovvero la velocità media di propagazione entro 20 metri di profondità delle onde di taglio secondo quattro Autori:

- *Yoshida Motonori (1988)*
- *Burrow Stokoe (1983)*
- *Sycora Stokoe (1983)*
- *Lyisan (1996)*

Si ritiene che per i terreni oggetto di verifica i metodi di calcolo proposti da Lyisan siano quelli che offrono maggiore attendibilità di risultato; pertanto per il calcolo della V_s (dati riportati nella settima colonna della quarta tabella di elaborazione dei risultati delle CPT eseguite, denominata "Parametri geotecnici") si è utilizzata la seguente espressione:

$$V_s = 55,3 qc^{0,377} \quad (\text{Lyisan 1996})$$

il dato viene fornito relativamente ad ogni singola lettura della prova CPT ($h = 0.20$ m)

Secondo la definizione data nell'Eurocodice 8, *la liquefazione denota una diminuzione di resistenza a taglio e/o di rigidità causata dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico, tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno.*

Nel contesto considerato, il problema principale che si pone in fase di progettazione è la suscettibilità alla liquefazione quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo-argillosa.

In altre parole è necessario valutare il potenziale di liquefazione del terreno ove deve essere realizzata la costruzione.

Le ricerche che hanno portato all'evoluzione delle conoscenze dei parametri più significativi ed alla formulazione di metodi empirici e di analisi dinamica, hanno preso avvio a partire dai terremoti di Niigata dell'Alaska (1964).

Sono emersi così i primi criteri empirici di previsione, basati sulle caratteristiche granulometriche e sullo stato di addensamento; a tali criteri hanno

fatto seguito metodi più raffinati e complessi capaci di tenere conto di un numero di parametri sempre più elevato.

Il quadro dei metodi oggi disponibili è quanto mai vario e va da criteri basati su soli dati geologici qualitativi (età del deposito, origine, stratigrafia, profondità della falda, ecc.) a metodi di analisi dinamica molto sofisticati, basati sulla valutazione della pressione effettiva della risposta sismica locale e su prove di laboratorio molto sofisticate e complesse. Questi metodi si basano sul confronto fra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto, ovvero fra gli strati tensionali che producono liquefazione o livelli di deformazione critici e quelli indotti dalle onde sismiche nella loro propagazione. A tal fine richiedono la precisazione di parametri relativi sia all'evento sismico sia al deposito, valutati questi ultimi o con prove dinamiche di laboratorio o con prove in situ.

La loro applicazione richiede quindi:

- *la valutazione della resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclici in condizioni non drenate, mediante correlazioni basate su prove in situ ed in laboratorio;*
- *calcolo delle sollecitazioni di taglio indotte.*

Essi sono basati su concetti di rapporto tensionale ciclico (CSR), che esprime il carico sismico, e di rapporto di resistenza ciclica (CRR), che esprime la capacità del terreno di resistere alla liquefazione.

Ove si usi il metodo delle correlazioni di campagna, un terreno deve essere considerato suscettibile alla liquefazione allorchè lo sforzo di taglio generato dal terremoto ad una data profondità, supera l' 80% dello sforzo critico che ha provocato la liquefazione alla medesima profondità durante terremoti passati; il livello di sforzo di taglio pari all' 80% implica un fattore di sicurezza pari a 1,25.

I terreni sono pertanto da considerarsi liquefacibili nel caso il rapporto tra CSR e CRR sia $< 1,25$.

Va comunque rimarcato che, facendo riferimento all' Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, comma 1 della Legge regionale 20/2000 "Disciplina generale sulla tutela e l'uso del territorio" in merito a "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale ed urbanistica" – Assemblea legislativa della Regione Emilia Romagna (2 maggio 2007 – prog. 112), il fattore di sicurezza F_L viene portato ad 1. Ossia se il fattore $F_L > 1$, la liquefazione è da escludere, mentre se è minore di 1, è possibile che avvengano fenomeni di liquefazione.

Metodo di Seed-Idriss

Tra i metodi semplificati il più noto è quello di Seed e Idriss (1982), basato su una procedura semi-empirica: esso è di facile applicazione e richiede

solo la conoscenza di pochi parametri geotecnici: granulometria, numero dei colpi della prova standard SPT, densità relativa, peso di volume.

Esso prevede un confronto tra le caratteristiche meccaniche dei terreni (valutata prevalentemente sui risultati di prove in sito, quali la prova penetrometrica dinamica SPT, la prova penetrometrica statica CPT, la misura della velocità delle onde di taglio Vs) con l'eventuale occorrenza nel medesimo sito del fenomeno della liquefazione, a seguito di una sollecitazione sismica (stimata attraverso la massima accelerazione attesa in superficie).

Per la valutazione del rapporto di resistenza ciclica CRR il metodo prevede l'utilizzo di un abaco nel quale in ordinata è riportato il rapporto tensionale

ciclico CSR (carico sismico) ed in ascissa la resistenza del terreno, stimata mediante una delle prove in sito, tipicamente la prova SPT.

Il rapporto tensionale ciclico è definito dalla relazione:

$$CSR = 0,65 \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot rd$$

nella quale:

a_{max} = accelerazione di picco al piano di campagna

g = accelerazione di gravità

σ_v = tensione totale verticale nel sottosuolo

σ'_v = tensione efficace verticale nel sottosuolo

rd = coefficiente riduttivo dell'azione sismica alla profondità di interesse per tenere in conto la deformabilità del sottosuolo.

Nell'ipotesi di propagazione verticale di onde sismiche di taglio la colonna di terreno di altezza z si muove rigidamente in direzione orizzontale. Poiché in realtà la colonna di terreno è deformabile, lo sforzo di taglio è minore che nell'ipotesi di corpo rigido. Seed ed Idriss hanno fornito a tal proposito i valori del coefficiente "rd" in funzione della profondità, in forma grafica.

Le curve limite, per diversi valori della magnitudo M , separano i punti rappresentativi di eventi studiati per i quali si è osservato il fenomeno della liquefazione (sopra le curve limite) da quelli dove la liquefazione non è avvenuta (sotto le curve limite).

Le curve limite rappresentano allora il luogo dei minimi rapporti tensionali ciclici CSR necessari affinché uno strato di terreno vada soggetto a liquefazione: esse rappresentano quindi il luogo dei valori corrispondenti alla resistenza ciclica CRR.

Benchè utili per valutazioni di massima, i metodi semplificati offrono indicazioni molto approssimate sulla resistenza dei terreni alla liquefazione. La scoperta dell'incidenza sulla resistenza alla liquefazione dei metodi di ricostituzione dei provini, della loro dimensione e di altri effetti secondari, sta portando però sempre più a privilegiare metodi basati su correlazioni della resistenza alla

liquefazione con parametri desunti da prove in situ. Tali metodi fanno riferimento agli stati limite ultimi prescindendo dalle deformazioni e sono impiegati generalmente per la progettazione di opere di media importanza.

Il loro impiego si giustifica quindi per la loro facilità di applicazione, ovvero negli ambiti nei quali non sia richiesta una previsione particolarmente accurata.

Per quanto riguarda l'area oggetto di studio, nella CPT 1 si evidenziano tre livelli isolati a rischio liquefazione, per la precisione tra -5.60 e - 5.80, tra - 6.00 e - 6.20 e tra - 14.20 e - 14.40. Nella CPT 2 si evidenzia solo un livello tra - 14.00 e - 14.40. Risulta evidente che livelli a spessore decimetrico isolati nel pacco di terreno fanno pensare ad un basso rischio di liquefazione e risultano poco significativi.

STIMA DEI CEDIMENTI POST-SISMICI

Nel presente paragrafo viene fatta una stima del cedimento di riconsolidazione conseguente alla dissipazione delle pressioni interstiziali che si possono accumulare durante un terremoto.

Generalmente tale tipo di stima riguarda depositi coesivi molto soffici ($C_u \leq 70$ kPa) e plastici ($I_p \geq 30\%$) in cui si prevede un incremento di pressioni interstiziali $\Delta u/\sigma'_0 \geq 0.3$ durante il terremoto di riferimento.

Per la stima è stata utilizzata la procedura di riferimento per l'analisi di terzo livello (allegato 3) della regione Emilia Romagna; tale procedura è identica a quella indicata nel documento "Indirizzi e criteri per la Microzonazione sismica – parte I e parte II della Presidenza del Consiglio dei Ministri – Dipartimento della Protezione Civile (settembre 2008).

Secondo la procedura citata l'entità dei cedimenti di riconsolidazione (cedimento post sismico) può essere valutata con l'espressione:

$$DH = e_{vr}H$$

Dove: H = altezza dello strato omogeneo;

e_{vr} = deformazione volumetrica post-ciclica percentuale.

La deformazione volumetrica è calcolata con la:

$$e_{vr} = (aCr/1+e_0)\log(1/(1-Du/s'_0))$$

dove:

a = costante sperimentale variabile da 1 a 1,5;

e_0 = calcolato in funzione del tipo di terreno e resistenza alla punta (da 0.45 a 1.67 per le argille e da 0.40 a 0.62 per le sabbie);

Cr = indice di riconsolidazione, che può essere ipotizzato pari a $0,225 \cdot C_c$, calcolato come il precedente (variabile per la sabbie da circa 8 a 40 MPa, mentre per le argille varia da circa 1.5 a 20 MPa);

Du/s'_0 = rapporto di pressione interstiziale.

Per il calcolo dei cedimenti in questione è necessario in fase preliminare procedere alla stima del parametro $r_u = Du/s'_0$; i documenti citati in precedenza forniscono un abaco in cui può essere desunto il valore del parametro in funzione dell'ampiezza della deformazione di taglio massima γ_{max} indotta dal terremoto data dalla seguente relazione:

$$\gamma_{max} = 0,65 a_{max,s}/g \cdot sv \cdot rd \cdot 1/G$$

dove:

$a_{max,s}$ = picco di accelerazione al piano campagna del terremoto di riferimento;

sv = tensione verticale totale;

rd = coefficiente riduttivo dell'azione sismica che mette in conto la deformabilità del sottosuolo e che può essere determinato dalla relazione $rd = 1 - 0.015 z$ (con z profondità dello strato deformabile);

G = modulo di taglio corrispondente al livello deformativo γ_{max} che può essere stimato in funzione applicando un fattore riduttivo al modulo di taglio G_0

Dall'esame delle CPT eseguite in sito, sebbene esistano livelli superficiali con presenza di sabbie, si preferisce cautelativamente considerare tutto il pacco di terreno investigato coesivo, e pertanto verranno considerati come compressibili i primi 20 metri all'interno dei quali potrebbero avvenire i cedimenti in esame. I parametri sono stimati al livello medio dello strato; di seguito vengono riportate le elaborazioni eseguite:

- $A_{max,s} = S \cdot a_g$ dove
 a_g = accelerazione massima su sito di riferimento rigido (categ. di sottosuolo A)
 S = il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica S_s e dell'amplificazione topografica S_T di cui al Capoverso 3.2.3.2
Facendo riferimento agli atti di indirizzo e coordinamento tecnico della Regione Emilia Romagna prog. 112, l'accelerazione massima nel comune di Camposanto è pari a 0.155.
- Tensione verticale sv = peso di volume del terreno per profondità della sezione media dello strato compressibile. Peso di volume medio sui 10 metri: 1230 kg/m³ e z = 10 metri (metà del massimo spessore di materiale fine).
 $Sv = 12.300 \text{ kg/cm}^2$

- r_d = coefficiente riduttivo dell'azione sismica che mette in conto la deformabilità del sottosuolo e che può essere determinato dalla relazione $r_d = 1 - 0.015 z$ (con z profondità dello strato deformabile) = 0.850
- G è stato determinato in base al valore G_0 che a sua volta è stato stimato con la relazione $G_0 = V_s^2 \cdot \text{peso di volume del terreno}$; considerata la categoria del sottosuolo e sulla scorta dell'indagine in situ, si preferisce in via cautelativa considerare comunque la V_s massima, pari a 234 m/sec; pertanto $G_0 = 67.349.880 \text{ kg/cmq}$. La stima di G è stata eseguita in base alla tabella 2.7-3 estrapolata dal documento della Protezione Civile. Si stima dunque un rapporto tra G e G_0 pari a 0.70.
 $G/G_0 = 0.70$ da cui $G = 0.70 \cdot 67.349.880 = 47.144.916 \text{ Kg/cmq}$

In base a questi valori, si stima che

$$\gamma_{\max} = 2.31 \cdot 10^{-5}$$

In base a tale valore si determina R_u dall'abaco estrapolato dal documento della Protezione Civile, con un valore inferiore a 0.4: pertanto si conclude che, i cedimenti post-sismici nei terreni coesivi risultano trascurabili.

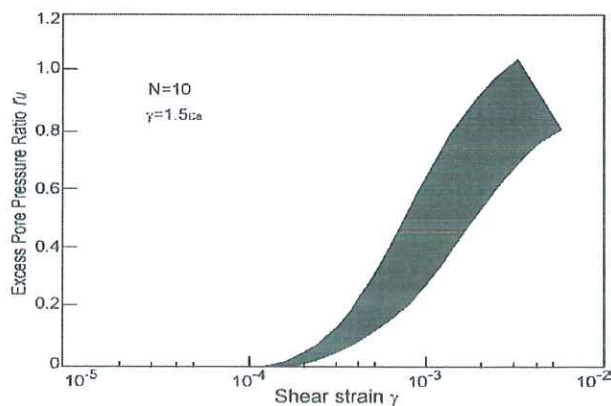


Figura 2.7-3 -Valore del rapporto di pressioni interstiziale r_u in funzione della deformazioni di taglio massima indotta dal terremoto

$$\gamma_{\max} = 0.65 \frac{\sigma_{v\max}}{g} \sigma_v f_d \frac{1}{G}$$

da Seed e Idriss, 1982.

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

Per il calcolo della capacità portante, è stata utilizzata la formula di Brinch-Hansen valida per le fondazioni superficiali. Essa deriva dalla formula di Meyerhof, dalla quale differisce per i valori dei fattori correttivi di forma, di approfondimento, di inclinazione dei carichi e per il fattore di portanza N_y e per l'introduzione di fattori correttivi relativi al caso di fondazione su pendio e di fondazione con base ruotata.

A differenza della formula di Terzaghi, la relazione di Brinch Hansen può essere utilizzata per qualunque tipo di terreno e per profondità di posa sino a $D = 4 \times B$

$$Q_{lim} = c' * N_c * s_c * d_c * i_c * b_c * g_c + \gamma_1 * D * N_q * s_q * d_q + i_q + b_q + g_q + 0,5 * \gamma_2 * B * N_v * s_v * i_v * b_v * g_v \quad (\text{per } \varphi > 0)$$

$$Q_{lim} = 5.14 C_u (1 + s + d_c - i_c - b_c - g_c) + \gamma_1 * D \quad (\text{per } \varphi = 0)$$

In cui:

- **Q_{lim}** : capacità portante limite del terreno di fondazione (kPa)
- **γ₁** : peso di volume medio del terreno sopra il piano di posa (t/mc)
- **γ₂** : peso di volume medio del terreno sotto il piano di posa (t/mc)
- **D** : profondità di posa della fondazione (m)
- **B** : Larghezza base della fondazione lato corto (m)
- **c'** : coesione in condizione drenate del terreno (kPa)
- **C_u** : coesione in condizione non drenate del terreno (kPa)
- **N_v N_c N_q** : fattori di capacità portante funzione dell'angolo di attrito φ' (Vesic, 1975)
- **s_v s_c s_q** : fattori di forma della fondazione
- **i_v i_c i_q** : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico
- **b_v b_c b_q** : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione
- **g_v g_c g_q** : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna
- **d_c d_q** : fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa

Nel caso delle fondazioni superficiali, le Norme Tecniche per le Costruzioni richiedono di verificare la capacità portante del sistema terreno-fondazione utilizzando gli approcci 1 e 2 (od almeno una di essi).

Nell'approccio 1 devono essere verificate due condizioni di carico, la prima (A1+M1+R1) in cui si applicano coefficienti di amplificazione alle sole azioni (permanenti o variabili, strutturali o geotecniche) e la seconda (A2+M2+M2+R2) in cui si applicano coefficienti di amplificazione alle azioni strutturali variabili e coefficienti di riduzione ai parametri che esprimono le proprietà meccaniche del terreno.

L'approccio 2 prevede una sola combinazione di carico (a1+M1*R3), in cui sono amplificate le azioni e imposto un coefficiente di sicurezza globale γ_R maggiore.

Nell'ambito di ciascun approccio si calcolano in questo modo l'azione di progetto Ed e la resistenza di progetto Rd, che sono già affette dai coefficienti di sicurezza parziali, per cui la verifica impone semplicemente che sia soddisfatta la disuguaglianza $R_d \geq E_d$.

Nel nostro caso, non essendo a conoscenza dei carichi permanenti (strutturali), e dei carichi variabili, definiti favorevoli e sfavorevoli ai fini della verifica di stabilità da eseguire, il calcolo del valore di progetto delle azioni Ed, nei due approcci, è lasciata al progettista/calcolatore dell'opera.

STIMA DEI CEDIMENTI INDOTTI E PRESSIONE AMMISSIBILE

Prefissato lo spessore H_c del banco comprimibile (entro il quale condurre le valutazioni della capacità portante e dei cedimenti), viene condotta la verifica allo schiacciamento dei diversi strati di sottosuolo (spessore 20 cm) nei confronti delle tensioni verticali indotte dal carico agente in superficie e valutate secondo la teoria dell'elasticità (Boussinesq).

Il calcolo dei cedimenti, viene condotto per strati successivi, valutando per ciascuno la tensione verticale ΔP (al centro della superficie del carico), nonché il relativo valore del modulo edometrico M_o , in base all'espressione:

$$\text{cedimento } S = n \sum (h * \sigma_v / M_o)$$

dove:

n = eventuale coeff. Di riduzione ($n \leq 1$) che tiene conto della rigidità strutturale)

h = spessore del generico strato

σ_v = tensione verticale al centro della superficie di carico

M_o = modulo edometrico

Gli spostamenti verticali che le fondazioni subiscono in seguito all'applicazione dei carichi possono non essere compatibili con le deformazioni consentite dalla struttura. Al fine di ovviare a tale inconveniente, si consiglia di adottare un valore di pressione ammissibile (Q_{amm}) tale da provocare abbassamenti accettabili.

Tale valore può coincidere con il valore di resistenza del progetto R_d , oppure risultare diverso. La pressione ammissibile Q_{amm} è quindi quel valore del carico unitario (inteso come incremento netto di pressione in corrispondenza del piano di posa della fondazione) che determina nel sottosuolo tensioni verticali massime (al centro della superficie di carico) compatibili sia con la resistenza allo schiacciamento ammissibile R_{amm} dei vari strati del banco comprimibile, sia con il cedimento della struttura. Nella scelta della q_{amm} di progetto va opportunamente tenuto conto dei cedimenti totali, considerando l'eventualità dei cedimenti differenziali che possono pregiudicare la statica del fabbricato.

Lo schema seguente indica i parametri presi in considerazione per il calcolo:

Categoria del terreno	C
Classe d'uso	III
Vita nominale V_n	75 anni
Stato limite considerato	SLV
A_g (g)	0.155
F_0	2.560
T_c	0.274
S_s	1.420
C_{uk}	0.50
Tipo di verifica	Non drenata

Si fa riferimento alle fondazioni tipo ipotizzate dalla Dr.ssa Smerieri nella relazione del Febbraio 2006. In particolare si considerano fondazioni tipo

TRAVE CONTINUA CON B = 0.60, IMPOSTATE A – 2.00 METRI AL P.C.

Le tabelle seguenti indicano i valori di Rd trovati per le diverse combinazioni, con i cedimenti relativi

SINTESI VALORI DI Rd - CPT 1 -

Ipotesi di fondazione Trave continua			APPROCCIO 1		APPROCCIO 2
			Combinazione 1 A1+M1+R1	Combinazione 2 A2+M2+R2	A1+M1+R3
B (m)	L (m)	D (m)	Coeff. R1 = 1.00	Coeff. R= 1.80	Coeff. R3= 2.30
0.6		-2.00	5.14	2.11	2.23

N.B. la capacità portante è espressa in kg/cmq

SINTESI VALORI DI CEDIMENTO PER I CARICHI Rd

Ipotesi di fondazione Trave continua			APPROCCIO 1		APPROCCIO 2
			Combinazione 1 A1+M1+R1	Combinazione 2 A2+M2+R2	A1+M1+R3
B (m)	L (m)	D (m)	Coeff. R1 = 1.00	Coeff. R= 1.80	Coeff. R3= 2.30
0.6		-2.00	25.60	10.51	11.11

N.B.: il cedimento è espresso in cm.

SINTESI VALORI DI Rd - CPT 2 -

Ipotesi di fondazione Trave continua			APPROCCIO 1		APPROCCIO 2
			Combinazione 1 A1+M1+R1	Combinazione 2 A2+M2+R2	A1+M1+R3
B (m)	L (m)	D (m)	Coeff. R1 = 1.00	Coeff. R= 1.80	Coeff. R3= 2.30
0.6		- 2.00	8.54	3.47	3.71

N.B. la capacità portante è espressa in kg/cmq

SINTESI VALORI DI CEDIMENTO PER I CARICHI Rd

Ipotesi di fondazione Trave continua			APPROCCIO 1		APPROCCIO 2
			Combinazione 1 A1+M1+R1	Combinazione 2 A2+M2+R2	A1+M1+R3
B (m)	L (m)	D (m)	Coeff. R1 = 1.00	Coeff. R= 1.80	Coeff. R3= 2.30
0.6		-2.00	50.15	20.38	21.79

N.B.: il cedimento è espresso in cm.

Si considera e si conferma come carico ammissibile il valore di 0.8 kg/cmq, per il quale si verificano i seguenti cedimenti:

CPT 1 = 3.98 cm

CPT 2 = 4.70 cm,

accettabili secondo la più accreditata letteratura

NOTE CONCLUSIVE

Alla luce di tutte le considerazioni precedenti si conclude quanto segue:

- Non sussistono elementi geologici, geomorfologici ed idrogeologici che possano pregiudicare l'attuazione del progetto.
- Dall'analisi delle CPT eseguite si evidenzia che il terreno è costituito essenzialmente da materiale argilloso limoso, con presenza di materiale più competente nei primi metri di investigazione.
- Il Comune di Camposanto risulta classificato come zona a rischio sismico di terza categoria
- Per quanto riguarda l'opera in oggetto, si possono definire i seguenti parametri:

VITA NOMINALE	V_N	50 anni
CLASSE D'USO		III
COEFFICIENTE D'USO	C_U	1.5
PERIODO DI RIFERIMENTO	V_R	75 anni

Vs 30 m/sec	Cu,30 kPa
234	50
CATEGORIA C	

Caratteristiche superficie topografica: inclinazione media inferiore a 15°

CATEGORIA T1

- La categoria del suolo di fondazione e' riconducibile alla **Categoria C**: Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori V_{S30} compresi tra 180 e 360 m/s ($15 < N_{spt} < 50$, $70 < c_u < 250$ kPa)
- Si specifica che per il calcolo del rischio di liquefazione si e' preso in considerazione l'ipotesi di terremoti di magnitudo media pari a 6,14.
- Facendo riferimento al D.M. 11/01/08, la tabella seguente riassume i valori relativi ai coefficienti β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito, a_{max} = accelerazione massima attesa al sito, K_h e K_v = coefficienti sismici orizzontale e verticale:

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss	1,5	1,5	1,420	1,338
Cc	1,629	1,609	1,609	1,591
St	1,0	1,0	1,0	1,0
β_s	0,20	0,20	0,24	0,28
a_{max}	0,076	0,099	0,258	0,323
K_h	0,015	0,020	0,062	0,090
K_v	0,08	0,010	0,031	0,045

- Per quanto riguarda l'area oggetto di studio, nella CPT 1 si evidenziano tre livelli isolati a rischio liquefazione, per la precisione tra -5.60 e - 5.80, tra - 6.00 e - 6.20 e tra - 14.20 e - 14.40. Nella CPT 2 si evidenzia solo un livello tra - 14.00 e - 14.40. Risulta evidente che livelli a spessore decimetrico isolati nel pacco di terreno fanno pensare ad un basso rischio di liquefazione e risultano poco significativi.
- I cedimenti post-sismici nei terreni coesivi risultano trascurabili.
- **Si fa riferimento alle fondazioni tipo ipotizzare dalla Dr.ssa Smerieri nella relazione del Febbraio 2006. In particolare si considerano fondazioni tipo**

TRAVE CONTINUA CON B = 0.60, IMPOSTATE A - 2.00 METRI AL P.C.

- Le tabelle seguenti indicano i valori di R_d trovati per le diverse combinazioni, con i cedimenti relativi

SINTESI VALORI DI R_d - CPT 1 -

Ipotesi di fondazione Trave continua			APPROCCIO 1		APPROCCIO 2 A1+M1+R3
			Combinazione 1 A1+M1+R1	Combinazione 2 A2+M2+R2	
B (m)	L (m)	D (m)	Coeff. R1 = 1.00	Coeff. R= 1.80	Coeff. R3= 2.30
0.6		-2.00	5.14	2.11	2.23

N.B. la capacità portante è espressa in kg/cmq

Relazione geologica, geotecnica e sismica a corredo del progetto di ricostruzione della
Scuola Materna Comunale di Camposanto (Modena)
Committente: Comune di Camposanto (Modena)

SINTESI VALORI DI CEDIMENTO PER I CARICHI R_d

Ipotesi di fondazione Trave continua			APPROCCIO 1		APPROCCIO 2 A1+M1+R3
			Combinazione 1 A1+M1+R1	Combinazione 2 A2+M2+R2	
B (m)	L (m)	D (m)	Coeff. R1 = 1.00	Coeff. R= 1.80	Coeff. R3= 2.30
0.6		-2.00	25.60	10.51	11.11

N.B.: il cedimento è espresso in cm.

SINTESI VALORI DI R_d - CPT 2 -

Ipotesi di fondazione Trave continua			APPROCCIO 1		APPROCCIO 2 A1+M1+R3
			Combinazione 1 A1+M1+R1	Combinazione 2 A2+M2+R2	
B (m)	L (m)	D (m)	Coeff. R1 = 1.00	Coeff. R= 1.80	Coeff. R3= 2.30
0.6		- 2.00	8.54	3.47	3.71

N.B. la capacità portante è espressa in kg/cmq

SINTESI VALORI DI CEDIMENTO PER I CARICHI R_d

Ipotesi di fondazione Trave continua			APPROCCIO 1		APPROCCIO 2 A1+M1+R3
			Combinazione 1 A1+M1+R1	Combinazione 2 A2+M2+R2	
B (m)	L (m)	D (m)	Coeff. R1 = 1.00	Coeff. R= 1.80	Coeff. R3= 2.30
0.6		-2.00	50.15	20.38	21.79

N.B.: il cedimento è espresso in cm.

- Si considera e si conferma come carico ammissibile il valore di 0.8 kg/cmq, per il quale si verificano i seguenti cedimenti:
 - CPT 1 = 3.98 cm
 - CPT 2 = 4.70 cm,
 accettabili secondo la più accreditata letteratura
- Si consiglia, l'ottimizzazione della regimazione delle acque meteoriche al fine di evitare un'interferenza con le fondazioni.

Ferrara, Settembre 2012

Dr. Geol. Mariantonietta Sileo

Allegati:

1. Tabulati prove CPT e prove di laboratorio del 2006

ALLEGATI

840

COMMITTENTE: Silgeo Sas (FE)
CANTIERE: Scuola materna di Camposanto (MO)
DATA APERTURA : 01/02/06

TIPO DI CONTENITORE: ☒ fustella ☐ sacchetto ☐ cassetta

[illegible]

LEGENDA PROVE:

Pocket penetrometrico	P.P. (Kg/cmq)	Peso di volume	Y (gr/cm ³)	Limiti di Atterberg	L A
Vane test	V.T. (Kg/cmq)	Peso specifico	G.S	Edometria	Ed
Contenuto d'acqua	W (%)	Granulometria	G	Prova di taglio	P T
Compressione E.L.L.	C	Permeabilità	K	Triassiale	T R

Sperimentatore
Dr. Mari R.

Il Direttore
Dr. Geol. Antonio Mucchi

Rapporto di prova del 04/02/06

Laboratorio Dr.Geol.Antonio Mucchi

Via Calvino 30/B-44100 Ferrara-Tel 0532/773749

Isc.C.C.I.A.A. di Ferrara n°170861-P.I. 00534480389

Concessione Ministero Infrastrutture e Trasporti - Decreto n° 52494 del 11/10/2004

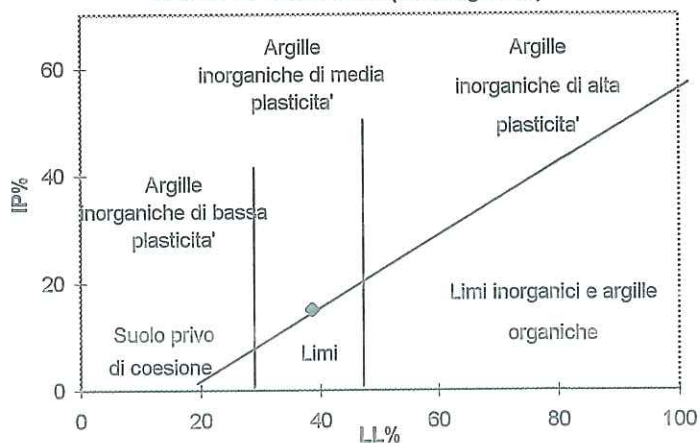
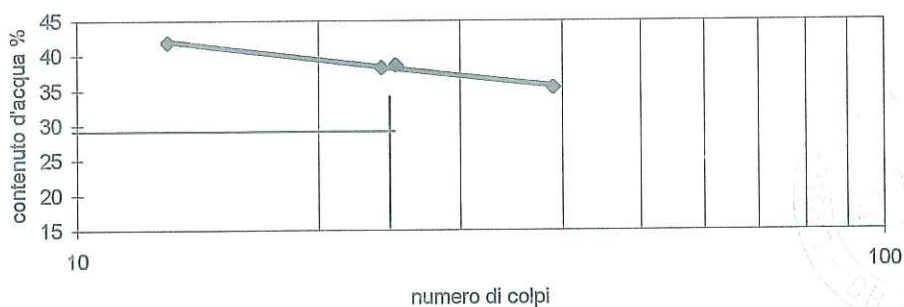
Settore A: Prove di Laboratorio sui terreni (ai sensi dell'art.8 del D.P.R. n°246/1993)

LIMITI DI ATTERBERG (Norma CNR - UNI 10014)

Committente : Silgeo Sas (FE)
Cantiere : Scuola materna di Camposanto (MO)
Sondaggio N°: 2
Campione: 1
Prof. m: 2-2,4
Data prova : 01/02/2006

N° CONTENITORE N° COLPI	Limite liquido			Lim.plastico media 2 det.	Umidita' 4
	1	2	3		
PESO UMIDO + TARA	28,79	26,67	28,55	15,48	90,77
PESO SECCO + TARA	24,72	23,03	24,06	14,41	74,67
ACQUA CONTENUTA	4,07	3,64	4,49	1,07	16,10
TARA	13,22	13,53	13,34	9,89	7,70
PESO SECCO	11,50	9,50	10,72	4,52	66,97
CONTENUTO D'ACQUA %	35,4	38,3	41,9	23,6	24,0

Limite liquido % 39
Limite Plastico % 24
Umidita' naturale% 24,0
Indice Plastico % 15

CARTA DI PLASTICITA' (A.Casagrande)**GRAFICO DEL LIMITE DI LIQUIDITA'**

Sperimentatore
Dr. Silvia Tampurini

Il Direttore
Dr. Geol. Mucchi Antonio

Rapporto di prova del 04/02/06

Laboratorio Dr.Geol.Antonio Mucchi

Via Calvino 30/B-44100 Ferraera-Tel 0532/773749

Isc.C.C.I.A.A. di Ferrara n°170861-P.I. 00534480389

Concessione Ministero dei Lavori Pubblici - Decreto n° 52494 del 11/10/04

Settore A: Prove di Laboratorio sui terreni (ai sensi dell'art.8 del D.P.R. n°246/1993)

PESO DELL' UNITA' DI VOLUME (BS 1377 Part. 15)

Committente : Silgeo Sas

Cantiere : Scuola materna di Camposanto (MO)

Sondaggio : 2

Campione : 1

Prof. (mt): 2-2,4

Data prova : 01/02/2006

Volume (cm ³)		86,83
Terreno Umido + Tara (g)		241,41
Tara (g)		73,70
Peso dell' unità di volume (γ)	(g/cm ³)	1,931
	(kN/m ³)	18,942

Sperimentatore
Dr. Mari/RIl Direttore
Dr. Geol. Antonio Mucchi

Rapporto di prova del 04/02/06

Laboratorio Dr.Geol.Antonio Mucchi

Via Calvino 30/B-44100 Ferraera-Tel 0532/773749

Isc.C.C.I.A.A. di Ferrara n°170861-P.I. 00534480389

Concessione Ministero Infrastrutture e Trasporti - Decreto n° 52494 del 11/10/2004

Settore A: Prove di Laboratorio sui terreni (ai sensi dell'art.8 del D.P.R. n°246/1993)

CONTENUTO D'ACQUA (CNR - UNI 10008)

Committente : Silgeo Sas

Cantiere : Scuola materna di Camposanto (MO)

Sondaggio : 2

Campione : 1

Prof. (mt): 2-2,4

Data prova : 01/02/2006

Terreno umido + tara	(g)	90,77
Terreno secco + Tara	(g)	74,67
Tara	(g)	7,70
Contenuto d'acqua - W	(%)	24,0

Sperimentatore

Dr. Mari R.

Il Direttore

Dr. Geol. Antonio Mucchi

Rapporto di prova del 04/02/06

Laboratorio Dr. Geol. Antonio Mucchi

Via Calvino 30/B-44100 Ferraera-Tel 0532/773749

Isc. C.C.I.A.A. di Ferrara n°170861-P.I. 00534480389

Concessione Ministero Infrastrutture e Trasporti - Decreto n° 52494 del 11/10/04

Settore A: Prove di Laboratorio sui terreni (ai sensi dell'art.8 del D.P.R. n°246/1993)

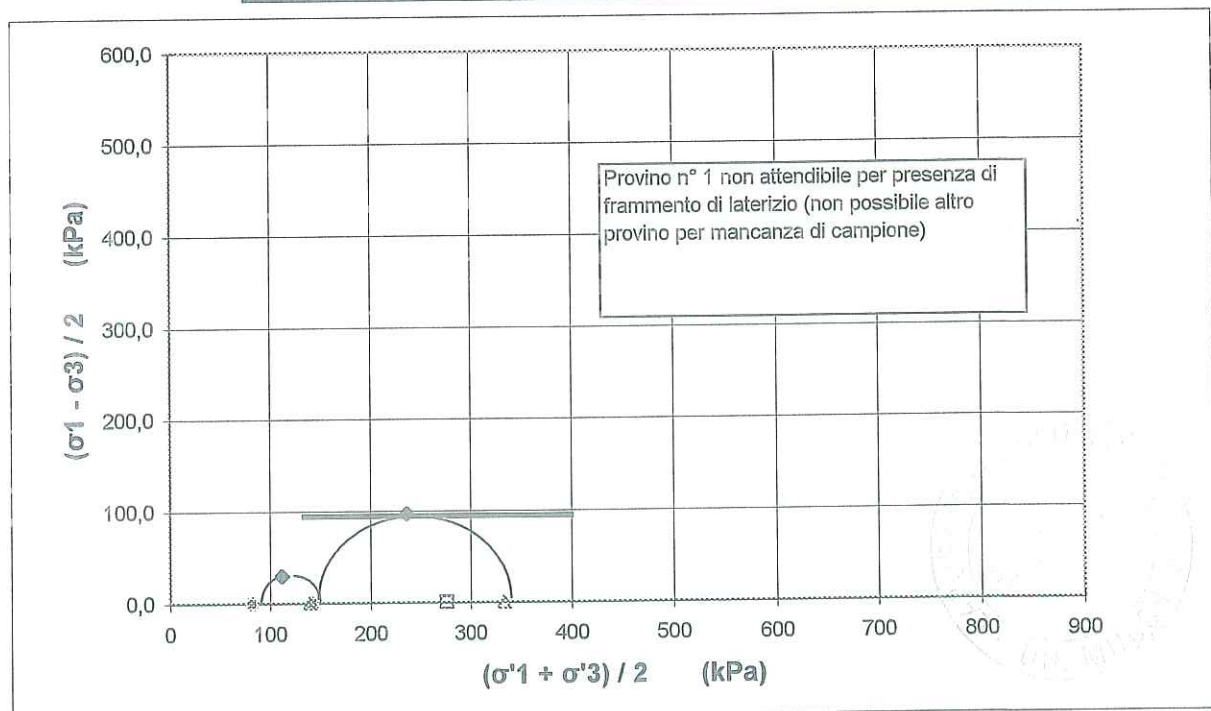
PROVA TRIASSIALE TIPO U.U. (raccomandazioni AGI 1994)

Committente :	Silgeo S.a.s.	Sondaggio:	2
Cantiere :	CampoSanto (Mo)	Campione:	1
Data inizio prova :	01/02/2006	Prof. m:	2-2.4

Dimensione del provino :	phi 38.1*76.2
Velocità di deformazione (mm/min):	,500
Contenuto d'acqua (%):	24,04
Peso dell'unità di volume (kN/m ³):	18,950
Peso secco dell'unità di volume del terreno secco : (kN/m ³)	15,280
Natura del campione :	limo argilloso con inclusi di laterizio

COESIONE NON DRENATA (kPa) :**97,00****CONDIZIONI A ROTTURA**

Provino n°	$(\sigma_1 + \sigma_3) / 2$ (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3) / 2$ (kPa)	Pres. Cons. (kPa)
1	111,307	30,007	98,07
2	236,230	97,167	196,14

Sperimentatore
Dr. Mari R.Il Direttore
Dr. Geol. Mucchi Antonio

Rapporto di prova del 04/02/06

pagina 1 di 4

Committente : Silgeo S.a.s.
 Cantiere : CampoSanto (Mo)
 Data inizio prova : 01/02/2006

Sondaggio: 2
 Campione: 1
 Prof. m: 2-2.4

Natura del campione : limo argilloso con inclusi di laterizio

PROVA TRIASSIALE TIPO U.U. (raccomandazioni AGI 1994)

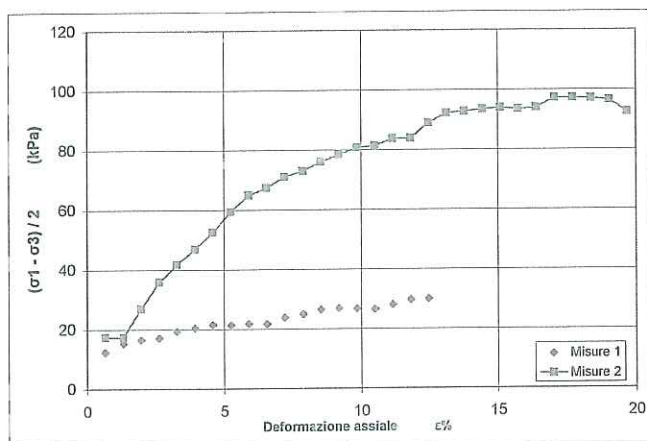


DIAGRAMMA SFORZO TANGENZIALE - DEFORMAZIONI

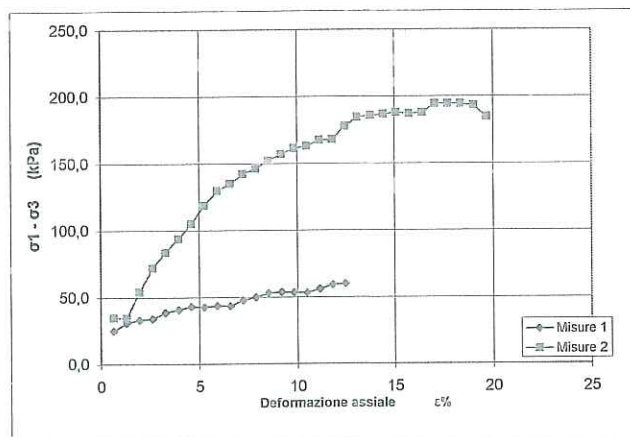


DIAGRAMMA SFORZO DEVIATORICO - DEFORMAZIONI

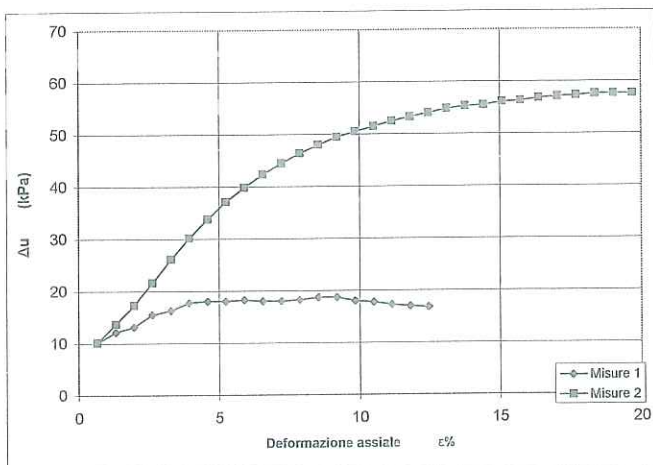
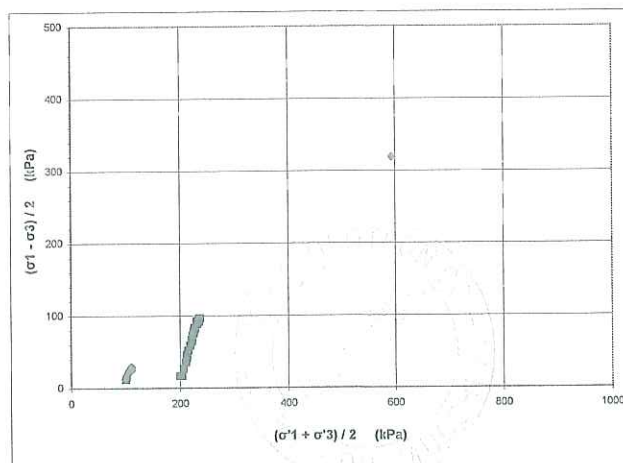


DIAGRAMMA PRESSIONI INTERSTIZIALI - DEFORMAZIONI



PERCORSO DI CARICO IN TENSIONI EFFICACI

Sperimentatore
 Dr. Mari B.

Il Direttore
 Dr. Geol. Mucchi Antonio

Rapporto di prova del 04/02/06

Settore A: Prove di Laboratorio sui terreni (ai sensi dell'art.8 del D.P.R. n°246/1993)

Prof. (mt.) : 2-2.4

Laboratorio Dr.Geol.Antonio Mucchi

Via Calvino 30/B-44100 Ferrara-Tel 0532/773749

Isc.C.C.I.A.A. di Ferrara n°170861-P.I. 00534480389

Concessione Ministero Infrastrutture e Trasporti - Decreto n° 52494 del 11/10/04

Settore A: Prove di Laboratorio sui terreni (ai sensi dell'art.8 del D.P.R. n°246/1993)

Committente : Silgeo S.a.s.
Cantiere : CampoSanto (Mo)
Data inizio prova : 01/02/06

Sondaggio : 2
Campione : 1
Prof. (mt.) : 2-2.4

PROVA TRIASSIALE TIPO U.U. (racc. AGI 1994)

ε %	A m ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	Δu (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3) / 2$ raggio (kPa)	$(\sigma'_1 + \sigma'_3) / 2$ centro (kPa)	$\sigma_c = \sigma_3$ (kPa)
0,66	0,001147	34,77	10,10	17,38	203,42	196,14
1,31	0,001155	34,54	13,73	17,27	199,68	196,14
1,97	0,001162	53,93	17,26	26,97	205,85	196,14
2,62	0,001170	71,86	21,58	35,93	210,50	196,14
3,28	0,001177	83,51	26,09	41,76	211,81	196,14
3,94	0,001185	93,80	30,21	46,90	212,83	196,14
4,59	0,001192	105,16	33,74	52,58	214,99	196,14
5,25	0,001200	118,76	37,07	59,38	218,45	196,14
5,91	0,001207	129,83	39,82	64,91	221,24	196,14
6,56	0,001215	134,89	42,37	67,45	221,22	196,14
7,22	0,001222	142,22	44,43	71,11	222,83	196,14
7,87	0,001230	146,00	46,39	73,00	222,75	196,14
8,53	0,001237	152,02	47,96	76,01	224,19	196,14
9,19	0,001245	156,84	49,43	78,42	225,13	196,14
9,84	0,001252	161,59	50,51	80,79	226,43	196,14
10,50	0,001260	162,89	51,49	81,45	226,10	196,14
11,15	0,001267	167,56	52,47	83,78	227,45	196,14
11,81	0,001275	167,69	53,25	83,84	226,73	196,14
12,47	0,001282	177,82	54,04	88,91	231,02	196,14
13,12	0,001290	184,53	54,82	92,26	233,58	196,14
13,78	0,001297	185,66	55,31	92,83	233,66	196,14
14,44	0,001305	186,78	55,51	93,39	234,02	196,14
15,09	0,001312	187,89	56,10	93,94	233,99	196,14
15,75	0,001320	186,82	56,29	93,41	233,26	196,14
16,40	0,001327	187,91	56,78	93,96	233,31	196,14
17,06	0,001334	194,33	57,08	97,17	236,23	196,14
17,72	0,001342	194,32	57,27	97,16	236,03	196,14
18,37	0,001349	194,29	57,57	97,15	235,72	196,14
19,03	0,001357	193,22	57,57	96,61	235,18	196,14
19,69	0,001364	184,85	57,57	92,43	231,00	196,14

Provino n°2

Sperimentatore Dr. Mari R.	Il Direttore Dr. Geol. Mucchi Antonio	rapporto del 04/02/06
-------------------------------	--	-----------------------

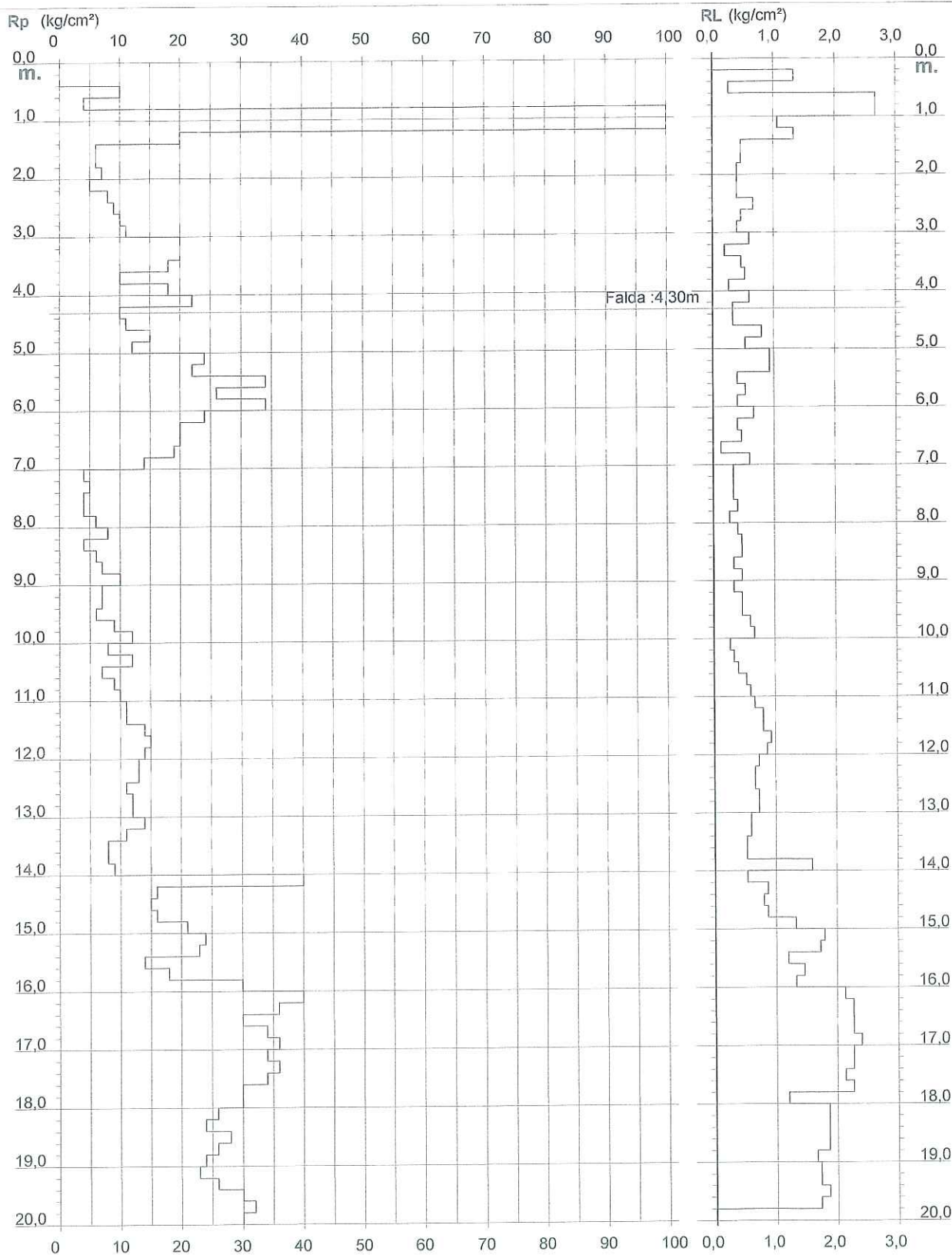
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 1

2.010496-007

- committente : COMUNE DI CAMPOSANTO
- lavoro : ampliamento scuola materna
- località : scuola materna - CAMPOSANTO

- data : 30/01/2006
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 4,30 m da quota inizio
- scala vert.: 1 : 100



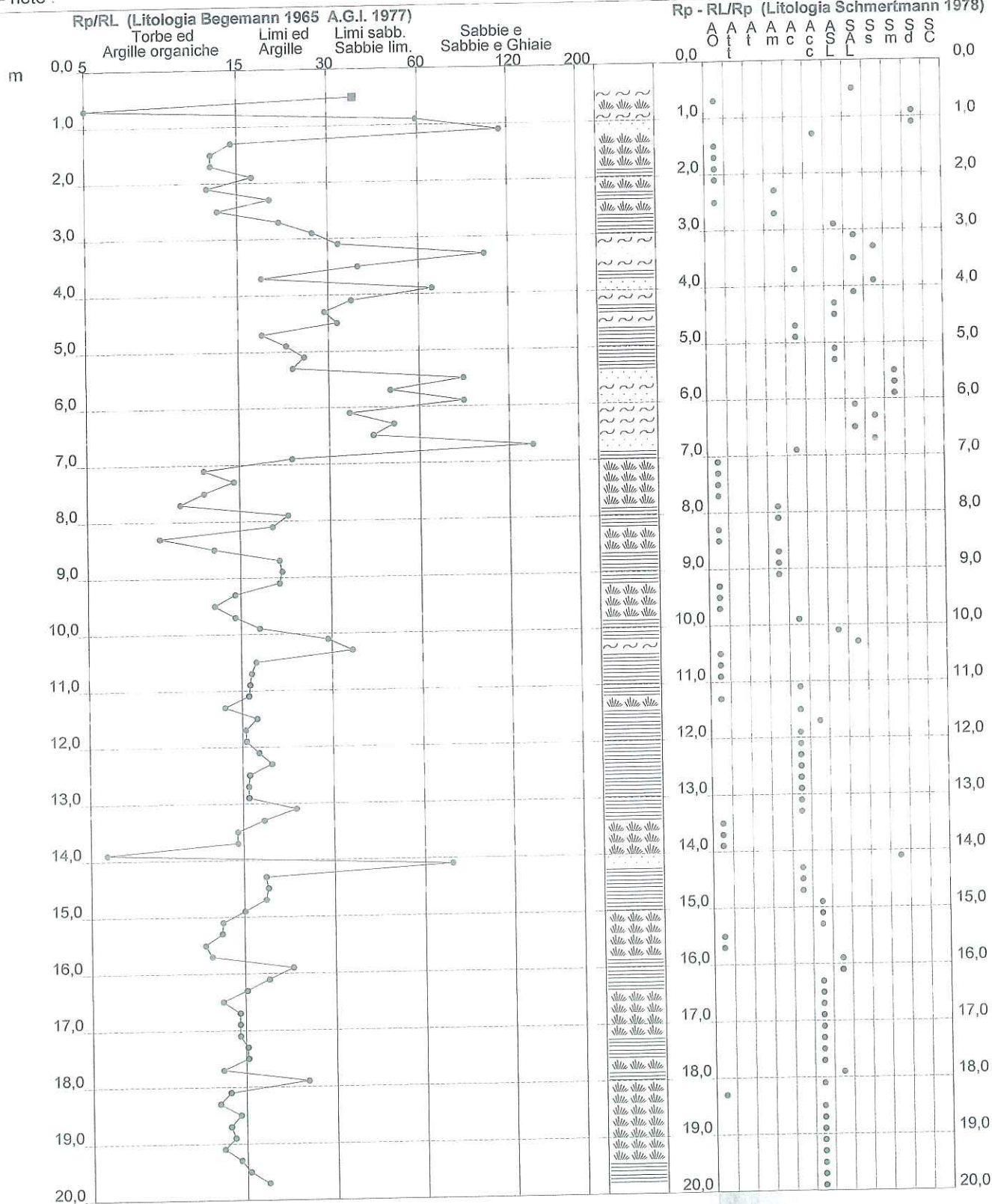
PROVA PENETROMETRICA STATICA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

CPT 1

2.010496-007

- committente : COMUNE DI CAMPOSANTO
- lavoro : ampliamento scuola materna
- località : scuola materna - CAMPOSANTO
- note :

- data : 30/01/2006
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 4,30 m da quota inizio
- scala vert.: 1 : 100



PROVA PENETROMETRICA STATICA TABELLA PARAMETRI GEOTECNICI

CPT 1

2.010496-007

- committente : COMUNE DI CAMPOSANTO
 - lavoro : ampliamento scuola materna
 - località : scuola materna - CAMPOSANTO
 - note :

- data : 30/01/2006
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : 4,30 m da quota inizio
 - pagina : 1

NATURA COESIVA											NATURA GRANULARE													
Prof. m	Rp kg/cm²	Rp/Rl (-)	Natura Litol.	Y' t/m³	p'vo kg/cm²	Cu kg/cm²	OCR (-)	Eu50 kg/cm²	Eu25 kg/cm²	Mo kg/cm²	Dr %	ø1s (°)	ø2s (°)	ø3s (°)	ø4s (°)	ødm (°)	ømy (°)	Amax/g (-)	E'50 kg/cm²	E'25 kg/cm²	Mo kg/cm²			
0,20	—	—	???	1,85	0,04	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
0,40	—	—	???	1,85	0,07	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
0,60	10	37	4/1	1,85	0,11	0,50	41,2	85	128	40	46	35	37	39	42	36	26	0,095	17	25	30			
0,80	4	1	1***	1,85	0,15	0,20	9,1	8	13	6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
1,00	160	60	3***	1,85	0,19	—	—	—	—	—	100	42	43	45	46	45	36	0,258	267	400	480			
1,20	120	112	3***	1,85	0,22	—	—	—	—	—	100	42	43	45	46	44	35	0,258	200	300	360			
1,40	20	15	4/1	1,85	0,26	0,80	25,7	136	204	60	50	35	37	40	42	36	27	0,103	33	50	60			
1,60	6	13	1***	1,85	0,30	0,30	6,4	16	24	9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
1,80	6	13	1***	1,85	0,33	0,30	5,5	18	26	9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
2,00	7	17	2/III	1,85	0,37	0,35	5,9	99	148	32	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
2,20	5	12	1***	1,85	0,41	0,25	3,4	22	33	8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
2,40	8	20	2/III	1,85	0,44	0,40	5,5	120	180	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
2,60	9	13	2/III	1,85	0,48	0,45	5,8	129	193	38	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
2,80	10	21	2/III	1,85	0,52	0,50	6,0	137	206	40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
3,00	11	27	2/III	1,85	0,55	0,54	6,0	147	220	42	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
3,20	20	33	4/1	1,85	0,59	0,80	9,1	141	211	60	29	32	35	37	40	31	27	0,057	33	50	60			
3,40	20	100	4/1	1,85	0,63	0,80	8,5	149	224	60	28	32	35	37	40	31	27	0,054	33	50	60			
3,60	18	39	4/1	1,85	0,67	0,75	7,3	165	247	56	23	31	34	37	40	30	27	0,044	30	45	54			
3,80	10	19	2/III	1,85	0,70	0,50	4,1	196	294	40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
4,00	18	67	4/1	1,85	0,74	0,75	6,4	192	288	56	20	31	34	37	40	29	27	0,039	30	45	54			
4,20	22	37	3***	1,85	0,78	—	—	—	—	—	26	32	34	37	40	30	28	0,050	37	55	66			
4,40	10	30	4/1	0,86	0,79	0,50	3,5	224	336	40	—	28	31	35	38	25	26	—	17	25	30			
4,60	11	33	4/1	0,87	0,81	0,54	3,7	229	343	42	1	28	31	35	38	26	26	0,003	18	28	33			
4,80	15	19	2/III	0,95	0,83	0,67	4,8	231	346	50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
5,00	12	22	2/III	0,92	0,85	0,57	3,8	239	358	45	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
5,20	24	26	4/1	0,94	0,87	0,89	6,5	224	336	72	26	32	34	37	40	30	28	0,050	40	60	72			
5,40	22	24	4/1	0,93	0,89	0,85	5,9	236	353	66	23	31	34	37	40	29	28	0,043	37	55	66			
5,60	34	85	3***	0,89	0,90	—	—	—	—	—	37	33	36	38	41	32	29	0,074	57	85	102			
5,80	26	49	3***	0,87	0,92	—	—	—	—	—	28	32	35	37	40	30	28	0,053	43	65	78			
6,00	34	85	3***	0,89	0,94	—	—	—	—	—	36	33	36	38	41	31	29	0,072	57	85	102			
6,20	24	36	3***	0,86	0,95	—	—	—	—	—	24	31	34	37	40	29	28	0,046	40	60	72			
6,40	20	50	4/1	0,93	0,97	0,80	4,9	270	405	60	17	30	33	36	39	28	27	0,033	33	50	60			
6,60	20	43	4/1	0,93	0,99	0,80	4,8	276	413	60	17	30	33	36	39	28	27	0,032	33	50	60			
6,80	19	142	4/1	0,92	1,01	0,78	4,5	282	423	58	15	30	33	36	39	28	27	0,028	32	48	57			
7,00	14	23	2/III	0,94	1,03	0,64	3,4	290	435	48	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
7,20	4	12	1***	0,46	1,04	0,20	0,8	26	39	6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
7,40	5	15	1***	0,46	1,05	0,25	1,0	32	49	8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
7,60	4	12	1***	0,46	1,06	0,20	0,8	26	39	6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
7,80	4	10	1***	0,46	1,07	0,20	0,8	26	39	6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
8,00	6	22	2/III	0,82	1,08	0,30	1,3	178	266	29	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
8,20	8	20	2/III	0,86	1,10	0,40	1,8	229	343	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
8,40	4	9	1***	0,46	1,11	0,20	0,7	26	39	6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
8,60	6	13	1***	0,46	1,12	0,30	1,2	39	58	9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
8,80	7	21	2/III	0,84	1,14	0,35	1,4	205	307	32	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
9,00	10	21	2/III	0,90	1,15	0,50	2,2	274	411	40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
9,20	7	21	2/III	0,84	1,17	0,35	1,4	206	309	32	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
9,40	7	15	1***	0,46	1,18	0,35	1,4	45	67	11	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
9,60	6	13	1***	0,46	1,19	0,30	1,1	39	58	9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
9,80	9	15	2/III	0,88	1,21	0,45	1,8	256	384	38	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
10,00	12	18	2/III	0,92	1,23	0,57	2,4	306	459	45	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
10,20	8	30	4/1	0,84	1,24	0,40	1,5	233	349	35	—	28	31	35	38	25	26	—	13	20	24			
10,40	12	36	4/1	0,88	1,26	0,57	2,3	309	463	45	—	28	31	35	38	25	26	—	20	30	36			
10,60	7	17	2/III	0,84	1,28	0,35	1,2	207	311	32	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
10,80	9	17	2/III	0,88	1,29	0,45	1,7	259	389	38	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
11,00	10	17	2/III	0,90	1,31	0,50	1,9	283	425	40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
11,20	11	16	2/III	0,91	1,33	0,54	2,0	300	450	42	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
11,40	11	14	2/III	0,91	1,35	0,54	2,0	301	451	42	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
11,60	14	17	2/III	0,94	1,37	0,64	2,4	341	511	48	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
11,80	15	16	2/III	0,95	1,39	0,67	2,5	353	529	50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
12,00	14	16	2/III	0,94	1,41	0,64	2,3	344	516	48	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
12,20	13	18	2/III	0,93	1,42	0,60	2,2	333	500	47	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
12,40	13	19	2/III	0,93	1,44	0,60	2,1	335	502	47	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
12,60	11	16	2/III	0,91	1,46	0,54	1,8	306	459	42	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
12,80	12	16	2/III	0,92	1,48	0,57	1,9	323	484	45	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
13,00	12	16	2/III	0,92	1,50	0,57	1,9	323	485	45	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
13,20	14	23	2/III	0,94	1,52	0,64	2,1	352	528	48	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
13,40	11	18																						

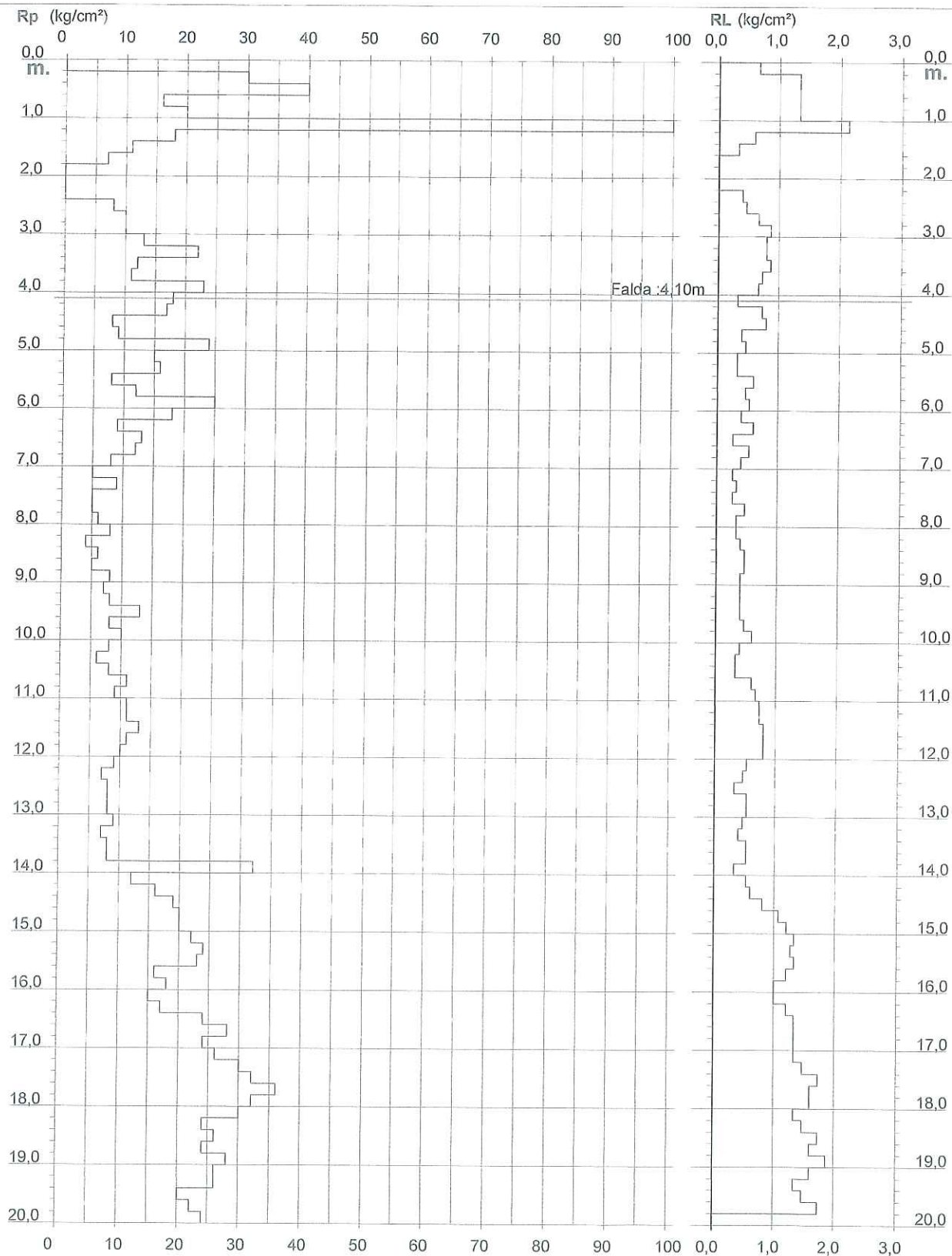
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 2

2.010496-007

- committente : COMUNE DI CAMPOSANTO
- lavoro : ampliamento scuola materna
- località : scuola materna - CAMPOSANTO
- note : prelievo campione tra 2,0-2,40 m

- data : 30/01/2006
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 4,10 m da quota inizio
- scala vert.: 1 : 100

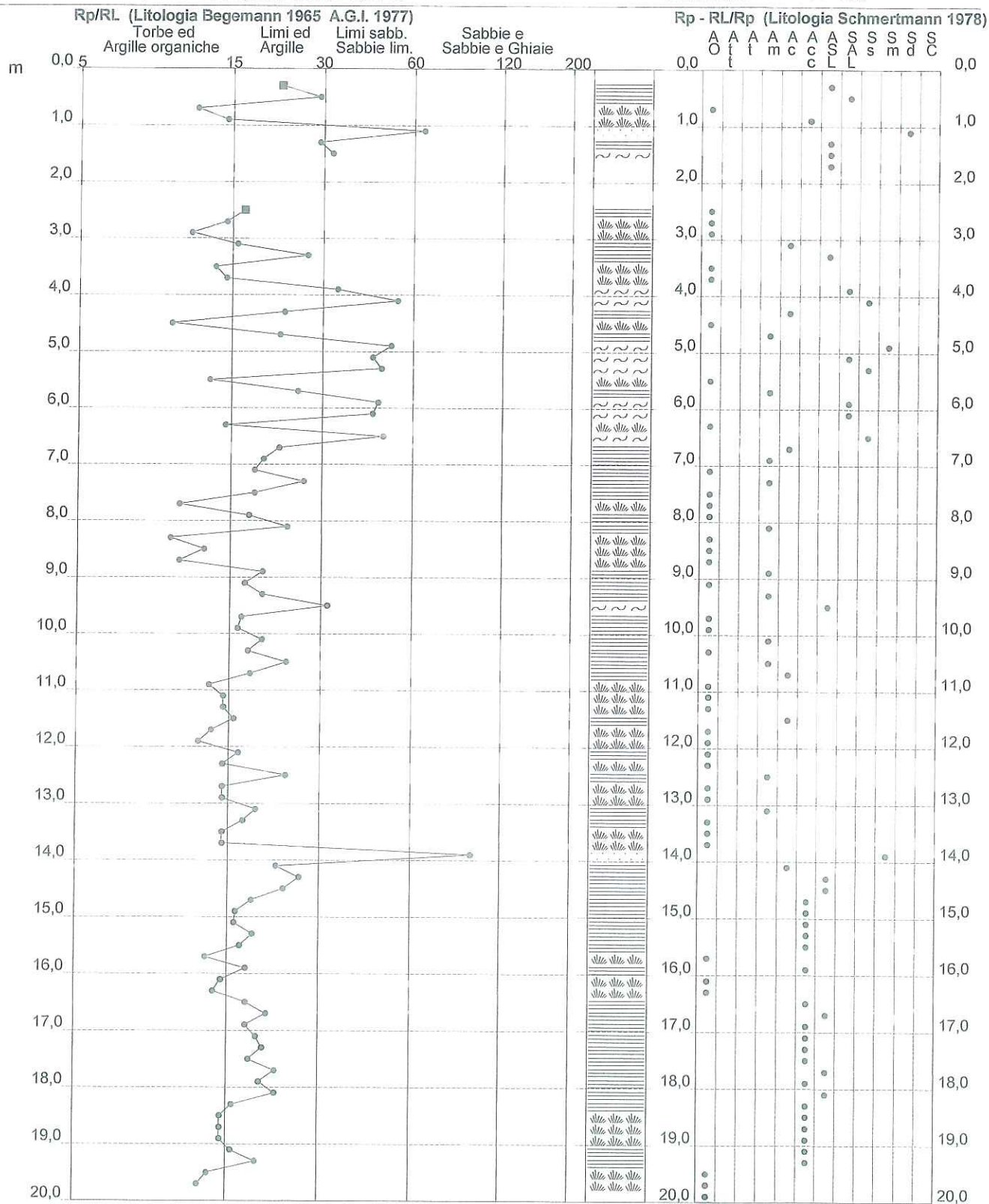


PROVA PENETROMETRICA STATICA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

2.010496-007

- committente : COMUNE DI CAMPOSANTO
- lavoro : ampliamento scuola materna
- località : scuola materna - CAMPOSANTO
- note : prelievo campione tra 2,0-2,40 m

- data : 30/01/2006
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 4,10 m da quota inizio
- scala vert.: 1 : 100



PROVA PENETROMETRICA STATICA TABELLA PARAMETRI GEOTECNICI

CPT 2

2.010496-007

- committente : COMUNE DI CAMPOSANTO
 - lavoro : ampliamento scuola materna
 - località : scuola materna - CAMPOSANTO
 - note : prelievo campione tra 2,0-2,40 m

- data : 30/01/2006
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : 4,10 m da quota inizio
 - pagina : 1

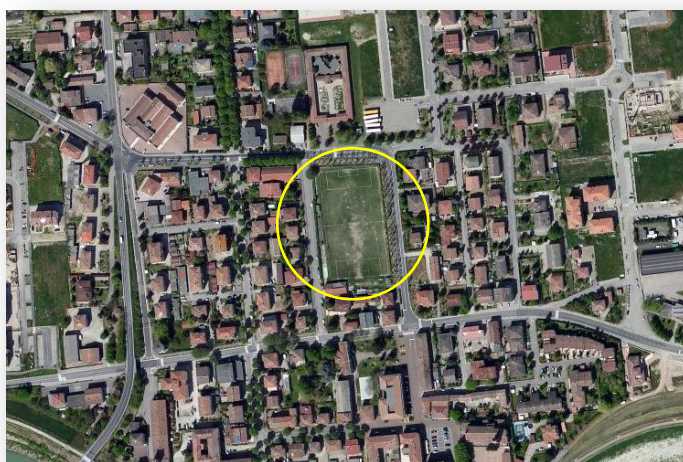
NATURA COESIVA											NATURA GRANULARE										
Prof. m	Rp kg/cm²	Rp/Rl (-)	Natura Litol.	Y' t/m³	p'vo kg/cm²	Cu kg/cm²	OCR (-)	Eu50 kg/cm²	Eu25 kg/cm²	Mo kg/cm²	Dr %	ø1s (°)	ø2s (°)	ø3s (°)	ø4s (°)	ødm (°)	ømy (°)	Amax/g (-)	E'50 kg/cm²	E'25 kg/cm²	Mo kg/cm²
0,20	—	—	???	1,85	0,04	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,40	30	22	4f/f	1,85	0,07	1,00	99,9	170	255	90	94	41	43	44	46	43	29	0,237	50	75	90
0,60	40	30	4f/f	1,85	0,11	1,33	99,9	227	340	120	94	41	43	44	46	43	30	0,237	67	100	120
0,80	16	12	2f/f	1,85	0,15	0,70	43,5	118	177	52	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1,00	20	15	4f/f	1,85	0,19	0,80	39,2	136	204	60	58	36	38	40	43	37	27	0,125	33	50	60
1,20	140	66	3f/f	1,85	0,22	—	—	—	—	—	100	42	43	45	46	45	36	0,258	233	350	420
1,40	18	30	4f/f	1,85	0,26	0,75	23,7	128	191	56	46	34	37	39	42	35	27	0,094	30	45	54
1,60	11	33	4f/f	1,85	0,30	0,54	13,2	91	137	42	26	32	34	37	40	31	26	0,049	18	28	33
1,80	7	—	2f/f	1,85	0,33	0,35	6,7	85	127	32	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2,00	—	—	???	1,85	0,37	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2,20	—	—	???	1,85	0,41	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2,40	—	—	???	1,85	0,44	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2,60	8	17	2f/f	1,85	0,48	0,40	5,0	133	199	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2,80	10	15	2f/f	1,85	0,52	0,50	6,0	137	206	40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3,00	10	12	2f/f	1,85	0,55	0,50	5,5	150	225	40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3,20	13	16	2f/f	1,85	0,59	0,60	6,4	153	230	47	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3,40	22	27	4f/f	1,85	0,63	0,85	9,1	149	224	66	31	32	35	38	41	31	28	0,060	37	55	66
3,60	12	14	2f/f	1,85	0,67	0,57	5,2	183	274	45	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3,80	11	15	2f/f	1,85	0,70	0,54	4,5	196	294	42	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4,00	23	34	3f/f	1,85	0,74	—	—	—	—	—	29	32	35	37	40	30	28	0,055	38	58	69
4,20	18	54	4f/f	0,91	0,76	0,75	6,2	199	298	56	20	31	34	37	40	29	27	0,038	30	45	54
4,40	17	23	2f/f	0,97	0,78	0,72	5,7	209	313	54	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4,60	8	10	2f/f	0,86	0,79	0,40	2,7	208	311	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4,80	9	22	2f/f	0,88	0,81	0,45	3,0	222	333	38	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5,00	24	51	3f/f	0,86	0,83	—	—	—	—	—	27	32	35	37	40	30	28	0,053	40	60	72
5,20	15	45	4f/f	0,89	0,85	0,67	4,7	236	354	50	11	30	33	36	39	27	27	0,022	25	38	45
5,40	16	48	4f/f	0,90	0,87	0,70	4,8	240	360	52	13	30	33	36	39	28	27	0,025	27	40	48
5,60	8	13	2f/f	0,86	0,88	0,40	2,3	216	324	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5,80	12	26	2f/f	0,92	0,90	0,57	3,6	254	381	45	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6,00	25	47	3f/f	0,86	0,92	—	—	—	—	—	26	32	34	37	40	30	28	0,050	42	63	75
6,20	18	45	4f/f	0,91	0,94	0,75	4,8	260	390	56	15	30	33	36	39	28	27	0,028	30	45	54
6,40	9	15	2f/f	0,88	0,95	0,45	2,5	240	360	38	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6,60	13	49	4f/f	0,88	0,97	0,60	3,5	274	411	47	3	28	32	35	38	26	26	0,006	22	33	39
6,80	12	22	2f/f	0,92	0,99	0,57	3,2	275	412	45	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7,00	8	20	2f/f	0,86	1,01	0,40	2,0	224	337	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7,20	5	19	2f/f	0,80	1,02	0,25	1,1	149	224	25	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7,40	9	27	2f/f	0,88	1,04	0,45	2,2	247	370	38	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7,60	5	19	2f/f	0,80	1,06	0,25	1,0	150	225	25	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7,80	5	11	1f/f	0,46	1,07	0,25	1,0	32	49	8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8,00	6	18	2f/f	0,82	1,08	0,30	1,3	178	266	29	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8,20	8	24	2f/f	0,86	1,10	0,40	1,8	229	343	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8,40	4	10	1f/f	0,46	1,11	0,20	0,7	26	39	6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8,60	6	13	1f/f	0,46	1,12	0,30	1,2	39	58	9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8,80	5	11	1f/f	0,46	1,13	0,25	1,0	33	49	8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9,00	8	20	2f/f	0,86	1,14	0,40	1,7	230	345	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9,20	7	17	2f/f	0,84	1,16	0,35	1,4	205	308	32	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9,40	8	20	2f/f	0,86	1,18	0,40	1,6	231	347	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9,60	13	32	4f/f	0,88	1,20	0,60	2,7	313	470	47	—	28	31	35	38	25	26	—	22	33	39
9,80	8	17	2f/f	0,86	1,21	0,40	1,6	232	348	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10,00	10	17	2f/f	0,90	1,23	0,50	2,0	279	419	40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10,20	8	20	2f/f	0,86	1,25	0,40	1,5	233	350	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10,40	6	18	2f/f	0,82	1,27	0,30	1,0	180	270	29	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10,60	8	24	2f/f	0,86	1,28	0,40	1,5	234	351	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10,80	11	18	2f/f	0,91	1,30	0,54	2,1	298	447	42	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11,00	9	13	2f/f	0,88	1,32	0,45	1,6	260	390	38	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11,20	11	15	2f/f	0,91	1,34	0,54	2,0	300	450	42	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11,40	11	15	2f/f	0,91	1,35	0,54	2,0	301	452	42	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11,60	13	16	2f/f	0,93	1,37	0,60	2,3	330	495	47	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11,80	11	14	2f/f	0,91	1,39	0,54	1,9	303	455	42	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12,00	10	12	2f/f	0,90	1,41	0,50	1,7	287	430	40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12,20	9	17	2f/f	0,88	1,43	0,45	1,5	263	394	38	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12,40	7	15	1f/f	0,46	1,44	0,35	1,1	45	68	11	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12,60	8	24	2f/f	0,86	1,45	0,40	1,3	237	355	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12,80	8	15	2f/f	0,86	1,47	0,40	1,2	237	356	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
13,00	8	15	2f/f	0,86	1,49	0,40	1,2	237	356	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
13,20	9	19																			

REGIONE EMILIA ROMAGNA

PROVINCIA DI MODENA

COMUNE DI CAMPOSANTO

REALIZZAZIONE DI STRUTTURE SCOLASTICHE PROVVISORIE IN CAMPOSANTO, VIA FRANCESCO BARACCA, IN SOSTITUZIONE DEGLI IMMOBILI AD USO SCOLASTICO DANNEGGIATI DAL TERREMOTO



Committente: Amministrazione Comunale di Camposanto

RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA



Giugno 2012



dott. geol. Carlo Mondani

via Piave 44 – 41030 Bomporto (MO) tel./fax 059.909919 carmondani@alice.it

Albo Geologi Emilia Romagna n. 961 Sez. A

Cod. Fisc. MND CRL 61A02 A959Y

P.IVA 02573930365

REGIONE EMILIA ROMAGNA
 PROVINCIA DI MODENA
 COMUNE DI CAMPOSANTO

**REALIZZAZIONE DI STRUTTURE SCOLASTICHE PROVVISORIE IN CAMPOSANTO, VIA FRANCESCO BARACCA, IN
 SOSTITUZIONE DEGLI IMMOBILI AD USO SCOLASTICO DANNEGGIATI DAL TERREMOTO**

Committente: Amministrazione Comunale di Camposanto

RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA

Indice

Premessa	2
1. Modellazione geologica del sito	3
1.1. Inquadramento geografico e territoriale	3
1.2. Inquadramento geologico	3
1.3. Geomorfologia dell'area e stato di fatto del sito	4
1.4. Inquadramento idrogeologico	4
1.5. Condizioni idrogeologiche locali	5
1.6. Criticità idraulica	6
1.7. Stratigrafia e parametri geotecnici medi dei terreni	6
1.8. Valutazioni geotecniche	10
2. Sismica	10
2.1. Introduzione	10
2.2. Categoria sismica del suolo di fondazione	10
2.2.1. Indagine geofisica mediante prova MASW	12
2.3. Valutazione della suscettibilità alla liquefazione	16
3. Osservazioni conclusive	18

Allegati:

1. Lettera dell'Assessorato Programmazione Territoriale Reti di Infrastrutture Materiali e Immateriali, Mobilità, Logistica e Trasporti della Giunta Regionale
2. Inquadramento Corografico (tav.1) e topografico (tav. 2)
3. Carta geologica (tav. 3) e sezione geologico-strutturale della pianura modenese (tav. 4)
4. Carta geomorfologica (tav. 5)
5. Carta dei complessi idrogeologici (tav. 6)
6. Carta della pericolosità e criticità idraulica (tav. 7)
7. Testo dell'art. 11 delle NTA del PTCP vigente della Provincia di Modena
8. Ubicazione delle indagini geognostiche (tav. 8) ed elaborati delle prove penetrometriche con programma GeoStru Static-Probing



Premessa

Per incarico ricevuto dall'Amministrazione Comunale di Camposanto è stata redatta la presente relazione geologica avente per oggetto la caratterizzazione litostratigrafica, geomeccanica, idrogeologica e sismica di un terreno, attualmente occupato da un campo di calcio, sito in Camposanto, via F. Baracca, su cui andranno installate strutture scolastiche provvisorie, in sostituzione degli immobili ad uso scolastico danneggiati dalle scosse di terremoto del 20 e 29 maggio 2012.

Lo studio si è così articolato: a) raccolta dei dati bibliografici e cartografici; b) esecuzione di n. 2 prove penetrometriche ad infissione statica CPT; c) esecuzione di una prova sismica MASW per la definizione della categoria sismica del suolo di fondazione.

I contenuti della relazione sono conformi alle disposizioni contenute nella lettera del 19-6-2012 (PG.2012. 0150536) dell'Assessorato Programmazione Territoriale Reti di Infrastrutture Materiali e Immateriali, Mobilità, Logistica e Trasporti della Giunta della Regione Emilia Romagna ai Presidenti delle Province di Reggio Emilia, Modena, Ferrara e Bologna e per conoscenza ai Sindaci dei Comuni interessati (allegato 1).

Le stime e le considerazioni espresse in questo elaborato sono basate su informazioni disponibili al momento dell'indagine. Le conclusioni e i suggerimenti operativi qui contenuti vanno intesi come proposte di intervento e non come azioni vincolanti, salvo ciò non sia specificatamente indicato.

Normativa di riferimento:

- D.M. 14-1-2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni"
- Circolare applicativa del 2-2-2009, n. 617, C.S.LL.PP, "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14-1-2008"
- Ordinanza PCM n. 3519 del 28-4-2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone"
- Ordinanza PCM n. 3274 del 20-3-2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zone sismiche"
- Ordinanza PCM n. 3316 del 2-10-2003 "Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza PCM n.3274 del 20-3-2003"
- D.M. LL.PP. 11-31988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le sostegni delle terre e delle opere di fondazione"
- Circ. LL.PP. 24-9-1988 n.30483 "Istruzione applicativa - Norme Tecniche per terreni e fondazioni"
- Delibera della Giunta della Regione Emilia-Romagna n. 1677/2005 "Prime indicazioni applicative in merito al D.M. 14-9-2005"
- Delibera dell'Assemblea Legislativa della Regione Emilia-Romagna progr. n. 112, oggetto n. 3121 del 2-5-2007 "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica"
- Legge Regionale n. 19 del 30-10-2008 "Norme per la riduzione del rischio sismico"

1. MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

1.1. Inquadramento geografico e territoriale

L'area in esame si colloca alla quota media di 17.5 m s.l.m. ed è costituita dal campo di calcio sito nel capoluogo del Comune di Camposanto, in fregio a via Francesco Baracca.

Essa è rappresentata sulla Carta Topografica Regionale alla scala 1:25000 nella tavola 202 NO "Crevalcore" (allegato 2, tav. 1) e sulla Carta Tecnica Regionale alla scala 1:5000 nell'elemento n. 202021 "Camposanto" (allegato 2, tav. 2).

Le coordinate del sito (centrocampo) – riferite all'ellissoide ED50, sistema di riferimento per la carta di pericolosità dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) – sono le seguenti:

Latitudine: Φ_{ED50} 44.789938°

Longitudine: λ_{ED50} 11.139477°

1.2. Inquadramento geologico

Sulla recente cartografia geologica del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna, che per il territorio di pianura utilizza la banca dati dei Fogli CARG (scala 1:25000), il sito ricade nell'ambito dei terreni limoso sabbiosi dell'Unità di Modena, sedimentati tra la fine del Pleistocene e l'Olocene attuale. Si tratta di depositi continentali quaternari di canale e argine della pianura alluvionale, i cui termini prevalenti sono rappresentati da limi sabbiosi, sabbie fini e finissime e argille limose intercalate in strati di spessore decimetrico (allegato 3, tav. 3).

La pianura alluvionale, detta anche piana a copertura alluvionale, è caratterizzata da una crescita di tipo verticale dovuta prevalentemente a processi di tracimazione e rotta fluviale che hanno portato alla deposizione di strati suborizzontali a geometria lenticolare probabilmente riferibili a singoli eventi alluvionali. Nei tempi che hanno preceduto i massicci interventi di regimazione idraulica che hanno portato alla costruzione degli argini artificiali, la dinamica di questa pianura era caratterizzata da canali fluviali che, non in grado di contenere la maggior parte delle piene stagionali, andavano soggetti a frequenti e ripetute tracimazioni della corrente alluvionale. Le acque fuoriuscite dagli argini depositavano i materiali in carico con una gradazione dei sedimenti decrescente a mano a mano che la capacità di trasporto del flusso diminuiva.

In questo modo il fiume costruiva i propri argini naturali all'interno dei quali scorreva pensile sulla piana. In conseguenza di eventi climatici eccezionali il fiume rompeva gli argini naturali e il flusso alluvionale defluiva verso le aree più depresse della pianura inondabile, costruendo un apparato distributore (delta) che, progredendo nella valle, la colmava e dava origine a un nuovo percorso e a nuovi argini naturali.

All'interno della pianura alluvionale sono state distinte, sulla base di sequenze litostratigrafiche tipiche riconosciute nelle stratigrafie dei pozzi, due macro-ambienti deposizionali: la Piana Pedemontana, contraddistinta da depositi a sequenze prevalentemente grossolane (ghiaie) e la Piana a Copertura Alluvionale, che è quella su cui insiste l'intorno significativo dell'area studiata, caratterizzata da sequenze generalmente fini (sabbie, limi, argille).

I principali elementi morfologici caratterizzanti la pianura alluvionale sono le conoidi di deposizione fluviale e i dossi che da esse si dipartono. I primi sono presenti con continuità a ridosso della fascia pedecollinare, allo sbocco delle valli. Il loro gradiente è di circa il 4‰, per le parti apicali e meno dell'1‰ per quelle distali. In tali situazioni le unghie delle conoidi tendono a confondersi con la morfologia della restante

pianura. I dossi sono unità morfologiche topograficamente rialzate rispetto alla pianura adiacente e di forme allungate con direzioni prevalenti SSW-NNE e N-S. Traggono origine dai sedimenti abbandonati dai corsi d'acqua.

Il substrato profondo del bacino sedimentario non è regolare ma caratterizzato da numerose pieghe che ricalcano la struttura geologica della catena appenninica e che rappresentano la sua continuazione sepolta. L'area padana infatti è stretta in una grande morsa tettonica: le spinte provocate dall'innalzamento della catena alpina ed appenninica hanno determinato un ripiegamento dei sedimenti depositati nel Golfo Padano. Dove si ha un inarcamento degli strati verso il basso (sinclinale di Bologna-Bomporto-Reggio Emilia) si deposita un maggior spessore di sedimenti; dove si ha un inarcamento degli strati verso l'alto (anticlinale) si deposita un minor spessore di sedimenti. In particolare una di queste pieghe sepolte costituisce la Dorsale ferrarese, che in realtà non è costituita da un unico piegamento ma da una serie di pieghe associate a faglie il cui movimento è la causa dei terremoti che si registrano nella zona (allegato 3, tav. 4).

1.3. Geomorfologia dell'area e stato di fatto del sito

Il lotto di terreno studiato e il suo intorno significativo ricadono in una zona pianeggiante della bassa pianura modenese.

La quota media si attesta sui 17.5 m s.l.m., con pendenze tendenziali, desunte dalle isoipse, verso nord e NNE. Il sito insiste sul fianco settentrionale di un antico paleoalveo (dosso) del F. Panaro, il cui corso doveva essere pressoché identico all'attuale, almeno entro il territorio comunale. A ovest, in corrispondenza dell'ex Bosco della Saliceta e oltre, è presente un'area di deposizione interfluviale depressa di difficile drenaggio (allegato 4, tav. 5).

Le forme morfologiche sono strettamente legate alla dinamica fluviale e si sono manifestate attraverso fasi intense intervallate da lunghi periodi di quiescenza. Pur essendo breve l'intervallo temporale che ha determinato questo modellamento (dal Neolitico all'Attuale) è probabile che variazioni climatiche e la subsidenza abbiano giocato un ruolo determinante nel governare la dinamica dei paleoapparati fluviali, i cui risultati finali sono, oltre alle sequenze sedimentarie presenti, le forme osservabili.

Il paesaggio della piana alluvionale presenta aree più elevate che corrispondono sia ad alvei fluviali attuali (alvei pensili) sia estinti (dossi fluviali), caratterizzati da terreni prevalentemente sabbiosi, ed aree altimetricamente più basse in corrispondenza di antichi bacini interfluviali ormai prosciugati (valli) caratterizzati da terreni prevalentemente limoso-argillosi.

Attualmente l'evoluzione geomorfologia dell'area è legata principalmente all'attività antropica e in particolare modo agli interventi edilizi ed infrastrutturali, essendo praticamente inesistenti, per l'azione stessa dell'uomo, i fattori legati alle acque correnti superficiali e alla pedogenesi del suolo.

Lo stato di fatto del sito è rappresentato da un campo di calcio ricoperto da cotico erboso continuo sul quale è prevista l'installazione di strutture scolastiche provvisorie.

1.4. Inquadramento idrogeologico

Negli ultimi anni le conoscenze disponibili sull'intero territorio della pianura emiliano-romagnola, sia per la superficie sia per il sottosuolo, sono notevolmente aumentate grazie alla realizzazione di studi e cartografie specifiche. Per quel che riguarda le nuove conoscenze geologiche, il pedeappennino e la pianura emiliano-romagnola sono stati oggetto di studi approfonditi che hanno portato all'individuazione di *"tre gruppi acquiferi denominati A, B e C"* come tre unità geologiche ben individuabili in affioramento e separati tra loro nel sottosuolo da barriere di permeabilità lateralmente molto continue.

Per quel che riguarda le nuove conoscenze geologiche, il pedeappennino e la pianura emiliano-romagnola sono stati oggetto di studi approfonditi che hanno portato all'individuazione di *"tre gruppi acquiferi denominati A, B e C"* come tre unità geologiche ben individuabili in affioramento e separati tra loro nel sottosuolo da barriere di permeabilità lateralmente molto continue.

In generale si osserva che ogni complesso acquifero è costituito da una porzione inferiore prevalentemente fine seguita da una superiore prevalentemente grossolana; lo spessore di ogni complesso acquifero è dell'ordine di alcune decine di metri. All'interno di ogni complesso acquifero la porzione grossolana viene denominata sistema acquifero, la porzione fine sistema acquitrato. Questi livelli a bassa permeabilità (acquitrati o acquicludi) causano una ulteriore compartimentazione all'interno dei tre gruppi acquiferi e fanno sì che i diversi complessi acquiferi siano tra loro isolati idraulicamente, ad esclusione delle zone in cui avviene la ricarica diretta di queste unità.

Dal punto di vista genetico, la ciclicità espressa dai complessi acquiferi viene messa in relazione ad eventi climatici che causano l'alternarsi di attivazioni e disattivazioni dei sistemi fluviali e deltizi. Alla luce di quanto sopra, l'intero acquifero regionale è pertanto costituito da un complesso sistema multifalda, caratterizzato dalla gerarchizzazione degli acquiferi e degli acquitrati più sopra descritta. Questa suddivisione del bacino idrogeologico regionale in tre unità idrogeologiche, sostituisce la concezione di acquifero monostrato (1977) che fungeva da modello di riferimento in tutti gli studi precedenti sull'argomento.

Tutte le falde presenti sono in condizioni confinate, ad esclusione delle zone in cui avviene la ricarica diretta degli acquiferi. Generalmente, le zone di ricarica sono ubicate sul margine appenninico e proseguono per alcuni chilometri verso la pianura in modo variamente articolato a seconda della distribuzione dei depositi grossolani presenti nel sottosuolo. La circolazione idrica si muove dall'alta alla medio-bassa pianura: le acque che si infiltrano nelle zone di conoidi con chimismo di tipo bicarbonato-calcico, ricche in solfati ed in diversi casi in nitrati, subiscono un processo di "riduzione chimica" tanto più evidente quanto più si confinano dalla superficie per la presenza di coperture argillose che le mantengono in pressione.

Il complesso idrogeologico cui appartiene l'area studiata, intendendo con ciò un'area con ben definite caratteristiche idrogeologiche distinguibili da quelle adiacenti, è quello della pianura alluvionale e deltizia padana (allegato 5, tav. 6). Esso è caratterizzato in superficie da terreni costituiti dalle alluvioni più fini depositate dai fiumi appenninici e dal Po.

In questa fascia della pianura le falde sono molto profonde e sempre in pressione, con valori di soggiacenza prossimi al piano di campagna; in superficie è frequente riscontrare livelli acquiferi sospesi, di natura freatica, completamente separati dall'acquifero principale e dotati di acque scadenti che traggono alimentazione principalmente dalle infiltrazioni delle precipitazioni meteoriche.

1.5. Condizioni idrogeologiche locali

I dati geognostici e quelli di letteratura concordano nell'individuare un acquifero freatico formato da una successione di orizzonti litologici con struttura lentiforme. Tali alternanze di strati e/o banchi a diversa granulometria caratterizzano un acquifero a falda libera e cioè delimitato solo inferiormente da un substrato impermeabile. Detto livello idrogeologico può anche presentarsi localmente confinato, in modo più o meno parziale, ma risulta comunque in diretta comunicazione con l'infiltrazione superficiale.

Nei fori delle prove penetrometriche CPT eseguite in data 25-6-2012, il freatimetro ha rilevato la presenza di acqua il cui livello statico si è stabilizzato a -2.60 m dal piano di campagna attuale. La falda freatica è caratterizzata da bassi valori di trasmissività e da variabilità nel livello piezometrico che è in stretta relazione con gli apporti meteorici. Sulla scorta dei dati bibliografici e di campagna la fluttuazione stagionale della falda superficiale in questa zona è compresa tra -1 m dal p.c. in inverno (periodo di ricarica) e -4 m dal p.c. in estate (periodo di magra).

1.6. Criticità idraulica

Il territorio comunale è in generale posto a quote inferiori rispetto all'alveo del fiume Panaro e pertanto può essere considerato per gran parte a rischio di ristagno idrico, nell'eventualità di fenomeni di rotta o tracimazione. Questi eventi calamitosi, frequenti in passato (l'ultimo episodio che ha allagato parte del territorio comunale risale al 1982), sono stati scongiurati dalla costruzione delle casse di espansione a sud della via Emilia, in località S. Anna. Tale dispositivo consiste in un manufatto di sbarramento delle acque di piena con il compito di trattenerne temporaneamente una parte alleggerendo e regolarizzando il deflusso a valle nelle tratte arginate, a beneficio dei territori della media e bassa pianura modenese.

La rete scolante superficiale si presenta ben distribuita sul territorio in ragione dei numerosi interventi di bonifica succedutisi nel tempo.

Nella Carta 2.3 "Rischio idraulico: carta della pericolosità e della criticità idraulica" del PTCP vigente della Provincia di Modena (approvato con Delibera di Consiglio Provinciale n. 46 del 18-3-2009), l'area studiata ricade, come quasi tutto il territorio comunale, nell'ambito della classe A3 "aree depresse ad elevata criticità idraulica di tipo B, situate in comparti morfologici allagabili, ma caratterizzate da condizioni altimetriche meno critiche della classe precedente, aree caratterizzate da scorrimento rapido e buona capacità di smaltimento, ad elevata criticità idraulica poiché situate in comparti allagabili" (allegato 6, tav. 7). L'ambito A3 è regolato dall'art. 11 delle Norme di Attuazione del PTCP (allegato 7).

1.7. Stratigrafia e parametri geotecnici medi dei terreni di fondazione

Per determinare le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni del primo sottosuolo ed effettuare una valutazione litologica di massima degli stessi, in data 25-6-2012 sono state eseguite, con la collaborazione e la strumentazione del dott. geol. Gianluca Vaccari, n. 2 prove penetrometriche ad infissione statica CPT (allegato 8, tav. 8).

La prova CPT (Cone Penetration Test) viene normalmente eseguita in tutti i tipi di terreno compresi tra le argille e le sabbie a grana grossa, per la misura diretta di alcune grandezze fisiche (pressioni) e la ricostruzione indiretta del profilo stratigrafico dei terreni attraversati. Essa consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta conica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa a velocità costante nel terreno (2 cm/sec) indipendentemente dalla resistenza opposta da quest'ultimo. Lo sforzo per la penetrazione viene applicato per mezzo di un dispositivo di spinta, che agisce alternativamente sulla batteria di aste interne e su quella di aste cave esterne, della lunghezza di un metro, alla cui estremità è collegata la punta. La prova è pertanto discontinua e le misure di resistenza vengono di norma lette sui manometri della cella di misura ogni 20 cm di avanzamento nel terreno.

L'indagine geognostica è stata condotta per mezzo di un penetrometro Pagani TG 63 (100 kN) in assetto statico con dispositivo idraulico di spinta da 20 tonnellate, montato su carro cingolato, attrezzato con punta meccanica conica Begemann, avente un'area di 10 cm² e un angolo di 60°, con manicotto mobile, che ogni 20 cm rileva:

$$\begin{aligned} q_c \quad (1^a \text{ lettura}) &= \text{resistenza all'avanzamento della sola punta in kg/cm}^2 \\ q_c + f_s \quad (2^a \text{ lettura}) &= \text{resistenza alla punta + resistenza per attrito laterale locale sul manicotto in kg/cm}^2 \end{aligned}$$

con:

$$\begin{aligned} q_c \text{ (kg/cm}^2\text{)} &= 1^a \text{ lettura eseguita in campagna} \\ f_s \text{ (kg/cm}^2\text{)} &= (2^a \text{ lettura eseguita in campagna} - 1^a \text{ lettura eseguita in campagna}) / 15 \end{aligned}$$

Per un riconoscimento di massima dei terreni attraversati si utilizza il seguente rapporto (Begemann, 1965; Raccomandazioni A.G.I., 1977) come parametro indicativo delle variazioni litologiche:

$$F = q_c / f_s$$

che, come ha dimostrato l'esperienza, dipende dalla composizione granulometrica dei terreni stessi.

F	TERRENO	PROPRIETA'
$F \leq 15$	Torbe e argille organiche	Coesive
$15 < F \leq 30$	Limi e argille	Coesive
$30 < F \leq 60$	Limi sabbiosi e sabbie limose	Granulari
$F > 60$	Sabbie e sabbie con ghiaia	Granulari

L'interpretazione dei risultati viene eseguita distinguendo fra terreni granulari con prevalenza di sabbia, per i quali possono essere ricavati tramite questa prova, con correlazioni empiriche di vari autori, l'angolo d'attrito, la compressibilità drenata e la densità relativa, ed i terreni coesivi con prevalenza di argilla, per i quali è possibile valutare la resistenza al taglio non drenata, la compressibilità, la sensitività ed il grado di sovraconsolidazione.

Nei tabulati di calcolo in allegato – rielaborati con il programma GeoStru Static Probing – sono stati riportati, oltre ai valori misurati in sito ogni 20 cm d'avanzamento della punta, i valori, calcolati mediante elaborazione automatica, della *resistenza penetrometrica alla punta* q_c , espressi in kg/cm^2 , i valori della *resistenza laterale locale* f_s , sempre espressi in kg/cm^2 , nonché i valori del *rapporto fra la resistenza alla punta e la resistenza laterale locale* q_c / f_s .

Nel diagramma penetrometrico, invece, per semplicità di lettura, sono state riportate solamente due curve e precisamente:

- ❖ *a sinistra*, la curva della *resistenza penetrometrica alla punta* (q_c : pressione di rottura del terreno), espressa in kg/cm^2
- ❖ *a destra*, la curva del rapporto fra la resistenza alla punta e la resistenza laterale locale (q_c / f_s : *rapporto di Begemann*)

Accanto alle due curve è stata riportata l'interpretazione stratigrafica (Schmertmann, 1978).

Il terreno indagato dalle verticali di prova è stato discretizzato in livelli caratterizzati da valori di q_c e f_s relativamente costanti per tutto lo spessore dello strato. Successivamente si è stimata la litologia attraverso i metodi sopra riportati. Infine, sono stati calcolati i principali parametri geotecnici medi associati agli strati utilizzando le correlazioni empiriche proposte da vari autori.

LEGENDA

Nr.	Numero progressivo strato
Prof.	Profondità strato (m)
Tipo	C: Coesivo. I: Incoerente. CI: Coesivo-Incoerente
Cu	Coesione non drenata (Kg/cm^2) >>> relazione di De Beer valida per terreni a debole coesione
Eu	Modulo di defomazione non drenato (Kg/cm^2)
Mo	Modulo Edometrico (Kg/cm^2) >>> metodo generale del modulo edometrico
G	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm^2)
OCR	Grado di sovraconsolidazione
Puv	Peso unità di volume (Gamma) (t/m^3) >>> Meyerhof
PuvS	Peso unità di volume saturo (Gamma) (t/m^3) >>> Meyerhof
Dr	Densità relativa (%) >>> Baldi e altri (1978-1983); Schmertmann (1976)
Fi	Angolo di resistenza al taglio (°) >>> Meyerhof (1951)
Ey	Modulo di Young (Kg/cm^2)
Vs	Velocità onde di taglio (m/s)



PROVA PENETROMETRICA CPT 1

Prof. Strato (m)	qc media (Kg/cm ²)	fs media (Kg/cm ²)	Gamma medio (t/m ³)	Comp. Geotecnico	Descrizione
0.80	22.3	0.90	1.85	Coesivo	Argilla inorganica molto compatta
1.80	15.1	0.88	1.92	Coesivo	Argilla inorganica compatta
2.80	11.2	0.37	1.86	Incoerente-Coesivo	Argille sabbiose e limose
4.00	6.7	0.51	1.77	Coesivo	Argille organiche e terreni misti
6.80	5.3	0.29	1.72	Coesivo	Argille organiche e terreni misti
7.60	11.8	0.69	1.87	Coesivo	Argilla inorganica compatta
9.40	18.0	1.03	1.94	Coesivo	Argilla inorganica molto compatta
10.60	14.3	0.78	1.90	Coesivo	Argilla inorganica compatta
11.40	9.6	0.47	1.83	Coesivo	Argilla inorganica di media consistenza
15.00	24.1	1.36	1.98	Coesivo	Argilla inorganica molto compatta

Falda: -2.60 m dal p.c.

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI MEDI - PROVA PENETROMETRICA CPT 1

Nr.	Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey	Vs
1	0.80	C	1.12	833.96	44.60	186.63	8.47	1.99	2.07	--	--	--	246.79
2	1.80	C	0.76	558.06	48.38	147.07	1.61	1.92	2.00	--	--	--	228.36
3	2.80	CI	0.56	404.72	45.74	122.53	0.64	1.87	1.95	16.43	22.03	22.40	246.37
4	4.00	C	0.34	231.50	34.16	89.51	<0.5	1.78	1.86	--	--	--	194.27
5	6.80	C	0.27	173.49	28.70	77.57	<0.5	1.73	1.81	--	--	--	185.41
6	7.60	C	0.59	412.15	46.59	126.50	<0.5	1.87	1.95	--	--	--	217.43
7	9.40	C	0.90	640.18	45.90	163.73	<0.5	1.95	2.03	--	--	--	236.49
8	10.60	C	0.72	496.23	48.40	142.26	<0.5	1.90	1.98	--	--	--	225.90
9	11.40	C	0.48	316.71	42.67	111.51	<0.5	1.83	1.91	--	--	--	208.68
10	15.00	C	1.21	852.60	48.20	195.69	<0.5	1.99	2.07	--	--	--	250.63

PROVA PENETROMETRICA CPT 2

Prof. Strato (m)	qc media (Kg/cm ²)	fs media (Kg/cm ²)	Gamma medio (t/m ³)	Comp. Geotecnico	Descrizione
1.00	29.1	1.24	1.61	Incoerente-Coesivo	Argille sabbiose e limose
2.00	14.7	0.81	1.91	Coesivo	Argilla inorganica compatta
3.00	9.6	0.36	1.81	Coesivo	Argilla inorganica di media consistenza
5.40	7.2	0.35	1.79	Coesivo	Argilla inorganica di media consistenza
6.80	8.3	0.52	1.81	Coesivo	Argille organiche e terreni misti
7.60	14.6	0.77	1.91	Coesivo	Argilla inorganica compatta
9.20	19.6	1.03	1.96	Coesivo	Argilla inorganica molto compatta
11.80	16.1	0.73	1.92	Coesivo	Argilla inorganica compatta
16.80	29.2	1.58	2.02	Coesivo	Argilla inorganica molto compatta
18.80	43.8	1.88	2.10	Incoerente-Coesivo	Argille sabbiose e limose
20.00	36.4	1.75	2.04	Coesivo	Argilla inorganica molto compatta

Falda: -2.60 m dal p.c.

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI MEDI - PROVA PENETROMETRICA CPT 2

Nr.	Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey	Vs
1	1.00	CI	1.46	1088.23	58.20	219.58	8.41	2.04	2.12	66.61	30.07	58.20	308.35
2	2.00	C	0.74	541.63	48.43	144.67	1.33	1.92	2.00	--	--	--	227.14
3	3.00	C	0.48	343.41	42.67	111.51	0.50	1.84	1.92	--	--	--	208.68
4	5.40	C	0.36	247.96	35.90	93.54	<0.5	1.79	1.87	--	--	--	197.07
5	6.80	C	0.42	283.53	39.32	102.03	<0.5	1.81	1.89	--	--	--	202.72
6	7.60	C	0.73	516.29	48.43	144.07	<0.5	1.91	1.99	--	--	--	226.84
7	9.20	C	0.98	699.54	42.91	172.48	<0.5	1.96	2.04	--	--	--	240.53
8	11.80	C	0.81	560.93	47.95	152.94	<0.5	1.92	2.00	--	--	--	231.29
9	16.80	C	1.46	1038.13	58.40	220.04	<0.5	2.03	2.11	--	--	--	260.39
10	18.80	CI	2.19	1571.94	87.60	281.90	0.54	2.10	2.18	33.44	36.67	87.60	339.45
11	20.00	C	1.82	1287.98	72.80	251.76	<0.5	2.06	2.14	--	--	--	272.06



La caratterizzazione stratigrafico-geotecnica dei terreni di fondazione, desunta dalle prove penetrometriche ad infissione statica CPT, ha sostanzialmente confermato i dati bibliografici. Nello spessore indagato, tuttavia, sono risultati prevalenti i terreni a comportamento geotecnico coesivo su quelli a comportamento granulare.

Comparando i profili litostratigrafici desunti dall'indagine geotecnica in sito (allegato 8), si nota che i terreni di fondazione sono caratterizzati complessivamente da una discreta omogeneità e continuità laterale, risultando minime le variazioni tessiturali orizzontali derivanti dai meccanismi deposizionali governati dall'idrodinamica fluviale; i valori del carico di rottura del terreno (q_c) – e di conseguenza anche i parametri geotecnici – sono invece diversi, essendo più scadenti quelli rilevati nella prova CPT 1. Questo comporta anisotropia del coefficiente di permeabilità, condizioni differenti del carico litostatico e variazione dei parametri di deformabilità.

La successione stratigrafica presente nell'area studiata, fino alla profondità di 20 m dal piano di campagna attuale, è costituita da intercalazioni di argille, argille limose da compatte a molto compatte, argille organiche e in subordine da argille sabbioso-limose. Le caratteristiche meccaniche dei terreni sono le seguenti:

- molto buone fino a -2.00 m dal piano di campagna attuale, con valori di resistenza medi alla punta q_c compresi tra 14 e 29 kg/cm²; la stratigrafia è costituita da argille limose da compatte a molto compatte, con uno o due decimetri di argille sabbiose prossimi al piano campagna, riportati per aumentare la capacità drenante del campo di calcio. Va precisato che si tratta di livelli argillosi sovraconsolidati per essiccazione, dotati di parametri geomeccanici elevati che tenderanno a ridimensionarsi all'aumentare del livello di falda. Di questo si dovrà tenere conto nelle verifiche geotecniche.
- da modeste a discrete tra -2.00 e -3.00 m p.c., con valori di resistenza medi alla punta q_c compresi tra 9 e 11 kg/cm²; intercalazioni di argille limose di media consistenza e argille limoso-sabbiose
- scadenti tra -3.00 e -6.80 m dal p.c., con valori di q_c compresi tra 5 e 8 kg/cm²; intercalazioni di argille limose di media consistenza e argille organiche, alle quali è verosimile siano intercalati sottili livelli torbosi
- da buone a molto buone tra -6.80 e -11.40 m dal p.c., con valori di q_c compresi tra 10 e 19 kg/cm²; intercalazioni di argille limose da compatte a molto compatte con rari livelli di argille sabbiose
- ottime tra -11.40 e -20.00 m dal p.c., con valori di q_c sempre maggiori di 24 kg/cm²; argille limose molto compatte e in subordine argille sabbiose

Nella stratigrafia non sono stati riscontrati strati sabbiosi in falda.

2. SISMICA

2.1. Introduzione

L'Emilia-Romagna è interessata da una sismicità che può essere definita media relativamente alla sismicità nazionale, con terremoti storici di magnitudo massima compresa tra 5,5 e 6 della scala Richter e intensità del IX-X grado della scala Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS).

L'evoluzione del quadro normativo in materia di sismica ha visto frequenti aggiornamenti, a partire dalla promulgazione dell'Ordinanza n. 3274 del 20-3-2003 fino al decreto Ministeriale del 14-1-2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni, NTC08) e alla Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 2-2-2009. Si è passati da una definizione dell'azione sismica di progetto (e di verifica) che era basata sulla classificazione sismica dei comuni del territorio nazionale in quattro zone sismiche (zona 1, 2, 3 e 4 in ordine decrescente di severità: il comune di Camposanto è classificato nella zona sismica 3), ad una determinazione dell'input indipendente dalla classificazione (a cui si continua a fare riferimento solo per dirimere questioni amministrative di competenza delle regioni), che deriva dal recepimento dei risultati di uno studio di macrozonazione sismica del territorio nazionale condotto e costantemente aggiornato dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV).

In questo studio, la pericolosità sismica di base (con cui si rappresenta la severità dei terremoti attesi in condizioni di campo libero, su sito rigido e con superficie topografica orizzontale) è stata definita in termini probabilistici attraverso tre parametri, specificati su un reticolo di riferimento con una maglia di circa 5,5 km, per 9 periodi di ritorno compresi nell'intervallo fra 30 e 2475 anni, estremi inclusi. In accordo quindi con le NTC08, l'input sismico viene definito puntualmente, sul territorio nazionale, sulla base delle coordinate geografiche (ED50) del sito di costruzione, eventualmente attraverso un processo di interpolazione.

Il moto sismico corrispondente alla pericolosità sismica di base viene modificato, a volte in modo significativo, dalle condizioni geologiche, geomorfologiche e geotecniche locali (effetti di sito). La quantificazione degli effetti di sito richiede la conoscenza dei risultati dello studio di pericolosità sismica di base, nonché di dati relativi alle caratteristiche lito-stratigrafiche e geomorfologiche del sito oggetto di studio.

In questa fase di studio, per la caratterizzazione sismica del sito si è proceduto a classificare il terreno di fondazione mediante indagine geofisica con metodo sismico MASW e a verificare la suscettibilità alla liquefazione di eventuali strati sabbiosi in falda.

2.2. Categoria sismica del suolo di fondazione

Il D.M. 14-1-2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" 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 instabilità di pendii e 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 seguenti categorie di sottosuolo:

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

- B - *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
- C - *Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
- D - *Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
- E - *Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m*, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).
- S1 - Depositi di terreni caratterizzati da valori di V_{s30} inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
- S2 - Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo, ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente V_{s30} di propagazione delle onde di taglio (definita successivamente) entro i primi 30 m di profondità. Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

La misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio è fortemente raccomandata. Nei casi in cui tale determinazione non sia disponibile, la classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica (*Standard Penetration Test*) $N_{SPT,30}$ (definito successivamente) nei terreni prevalentemente a grana grossa e della resistenza non drenata equivalente $c_{u,30}$ (definita successivamente) nei terreni prevalentemente a grana fina.

La velocità equivalente delle onde di taglio V_{s30} è definita dall'espressione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} \text{ [m/s]}$$

La resistenza penetrometrica dinamica equivalente $N_{SPT,30}$ è definita dall'espressione:

$$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1,M} h_i}{\sum_{i=1,M} \frac{h_i}{N_{SPT,i}}}$$

La resistenza non drenata equivalente $c_{u,30}$ è definita dall'espressione:

$$c_{u,30} = \frac{\sum_{i=1,K} h_i}{\sum_{i=1,K} \frac{h_i}{c_{u,i}}}$$

Nelle precedenti espressioni si indica con:

h_i	spessore (in metri) dell'i-esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità;
$V_{s,i}$	velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;
$N_{SPT,i}$	numero di colpi N_{SPT} nell'i-esimo strato;
$c_{u,i}$	resistenza non drenata nell'i-esimo strato;
N	numero di strati compresi nei primi 30 m di profondità;
M	numero di strati di terreni a grana grossa compresi nei primi 30 m di profondità;
K	numero di strati di terreni a grana fina compresi nei primi 30 m di profondità.

Per la definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare anche l'effetto della risposta sismica locale che, in assenza di specifiche analisi, può essere ricavata mediante un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

L'identificazione di questa categoria va di norma eseguita in base ai valori della V_{s30} , cioè la velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità, che in caso di terreni coesivi può essere effettuata in base alla resistenza non drenata equivalente $c_{u,30}$ definita dall'espressione sopra riportata.

2.2.1. Indagine geofisica mediante prova sismica MASW

Il giorno 25-6-2012, con la collaborazione e la strumentazione geofisica del dott. geol. Gianluca Vaccari, è stata eseguita sul lotto di terreno in esame una prova sismica con metodo MASW di tipo attivo (allegato 8, tav. 8). 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.

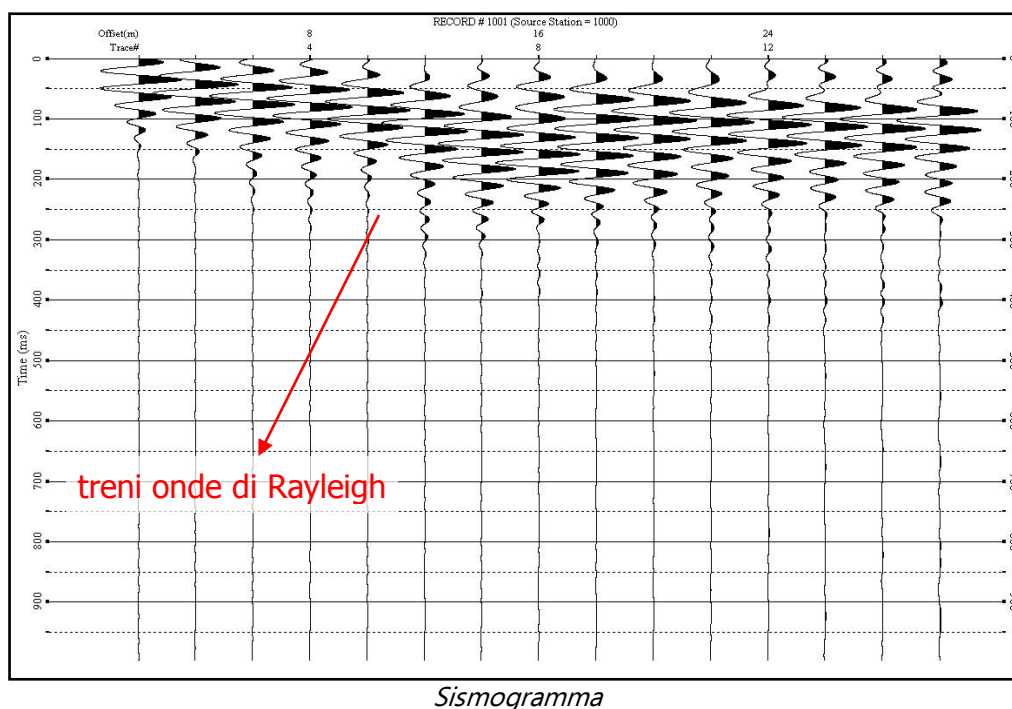
L'indagine è realizzata disponendo lungo una linea retta, a intervalli regolari, una serie di geofoni collegati ad un sismografo. Una fonte puntuale di energia, quale mazza battente su piastra metallica o cannoncino sismico, produce treni d'onda che attraversano il terreno con percorsi, velocità e frequenze 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.



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, utilizzando tutto lo spazio a disposizione, con spaziatura tra i geofoni di 2.0 metri per una lunghezza della linea sismica di 46 metri. L'energizzazione è stata eseguita a 2.0 m e 10.0 metri dal primo geofono. Per ridurre il rumore di fondo e migliorare la qualità complessiva dei sismogrammi sono stati sommati più tiri.

STRUMENTAZIONE

Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un sismografo multicanale "PASI 16SG24", dotato di 24 geofoni verticali Oyo Geospace con frequenza propria di 4,5 Hz, collegati allo strumento tramite cavi elettrici schermati.

Lo strumento è in grado di gestire l'acquisizione simultanea su 24 canali e di rilevare 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 filtri delle frequenze indesiderate;
- visualizzazione sismogramma con misura dei tempi di arrivo;
- esecuzione operazioni di somma e sottrazione di ulteriori sismogrammi;
- memorizzazione di tutti i dati relativi all'acquisizione.

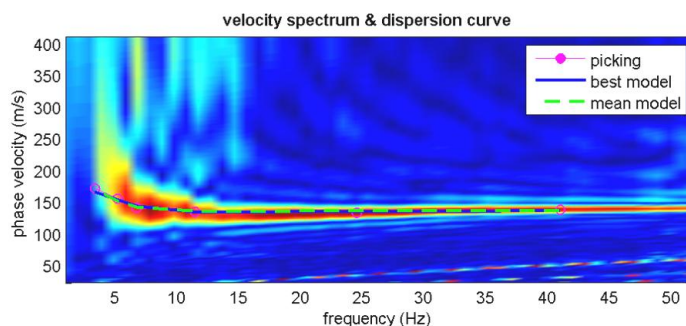
Per l'energizzazione è stata utilizzata una mazza del peso di 8 kg e una piastra di battuta di alluminio.

ELABORAZIONE

L'elaborazione è stata effettuata con un software dedicato (*Winmasw 4.7 – EliaSoft*) 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 filtri "passa basso", "passa alto", "passa banda", "taglia banda", il "muting" e l'ACG. Inoltre tramite le curve di attenuazione delle onde superficiali 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.



-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 aggiuntive, quali ad esempio stratigrafie di un sondaggio a carotaggio continuo, è stato possibile impostare un modello geologico\geofisico con il quale definire parametri quali lo spessore degli strati 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.

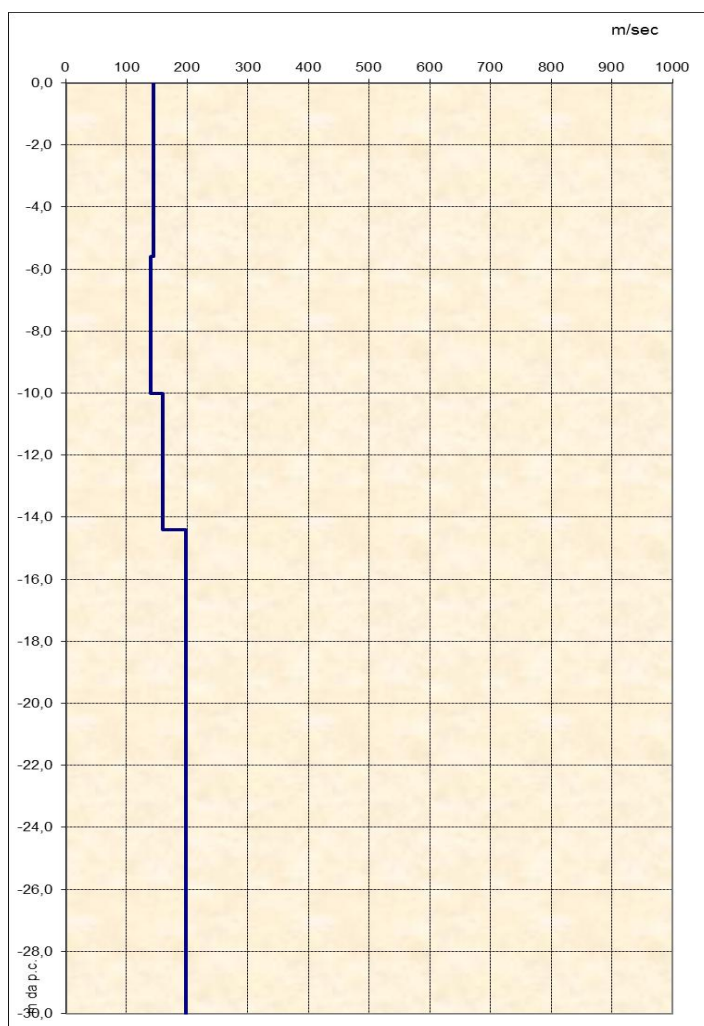
In conclusione viene restituito un diagramma (1D) delle velocità delle onde di taglio (V_s) in funzione della profondità, con relativa tabella, calcolo delle V_{s30} e correlazione al tipo di terreno, come da normativa.

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.

RISULTATI

L'analisi delle onde di taglio (V_s) 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 V_{s30} per la sezione indagata. Il valore di V_{s30} è riferito ai primi 30 m dal p.c.

Profondità da p.c. (m)	Spessore (m)	Velocità onde S (m/sec)
-5,6	5,6	145
-10,0	4,4	139
-14,4	4,4	160
-30,0	15,6	198



- diagramma velocità V_s /profondità -

Il valore di V_{s30} è **169 m/sec**.

Secondo normativa **la categoria di appartenenza del litotipo equivalente è la D:**

Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).

2.3. Valutazione della suscettibilità alla liquefazione

Per liquefazione si intende un processo di accumulazione della pressione del fluido interstiziale che causa in un terreno non coesivo (sabbia, sabbie limose non plastiche) saturo diminuzione della resistenza e/o rigidità al taglio a seguito dello scuotimento sismico, potendo dar luogo a deformazioni permanenti significative. La liquefazione consiste quindi in una diminuzione della resistenza del terreno, a seguito del raggiungimento della condizione di fluidità. La perdita totale della resistenza viene raggiunta quando la pressione dell'acqua che riempie gli interstizi arriva a uguagliare la pressione di confinamento, rendendo nulle le tensioni efficaci trasmesse attraverso le particelle solide. Una volta che il terremoto ha innescato il processo di liquefazione, la massa del suolo resta in movimento fino a che non raggiunge una nuova condizione di stabilità.

Il meccanismo della liquefazione dipende sia dalle caratteristiche relative al sisma (magnitudo, durata, distanza dall'epicentro, accelerazione massima al sito) che da quelle del terreno (distribuzione granulometrica, uniformità, saturazione, densità relativa, pressioni efficaci di confinamento, stato tensionale in situ iniziale, ecc.). La previsione della pericolosità di liquefazione si basa, oltre che sui parametri del sisma atteso, sulla stima di un "potenziale di liquefazione" del terreno, il quale dipende da una serie di parametri geotecnici quali ad esempio:

- a) distribuzione granulometrica: sono suscettibili di liquefazione i terreni con diametro medio dei grani D_{50} compreso fra 0.075mm e 2mm e coefficiente di uniformità compreso fra 2 e 5 (sabbie e sabbie limose);
- b) indice di plasticità: il fenomeno è possibile in terreni caratterizzati da un indice di plasticità inferiore al 10%;
- c) densità relativa: sono suscettibili di liquefazione i terreni sciolti con densità relativa $D_r < 50\%$ o nei quali $N < 2z$, dove N è il numero di colpi della prova penetrometrica standard (SPT) e z la profondità in metri;
- d) saturazione: sono suscettibili di liquefazione i terreni in cui la falda è prossima al piano di campagna (profondità < 7 m);
- e) profondità: in genere il fenomeno di liquefazione si può verificare entro i primi 15 m di terreno o comunque per pressioni verticali di confinamento inferiori a 200kPa.

Il metodo di verifica di seguito riportato permette di esprimere la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso un coefficiente di sicurezza F_s , dato dal rapporto fra la resistenza al taglio mobilabile (R) nello strato e lo sforzo tagliante (T) indotto dal sisma. È bene chiarire che si tratta di stime basate spesso su correlazioni empiriche.

$$F_s = R / T$$

dove T è così determinato:



$$T = 0,65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \cdot rd \cdot \frac{1}{MSF}$$

dove

a_{max} rappresenta l' accelerazione sismica massima

g accelerazione di gravità

σ_{vo} pressione verticale totale alla profondità z dal p.c.

σ'_{vo} pressione verticale efficace alla profondità z dal p.c.

rd coefficiente in funzione della profondità

MSF coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma

$$\text{per } z \leq 9,15 \text{ m} \quad \rightarrow \quad rd = 1 - 0,00765 \cdot z$$

$$\text{per } 9,15 < z \leq 23 \text{ m} \quad \rightarrow \quad rd = 1,174 - 0,0267 \cdot z$$

$$\text{per } 23 < z \leq 30 \text{ m} \quad \rightarrow \quad rd = 0,774 - 0,008 \cdot z$$

$$\text{per } z > 30 \text{ m} \quad \rightarrow \quad rd = 0,5$$

$$\text{se } M \text{ (magnitudo)} \leq 7,5 \quad \rightarrow \quad MSF = \left(\frac{M}{7,5} \right)^{-3,3}$$

$$\text{se } M \text{ (magnitudo)} > 7,5 \quad \rightarrow \quad MSF = \frac{10^{2,24}}{M^{2,56}}$$

Per una valutazione di massima da prove CPT della suscettibilità alla liquefazione dei terreni sabbiosi in falda, è stato utilizzato un programma di calcolo automatico (GeoStru Software) che applica la correlazione di Robertson e Wride (1997).

Verifica alla liquefazione (Robertson e Wride, 1997)	
$F_s \geq 1,25$	Liquefazione assente
$F_s = 1,0 \div 1,25$	Liquefazione possibile
$F_s < 1$	Liquefazione molto probabile

Non essendo presenti strati sabbiosi in falda, di spessore significativo nei primi 15÷20 m di terreno, non sussistono le condizioni litologiche per l'innescio di fenomeni di liquefazione in occasione di sollecitazioni sismiche.

3. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

La presente relazione ha caratterizzato - dal punto di vista litostratigrafico, geomeccanico, idrogeologico e sismico - un terreno, attualmente occupato da un campo di calcio, sito in Camposanto, via F. Baracca, sul quale saranno installate strutture scolastiche provvisorie, in sostituzione degli immobili ad uso scolastico danneggiati dalle scosse di terremoto del 20 e 29 maggio 2012.

Lo studio si è così articolato: a) raccolta dei dati bibliografici e cartografici; b) esecuzione di n. 2 prove penetrometriche ad infissione statica CPT; c) esecuzione di una prova sismica MASW per la definizione della categoria sismica del suolo di fondazione.

I contenuti della relazione sono conformi alle disposizioni contenute nella lettera del 19-6-2012 (PG.2012. 0150536) dell'Assessorato Programmazione Territoriale Reti di Infrastrutture Materiali e Immateriali, Mobilità, Logistica e Trasporti della Giunta della Regione Emilia Romagna ai Presidenti delle Province di Reggio Emilia, Modena, Ferrara e Bologna e per conoscenza ai Sindaci dei Comuni interessati.

Il sito indagato ricade nell'ambito dei terreni limoso sabbiosi dell'Unità di Modena, sedimentati tra la fine del Pleistocene e l'Olocene attuale. Si tratta di depositi continentali quaternari di canale e argine della pianura alluvionale, i cui termini prevalenti sono rappresentati da limi sabbiosi, sabbie fini e finissime e argille limose intercalate in strati di spessore decimetrico.

Il complesso idrogeologico cui appartiene l'area studiata, intendendo con ciò un'area con ben definite caratteristiche idrogeologiche distinguibili da quelle adiacenti, è quello della pianura alluvionale e deltizia padana. Esso è caratterizzato in superficie da terreni costituiti dalle alluvioni più fini depositate dai fiumi appenninici e dal Po.

In questa fascia della pianura i valori di soggiacenza della falda sono prossimi al piano di campagna (-2.60 m dal p.c. il livello rilevato nei fori delle prove penetrometriche eseguite il 25-6-2012); in superficie è frequente riscontrare livelli acquiferi sospesi, di natura freatica, completamente separati dall'acquifero principale e dotati di acque scadenti che traggono alimentazione principalmente dalle infiltrazioni delle precipitazioni meteoriche. La falda freatica è caratterizzata da bassi valori di trasmissività e da variabilità nel livello piezometrico che è in stretta relazione con gli apporti meteorici.

La caratterizzazione stratigrafico-geotecnica dei terreni di fondazione, desunta da n. 2 prove penetrometriche ad infissione statica CPT, ha sostanzialmente confermato i dati bibliografici. Nello spessore indagato, tuttavia, sono risultati prevalenti i terreni a comportamento geotecnico coesivo su quelli a comportamento granulare.

Comparando i profili litostratigrafici desunti dall'indagine geotecnica in sito (allegato 8), si nota che i terreni di fondazione sono caratterizzati complessivamente da una discreta omogeneità e continuità laterale, risultando minime le variazioni tessiturali orizzontali derivanti dai meccanismi deposizionali governati dall'idrodinamica fluviale; i valori del carico di rottura del terreno (q_c) - e di conseguenza anche i parametri geotecnici - sono invece diversi, essendo più scadenti quelli rilevati nella prova CPT 1. Questo comporta anisotropia del coefficiente di permeabilità, condizioni differenti del carico litostatico e variazione dei parametri di deformabilità.

La successione stratigrafica presente nell'area studiata, fino alla profondità di 20 m dal piano di campagna attuale, è costituita da intercalazioni di argille, argille limose da compatte a molto compatte, argille organiche e in subordine da argille sabbioso-limose. Le caratteristiche meccaniche dei terreni sono le seguenti:

- molto buone fino a -2.00 m dal piano di campagna attuale, con valori di resistenza medi alla punta q_c compresi tra 14 e 29 kg/cm²; la stratigrafia è costituita da argille limose da compatte a molto compatte, con un paio di decimetri di argille sabbiose prossimi al piano campagna, riportati per aumentare la capacità drenante del campo di calcio. Va precisato che si tratta di livelli argillosi sovraconsolidati per

essiccazione, dotati di parametri geomeccanici elevati che tenderanno a ridimensionarsi all'aumentare del livello di falda. Di questo si dovrà tenere conto nelle verifiche geotecniche.

- da modeste a discrete tra -2.00 e -3.00 m p.c., con valori di resistenza medi alla punta q_c compresi tra 9 e 11 kg/cm²; intercalazioni di argille limose di media consistenza e argille limoso-sabbiose
- scadenti tra -3.00 e -6.80 m dal p.c., con valori di q_c compresi tra 5 e 8 kg/cm²; intercalazioni di argille limose di media consistenza e argille organiche, alle quali è verosimile siano intercalati sottili livelli torbosi
- da buone a molto buone tra -6.80 e -11.40 m dal p.c., con valori di q_c compresi tra 10 e 19 kg/cm²; intercalazioni di argille limose da compatte a molto compatte con rari livelli di argille sabbiose
- ottime tra -11.40 e -20.00 m dal p.c., con valori di q_c sempre maggiori di 24 kg/cm²; argille limose molto compatte e in subordine argille sabbiose

Nella stratigrafia non sono stati riscontrati strati sabbiosi in falda.

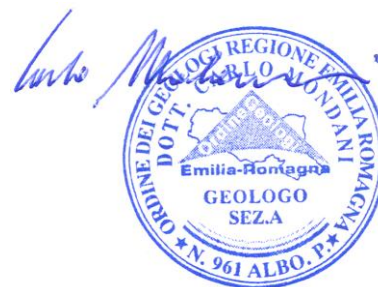
Per la definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare anche l'effetto della risposta sismica locale che, in assenza di specifiche analisi, può essere ricavata mediante un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento. Mediante una prova sismica MASW, è stato possibile accertare che il valore della V_{s30} è 169 m/sec. Secondo normativa la categoria di appartenenza del litotipo equivalente è la D: *Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).*

Non essendo presenti strati sabbiosi in falda, di spessore significativo nei primi 15 m di terreno, non sussistono le condizioni litologiche per l'innescio di fenomeni di liquefazione in occasione di sollecitazioni sismiche.

L'unica criticità degna di nota emersa dallo studio è rappresentata dalle scadenti caratteristiche geomeccaniche dei depositi argillosi compresi tra -3.00 e -6.80 m di profondità dal p.c. - ai quali verosimilmente sono intercalati sottili livelli torbosi - che limitano notevolmente la portanza e possono contribuire ad accrescere i cedimenti se i carichi imposti dalle strutture scolastiche provvisorie sono ingenti. Il problema dovrà essere comunque attentamente valutato dal Progettista e dallo Strutturista adeguando il progetto alle condizioni geolitologiche del sito.

Bomporto, 27 giugno 2012

dott. geol. Carlo Mondani



REGIONE EMILIA ROMAGNA

PROVINCIA DI MODENA

COMUNE DI CAMPOSANTO

RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

Lavori di COSTRUZIONE SCUOLE DI CAMPOSANTO

Data: 06.08.2012

Il Progettista

INDICE

INDICE	2
1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
2 PREMESSA.....	3
3 CARATTERISTICHE DEL TERRENO.....	3
4 QUOTA DI FALDA	4
5 TIPOLOGIA DELLE FONDAZIONI	4
6 SISMICITA'	4
7 CAPACITA' PORTANTE DELLA PLATEA.....	5
7.1 CAPACITA' PORTANTE IN CORRISPONDENZA DEL PIANO DI FONDAZIONE ..	6
7.2 CAPACITA' PORTANTE A -4.50 M DAL PIANO DI FONDAZIONE	7
8 CONSIDERAZIONI FINALI.....	8

1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [1] D.M. 14 Gennaio 2008 “Norme tecniche per le costruzioni”
- [2] Circolare 02 Febbraio 2009 n. 617 “Istruzioni per l’applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 Gennaio 2008”
- [3] UNI EN 206-1:2006 e UNI 11104:2004

2 PREMESSA

La presente relazione è relativa alla realizzazione di un edificio adibito ad ospitare la scuola dell’infanzia San Martino, la scuola secondaria di 1° grado Gozzi e la scuola primaria Giannone nel Comune di Camposanto (Provincia di Modena). Tale intervento è inerente alla procedura per la progettazione e la realizzazione di edifici scolastici temporanei promossa dalla Regione Emilia Romagna a seguito del sisma 2012.

Nel presente documento si fa esplicito riferimento alla relazione geologica e sismica redatta dal dott. geol. Carlo Mondani (iscrizione Albo Geologi Emilia Romagna n. 961 Sez. A) su incarico dell’amministrazione comunale di Camposanto.

3 CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Il terreno su cui verrà costruito il complesso scolastico temporaneo è stato oggetto di una caratterizzazione litostratigrafica, geomeccanica, idrologica e sismica attraverso l’esecuzione di due prove penetrometriche di infissione statica (CPT) e l’esecuzione di una prova sismica MASW.

Le prove CPT hanno messo in evidenza la seguente stratigrafia del terreno:

da quota 0.0 m a quota -2.0 m:	argille limose da compatte a molto compatte
da quota -2.0 m a quota -3.0 m:	intercalazioni di argille limose di media consistenza e argille limoso-sabbiose
da quota -3.0 m a quota -6.8 m:	intercalazioni di argille limose di media consistenza e argille organiche
da quota -6.8 m a quota -11.4 m:	intercalazioni di argille limose da compatte a molto compatte con rari livelli di argille sabbiose
da quota -11.4 m a quota -20.0 m:	argille limose molto compatte e in subordine argille sabbiose

Lo strato su cui poggierà la platea di fondazione (quota di posa circa a -0.40 m dall’attuale piano campagna) è uno strato in cui sono presenti livelli argillosi sovraconsolidati per essiccazione, dotati di parametri geomeccanici elevati che tenderanno a ridimensionarsi all’aumentare del livello di falda.

Nella stratigrafia non sono stati riscontrati strati sabbiosi in falda, di spessore significativo nei primi 15-20 m di terreno, e pertanto non sussistono le condizioni litologiche per l’insorgere di fenomeni di liquefazione in occasione di sollecitazioni sismiche.

L'unica criticità emersa dallo studio è rappresentata dalle scadenti caratteristiche geomeccaniche dei depositi argillosi compresi tra -3.00 e -6.80 m di profondità dal piano campagna ai quali sono verosimilmente intercalati dei sottili strati torbosi che limitano notevolmente la portanza e possono contribuire ad accrescere i cedimenti qualora i carichi di progetto siano ingenti.

L'approccio progettuale seguito recepisce pienamente quanto auspicato dal geologo e riportato nel precedente paragrafo. Le strutture sono infatti di tipo leggero (acciaio con pareti e tamponamenti leggeri) e le opere di fondazione sono costituite da una platea che va a ripartire tutti i carichi. La massima pressione di calcolo in combinazione S.L.U. risulta pari a 0.27 daN/cm^2 e quindi notevolmente inferiore della capacità portante del terreno.

4 QUOTA DI FALDA

Nei fori delle prove penetrometriche CPT, il freatimetro ha rilevato la presenza di acqua il cui livello statico si è stabilizzato a -2.60 m dall'attuale piano campagna. La relazione geologica indica una fluttuazione stagionale della falda superficiale compresa tra -1 m dal p.c. in inverno (periodo di ricarica) e -4 m dal p.c. in estate (periodo di magra).

A titolo precauzionale, il calcolo della capacità portante verrà eseguito considerando una profondità della falda pari a -1 m dal p.c..

5 TIPOLOGIA DELLE FONDAZIONI

Le azioni di progetto vengono trasmesse al suolo mediante una platea in c.a dello spessore di 28 cm impostata a circa -0.40 m dall'attuale piano campagna.

La platea di fondazione è stata modellata su suolo elastico alla Winkler, adottando un coefficiente pari a 1.00 daN/cm^3 , in modo da valutarne correttamente l'interazione con la struttura.

6 SISMICITA'

Il Comune di Camposanto è classificato come zona sismica 3.

Secondo il D.M. 14.01.2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" la categoria di appartenenza del litotipo equivalente è la D: *depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con depositi 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 (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70 \text{ kPa}$ nei terreni a grana fina).*

L'azione sismica di progetto è stata pertanto valutata assumendo un terreno di tipo D ed una categoria topografica T1 (superficie pianeggiante).

7 CAPACITA' PORTANTE DELLA PLATEA

La capacità portante della platea di fondazione verrà determinata con riferimento all'approccio 2 previsto dalle N.T.C., ovvero:

- le azioni di progetto in fondazione derivano da un'unica analisi strutturale svolta impiegando i coefficienti parziali del gruppo A1 (Stati limite ultimi STR per la resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione);
- il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO) è stato effettuato utilizzando la combinazione (A1+M1+R3) nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno sono unitari ($\gamma_R = 1$) e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite il coefficiente $\gamma_R = 2.3$ del gruppo R3.

Il calcolo della capacità portante della platea verrà eseguito utilizzando i parametri geotecnici rilevati durante le prove CPT eseguite.

Le verifiche eseguite saranno le seguenti:

- verifica della capacità portante in corrispondenza della quota del piano di fondazione utilizzando, a titolo cautelativo, i valori minimi riscontrati dalle prove CPT in corrispondenza di tale quota;
- verifica della capacità portante in corrispondenza dello strato sottostante con caratteristiche scadenti, posto tra quota -3.00 m e -6.80 m dal piano campagna (la quota media di tale strato è pertanto posta a circa -4.50 m dal piano di fondazione) al fine di valutare che non ci siano problemi di capacità portante legati a rotture innescate su tali strati profondi; la verifica sarà eseguita andando a ripartire il carico della platea in profondità utilizzando una fondazione equivalente profonda impostata 4.50 m sotto alla reale quota di imposta della platea.

7.1 CAPACITA' PORTANTE IN CORRISPONDENZA DEL PIANO DI FONDAZIONE

Per questa verifica si considera la reale dimensione della platea.

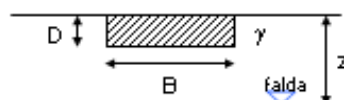
1 - Caratteristiche e tipologia fondale:

Base=	15,51	[m]
Lungh =	103,26	[m]
Profond =	0,40	[m]
ecc _B =	0,00	[m]
ecc _L =	0,00	[m]
α =	0,00	[°]

H =	0,00	[kg]
V =	0,00	[kg]

Hparallelo
a L o B

B



2 - Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione:

γ =	1610,00	[kg / m ³]
ϕ =	0,00001	[°]
δ =	0	[°]
c =	1,12	[kg / cm ²]
Kp =	1,000	
ca =	0,00	[kg / cm ²]
β =	0,00	[°]

Falda Z = 1 [m]

Presenza della falda: **SI**

Fattore di sicurezza = 2,3

3 - Metodo di calcolo proposto da **Terzaghi** (1943):

Fond. Tipo: **Nastriforme**

Nq =	1,000
Nc =	5,140
N γ =	0,000

Q =	93.230.162,07	[kg]	capacità portante
Qult =	5,82	[kg / cm ²]	
Qamm =	2,53	[kg / cm ²]	

4 - Metodo di calcolo proposto da **Meyerhof** (1963):

Nq =	1,000
Nc =	5,142
N γ =	0,000

Q =	96.537.533,72	[kg]	capacità portante
Qult =	6,03	[kg / cm ²]	
Qamm =	2,62	[kg / cm ²]	

5 - Metodo di calcolo proposto da **Brinch - Hansen** :

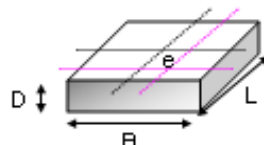
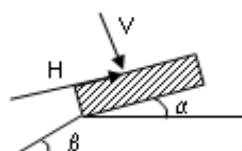
Nq =	1,000
Nc =	5,142
N γ =	0,000

Q =	97.974.287,52	[kg]	capacità portante
Qult =	6,12	[kg / cm ²]	
Qamm =	2,66	[kg / cm ²]	

6 - Metodo di calcolo secondo l' **Eurocodice 7** (**Metodo EC7**):

Nq =	1,000
Nc =	5,142
N γ =	0,000

Q =	98.037.156,69	[kg]	capacità portante
Qult =	6,12	[kg / cm ²]	
Qamm =	2,66	[kg / cm ²]	

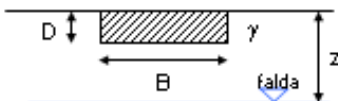


7.2 CAPACITA' PORTANTE A -4.50 M DAL PIANO DI FONDAZIONE

Per questa verifica si considera la reale lunghezza della platea e una larghezza maggiorata di 4.5 m ottenuta ripartendo con andamento 1/2 la reale larghezza in corrispondenza del piano di imposta. La profondità del piano di imposta è stata approfondita di 4.5 m e le caratteristiche geomeccaniche sono quelle più scadenti riportate dalle analisi geologiche.

1 - Caratteristiche e tipologia fondale:

Base=	20,01	[m]	H =	0,00	[kg]	Hparallelo	B
Lungh =	103,26	[m]	V =	0,00	[kg]	a L o B	
Profond =	4,90	[m]					
ecc _B =	0,00	[m]					
ecc _L =	0,00	[m]					
α =	0,00	[°]					



2 - Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione:

γ =	1800,00	[kg / m ³]	Falda Z =	1	[m]
ϕ =	0,00001	[°]			
δ =	0	[°]	Presenza della falda:	SI	
c =	0,27	[kg / cm ²]	Fattore di sicurezza =	2,3	
Kp =	1,000				
ca =	0,00	[kg / cm ²]			
β =	0,00	[°]			

3 - Metodo di calcolo proposto da **Terzaghi** (1943):

Fond. Tipo: **Nastriforme**

Nq =	1,000		Q =	46.899.347,55	[kg]	capacità portante
Nc =	5,140		Qult =	2,27	[kg / cm ²]	
N γ =	0,000		Qamm =	0,99	[kg / cm ²]	

4 - Metodo di calcolo proposto da **Meyerhof** (1963):

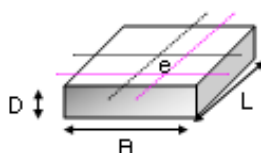
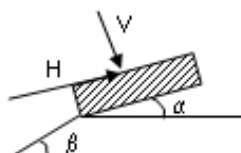
Nq =	1,000		Q =	49.929.858,00	[kg]	capacità portante
Nc =	5,142		Qult =	2,42	[kg / cm ²]	
N γ =	0,000		Qamm =	1,05	[kg / cm ²]	

5 - Metodo di calcolo proposto da **Brinch - Hansen** :

Nq =	1,000		Q =	51.055.063,45	[kg]	capacità portante
Nc =	5,142		Qult =	2,47	[kg / cm ²]	
N γ =	0,000		Qamm =	1,07	[kg / cm ²]	

6 - Metodo di calcolo secondo l'**Eurocodice 7** (**Metodo EC7**):

Nq =	1,000		Q =	66.244.114,64	[kg]	capacità portante
Nc =	5,142		Qult =	3,21	[kg / cm ²]	
N γ =	0,000		Qamm =	1,39	[kg / cm ²]	



8 CONSIDERAZIONI FINALI

Le massime pressioni in combinazione S.L.U. scaricate dalla platea sono pari a 0.27 daN/cm^2

La capacità portante della platea in corrispondenza del piano di fondazione risulta pari a 2.53 daN/cm^2 e quindi notevolmente superiore alle pressioni trasmesse dalla platea al terreno medesimo.

Il calcolo della capacità portante a -4.50 m dal piano fondazione è stata eseguita assumendo, a titolo cautelativo, una distribuzione delle pressioni con pendenza $1/2$ e pertanto la base fittizia della platea equivalente a tale profondità è stata “allargata” di 4.50 m rispetto a quella reale in superficie.

La capacità portante della platea equivalente profonda risulta pari a 0.99 daN/cm^2 .

Facendo un rapporto tra la larghezza della platea reale superficiale e quella fittizia profonda, dalle pressioni derivanti dal calcolo strutturale superficiali si possono ottenere le sovrappressioni in corrispondenza degli strati profondi. Si ha pertanto:

$$q' = 0.27 \text{ daN/cm}^2 \times 15.51 \text{ m} / 20.01 \text{ m} = 0.21 \text{ daN/cm}^2$$

Le pressioni trasmesse agli strati profondi rimangono quindi notevolmente inferiori alla capacità portante del terreno anche in tali strati.

Le pressioni per il calcolo dei cedimenti sono quelle relative allo stato limite di esercizio quasi permanente.

In tale combinazione si hanno pressioni massime di 0.14 daN/cm^2 localizzate in corrispondenza dei bordi, con valori medi pari a $0.08 \div 0.10 \text{ daN/cm}^2$.

Tali valori risultano estremamente ridotti e pertanto i cedimenti reali saranno estremamente limitati. La presenza della platea di fondazione inoltre garantisce l'assenza di cedimenti differenziali.