

REGIONE EMILIA ROMAGNA

PROVINCIA DI MODENA

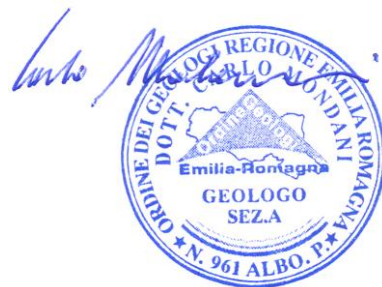
COMUNE DI BOMPORTO

DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DELLA PALESTRA DI SOLARA DANNEGGIATA DAGLI EVENTI SISMICI DEL 20 E 29 MAGGIO 2012



Committente: Amministrazione Comunale di Bomporto

RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA



Novembre 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 BOMPORTO

DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DELLA PALESTRA DI SOLARA DANNEGGIATA DAGLI EVENTI SISMICI DEL 20 E 29 MAGGIO 2012

Committente: Amministrazione Comunale di Bomporto

RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA

AI SENSI DEL D.M. 14-1-2008 E DELLA CIRC. DEL C.S.LL.PP. 617/2009

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	12
2.1. Introduzione	12
2.2. Categoria sismica del suolo di fondazione	12
2.2.1. Indagine geofisica con metodo sismico MASW	14
2.3. Pericolosità sismica di base del sito	17
2.3.1. Parametri sismici	17
2.4. Azione sismica di progetto	18
2.5. Valutazione della suscettibilità alla liquefazione	19
2.5.1. Generalità	19
2.5.2. Metodi per la stima dei fenomeni di liquefazione	20
2.5.3. Metodo di Robertson e Wride (1998)	21
3. Osservazioni conclusive	24

Allegati:

1. Inquadramento corografico (tav.1) e topografico (tav. 2)
2. Carta geologica (tav. 3) e sezione pianura modenese (tav. 4)
3. Carta geomorfologica (tav. 5)
4. Carta dei complessi idrogeologici (tav. 6)
5. Carta della soggiacenza della falda superficiale (tav. 7)
6. Carta emergenze, criticità, limiti e condizioni alle trasformazioni (tav. 8)
7. Ubicazione delle indagini geognostiche (tav. 9) ed elaborati delle prove penetrometriche con programma GeoStru Static-Probing
8. Tabulati di calcolo delle verifiche alla liquefazione con programma EPC Libri



Premessa

Per incarico ricevuto dall'Amministrazione Comunale di Bomporto è stata redatta la presente relazione geologica avente per oggetto la caratterizzazione litostratigrafica, geomeccanica, idrogeologica e sismica di un terreno sito in Solara, via 1° Maggio, su cui insiste una palestra che sarà demolita e ricostruita a causa dei danni provocati dagli eventi sismici 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 meccaniche ad infissione statica CPT spinte a 20 m di profondità; c) esecuzione di n. 1 prova sismica MASW per la definizione della categoria sismica del suolo di fondazione.

Le stime e le considerazioni espresse in questo elaborato sono basate su informazioni fornite dalla Committenza o comunque 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 20.4 m s.l.m. nella frazione di Solara del Comune di Bomporto, in fregio a via 1° Maggio.

Essa è rappresentata sulla Carta Topografica Regionale alla scala 1:25000 nella tavola 202 NO "Crevalcore" (allegato 1, tav. 1) e sulla Carta Tecnica Regionale alla scala 1:5000 nell'elemento n. 202023 "Solara" (allegato 1, tav. 2).

Le coordinate del sito – 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}	44.772606°
Longitudine:	λ_{ED50}	11.090869°

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 argine prossimale 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 2, 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 2, 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 20.4 m s.l.m., con pendenze tendenziali, desunte dalle isoipse, verso NNW e ovest, dovute rispettivamente alla presenza di un dosso fluviale di altezza inferiore ai 2 metri (sulla cui parte distale insiste il sito), di un paleoalveo mal definito a livello della pianura che si allinea lungo la S.P. Panaria Bassa fino a Solara, e di un'area depressa compresa tra il dosso e la strada provinciale (allegato 3, 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 particolar 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 una palestra, oggetto dell'intervento di demolizione e ricostruzione, circondata a nord e a est da un piazzale asfaltato e delimitata a ovest e a sud dai campi.

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 4, 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 della prove penetrometriche CPT eseguite in data 26-11-2012, il freatometro ha rilevato la presenza di acqua il cui livello statico si è stabilizzato a -3.20 m dal piano di riferimento (piazzale asfaltato). 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. Il suo livello potrebbe raggiungere e superare il piano di fondazione, tuttavia, dato il modesto carico idraulico, essa non eserciterà spinte idrostatiche significative alla base dello stesso.

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 parzialmente lambito l'area oggetto di studio risale al settembre 1973), sono stati scongiurati dalla costruzione delle casse di espansione a sud della via Emilia, in località S. Anna, 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.

Le criticità idrauliche evidenziate dal quadro conoscitivo del Piano Strutturale Comunale vigente sono rappresentate sulla carta QC.6/t2 "Emergenze, criticità, limiti e condizioni alle trasformazioni". Dal documento si evince che il sito studiato è esente da criticità idrauliche, mentre il fatto di insistere su un paleodosso fluviale secondario (altezza <2 m) condiziona e limita la trasformazione del territorio. I paleodossi sono infatti elementi morfologici della pianura da salvaguardare ai fini sia della conservazione delle testimonianze geologiche, sia della tutela idraulica e idrogeologica del territorio (allegato 6, tav. 8).

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 26-11-2012 sono state eseguite n. 2 prove penetrometriche meccaniche ad infissione statica CPT spinte a -20 m di profondità dal piano di riferimento (piazzale asfaltato). Per l'esecuzione dell'indagine è stato necessario predisporre due prefiori con escavatore meccanico profondi circa 40÷60 cm.

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 olandese Gouda in assetto statico con dispositivo idraulico di spinta da 20 tonnellate, automontato, 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:

q_c (1^a lettura) = resistenza all'avanzamento della sola punta in kg/cm²
 $q_c + f_s$ (2^a lettura) = resistenza alla punta + resistenza per attrito laterale locale sul manicotto in kg/cm²

con:

q_c (kg/cm²) = 1^a lettura eseguita in campagna
 f_s (kg/cm²) = (2^a lettura eseguita in campagna - 1^a lettura eseguita in campagna) / 15

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 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 numero, l'ubicazione (allegato 7, tav. 9) e la profondità delle prove è stato ritenuto adeguato - in relazione alla tipologia del progetto e al D.M. 14-1-2008 - a descrivere in maniera sufficientemente esaustiva l'intera area oggetto dell'intervento. Resta inteso, tuttavia, che l'indagine ha sempre carattere puntuale.

Il terreno indagato dalla verticale 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
C_u	Coesione non drenata (Kg/cm^2) >>> relazione di De Beer valida per terreni a debole coesione
E_u	Modulo di defomazione non drenato (Kg/cm^2)
M_o	Modulo Edometrico (Kg/cm^2) >>> metodo generale del modulo edometrico
G	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm^2)
OCR	Grado di sovraconsolidazione
γ_{uv}	Peso unità di volume (Gamma) (t/m^3) >>> Meyerhof
γ_{vs}	Peso unità di volume saturo (Gamma) (t/m^3) >>> Meyerhof
D_r	Densità relativa (%) >>> Baldi e altri (1978-1983); Schmertmann (1976)
F_i	Angolo di resistenza al taglio (°) >>> Meyerhof (1951)
E_y	Modulo di Young (Kg/cm^2)

PROVA PENETROMETRICA CPT 1

Prof. strato (m)	qc media (kg/cm ²)	fs media (kg/cm ²)	Gamma medio (t/m ³)	Comportamento geotecnico	Descrizione
0.60	--	--	1.80	Incoerente	Asfalto e sottofondo ghiaioso
1.20	18.2	0.67	1.95	Incoerente-Coesivo	Argille sabbiose e limose
2.00	10.8	0.34	1.86	Incoerente-Coesivo	Argille sabbiose e limose
3.00	10.0	0.37	1.85	Coesivo	Argilla inorganica di media consistenza
4.60	19.6	0.85	1.96	Coesivo	Argilla inorganica compatta
5.60	9.2	0.30	1.83	Incoerente-Coesivo	Argille sabbiose e limose
6.80	25.6	0.69	1.94	Incoerente-Coesivo	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
8.00	13.1	0.58	1.89	Coesivo	Argilla inorganica compatta
9.40	10.1	0.34	1.84	Incoerente-Coesivo	Argille sabbiose e limose
10.60	14.1	0.47	1.87	Incoerente-Coesivo	Argille sabbiose e limose
14.40	29.0	1.45	2.03	Coesivo	Argilla inorganica molto compatta
16.00	31.2	1.40	2.03	Incoerente-Coesivo	Argille sabbiose e limose
17.60	45.1	2.13	2.10	Incoerente-Coesivo	Argille sabbiose e limose
20.00	41.3	2.36	2.09	Incoerente-Coesivo	Argilla inorganica molto compatta

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI MEDI - PROVA PENETROMETRICA CPT 1

Nr.	Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey
1	0.60											
2	1.20	CI	0.91	680.31	45.59	164.84	7.24	1.96	2.04	57.81	25.17	36.40
3	2.00	CI	0.54	397.82	45.08	119.83	1.31	1.87	1.95	26.13	21.85	21.60
4	3.00	C	0.50	361.56	43.54	114.33	0.65	1.85	1.93	--	--	--
5	4.60	C	0.98	714.47	42.91	172.48	0.83	1.96	2.04	--	--	--
6	5.60	CI	0.46	320.03	41.72	108.65	<0.5	1.83	1.91	5	21.13	18.40
7	6.80	CI	1.28	931.36	51.20	203.05	0.78	2.01	2.09	30.99	28.49	51.20
8	8.00	C	0.66	458.49	47.88	134.84	<0.5	1.89	1.97	--	--	--
9	9.40	CI	0.51	341.78	43.75	115.03	<0.5	1.84	1.92	5	21.53	20.20
10	10.60	CI	0.71	487.62	48.36	141.04	<0.5	1.90	1.98	8.9	23.33	28.20
11	14.40	C	1.45	1037.07	58.00	219.12	0.50	2.03	2.11	--	--	--
12	16.00	CI	1.56	1109.15	62.40	229.13	<0.5	2.04	2.12	25.91	31.01	62.40
13	17.60	CI	2.26	1624.00	90.20	286.99	0.58	2.10	2.18	34.96	37.25	90.20
14	20.00	CI	2.07	1473.30	82.60	271.96	<0.5	2.09	2.17	30.82	35.54	82.60

PROVA PENETROMETRICA CPT 2

Prof. strato (m)	qc media (kg/cm ²)	fs media (kg/cm ²)	Gamma medio (t/m ³)	Comportamento geotecnico	Descrizione
0.60	--	--	1.80	Incoerente	Asfalto e sottofondo ghiaioso
1.60	11.4	0.40	1.87	Incoerente-Coesivo	Argille sabbiose e limose
2.60	6.8	0.30	1.77	Coesivo	Argilla inorganica di media consistenza
4.20	17.3	0.82	1.94	Coesivo	Argilla inorganica compatta
5.00	10.2	0.47	1.84	Coesivo	Argilla inorganica di media consistenza e arg. sabbiose
6.80	22.7	0.55	1.95	Incoerente-Coesivo	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
8.00	12.4	0.49	1.88	Coesivo	Argilla inorganica di media consistenza e argille sabbiose
9.20	13.2	0.49	1.89	Incoerente-Coesivo	Argille sabbiose e limose
11.20	15.1	0.69	1.91	Coesivo	Argilla inorganica compatta
13.60	30.0	1.47	2.03	Coesivo	Argilla inorganica molto compatta con intercalazioni di argille sabbiose
16.60	31.2	1.54	2.03	Incoerente-Coesivo	Argille sabbiose e limose
18.00	42.4	2.04	2.09	Incoerente-Coesivo	Argille sabbiose e limose
20.00	36.9	2.16	2.07	Coesivo	Argilla inorganica molto compatta

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI MEDI - PROVA PENETROMETRICA CPT 2

Nr.	Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey
1	0.60											
2	1.60	CI	0.57	423.99	46.04	123.86	2.84	1.88	1.96	37.85	22.12	22.80
3	2.60	C	0.34	244.67	34.52	90.33	0.57	1.78	1.86	--	--	--
4	4.20	C	0.86	630.03	46.85	159.81	0.81	1.94	2.02	--	--	--
5	5.00	C	0.51	359.70	43.95	115.72	<0.5	1.85	1.93	--	--	--
6	6.80	CI	1.14	823.98	45.40	188.66	0.73	1.99	2.07	28.27	27.19	45.40
7	8.00	C	0.62	432.55	47.28	130.39	<0.5	1.88	1.96	--	--	--
8	9.20	CI	0.66	458.57	47.95	135.47	<0.5	1.89	1.97	8.75	22.93	26.40
9	11.20	C	0.76	524.40	48.38	147.07	<0.5	1.91	1.99	--	--	--
10	13.60	C	1.50	1075.10	60.00	223.71	0.52	2.03	2.11	--	--	--
11	16.60	CI	1.56	1109.67	62.40	229.13	<0.5	2.04	2.12	26.03	31.01	62.40
12	18.00	CI	2.12	1521.02	84.80	276.36	0.54	2.09	2.17	32.84	36.04	84.80
13	20.00	C	1.85	1307.90	73.80	253.87	<0.5	2.07	2.15	--	--	--



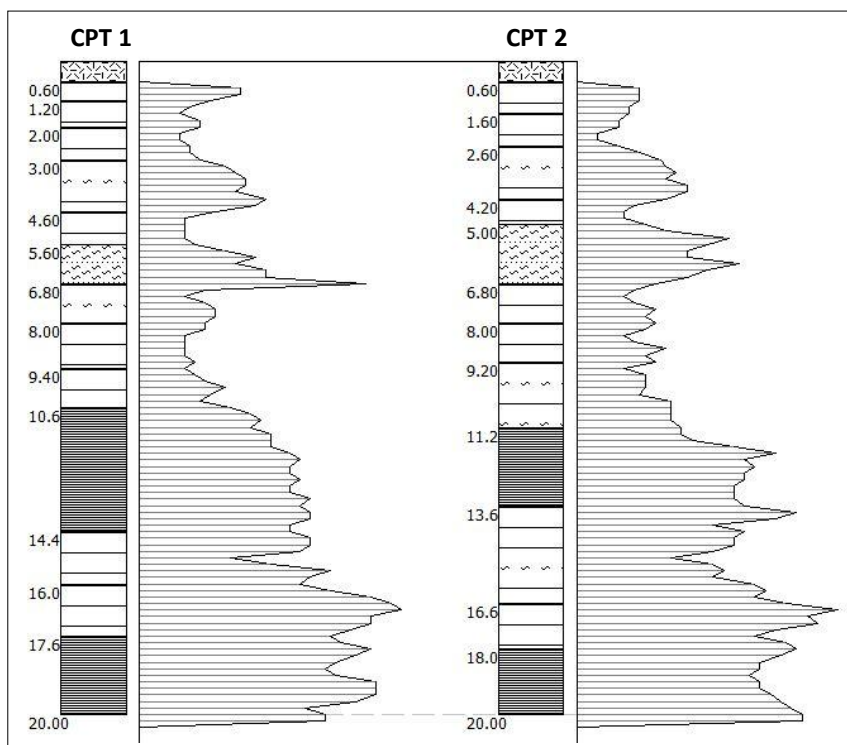


Fig. 1 – Correlazioni stratigrafiche e profili della resistenza alla punta penetrometrica q_c

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 sono risultati prevalenti, tuttavia, i terreni a comportamento geotecnico coesivo su quelli a comportamento granulare.

Dalla comparazione dei profili litostratigrafici (fig. 1 e allegato 7) si nota una discreta omogeneità e continuità laterale dei terreni di fondazione, mentre appaiono trascurabili le variazioni tessiturali orizzontali derivanti dai meccanismi deposizionali governati dall'idrodinamica fluviale. I valori del carico di rottura (q_c) degli strati di terreno correlabili – e di conseguenza anche i parametri geotecnici – sono mediamente omogenei. Tra -1.60 m e -2.60 m dal piano di riferimento (piazzale asfaltato) sono stati riscontrati, solo in corrispondenza della prova CPT 2, valori scadenti del carico di rottura.

La successione stratigrafica presente nel sito è costituita da intercalazioni di argille e argille limose - di media consistenza, compatte e molto compatte – argille sabbiose e limi sabbiosi con le seguenti caratteristiche geomeccaniche:

- da scadenti a buone fino a circa 9.40 m dal piano di riferimento con valori di resistenza alla punta penetrometrica q_c variabili: compresi tra 6 e 17 kg/cm² fino a -3.00 m, compresi tra 9 e 22 kg/cm² fino a -9.40 m
- da buone a ottime da -9.40 m a -20.00 m con valori di resistenza medi alla punta q_c sempre maggiori di 14 kg/cm²

1.8. Valutazioni geotecniche

I parametri medi relativi alla litostratigrafia, desunti dalla prova penetrometrica, rappresentano i parametri geotecnici appropriati ai fini progettuali; la valutazione dei valori caratteristici degli stessi parametri permetterà la definizione del modello geotecnico del sottosuolo del sito.

Il valore caratteristico di un particolare parametro di calcolo (quale può essere ad esempio il peso specifico del terreno o la coesione non drenata) è definito come quel valore al quale è associato una determinata probabilità di non superamento. Per questo studio, si è scelto di adottare parametri caratteristici prossimi al loro valore medio, in accordo con il punto C6.2.2 della Circolare del C.S.LL.PP. (2009).

Il modello geotecnico del sottosuolo del sito è schematizzato nella tabella seguente:

MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO								
UNITÀ GEOTECNICHE SPESSORE	LITOLOGIA	PARAMETRI CARATTERISTICI						
		Puv _k [t/m ³]	Puvs _k [t/m ³]	Fi _k [°]	cu _k [kg/cm ²]	Eu _k [kg/cm ²]	Mo _k [kg/cm ²]	
A	0.00 m ÷ 1.60 m	Riporto e argille sabbiose e limose	1.80	1.90	--	0.45	400	44
B	1.60 m ÷ 2.60 m	Argille limose tenere e argille di media consistenza	1.80	1.85	--	0.30	250	34
C	2.60 m ÷ 9.40 m	Alternanze di argille limose compatte, argille di media consistenza, argille sabbiose e limi sabbiosi	1.85	1.90	--	0.50	450	45
D	9.40 m ÷ 20.00 m	Argille limose compatte e molto compatte con intercalazioni di argille sabbiose	1.90	2.00	30	0.80	1000	58
Falda: -3.20 m dal p.c. (26-11-2012)								
LEGENDA (il pedice k indica parametri caratteristici): Puv _k : Peso unità di volume; Puvs _k : Peso unità di volume saturo; Fi _k : Angolo di attrito; cu _k : Coesione non drenata; Eu _k : Modulo di deformazione non drenato; Mo _k : Modulo Edometrico								

Nelle verifiche geotecniche agli Stati Limite si consigliano i seguenti valori caratteristici cautelativi:

PARAMETRI GEOTECNICI	VALORE CARATTERISTICO	
	Sistema Internazionale	Sistema Tecnico
COESIONE NON DRENATA	Cu _k = 29.41 kPa	Cu _k = 0.30 kg/cm ²
PESO UNITÀ DI VOLUME	Puv _k = 17.65 kN/m ³	Puv _k = 1.80 t/m ³
MODULO EDOMETRICO	Mo _k = 3.33 MPa	Mo _k = 34 kg/cm ²

- Il volume significativo di terreno, inteso come la parte di sottosuolo influenzata dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso, si valuta esteso fino a 6 m dal piano di fondazione.
- Pur non essendo conosciuti i valori di progetto delle azioni Ed (permanenti e variabili), nell'ipotesi della verifica di capacità portante con l'approccio 2 (combinazione unica A1 + M1 + R3), il valore di Rd, cioè il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (terreno), dato per esempio un plinto di 2.00 x 2.00 m e un piano di fondazione a -1.60 m dal piano di riferimento attuale (piazzale asfaltato), può essere stimato in:

116 kN/m² [q_{lim} = 267.69 kN/m² → q_{lim} / γ_R = 267.69 / 2.3 = 116 kN/m² = Rd, valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico]

Valutazioni più precise saranno effettuate dallo Strutturista nel corso delle verifiche geotecniche quando dovrà essere soddisfatta la disuguaglianza:

$$Ed \leq Rd$$

Inoltre, per quanto riguarda i cedimenti indotti nel terreno, dovranno essere calcolati i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura nel rispetto della condizione:

$$Ed \leq Cd$$

dove Ed è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e Cd è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

- Come semplice indicazione, la capacità portante per una fondazione superficiale tipo plinto di 2.00 x 2.00 m e un piano di fondazione a -1.60 m dal p.c. con il metodo delle tensioni ammissibili (non più previsto dalle NTC08 se non in zona 4), può essere cautelativamente stimata in questa sede in **0.70÷0.75 kg/cm²**.



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 Bomporto 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.

Per la caratterizzazione sismica del sito si è proceduto nel seguente ordine:

- classificazione del terreno del sito mediante prova sismica MASW
- definizione della pericolosità sismica di base
- azioni sismiche di progetto
- verifica della suscettibilità alla liquefazione

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 - Depositati 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 - Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{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 - Depositati 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 - Depositati 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 con metodo sismico MASW

Il giorno 26 novembre 2012, è stata eseguita sul lotto di terreno in esame una prova sismica con metodo MASW di tipo attivo (per l'ubicazione v. allegato 7, tav. 9). 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 è stato eseguito uno stendimento di 24 geofoni, con spaziatura tra i geofoni di 2 metri per una lunghezza della linea sismica di 46 metri. L'energizzazione è stata eseguita a 10 metri dal primo e dall'ultimo geofono. Per ridurre il rumore di fondo e migliorare la qualità complessiva dei sismogrammi sono stati sommati più tiri.

Il sito di indagine è collocato in area non caratterizzata da particolari fonti di rumore antropico in grado di interferire in modo significativo con il segnale sismico.

STRUMENTAZIONE

Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un sismografo multicanale PASI 16SG24, dotato di 24 geofoni verticali 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 4.1.1 Pro – Elisoft*) 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.

Il diagramma permette di visualizzare anche l’intervallo di lunghezza d’onda acquisito e il rapporto segnale-disturbo, utile per valutare la qualità dei dati. 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 di calcolo e algoritmi genetici di inversione (global-search methods), che gestiscono all’interno 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 geofisico in grado di far coincidere con la migliore approssimazione possibile (errore quadratico medio inferiore al 5-10%) la curva di dispersione elaborata nella fase precedente e quella modellizzata.

Avendo a disposizione informazioni aggiuntive, quali ad esempio stratigrafie di sondaggio, analisi granulometriche, di densità, prove CPT ecc., è possibile impostare un modello geologico/geofisico con il quale definire parametri quali lo spessore degli strati, la velocità delle onde P stimata e coefficiente di Poisson. Tale modello consente una più accurata inversione dei dati di campagna e di conseguenza una migliore definizione della sismostratigrafia del sito. Per la realizzazione del modello geologico/geofisico ci si è avvalsi dei risultati delle 2 prove penetrometriche CPT eseguite nel 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.

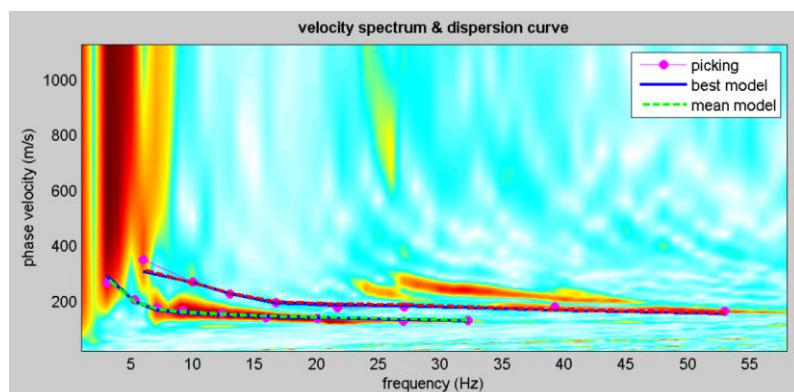
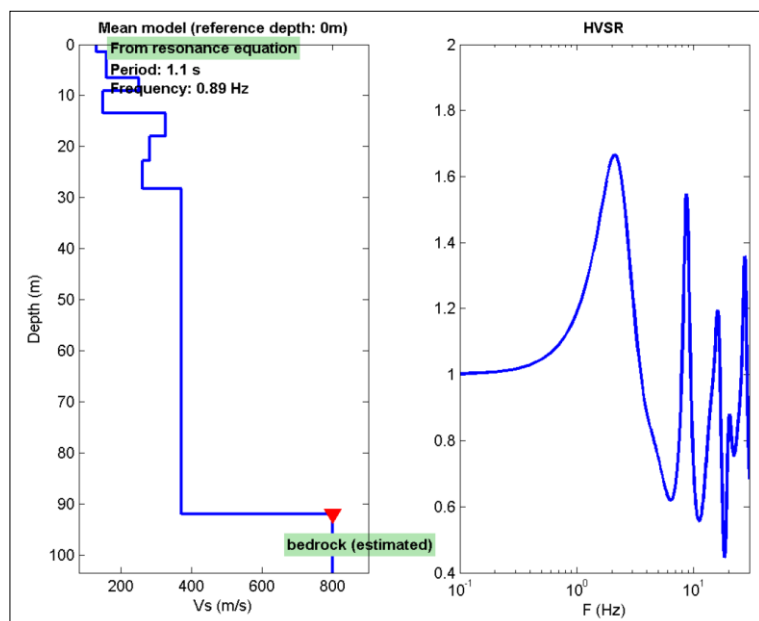


Diagramma della curva di dispersione

Strato n.	Profondità da p.c. m	Spessore m	V_s m/s
1	1.5	1.5	130
2	6.5	5.0	159
3	9.0	2.5	251
4	13.3	4.3	149
5	17.9	4.6	325
6	22.8	4.9	281
7	28.2	5.4	261
8	30.0	1.8	371

Sismostratigrafia del sito



La velocità media (*mean model*) delle onde di taglio nei primi 30 m risulta: **$V_{s30} = 215$ m/s**

Pertanto, i terreni del sito appartengono alla categoria **C**

La profondità del bedrock è stata interpolata alla profondità di circa 90 m dal p.c.; il periodo di oscillazione dei depositi risulta di 1.1 sec e la frequenza di possibile risonanza di **0.89 Hz**

RISULTATI

L'analisi delle onde di taglio (Vs) tramite metodo MASW, ha consentito di determinare gli spessori dei sismostrati e le relative velocità di taglio, come riportato in tabella e relativo diagramma, permettendo di calcolare il valore V_{s30} per la sezione indagata. Il valore di V_{s30} - riferito ai primi 30 m da p.c. - è **215 m/sec**.

Secondo normativa **la categoria di appartenenza del litotipo equivalente è la 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 (ovvero $15 < NSPT_{,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

2.3. Pericolosità sismica di base del sito

2.3.1. Parametri sismici

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008, la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente".

L'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi *stati limite* presi in considerazione viene definita partendo dalla "pericolosità di base" del sito di costruzione, che è l'elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell'azione sismica.

La pericolosità sismica è intesa come accelerazione massima orizzontale **ag** in condizioni di campo libero su suolo rigido ($V_{s30} > 800$ m/s), con superficie topografica orizzontale (di categoria di sottosuolo A), ma è definita anche in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento P_{VR} , come definite nelle NTC nel periodo di riferimento **V_R** .

La stima dei parametri spettrali necessari per la definizione dell'azione sismica di progetto viene effettuata calcolandoli direttamente per il sito in esame, utilizzando come riferimento le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento (v. tabella 1 nell'Allegato B del D.M. 14-1-2008).

Le forme spettrali vengono definite, per ciascuna delle probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento P_{VR} , partendo dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

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

Una delle novità dell'NTC è appunto la stima della pericolosità sismica basata su una griglia di 10751 punti dove viene fornita la terna di valori a_g , F_o , T_c^* . Innanzi tutto è necessario conoscere le coordinate geografiche (coordinate ED50) dell'opera da verificare espresse in gradi decimali. Si determina, quindi, la maglia di riferimento in base alle tabelle dei parametri spettrali fornite dal ministero e, sulla base della maglia interessata, si definiscono i valori di riferimento del punto come media pesata dei valori nei vertici della maglia moltiplicati per le distanze dal punto.

Sito in esame: Palestra di Solara, via 1° Maggio

Coordinate ED50:

latitudine: 44,772606°
longitudine: 11,090869°
Classe: 3
Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 15616	Lat: 44,7594	Lon: 11,0272	Distanza: 5236,412
Sito 2	ID: 15617	Lat: 44,7609	Lon: 11,0975	Distanza: 1406,513
Sito 3	ID: 15395	Lat: 44,8108	Lon: 11,0955	Distanza: 4266,902
Sito 4	ID: 15394	Lat: 44,8094	Lon: 11,0251	Distanza: 6608,719

VALORI DEI PARAMETRI a_g , F_o , T_c^* PER I PERIODI DI RITORNO T_r ASSOCIATI A CIASCUNO SL					
STATO LIMITE	Probabilità di superamento %	T_r [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [sec]
SLO	81	45	0,052	2,490	0,265
SLD	63	75	0,066	2,485	0,275
SLV	10	712	0,183	2,559	0,274
SLC	5	1462	0,242	2,491	0,284

2.4. Azione sismica di progetto

Combinando la pericolosità del sito (determinata dalla sua posizione geografica) con gli effetti di amplificazione locale e le prestazioni attese dalla costruzione, si dimensionano i parametri a_g , F_o , T_c , da utilizzare per definire l'azione sismica in rapporto agli **SLE** di **Operatività** e di **Danno** ed agli **SLU** di **Salvaguardia della vita** e di **Collasso**, come previsto dalla normativa vigente. I coefficienti sismici e l'azione sismica di progetto sono i medesimi per i tre edifici.

Amplificazione stratigrafica: suolo di fondazione di tipo C

Amplificazione topografica: superficie pianeggiante → categoria T1 → coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1$

Prestazioni attese delle strutture:

Vita nominale V_N : ≥ 50 anni

Classe d'uso: Classe III

Coefficiente d'uso C_U : 1.5

Vita di riferimento della costruzione $V_R = V_N \times C_U = 75$



COEFFICIENTI SISMICI							
STATO LIMITE	Ss	Cc	St	Kh	Kv	amax	Beta
SLO	1,500	1,630	1,000	0,015	0,008	0,759	0,200
SLD	1,500	1,610	1,000	0,020	0,010	0,971	0,200
SLV	1,420	1,610	1,000	0,062	0,031	2,546	0,240
SLC	1,340	1,590	1,000	0,091	0,045	3,184	0,280

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

In sintesi:

VALUTAZIONE DELL'ACCELERAZIONE DI PROGETTO – FONDAZIONI SUPERFICIALI			
	STATO LIMITE		$a_g(g)$
	ULTIMO (SLU)	salvaguardia della vita (SLV)	0,183
	ULTIMO (SLU)	prevenzione collasso (SLC)	0,242
	ESERCIZIO (SLE)	operatività (SLO)	0,052
	ESERCIZIO (SLE)	Danno (SLD)	0,066
a_{max} accelerazione massima	$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_t \cdot a_g$		2,546 m/sec² (per SLV)
Coeff. sismico orizzontale	$K_h = \beta_s \cdot a_{max}/g$		0,062
Coeff. sismico verticale	$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$		$\pm 0,031$

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

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

2.5. Valutazione della suscettibilità alla liquefazione

2.5.1. Generalità

Il sito presso il quale è ubicato il 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 (§7.11.3.4 delle NTC08 e §C7.11.3.4 della Circ. n. 617 C.S.LL.PP.).

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) sia da quelle del terreno (distribuzione granulometrica, uniformità, saturazione, densità relativa, pressioni efficaci di confinamento, stato tensionale in situ iniziale, ecc.).

Generalmente, la pericolosità della liquefazione è associata alla presenza di terreni sabbioso-limosi saturi di plasticità e di densità basse. I terreni coesivi, specialmente con una frazione argillosa maggiore del

15%, non sono considerati suscettibili alla liquefazione. La liquefazione si presenta invece in sabbie incoerenti, nei limi ed in alcuni depositi di ghiaia, di età olocenica o tardo pleistocenica e nelle zone dove la falda è a profondità non maggiore di 15 metri dal piano campagna. Alcuni terreni ghiaiosi sono vulnerabili alla liquefazione se incapsulati da terreni impermeabili che impediscono la dispersione veloce delle sovrappressioni neutre indotte dai terremoti. Per essere suscettibili alla liquefazione, i terreni potenzialmente liquefacibili devono essere praticamente saturi.

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 D₅₀ 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 < 7m);
- 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.

2.5.2. Metodi per la stima dei fenomeni di liquefazione

Per verificare la possibilità di occorrenza di fenomeni di liquefazione vanno impiegate le procedure che nell'Ingegneria Geotecnica Sismica vengono denominati "metodi semplificati". Tali metodi sono basati su prove geotecniche di tipo corrente e sulla valutazione, ad ogni quota z del deposito compresa nei primi 20÷15 m dal piano di campagna, del coefficiente di sicurezza:

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} \cdot MSF$$

dove:

$$CRR = \frac{\tau_{ult}}{\sigma'_{v0}}$$

è la resistenza normalizzata (detta anche *rapporto di resistenza ciclica*) - rispetto alla pressione efficace verticale iniziale σ'_{v0} - che può essere valutata attraverso abachi, in funzione di parametri desunti da prove SPT, CPT e da misure della velocità delle onde di taglio V_s

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{a_{maxs}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$$

è la tensione indotta dal terremoto (detta anche *rapporto tensionale ciclico*) e dove a_{maxs} è il picco di accelerazione al piano campagna del terremoto di riferimento; g è l'accelerazione di gravità; σ_v e σ'_v sono rispettivamente la tensione totale verticale e la tensione efficace verticale alla profondità considerata; r_d è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica che porta in conto la deformabilità del sottosuolo e che può essere determinato con la relazione semplificata $r_d = 1 - 0.015z$

MSF

è un fattore di scala che può essere valutato in funzione della magnitudo dei terremoti attesi (Seed e Idriss, 1982)

Tra i metodi semplificati, quelli basati su prove CPT sono particolarmente raccomandati. Tra questi è stato scelto il metodo di Robertson e Wride (1998) - descritto in dettaglio nel prossimo paragrafo - secondo il quale il deposito sabbioso non è suscettibile a liquefazione se il fattore di sicurezza $F_L \geq 1,25$.

Verifica alla liquefazione (Robertson e Wride, 1998)	
$F_L \geq 1,25$	Liquefazione assente
$F_L = 1,0 \div 1,25$	Liquefazione possibile
$F_L < 1$	Liquefazione molto probabile

I risultati dello studio devono essere presentati riportando l'andamento con la profondità del fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione in ciascuna delle verticali esplorate.

Il fenomeno della liquefazione può manifestarsi localmente, senza comportare necessariamente il collasso o una perdita di funzionalità delle strutture interagenti con il terreno. Le effettive conseguenze dell'innescio del fenomeno della liquefazione dipendono dall'estensione del fenomeno stesso, dalla profondità a cui si verifica e dalle condizioni del piano di campagna (inclinazione, presenza di incisioni che comportino la presenza di sforzi di taglio statici, ecc.). Pertanto, occorre affiancare alla valutazione puntuale della suscettibilità alla liquefazione alle diverse profondità (ottenuta per es. con il metodo di Robertson e Wride) una stima globale dell'incidenza del fenomeno e delle sue conseguenze attraverso l'indice del potenziale di liquefazione I_L o IP_L (Iwasaki et alii, 1978; 1982).

Esso è definito dalla seguente relazione:

$$I_L = \int_0^{20} F(z)w(z)dz$$

in cui z è la profondità dal piano campagna in metri e $w(z) = 10-0.5z$

Ad una data quota z il fattore $F(z) = F$ vale:

$$F = 1 - F_L \text{ se } F_L \leq 1.0$$

$$F = 0 \text{ se } F_L > 1.0$$

dove F_L è il fattore di sicurezza alla liquefazione alla quota considerata.

Gli autori suggeriscono che se:

$I_L = 0$	Il rischio di rottura è molto basso
$0 < I_L \leq 5$	il rischio di rottura è basso
$5 < I_L \leq 15$	il rischio di rottura è alto
$I_L > 15$	il rischio di rottura è molto alto

2.5.3. Metodo di Robertson e Wride (1998)

La verifica alla liquefazione degli strati sabbiosi in falda è stata condotta con il metodo semi-empirico di Robertson e Wride (1998), che permette di correlare la resistenza al taglio mobilitata nel terreno con i risultati delle prove penetrometriche statiche (CPT).

Il metodo di Robertson e Wride utilizza l'indice di comportamento per il tipo di suolo I_c che viene calcolato mediante l'utilizzo della seguente formula:

$$I_c = \left[(3.47 - \log_{10} Q)^2 + (\log_{10} R_f + 1.22)^2 \right]^{0.5}$$

$$Q = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{P_a} \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

$$R_f = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} 100$$



dove:

- qc : resistenza alla punta misurata
- Pa : tensione di riferimento (1 atmosfera) nelle stesse unità di σ'_{vo}
- σ'_{vo} : pressione verticale effettiva
- Fs : attrito del manicotto
- n : esponente che dipende dal tipo di suolo

Inizialmente si assume $n = 1$, come per un suolo argilloso e si procede al calcolo di I_c con la formula sopra riportata.

Se $I_c > 2.6$ il suolo è probabilmente di tipo argilloso e l'analisi si ferma dato che il suolo non è liquefacibile.

Se $I_c = 2.6$, vuol dire che l'ipotesi assunta è errata e I_c deve essere ricalcolato nuovamente con la seguente formula:

$$Q = \frac{q_c}{P_a} \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

Si presume che il terreno sia granulare e si assume $n = 0.5$.

Se è ancora $I_c = 2.6$, significa che l'ipotesi è giusta e il suolo è probabilmente non plastico e granulare.

Se invece $I_c < 2.6$, vuol dire che l'ipotesi è di nuovo errata e il suolo è probabilmente limoso. I_c deve essere nuovamente ricalcolato ponendo $n = 0.75$.

Calcolato I_c , si procede con la correzione della resistenza alla punta misurata q_c mediante la seguente espressione:

$$q_{c1N} = \frac{q_c}{P_a} \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

dove n è lo stesso del calcolo di I_c .

La correzione alla resistenza alla punta dovuta al contenuto di materiale fine viene valutata con:

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c \cdot q_{c1N}$$

$$K_c = -0.403 I_c^4 + 5.581 I_c^3 - 21.63 I_c^2 + 33.75 I_c - 17.88$$

dove K_c dipende dal contenuto di fine, FC (%):

$$\begin{aligned} k_c &= 0 && \text{per } FC \leq 5 \\ k_c &= 0.0267 (FC - 5) && \text{per } 5 < FC \leq 35 \\ k_c &= 0.8 && \text{per } FC > 35 \end{aligned}$$

FC (%) viene calcolato mediante l'espressione seguente:

$$FC (\%) = 1.75 (I_c)^{3.25} - 3.7$$

La resistenza alla liquefazione per una magnitudo pari a 7,5 (CRR7,5) si calcola nel modo seguente:

$$\text{se } (q_{c1N})_{cs} < 50: \quad CRR = 0.833 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.05$$

$$\text{se } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160: \quad CRR = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.08$$

Il rapporto di sforzo ciclico CSR si calcola con la teoria di Seed e Idriss (1971):



$$CSR = \frac{\tau_{AV}}{\sigma'_V} = 0.65 \cdot \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_V}{\sigma'_V} \right) \cdot r_d \cdot \frac{1}{MSF}$$

dove:

- a_{max}** = accelerazione orizzontale di picco in superficie dovuta al sisma
 g = accelerazione di gravità
 σ_V = tensione verticale litostatica totale
 σ'_V = tensione verticale litostatica efficace
 r_d = coefficiente di riduzione delle tensioni
 MSF = coefficiente correttivo dipendente dalla magnitudo del sisma

Per il calcolo del coefficiente di riduzione **r_d** si fa riferimento alle seguenti relazioni:

$$\begin{aligned}
 r_d &= 1 - 0.00765 \cdot z & z \leq 9.15 \text{ m} \\
 r_d &= 1.174 - 0.0267 \cdot z & 9.15 \leq z \leq 23 \text{ m} \\
 r_d &= 0.774 - 0.008 \cdot z & 23.0 \leq z \leq 30 \text{ m} \\
 r_d &= 0.5 & z \geq 30 \text{ m}
 \end{aligned}$$

essendo **z** la profondità dal piano di campagna espressa in m.
 Passiamo al coefficiente correttivo da sisma, calcolabile come:

$$\begin{aligned}
 MSF &= \left(\frac{M}{7.5} \right)^{-3.3} & \text{per } M \leq 7.5 \\
 MSF &= \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}} & \text{per } M > 7.5
 \end{aligned}$$

MSF si ricava dalla seguente tabella del NCEER (National Center for Earthquake Engineering Research):

Magnitudo	NCEER (Seed R. B. et al.) (1997; 2003)
5.5	2,21
6.0	1,77
6.5	1,44
7.0	1,19
7.5	1,00
8.0	0,84
8.5	0,73

Tabella 1 - Magnitudo Scaling Factor

Si calcola F_L (o F_{SL}), fattore di sicurezza alla liquefazione, con la seguente espressione:

$$F_L = CRR / CSR$$

mentre l'indice e il rischio di liquefazione con la procedura proposta da Iwasaki et alii (1978; 1982).

Con il programma di calcolo della EPC Libri è stata verificata la suscettibilità del sito alla liquefazione partendo dai dati delle prove penetrometriche (allegato 8):

- CPT 1: potenziale di liquefazione $I_L=0.000$ → rischio liquefazione "molto basso"
- CPT 2: potenziale di liquefazione $I_L=0.237$ → rischio liquefazione "basso"

Questi i dati di ingresso utilizzati:

1. profondità tetto falda: -3.20 m dal p.c.
2. accelerazione sismica di progetto $a_{MAX}(g)=2.546 \text{ m/sec}^2$ → $a_g(g)=0.26$
3. magnitudo terremoto di riferimento: $M=6.2$ (quella massima attesa nella Zona Sismogenetica 912, fonte: INGV, *Redazione della mappa di pericolosità sismica – Rapporto conclusivo*, 2004)



3. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

La presente relazione ha caratterizzato - dal punto di vista geolitologico, litotecnico, idrogeologico e sismico i terreni di fondazione della palestra di Solara, sita in via 1° Maggio, danneggiata dagli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012. Il progetto prevede la demolizione e la ricostruzione dell'edificio.

Lo studio si è così articolato: a) raccolta dei dati bibliografici e cartografici; b) esecuzione di n. 2 prove penetrometriche meccaniche ad infissione statica CPT spinte a 20 m di profondità; c) esecuzione di n. 1 prova sismica MASW per la definizione della categoria sismica del suolo di fondazione.

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 argine prossimale 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 (-3.20 m dal p.c. il livello rilevato nei fori delle due prove penetrometriche eseguita il 26-11-2012). 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. Il suo livello potrebbe raggiungere e superare il piano di fondazione, tuttavia, dato il modesto carico idraulico, essa non eserciterà spinte idrostatiche significative alla base dello stesso.

La caratterizzazione stratigrafico-geotecnica dei terreni di fondazione, desunta da n. 2 prove penetrometriche ad infissione statica CPT spinte a -20 m di profondità, ha sostanzialmente confermato i dati bibliografici. Nello spessore indagato sono risultati prevalenti, tuttavia, i terreni a comportamento geotecnico coesivo su quelli a comportamento granulare.

Dalla comparazione dei profili litostratigrafici si nota una discreta omogeneità e continuità laterale dei terreni di fondazione, mentre appaiono trascurabili le variazioni tessiturali orizzontali derivanti dai meccanismi deposizionali governati dall'idrodinamica fluviale. I valori del carico di rottura (q_c) degli strati di terreno correlabili - e di conseguenza anche i parametri geotecnici - sono mediamente omogenei. Tra -1.60 m e -2.60 m dal piano di riferimento (piazzale asfaltato) sono stati riscontrati, solo in corrispondenza della prova CPT 2, valori scadenti del carico di rottura.

La successione stratigrafica presente nel sito è costituita da intercalazioni di argille e argille limose - di media consistenza, compatte e molto compatte - argille sabbiose e limi sabbiosi con le seguenti caratteristiche geomeccaniche:

- da scadenti a buone fino a circa 9.40 m dal piano di riferimento con valori di resistenza alla punta penetrometrica q_c variabili: compresi tra 6 e 17 kg/cm² fino a -3.00 m, compresi tra 9 e 22 kg/cm² fino a -9.40 m
- da buone a ottime da -9.40 m a -20.00 m con valori di resistenza medi alla punta q_c sempre maggiori di 14 kg/cm²

Pur non essendo conosciuti i valori di progetto delle azioni Ed (permanenti e variabili), nell'ipotesi della verifica di capacità portante con l'approccio 2 (combinazione unica A1 + M1 + R3), il valore di Rd, cioè il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (terreno), data una trave rovescia di 1.40 x 15.00 m e un piano di fondazione a -1.00 m dal p.c., può essere stimato in:

116 kN/m² [$q_{lim} = 267.69 \text{ kN/m}^2 \rightarrow q_{lim} / \gamma_R = 267.69 / 2.3 = 116 \text{ kN/m}^2 = R_d$, valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico]

Come semplice indicazione, la capacità portante per una fondazione superficiale tipo plinto di 2.00 x 2.00 m e un piano di fondazione a -1.60 m dal p.c. con il metodo delle tensioni ammissibili (non più previsto dalle NTC08 se non in zona 4), può essere cautelativamente stimata in questa sede in **0.70÷0.75 kg/cm²**.

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 un'indagine geofisica con metodo sismico MASW, è stato possibile accertare che il terreno di fondazione del sito appartiene alla categoria **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 $70 < c_{u,30} < 250 \text{ kPa}$ nei terreni a grana fina).*

La verifica alla suscettibilità alla liquefazione dei depositi - condotta con il metodo semi-empirico di Robertson e Wride (1998) - non ha evidenziato rischi né nella valutazione puntuale della suscettibilità alla liquefazione degli strati sabbiosi alle diverse profondità, né nella stima globale dell'incidenza del fenomeno.

Considerati i dati raccolti, si conferma l'idoneità geologica, idrogeologica, geotecnica e sismica dei terreni studiati ad accogliere l'intervento in progetto alle condizioni precedentemente specificate.

Bomporto, 30 novembre 2012

dott. geol. Carlo Mondani

