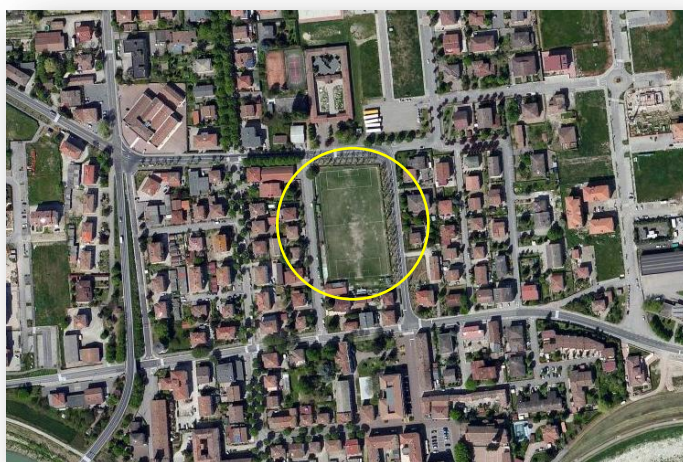

REALIZZAZIONE DI STRUTTURE SCOLASTICHE PROVVISORIE IN CAMPOSANTO, VIA FRANCESCO BARACCA, IN SOSTITUZIONE DEGLI IMMOBILI AD USO SCOLASTICO DANNEGGIATI DAL TERREMOTO



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 incurvamento degli strati verso il basso (sinclinale di Bologna-Bomporto-Reggio Emilia) si deposita un maggior spessore di sedimenti; dove si ha un incurvamento 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 acquitardo. Questi livelli a bassa permeabilità (acquitardi 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 acquitardi 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 conoide 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.

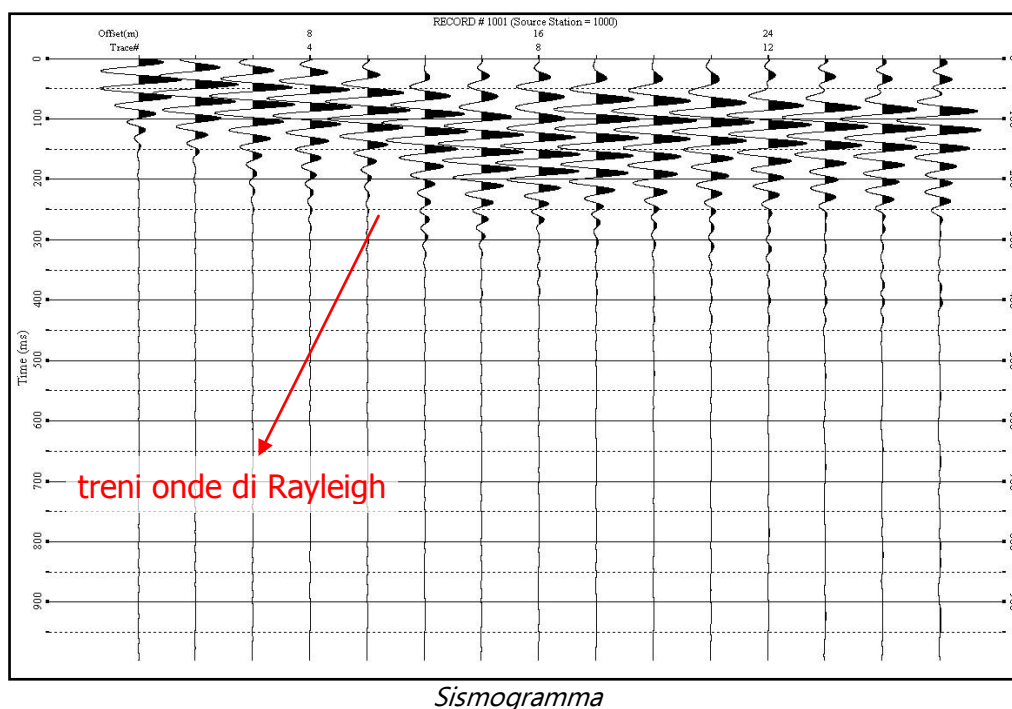
L'indagine è realizzata disponendo lungo una linea retta, a intervalli regolari, una serie di geofoni collegati ad un sismografo. Una fonte puntuale di energia, quale mazza battente su piastra metallica o cannoncino sismico, produce treni d'onda che attraversano il terreno con percorsi, velocità e frequenze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

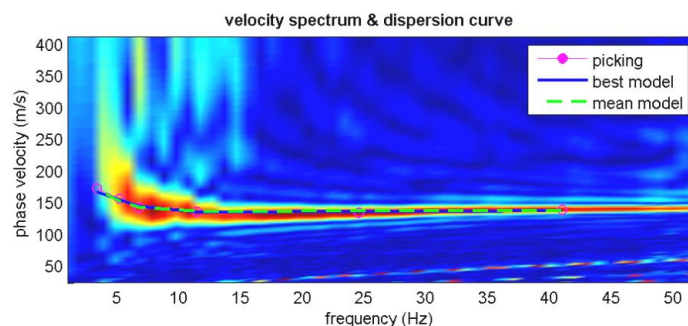
Per l'energizzazione è stata utilizzata una mazza del peso di 8 kg e una piastra di battuta di alluminio.

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.

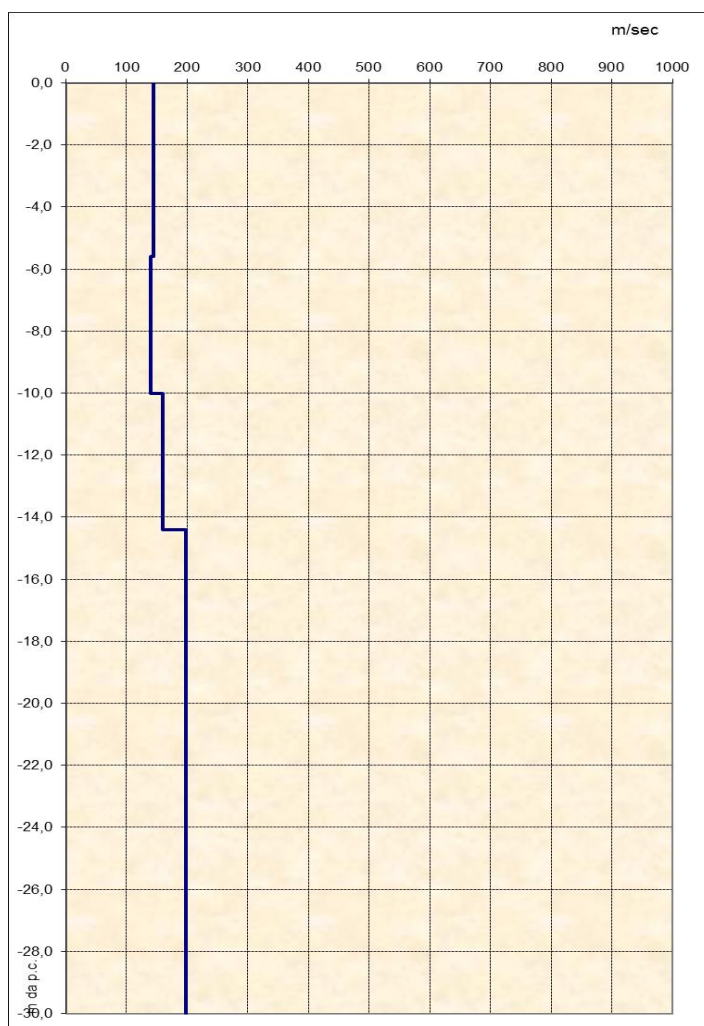
In conclusione viene restituito un diagramma (1D) delle velocità delle onde di taglio (V_s) in funzione della profondità, con relativa tabella, calcolo delle V_{s30} e correlazione al tipo di terreno, come da normativa.

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 mobilizzabile (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

