

**Progetto di fattibilità di un consolidamento  
per permeazione con una miscela legante al  
fine di mitigare il rischio di liquefazione dei  
terreni di fondazione dell'Istituto Ferrari a  
Cesenatico**

*RELAZIONE GEOTECNICA-SISMICA*

*Bergamo, 6 dicembre 2017*

*Daniela Giretti*





## **SOMMARIO**

<b>1. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO</b>	<b>5</b>
<b>2. OGGETTO DELL'INCARICO</b>	<b>6</b>
<b>3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E SISMICO</b>	<b>7</b>
<b>4. INDAGINI DI RIFERIMENTO</b>	<b>8</b>
4.1 PROVE IN SITO	8
4.1 PROVE DI LABORATORIO	9
<b>5. SEQUENZE LITOSTRATIGRAFICHE</b>	<b>10</b>
<b>6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</b>	<b>11</b>
6.1 CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI	11
6.2 PARAMETRI GEOTECNICI DI RESISTENZA	12
6.3 RIGIDEZZA A PICCOLI LIVELLI DI DEFORMAZIONE	13
6.4 DECADIMENTO DELLA RIGIDEZZA A TAGLIO E SMORZAMENTO	13
6.5 PERMEABILITÀ	14
6.6 RESISTENZA CICLICA A LIQUEFAZIONE	14
<b>7. CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SITO SECONDO LE NTC2008</b>	<b>15</b>
<b>8. ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE</b>	<b>16</b>
8.1 SEQUENZA LITOSTRATIGRAFICA E PROFILO DI VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO	17
8.2 CURVE DI DECADIMENTO DEL MODULO DI TAGLIO G E DI INCREMENTO DEL DAMPING D	17
8.3 ACCELEROGRAMMI DI INPUT	18
8.4 RISULTATI	19
<b>9. SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE</b>	<b>20</b>
9.1 VERIFICA A LIQUEFAZIONE DA METODI SEMPLIFICATI	20
9.2 VERIFICA DIRETTA DA PROVE DI LABORATORIO	24
<b>10. PROVE DI PERMEAZIONE</b>	<b>24</b>
<b>11. RESISTENZA CICLICA DEI TERRENI TRATTATI CON MISCELA LEGANTE</b>	<b>26</b>

<b><u>13. PREDIMENSIONAMENTO DI UN INTERVENTO DI PERMEAZIONE MEDIANTE NANOSILICE COLLOIDALE</u></b>	<b><u>27</u></b>
<b><u>14. CEDIMENTI ATTESI IN CONDIZIONI SISMICHE</u></b>	<b><u>28</u></b>
<b><u>15. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE</u></b>	<b><u>30</u></b>

## **1. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

Rapporti di prova:

[1] ISMGEO s.r.l.: Cesenatico, Liceo Ferrari. Prove in sito e di laboratorio. Doc. RAT 59/2017

Carte tecniche Regionali, Provinciali, Comunali:

[2] Foglio CARG 256 Rimini

[3] Microzonazione Sismica del Comune di Cesenatico 2014, Relazione illustrativa; Carta geologico-Tecnica; Carte di terzo livello

Normative e raccomandazioni:

[4] AGI 2005, linee Guida “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica”

[5] DM. LL.PP. 14 gennaio 2008, Norme Tecniche per le costruzioni (NTC)

[6] INGV, Zonazione sismogenetica ZS9 – Rapporto Conclusivo

[7] ASTM - Geotechnical Engineering Standards

## 2. OGGETTO DELL'INCARICO

Oggetto della presente relazione sono:

- la caratterizzazione geotecnica e sismica dei terreni di fondazione del liceo Ferrari di Cesenatico, corpo di fabbrica A (localizzato come indicato in Figura 1);
- Lo studio di fattibilità di un consolidamento per permeazione con una miscela legante al fine di mitigare il rischio di liquefazione dei terreni di fondazione del corpo A dell'edificio scolastico.

La relazione è articolata come segue:

- inquadramento geologico – geomorfologico e sismico del sito in esame;
- analisi ed interpretazione di una campagna di indagini geotecniche in sito e di laboratorio;
- definizione della sequenza litostratigrafica del sito e classificazione dei terreni attraversati;
- classificazione sismica del sito;
- analisi di risposta sismica locale per la definizione di spettri di risposta in corrispondenza del piano di posa delle fondazioni dell'edificio in oggetto;
- analisi della suscettibilità alla liquefazione dei terreni da prove in sito;
- resistenza ciclica dei terreni naturali da prove di laboratorio
- selezione della miscela per le iniezioni di permeazione;
- resistenza ciclica dei terreni permeati;
- specifiche tecniche di esecuzione per il consolidamento del volume di terreno interessato dall'edificio scolastico.

### 3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E SISMICO

Il territorio del Comune di Cesenatico è situato nel margine sud orientale della Pianura Padana (Pianura romagnola), in una vasta area pianeggiante originata principalmente dal deposito di sedimenti alluvionali, rimaneggiati dai flutti marini nei settori costieri. Come evidenziato in Figura 2, in cui è riportato uno stralcio di una sezione geologica profonda redatta nell'ambito del progetto CARG [2], i terreni affioranti nel sito in esame, di età pleistocenico superiore-olocenica e presenti fino a circa 10 m di profondità da piano campagna, sono schematicamente riconducibili alle sabbie di cordone litorale di pertinenza dell'Unità di Modena (AES8a). Seguono, tra 10 e circa 220 m di profondità, sedimenti di litologia prevalentemente fine di pertinenza del Sintema Emiliano Romagnolo Superiore (AES), contraddistinto, all'aumentare della profondità, dalla sequenza costituita dal Subsintema di Villa Verucchio (AES7), dal Subsintema di Bazzano (AES6) ed infine da AES indifferenziato. Tra 220 e 330 m di profondità sono presenti alternanze di terreno a grana fine e a grana grossa, sedimenti di pertinenza del Sintema Emiliano Romagnolo Inferiore (AEI). Sotto i 330 m di profondità sono presenti sedimenti di pertinenza delle Sabbie di Imola (IMO). La base dei depositi quaternari è situata ad una profondità dell'ordine di 1.500 metri rispetto al piano di campagna.

Dal punto di vista tettonico-strutturale, l'area in esame è situata in un settore contraddistinto da un complesso sistema di fronti di accavallamento dell'Appennino Settentrionale, sepolti sotto le alluvioni della pianura ed i limitrofi depositi marini litoranei, indicati come attivi nella Carta delle strutture attive sismogenetiche dell'Emilia-Romagna. Nella Zona Sismogenetica 917 [6], in cui si trova l'area in oggetto secondo la Zonazione sismogenetica ZS9 dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia sono attesi terremoti con magnitudo momento massima  $M_w = 6,14$ .

La Carta Geologico-Tecnica del Comune di Cesenatico (Figura 3a) [3], indica, nell'area in esame, la presenza da piano campagna di sabbie limose, miscele di sabbia e limo di cordone litoraneo, sovrastanti depositi fini costituiti da miscele di limi e argille, con subordinate intercalazioni di livelli sabbiosi e sabbioso-limosi. I depositi sabbiosi superficiali sono indicati, nella Carta di Microzonazione di Terzo Livello (Figura 3b), come suscettibili di instabilità per liquefazione. Il rischio di liquefazione atteso è alto (con riferimento ad un evento sismico con tempo di ritorno  $T_R = 475$  anni).

Fenomeni di liquefazione furono osservati durante la sequenza sismica che colpì la Romagna nel mese di marzo del 1875. La scossa principale del 17 marzo 187 ebbe i suoi massimi effetti a Rimini, Cesenatico e Cervia. In vari luoghi della costa romagnola si aprirono lunghe fenditure nel terreno e cavità imbutiformi da cui fuoriuscirono getti di acqua e sabbia in pressione.

Sono inoltre attesi fenomeni di amplificazione del moto sismico. Studi di risposta sismica locale [3] indicano il bedrock sismico a profondità maggiori di 300 m e un'amplificazione stratigrafica del moto sismico caratterizzata dai seguenti fattori di amplificazione:

$FA_{PGA}$  = fattore di amplificazione dell'accelerazione massima su suolo rigido = 1.7-1.8;

$FH_{0.1-0.5s}$  = fattore di amplificazione dell'intensità spettrale nell'intervallo di periodi 0.1-0.5s = 2.1-2.2;

$FH_{0.5-1s}$  = fattore di amplificazione dell'intensità spettrale nell'intervallo di periodi 0.5 e  $1s > 2.5$

## 4. INDAGINI DI RIFERIMENTO

### 4.1 Prove in situ

I terreni presenti nell'area oggetto di studio sono stati caratterizzati attraverso le seguenti indagini geognostiche in situ appositamente realizzate per il presente studio [1]:

- N.1 trincea esplorativa profonda 3 m con prelievo di terreno rimaneggiato;
- N. 1 sondaggio geognostico a carotaggio continuo profondo 40 m con prelievo di N. 6 campioni indisturbati (CI);
- N. 1 sondaggio geognostico a carotaggio continuo profondo 30 m con prelievo di N. 6 CI;
- N.2 prove di permeabilità a carico variabile;
- N. 2 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono (CPTU) profonde 25 e 27 m.
- N. 2 prove penetrometriche statiche con punta elettrica, piezocono e modulo sismico con doppi geofoni, per l'esecuzione della misura della velocità di propagazione delle onde di taglio secondo la tecnica down-hole (SCPTU) e la metodologia "true – time interval", profonde 23 e 25 m;
- N. 14 prove di dissipazione.

L'ubicazione delle prove è evidenziata in Figura 4. In Tabella 1 sono riportate le quote di esecuzione delle prove di permeabilità e di dissipazione e le profondità di prelievo dei CI.

Il sondaggio a carotaggio continuo è stato eseguito con carotiere semplice di diametro 101 mm e rivestimento di diametro 127 mm.

Per le prove penetrometriche è stato utilizzato un penetrometro statico da 200 kN montato su autotelaio Magirus Deutz a trazione integrale ed un piezocono per la misura contemporanea e continua della resistenza alla punta " $q_t$ ", della resistenza laterale " $f_s$ ", della pressione interstiziale " $u$ " e dell'inclinazione. Il piezocono è costituito da un corpo cilindrico in acciaio ad alto limite di



snervamento, al cui interno sono alloggiato celle di carico estensimetriche per la misura della resistenza alla punta e dell'attrito laterale. La punta è dotata di due inclinometri monoassiali, posti a 90° fra di loro, per la determinazione della deviazione dalla verticale. Nell'estensione cilindrica del cono è presente un filtro in acciaio sinterizzato che collega un trasduttore di pressione con l'esterno per la misura della pressione interstiziale "u". Prima dell'esecuzione di ogni prova il filtro è disaerato e saturato con olio al silicone. Le dimensioni e la geometria della punta sono in accordo con le norme di standardizzazione europee.

L'attrezzatura di misura per le prove down-hole (DH) è composta dal piezocono usato per le prove statiche alle cui spalle è montato un modulo sismico, costituito da un'asta che contiene due geofoni posti alla distanza di 1.0 m tra di loro, in grado di misurare le onde di taglio generate da un dispositivo di energizzazione posto in superficie, secondo la metodologia denominata "true time interval" (misura del ritardo di arrivo delle onde di taglio tra i due geofoni). La velocità di propagazione delle onde di taglio misurata è così riferita allo strato di terreno compreso tra i due geofoni di misura e non è condizionata dalla sequenza degli strati sovrastanti. Il sistema di energizzazione è costituito da un maglio idraulico a doppio effetto con potenza regolabile, posto sotto ad uno stabilizzatore del penetrometro.

Le prove CPTU e SCPTU sono state eseguite in conformità alle normative standardizzate europee con velocità di avanzamento di 2 cm al secondo.

#### *4.2 Prove di laboratorio*

Le prove di laboratorio [1] complessivamente realizzate sono elencate in Tabella 2. Sui campioni indisturbati prelevati durante i sondaggi geognostici e sui terreni rimaneggiati prelevanti dalla trincea esplorativa sono state eseguite prove di laboratorio di caratterizzazione, finalizzate all'individuazione delle caratteristiche granulometriche dei terreni e prove meccaniche statiche e dinamiche per la definizione dei parametri di resistenza e rigidità al taglio degli stessi. Sui terreni a grana grossa presenti entro i primi 9 m di profondità da piano campagna sono state eseguite prove cicliche a liquefazione, prove di permeabilità e prove di permeazione con agenti leganti per verificare la penetrabilità degli stessi. Su campioni di terreno permeato sono state eseguite prove cicliche a liquefazione, per verificare, mediante confronto con le prove eseguite sui terreni non trattati, l'efficacia del legante utilizzato nel ridurre la suscettibilità a liquefazione dei terreni oggetto di studio.

Tutte le prove sono state condotte secondo procedure tecniche conformi alle raccomandazioni AGI e ASTM [4, 7].

## 5. SEQUENZE LITOSTRATIGRAFICHE

Per caratterizzare i terreni di fondazione dell'area oggetto di studio è stata individuata la sezione di riferimento A-A, indicata in Figura 4. La sequenza litostratigrafica corrispondente è stata elaborata affiancando ai risultati diretti dei sondaggi geognostici le informazioni sulla litologia dei terreni ottenute dalla correlazione semi-empirica proposta da Robertson (1998 e 2004), riportata in Figura 5, che permette di dedurre le caratteristiche litologiche dei terreni sulla base dei valori della resistenza alla punta,  $q_t$  e dell'attrito laterale,  $f_s$  misurati da prove CPT elettriche e normalizzati rispetto allo stato tensionale, come segue:

$$[1] \quad Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$$

$$[2] \quad F_r = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}}$$

in cui  $\sigma_{v0}$  e  $\sigma'_{v0}$  sono le tensioni verticali totali ed efficaci agenti alle profondità di interesse.

La carta di classificazione, è suddivisa in 9 zone, ognuna delle quali identifica uno specifico tipo di terreno (soil behaviour type, SBT). I terreni per i quali i valori calcolati di  $Q_t$  e  $F_r$  ricadono nelle zone 6 e 7 sono generalmente terreni a grana grossa in cui l'avanzamento del cono con rottura del terreno avviene in condizioni drenate; i terreni per i quali  $Q_t$  e  $F_r$  ricadono nelle zone 1, 2, 3 e 4 sono generalmente terreni a grana fine in cui l'avanzamento avviene in condizioni non drenate; infine i terreni per i quali  $Q_t$  e  $F_r$  ricadono nelle zone 5, 8 e 9 sono terreni di transizione o terreni molto addensati in cui l'avanzamento del cono avviene in condizioni parzialmente drenate.

Per ogni prova penetrometrica statica analizzata è stato ricavato un profilo SBT ed il corrispondente profilo litostratigrafico.

Informazioni dirette sulla natura dei terreni attraversati sono state ricavate anche dall'analisi delle prove di classificazione condotte sui campioni indisturbati e rimaneggiati, descritte in dettaglio nel capitolo 6.

Le misure della velocità di propagazione delle onde di taglio,  $V_s$  ricavate dalle prove DH hanno concorso alla definizione delle sequenze litostratigrafiche. La superficie libera della falda freatica è stata individuata alla profondità di 2 m da piano campagna sulla base dei risultati delle prove di dissipazione.

La sequenza litostratigrafica individuata in corrispondenza della sezione A-A è rappresentata nelle Figure 6 e 7, dove sono anche rappresentati i risultati delle prove penetrometriche (in termini di profili di  $q_t$  in funzione della profondità  $z$ ), dei sondaggi geognostici e delle misure di

$V_s$  da prova DH. In Figura 8 sono riportati i profili SBT in funzione della profondità  $z$  dedotti dall'interpretazione delle prove penetrometriche statiche.

## 6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 6.1 Classificazione dei terreni

Le Figure 9a e 9b sintetizzano i risultati delle prove di classificazione eseguite sui campioni prelevati in sito. In particolare in Figura 9a sono riportate le curve granulometriche misurate sui campioni indisturbati e rimaneggiati (vedi Tabella 2), mentre in Figura 9b sono rappresentati i risultati delle analisi granulometriche effettuate in termini di frazioni granulometriche, diametro medio dei grani  $D_{50}$  e contenuto di fine FC (diametro delle particelle  $< 0.075$  mm). La classificazione delle unità litostratigrafiche di interesse individuate fino alla massima profondità indagata è la seguente:

L'Unità A, presente da piano campagna (P.C.) fino 8.6 m di profondità, è costituita da terreni a grana grossa. Può essere suddivisa in due sotto-unità: l'unità A1, presente fino a circa 6 m di profondità, è costituita da sabbia fine con un contenuto di fine (non plastico) dell'ordine del 5%; l'unità A2, è costituita da sabbia fine limosa, e ha un contenuto di fine (non plastico) del 15-20%. Alla base dell'unità A2 sono localmente presenti intercalazioni di A2. Segue, fino a 26 m di profondità, l'unità B, costituita da argilla con limo, di elevata plasticità, come indicato in Figura 10, dove, sulla Carta di Plasticità di Casagrande, sono rappresentati i risultati delle proprietà indice misurate sui campioni indisturbati prelevati in tale unità. Tra 26 e 30 m di profondità è presente uno strato di sabbia (unità C). Segue, fino alla massima profondità indagata, uno strato di terreno a grana fine (unità D). Occorre evidenziare che per terreni delle unità C e D, presenti a partire da 26 m di profondità da P.C., non sono disponibili misure dirette né di resistenza alla penetrazione  $q_t$  né granulometriche da prove di laboratorio, per assenza di campioni indisturbati, la descrizione litologica è basata esclusivamente sulla descrizione visiva effettuata nel corso dei sondaggi geognostici.

Per la descrizione delle unità litologiche profonde si rimanda al paragrafo 7.

Sulla base delle analisi svolte, è stata riscontrata una generale uniformità areale della sequenza litostratigrafica. Complessivamente per il sito in oggetto, prevalentemente pianeggiante, è possibile ipotizzare una stratificazione di tipo sub-orizzontale.

L'interpretazione delle prove di dissipazione, effettuate nel corso delle prove penetrometriche statiche, e delle misure freatiche, effettuate nel corso dei sondaggi geognostici (tutti i risultati sono sintetizzati in Tabella 3), ha consentito di ubicare la falda freatica a una profondità di 1.5 m da P.C.

## 6.2 Parametri geotecnici di resistenza

Data la finalità della presente relazione, le analisi di laboratorio di tipo meccanico effettuate sono state concentrate sulla determinazione sul comportamento in campo statico e dinamico dei terreni appartenenti alle unità A1 e A2. Sui campioni indisturbati prelevati nell'unità B, in aggiunta alle prove di classificazione, sono state effettuate unicamente prove di colonna risonante, necessarie per le analisi di risposta sismica locale (RSL) descritte nel seguito, pertanto i terreni a grana fine di tale unità sono stati caratterizzati meccanicamente esclusivamente sulla base dei risultati delle prove penetrometriche statiche.

### Terreni a grana fine dell'unità B

L'unità B, costituita da argilla con limo, è stata caratterizzata attraverso l'interpretazione delle prove penetrometriche statiche eseguite in sito.

Dai profili di  $q_t$  misurati tra 8.6 e 26 m è stata ricavata la resistenza non drenata  $c_u$  come da equazione [3]:

$$[3] \quad c_u = (q_t - \sigma_{v0})/N_k$$

dove :  $\sigma_{v0}$  = tensione verticale totale agente alla profondità considerata;  $N_k$  = fattore di cono, assunto cautelativamente pari a 20.

I valori stimati della resistenza non drenata sono rappresentati in Figura 11. La resistenza non drenata, analogamente alla  $q_t$ , aumenta linearmente con la profondità, passando da circa 60 kPa a 11 m di profondità, a circa 90 kPa a 23 m.

### Terreni a grana grossa

I terreni a grana grossa appartenenti alle unità A1 e A2 sono stati caratterizzati utilizzando le seguenti correlazioni:

- l'angolo di resistenza al taglio di picco  $\phi'_p$  relativo alle condizioni di sito, è stato determinato in prima approssimazione utilizzando la correlazione proposta da Robertson e Campanella (1983). Tale correlazione permette di valutare  $\phi'_p$  in funzione della resistenza alla punta  $q_t$  misurata nel corso di una prova penetrometrica statica (CPT) e dello stato tensionale efficace geostatico agente alla profondità considerata.
- l'angolo di resistenza al taglio a volume costante,  $\phi'_{cv}$  è stato ricavato per l'unità A1 dai risultati di una serie di prove triassiali monotone non drenate eseguite su campioni sia indisturbati che ricostruiti, i cui risultati sono riportati in Figura 12 in termini di linea di stato critico nei piani  $q$ - $p'$  ed  $e$ - $p'$ ; per l'unità A2 (per la quale si disponeva di un numero limitato di campioni indisturbati)  $\phi'_{cv}$  è stato ricavato dai valori stimati di  $\phi'_p$ , tramite la relazione di Bolton (1986):

$$[4] \quad \varphi'_p = \varphi'_{cv} + 3[D_R(10 - \ln p') - 1]$$

con:  $D_R$  = densità relativa;  $p'$  = pressione media a rottura, valutata in accordo a Flemming (1982).

• la densità relativa  $D_R$  delle unità A1 e A2 è stata stimata tramite la correlazione proposta Jamiolkowski (1985):

$$[5] \quad D_R = -98 + 66 \cdot \left[ \log \left( \frac{q_t}{\sqrt{\sigma'_v}} \right) \right]$$

dove:  $\sigma'_v$  = tensione geostatica efficace agente alla profondità considerata.

Per l'unità A1 si dispone anche di misure dirette su campioni indisturbati. I valori stimati/misurati di  $D_R$ ,  $\varphi'_p$  e  $\varphi'_{cv}$  sono rappresentati in Figura 13. L'unità A1 ha un angolo di resistenza al taglio di stato critico di  $37^\circ$ , mentre il  $\varphi'_{cv}$  dell'unità A2 vale circa  $32^\circ$ . I valori di picco dell'angolo di resistenza al taglio superano di  $3-4^\circ$  i valori di stato critico. L'unità A1 ha una densità relativa media del 60-70%; la  $D_R$  dell'unità A2 è dell'ordine del 45-50%.

### 6.3 Rigidezza a piccoli livelli di deformazione

Il modulo di taglio a piccole deformazioni ( $\gamma < 0.001\%$ )  $G_0$  dei terreni appartenenti alle unità litologiche A e B è stato determinato sulla base delle misure di velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  effettuate in sito con metodologia down-hole nel corso delle prove SCPTU2 e SCPTU4 (rappresentate in Figura 7). Infatti, in accordo con la teoria dell'elasticità:

$$[6] \quad G_0 = \rho_n V_s^2$$

dove:  $\rho_n$  = densità del terreno considerato, assunto pari a  $18 \text{ kN/m}^3$ .

Per ogni unità litologica presente entro i primi 30 m di profondità da P.C., dal valore di  $G_0$  sono stati determinati il modulo di Young a piccole deformazioni,  $E'_0$  e, per i terreni prevalentemente a grana fine, il modulo di Young in condizioni non drenate a piccole deformazioni,  $E_{u0}$ :

$$[7] \quad E'_0 = 2(1+\nu')G_0$$

$$[8] \quad E_{u0} = 3G_0$$

dove:  $\nu'$  = rapporto di Poisson, assunto pari a 0.2.

I valori di  $V_s$ ,  $G_0$ ,  $E'_0$  e  $E_{u0}$  di progetto sono riportati in Tabella 4.

### 6.4 Decadimento della rigidezza a taglio e smorzamento

Il comportamento ciclico e dinamico dei terreni appartenenti alle unità A1 e B è stato misurato attraverso prove di colonna risonante eseguite sui campioni indisturbati. Le prove hanno consentito di individuare il campo di deformazioni entro il quale il comportamento del terreno può essere considerato elastico ( $\gamma < 0.0002\%$  per i terreni dell'unità A1 e  $\gamma < 0.002\%$  per i terreni

dell'unità B) e il modulo di taglio  $G_0$  e lo smorzamento  $D$  assumono valori costanti e, per deformazioni superiori alla soglia elastica, di descriverne il comportamento non lineare in termini di decadimento della rigidezza e aumento dello smorzamento. I risultati delle prove eseguite sono rappresentate in Figura 14.

### 6.5 Permeabilità

La permeabilità dei terreni delle unità A1 e A2 è stata misurata mediante prove di permeabilità eseguite sia in laboratorio su campioni indisturbati e ricostruiti, sia in sito in foro di sondaggio. La sintesi delle misure effettuate è riportata in Tabella 5. La permeabilità dei terreni dell'unità A è dell'ordine di  $10^{-4}$ - $10^{-5}$  m/s; quella dell'unità A2, varia tra  $5 \cdot 10^{-5}$  e  $5 \cdot 10^{-9}$  m/s.

### 6.6 Resistenza ciclica a liquefazione

Il comportamento ciclico dei terreni appartenenti alle unità A1 e A2 è stato studiato mediante prove triassiali cicliche a liquefazione su campioni consolidati isotropicamente. A causa dell'elevata sensibilità dei risultati delle prove cicliche all'eventuale disturbo indotto dalle manovre di campionamento sui terreni a grana grossa, si è scelto di eseguire le prove a liquefazione su campioni ricostruiti allo stesso indice dei vuoti medio di sito ( $e = 0.78$  per l'unità A1,  $e = 0.85$  per l'unità A2). Solo una prova è stata eseguita su un campione indisturbato prelevato nell'unità A2.

I risultati delle prove sono rappresentati in Figura 15a, in termini di stress ratio applicato  $CSR^{TX}$  rispetto al numero di cicli necessari per raggiungere la condizione di liquefazione, assunta convenzionalmente come la condizione in cui i provini raggiungono una deformazione assiale in doppia ampiezza  $\varepsilon_a^{DA} = 5\%$ . Lo stress ratio  $CSR$  è definito come:

$$[9] \quad CSR^{TX} = \Delta\sigma'_a / 2\sigma'_c$$

dove:

$\Delta\sigma'_a$  = carico deviatorico ciclico applicato;

$\sigma'_c$  = tensione isotropa di cella di fine consolidazione.

È possibile osservare che le sabbie delle unità A1 e A2, pur avendo un contenuto di fine differente, alle condizioni di densità del sito e ad una tensione media pari a 100 kPa, hanno una resistenza ciclica molto simile.

Per tener conto delle condizioni di carico ciclico indotto da un sisma, molto più simili a quelle di una prova di taglio semplice piuttosto che triassiale, i risultati ottenuti sono stati trasformati in accordo all'equazione che segue e riportati in Figura 15b:

$$[10] \quad CSR^{SS} = CSR^{TX} (1+2K_0)/3$$

con:

$K_0$  = coefficiente di spinta a riposo assunto, secondo la formula di Jaky, pari a  $(1 - \text{sen}\phi'_{cv})$ .  $K_0 = 0.4$  e  $K_0 = 0.47$ , per le sabbie dell'unità A1 e A2, rispettivamente.

I risultati così corretti sono stati interpolati con delle funzioni potenza per ricavare delle correlazioni tra il numero di cicli e la resistenza ciclica, come rappresentato in Figura 15b. Tali funzioni potenza permettono di correlare all'indice dei vuoti medio di sito la resistenza ciclica CRR associata ad un numero di cicli equivalenti di riferimento. Per la massima magnitudo attesa nel sito in esame  $M_w = 6.14$ , il numero di cicli equivalenti varia tra 5 (secondo le indicazioni di Idriss 1999) e 10 (secondo Liu et al. 2001). La corrispondente resistenza ciclica, per l'indice dei vuoti medio di sito e un numero di cicli equivalenti variabile tra 5 e 10, varia tra 0.153 e 0.176 per l'unità A1 e 0.159 e 0.176 per l'unità A2.

## 7. CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SITO SECONDO LE NTC2008

In accordo alle norme tecniche per le costruzioni NTC2008 [5], l'edificio in oggetto (coordinate geografiche: latitudine = 44.1999 e longitudine = 12.4016) ha una vita nominale pari a  $V_N \geq 50$  anni (opere ordinarie) ed una classe d'uso III (Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.), ovvero un coefficiente d'uso  $C_U = 1.5$ , cui corrisponde il periodo di riferimento per l'azione sismica:  $V_R \geq 75$  anni. Fissato  $V_R = 75$ , per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento  $V_R$ ) sono stati valutati il periodo di ritorno dell'evento sismico di riferimento e l'accelerazione massima su suolo rigido per il sito in esame risultano rispettivamente:  $T_R = 712$  anni,  $a_g = 0.209g$ , con  $g$  = accelerazione di gravità.

Dalle misure di velocità di propagazione delle onde di taglio, effettuate entro i primi 30 m di profondità e rappresentate in Figura 7, risulta una  $V_{s,30}$  maggiore di 200 m/s, cui corrisponde, non considerando la suscettibilità a liquefazione dei terreni più superficiali, una categoria di sottosuolo di tipo C, ovvero un coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_S = 1.383$ . Il sito è pianeggiante e il coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  può pertanto essere assunto pari all'unità. L'accelerazione massima attesa in superficie risulta  $a_{max} = 0.289g$ .

Il sito in esame ricade all'interno della zona sismogenetica 917 della zonazione ZS9, per la quale la massima magnitudo attesa risulta è pari a  $M = 6.14$ . I terremoti più probabili attesi nella zona sono caratterizzati da distanza epicentrale fino a 20 km.

## 8. ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE

Obiettivo dell'analisi di risposta sismica locale è la definizione, attraverso simulazioni numeriche della propagazione del moto sismico dal basamento roccioso di origine alla superficie, degli accelerogrammi attesi a piano campagna per il sito oggetto di studio, i relativi spettri di risposta ed i parametri sismici rappresentativi.

Lo studio di risposta sismica locale è stato condotto utilizzando il codice di calcolo ProShake (Schnabel et al., 1972; Idriss e Sun, 1992), convenzionalmente utilizzato in ingegneria geotecnica sismica per questa tipologia di analisi; il programma consente di eseguire simulazioni di propagazione monodimensionale del moto sismico in depositi di terreno stratificati orizzontalmente ed in condizioni di campo libero. Il modello di strati orizzontali e paralleli è stato ritenuto ben rappresentativo delle reali condizioni del sottosuolo in corrispondenza del sito in oggetto. Il codice ProShake opera nel dominio delle frequenze trasformando, attraverso l'algoritmo FFT (Fast Fourier Transformer), una storia temporale generica di input in una somma di sollecitazioni armoniche di ampiezza, frequenza e fase variabile, e valutando la risposta del deposito di terreno alla sollecitazione casuale applicata come somma delle risposte alle singole sollecitazioni armoniche. In particolare, attraverso la soluzione teorica del modello a strati continui e paralleli, il codice calcola la funzione di trasferimento tra strati successivi; lo spettro di Fourier del moto allo strato  $i$ -esimo è ottenuto dalla convoluzione tra lo spettro di Fourier del moto di input e la funzione di trasferimento; infine tramite l'algoritmo IFFT lo spettro di Fourier dell' $i$ -esimo strato è trasformato nel corrispondente accelerogramma.

Il comportamento non lineare e dissipativo del terreno (riduzione della rigidità a taglio,  $G$  e incremento dello smorzamento,  $D$  all'aumentare delle deformazioni di taglio,  $\gamma$  indotte dal sisma) è tenuto in conto attraverso un approccio lineare equivalente, ovvero il codice esegue una serie di analisi lineari complete in tensioni totali aggiornando iterativamente la rigidità e lo smorzamento del terreno al crescere delle deformazioni, fino al raggiungimento di un prefissato criterio di convergenza. È pertanto importante determinare sperimentalmente con la massima accuratezza possibile la rigidità iniziale di ogni strato di terreno, le curve di decadimento del modulo  $G(\gamma)$  e di incremento del damping  $D(\gamma)$ .

L'approccio lineare equivalente adottato approssima in maniera adeguata il comportamento non lineare e dissipativo del terreno nel campo delle piccole deformazioni, ma non consente di studiare il comportamento del terreno a deformazioni medio-grandi e di valutare l'eventuale sviluppo di sovrappressioni interstiziali che si generano oltre la soglia volumetrica delle deformazioni.



Nonostante questa limitazione, si è ritenuto utile eseguire un calcolo di prima approssimazione col codice ProShake, che richiede i seguenti parametri di input:

- la sequenza litostratigrafica e la profondità del substrato sismico;
- per ogni strato, il peso dell'unità di volume  $\gamma_n$  e la rigidezza a taglio iniziale  $G_0$ ;
- per ogni strato, le curve di decadimento del modulo di taglio,  $G(\gamma)$  e di incremento del damping,  $D(\gamma)$ ;
- gli accelerogrammi di input.

### *8.1 Sequenza litostratigrafica e profilo di velocità delle onde di taglio*

La sequenza litostratigrafica utilizzata per lo studio di risposta sismica locale (RSL) è riportata in Tabella 6 e rappresentata in Figura 16, ed è stata dedotta entro i 40 m di profondità da P.C. dalle indagini in sito effettuate, per profondità maggiori dalla stratigrafia della sezione CARG riportata anche in Figura 2. Il substrato sismico è stato ipotizzato a 330 m di profondità, all'interfaccia tra il Sintema Emiliano Inferiore e le Sabbie di Imola. In Tabella 6 sono anche indicati, per ogni unità litologica, il peso dell'unità di volume  $\gamma_n$  adottato nelle analisi e la velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$ . Quest'ultima è la medesima riportata in Tabella 4 fino a 26 m di profondità; per i depositi di terreno più profondi e fino a 230 m di profondità, in assenza di misure dirette, la  $V_s$  è stata dedotta dai risultati di uno stendimento di sismica superficiale di tipo ESAC realizzato nel parco immediatamente a tergo dell'edificio in esame nell'ambito di studi di microzonazione sismica realizzati dalla Regione Emilia Romagna. I risultati del profilo ESAC sono riportati in Figura 17. Per profondità comprese tra 220 e 330 m di profondità la velocità  $V_s$  è stata stimata interpolando linearmente tra l'ultima misura disponibile a 220 m e la  $V_s$  del substrato sismico assunta pari a 800 m/s.

### *8.2 Curve di decadimento del modulo di taglio $G$ e di incremento del damping $D$*

Il comportamento ciclico e dinamico dei terreni appartenenti alle unità A e B è stato descritto utilizzando delle curve di decadimento del modulo di taglio  $G$  e di incremento dello smorzamento  $D$  misurate sui campioni indisturbati rappresentate in Figura 14. Le medesime curve sono state utilizzate anche per le altre unità stratigrafiche elencate in Tabella 6.

### 8.3 Accelerogrammi di input

Per la valutazione degli accelerogrammi di riferimento su substrato sismico da impiegare come moti di input nello studio di risposta sismica locale sono state seguite le indicazioni contenute nelle NTC2008 [5].

Per svolgere un'analisi di RSL risulta preferibile, secondo le NTC e la letteratura internazionale più avanzata, ricorrere ad accelerogrammi naturali, poiché essi, rispetto a quelli artificiali e simulati, posseggono un più realistico contenuto energetico in frequenza e un realistico contenuto energetico in relazione ai parametri sismogenetici. Il numero minimo di accelerogrammi impiegati nelle analisi deve essere tale da stabilizzare la media dei risultati delle analisi dinamiche. Un insieme di sette accelerogrammi rappresenta la soglia minima per fare riferimento ai risultati medi delle analisi anziché a quelli massimi.

La scelta degli accelerogrammi naturali deve essere svolta in maniera tale che gli accelerogrammi selezionati risultino rappresentativi della sismicità della zona oggetto di studio. La scelta può essere fatta sia sulla base delle caratteristiche del massimo scuotimento atteso (accelerazione massima, durata, forme spettrali) sia sulla base di parametri sismologici (magnitudo, distanza epicentrale, meccanismo di sorgente). Una volta definiti i parametri di interesse, la selezione di un gruppo di accelerogrammi deve soddisfare il requisito di spettro-compatibilità: lo spettro di risposta medio deve adattarsi sufficientemente bene allo spettro previsto dalla normativa al fine di evitare incompatibilità tra l'azione descritta in termini di accelerogramma e di spettro di risposta. In questo senso la Normativa Italiana impone che l'ordinata spettrale media degli spettri di risposta degli accelerogrammi selezionati non presenti uno scarto in difetto maggiore del 10% rispetto alla corrispondente ordinata spettrale di riferimento nel campo di periodi che va da 0.15s a 2s e da 0.15s a 2T, con T periodo proprio fondamentale della struttura in campo elastico. La normativa non impone alcun limite superiore per lo scarto in eccesso dello spettro di risposta medio rispetto allo spettro di risposta di riferimento, ma ordinate spettrali medie troppo elevate possono determinare in fase di analisi una domanda sismica eccessiva e comunque non realistica per suoli e strutture.

I parametri di riferimento per la selezione degli accelerogrammi sono stati scelti come segue.

Per l'edificio in oggetto è stata adottata una vita nominale pari a  $V_N \geq 50$  anni ed una classe d'uso III, ovvero un coefficiente d'uso  $C_U = 1.5$ , cui corrisponde il periodo di riferimento per l'azione sismica:  $V_R \geq 75$  anni. Per lo stato limite ultimo SLV il periodo di ritorno dell'evento sismico di riferimento e l'accelerazione massima su suolo rigido risultano rispettivamente:  $T_R = 712$  anni,  $a_g = 0.209g$ .

Con questi valori è stato costruito lo spettro di riferimento elastico su suolo rigido per la verifica della spettro-compatibilità, riportato in Figura 18.

Il sito in esame ricade all'interno della zona sismogenetica 917 della zonazione ZS9 [13], per la quale la massima magnitudo attesa risulta è pari a  $M = 6.14$ , valore quest'ultimo assunto come parametro di riferimento per la ricerca degli accelerogrammi di input. I terremoti più probabili attesi nella zona sono caratterizzati da distanza epicentrale fino a 20 km.

Il primo criterio impiegato nella selezione degli accelerogrammi naturali è stato quello relativo alle caratteristiche del sito dove è installata la stazione accelerometrica: sono stati selezionati solo accelerogrammi registrati da stazioni poste su sito rigido, quindi non influenzati da fenomeni di amplificazione sismica locale.

L'affinità dei parametri sismogenetici di magnitudo  $M$  e distanza  $R$  è stato il secondo criterio di selezione; poiché l'effetto della magnitudo sulle forme spettrali è superiore a quello della distanza, nella selezione degli accelerogrammi sono state adottate tolleranze minori sul parametro di magnitudo e maggiori su quello di distanza. Sono stati adottati i seguenti campi di variazione:  $M = 5.5 \div 6.5$  e  $R = 0 \div 20$  km.

Gli accelerogrammi sono stati inoltre selezionati in funzione della massima accelerazione su suolo rigido  $a_g$  attesa per il sito in esame in modo da non dover essere scalati. Infine la spettro-compatibilità è stata garantita dalla scelta di segnali le cui ordinate spettrali non fossero inferiori del 10% rispetto a quelle dello spettro di riferimento, né superiori del 30%.

I meccanismi di sorgente sono stati considerati parametri secondari nella selezione.

Gli accelerogrammi sono stati selezionati utilizzando il codice Rexel v.3.4 beta (Iervolino et al. 2010).

In Tabella 7 sono elencati le seguenti caratteristiche del set di 7 accelerogrammi selezionati. Nelle Figure 18 e 19 sono rappresentati gli relativi spettri di risposta di accelerazione SA e le storie temporali degli accelerogrammi selezionati; in Figura 18 sono riportati anche lo SA medio dei sette accelerogrammi e lo spettro di riferimento elastico su suolo rigido per la verifica della spettro-compatibilità.

Gli accelerogrammi di input sono stati applicati come moti in affioramento e deconvoluti al substrato.

#### 8.4 Risultati

In Figura 20 sono rappresentati gli spettri di risposta dei sette accelerogrammi calcolati in superficie in condizioni di campo libero; in Figura sono anche rappresentati lo spettro medio dei sette calcolati e lo spettro medio degli accelerogrammi di input. È possibile osservare che la

colonna stratigrafica utilizzata per il calcolo, molto profonda e caratterizzata da velocità di propagazione delle onde di taglio, ovvero da rigidità, molto basse provoca apparentemente una sostanziale attenuazione dei moti di input. Con accelerazioni massime calcolate in superficie variabili tra 0.07g e 0.11g, valori nettamente inferiori rispetto alle accelerazioni massime dei terremoti di input (variabili tra 0.127g e 0.359g). In Figura 21 sono rappresentati i profili con la profondità delle deformazioni a taglio e degli spostamenti massimi calcolati. Si osserva che, a causa dell'elevata deformabilità degli strati, i moti di input inducono localmente deformazioni elevate, ben superiori allo 0.05%, ovvero in alcuni strati viene superato il campo delle piccole deformazioni entro il quale è numericamente ammissibile un calcolo di tipo lineare equivalente come quello eseguito dal software utilizzato. I moti di input che risultano dai calcoli sono pertanto considerati poco attendibili. Una analisi di risposta sismica locale eseguita in campo non lineare, più adeguata a questa sequenza stratigrafia, richiede misure più attendibili della rigidità e dello smorzamento degli strati profondi (da 50 a 330 m di profondità) e una migliore identificazione dei principali contrasti di impedenza e del substrato rigido. Allo stato attuale si ritiene ragionevole e cautelativo utilizzare, per le analisi successive, le accelerazioni massime in superficie previste dalla Normativa.

## 9. SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

### 9.1 Verifica a liquefazione da metodi semplificati

In prima analisi, sono state eseguite verifiche a liquefazione utilizzando un metodo di tipo semplificato basato sui risultati delle prove penetrometriche statiche eseguite in sito. Il grado di sicurezza nei confronti della liquefazione ad una generica profondità  $z$  è stato valutato in termini di coefficiente di sicurezza FS, definito come rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione a quella profondità e la corrispondente sollecitazione indotta dall'azione sismica, entrambe normalizzate rispetto allo stato tensionale:

$$[11] \quad FS = \frac{CRR}{CSR} = \frac{\frac{\tau_L}{\sigma'_{v0}}}{\frac{\tau_s}{\sigma'_{v0}}}$$

dove:

$\tau_L$  = tensione tangenziale necessaria per causare la liquefazione del terreno in sito alla profondità  $z$  di interesse (stato di sforzo critico associato alla condizione di liquefazione o al manifestarsi di grandi deformazioni plastiche);

CRR = rapporto di resistenza ciclica alla profondità  $z$ ;

$\sigma'_{v0}$  = tensione verticale efficace agente alla profondità  $z$ ;

$\tau_S$  = tensione tangenziale ciclica che il terremoto induce nel terreno alla profondità  $z$ ;

CSR = rapporto di sollecitazione ciclica alla profondità  $z$ .

Per la determinazione del profilo del rapporto CSR con la profondità è stato seguito il metodo proposto da Seed e Idriss (1970) basato sul modello di colonna di terreno saturo di sezione unitaria che oscilla come un corpo rigido sotto l'azione di un terremoto:

$$[12] \quad CSR(z) = 0.65 \cdot \frac{a_{\max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}(z)}{\sigma'_{v0}(z)} \cdot r_d$$

dove:

$a_{\max} = 0.289g$  = accelerazione orizzontale massima in superficie valutata in accordo alle NTC2008 [5] per sottosuolo di categoria C;

$g$  = accelerazione di gravità;

$r_d$  = fattore empirico riduttivo degli sforzi di taglio con la profondità, calcolato secondo Golesorkhi, 1989:

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z) \cdot M]$$

$$[13] \quad \alpha(z) = -1.012 - 1.126 \cdot \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \cdot \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)$$

dove:  $M$  = magnitudo.

Il valore di CSR calcolato utilizzando l'equazione [12] compete ad un sforzo di taglio uniforme equivalente indotto da un terremoto di magnitudo momento  $M$ . Convenzionalmente il valore calcolato di CSR è corretto in modo che il valore corretto riferisca ad una sollecitazione equivalente di taglio uniforme indotta da un terremoto di magnitudo  $M=7.5$ .

$$[14] \quad CSR_{7.5} = CSR / MSF = 0.65 \cdot \frac{a_{\max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d / MSF$$

dove:

$$[15] \quad MSF = 6.9 \cdot \exp\left(-\frac{M}{4}\right) - 0.058 \leq 1.8 = \text{fattore di scala della magnitudo};$$

Il rapporto di resistenza ciclica CRR degli strati di terreno granulare è stato ricavato dalla misura continua della resistenza alla punta di prove penetrometriche statiche utilizzando il metodo di Idriss & Boulanger (2008). Secondo tale metodo, basato su una serie di osservazioni sperimentali

relative a terremoti di magnitudo  $M=7.5$ , il rapporto di resistenza ciclica  $CRR_{7.5}$  alla profondità  $z$  può essere stimato mediante le seguenti relazioni:

$$[16] \quad CRR_{7.5} = \exp \left[ \frac{q_{c1N,cs}}{540} + \left( \frac{q_{c1N,cs}}{67} \right)^2 - \left( \frac{q_{c1N,cs}}{80} \right)^3 + \left( \frac{q_{c1N,cs}}{114} \right)^4 - 3 \right]$$

dove:

[17]  $q_{c1N,cs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$  = resistenza alla punta normalizzata rispetto allo stato tensionale e corretta per il contenuto di fine;

[18]  $q_{c1N} = C_Q \cdot \left( \frac{q_c}{P_a} \right)$  = resistenza alla punta normalizzata rispetto allo stato tensionale

[19]  $C_Q = \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \leq 1.7$  = fattore di normalizzazione per lo stato tensionale;

[20]  $n = 1.338 - 0.249 \cdot q_{c1N}^{0.264}$  = esponente dello stato tensionale da calcolare iterativamente;

[21]  $\Delta q_{c1N} = \left( 5.4 + \frac{q_{c1N}}{16} \right) \cdot \exp \left[ 1.63 + \frac{9.7}{FC + 0.01} - \left( \frac{15.7}{FC + 0.01} \right)^2 \right]$  = correzione della resistenza

alla punta per il contenuto di fine;

FC = contenuto di fine.

Secondo il metodo di Idriss & Boulanger (2008) ) il terreno superficiale sopra il pelo libero della falda o comunque caratterizzato da  $(q_{c1N})_{cs} \geq 160$  non è liquefacibile.

L'equazione [20] è una correlazione semi-empirica basata su osservazioni reali relative a condizioni di piano campagna orizzontale e tensione efficace verticale di 100 kPa. Per tener conto di tensioni di confinamento diverse da 100 kPa,  $CRR_{7.5}$  deve essere corretto come segue:

[22]  $CRR = CRR_{7.5} \cdot K_\sigma$

[23]  $K_\sigma = 1 - C_\sigma \cdot \ln \left( \frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right) \leq 1$  = fattore di correzione per la pressione di confinamento;

[24]  $C_\sigma = \frac{1}{37.3 - 8.27 \cdot (q_{c1N})^{0.264}} \leq 0.3$

Per il sito in esame, le verifiche a liquefazione sono state eseguite assumendo un valore della magnitudo  $M$  pari alla massima magnitudo per la zona sismogenetica di appartenenza,  $M=6.14$ , cui corrisponde  $MSF = 1.429$ . La superficie libera della falda è stata posizionata a 1.5 m da piano campagna.

Per quantificare il livello di rischio connesso alla suscettibilità a liquefazione in corrispondenza di ogni verticale penetrometrica analizzata, è stato infine calcolato l'indice del potenziale di liquefazione LPI secondo la formulazione di Iwasaki et al. (1982):

$$[25] \quad LPI = \int_{z=0}^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) dz$$

dove:

$z$  = profondità dal piano campagna in metri;

$F(z)$  = funzione variabile con valori compresi tra 0 e 1, definita ad ogni profondità  $0 \leq z \leq z_{crit}$  in funzione del valore che, a quella profondità, assume il fattore di sicurezza alla liquefazione FSL;

$w(z)$  = fattore di peso della profondità;

$z_{crit} = 20$  m.

La variabile  $F(z)$  è definita nel modo seguente (Sonmez, 2003) :

$$[26] \quad \begin{array}{ll} F(z) = 0 & \text{per } FSL \geq 1.2 \\ F(z) = 2 \cdot 10^6 \exp(-18.427 FSL) & \text{per } 1.2 > FSL > 0.9 \\ F(z) = 1 - FSL & \text{per } FSL \leq 0.95 \end{array}$$

Il fattore di peso della profondità varia linearmente con la profondità dal valore massimo in superficie al valore zero alla profondità critica e l'integrale di  $w(z)$  è pari a 100.

Per  $z_{crit} = 20$  m:

$$[27] \quad w(z) = 10 - 0.5 z.$$

L'integrale è stato calcolato fino a 20 m di profondità perché gli Autori dei metodi utilizzati ritengono che oltre questa profondità gli effetti che la liquefazione possa produrre in superficie, siano trascurabili. Il livello di rischio connesso al verificarsi del fenomeno della liquefazione è stato quantificato sulla base del valore assunto da LPI secondo la classificazione di Sonmez (2003):

$LPI = 0$	Sito non liquefacibile ( $FSL \geq 1.2$ )
$0 < LPI \leq 2$	Potenziale di liquefazione Basso
$2 < LPI \leq 5$	Potenziale di liquefazione Moderato
$5 < LPI \leq 15$	Potenziale di liquefazione Alto
$15 < LPI$	Potenziale di liquefazione Molto alto

In Figura 22 sono riportati, per le quattro verticali penetrometriche analizzate, i profili con la profondità di FSL calcolato utilizzando il livello di sollecitazione più gravoso. È possibile

osservare valori di FSL inferiori all'unità tra 3.5-4 m e 8.6 m di profondità da P.C. In particolare le sabbie con limo più profonde (unità A2) sono più a rischio delle sabbie più superficiali (A1). In Tabella 8 sono riportati i risultati delle verifiche svolte, in termini di indice del potenziale di liquefazione  $I_L$ . In tutte le verticali penetrometriche il potenziale di liquefazione  $I_L$  è risultato alto, ovvero gli effetti della liquefazione attesi in superficie sono importanti. Il maggior contributo al valore di  $I_L$  è dato dai terreni presenti tra 3.5-4 m e 8.6 m di profondità da P.C. Occorre osservare che il valore di  $I_L$  risulta molto elevato in corrispondenza della CPTU3. Ciò è dovuto alla presenza locale di lenti di modesto spessore di terreno a grana grossa suscettibile di liquefazione non solo fino a 8.5 m di profondità ma anche a profondità maggiori. Se si esclude il contributo di queste intercalazioni dal calcolo del potenziale di liquefazione, questo risulta in linea con i valori calcolati per le altre verticali analizzate. Il valore così "corretto" di  $I_L$  calcolato per la CPTU3 è riportato in Tabella 8.

### 9.2 Verifica diretta da prove di laboratorio

Come dettagliato nel paragrafo 6.6, alcuni campioni dei terreni costituenti le unità A1 e A2 sono stati sottoposti a prove triassiali cicliche non drenate per ottenere una misura diretta della resistenza ciclica da confrontare con le stime basate sull'applicazione del metodo semplificato. È stato pertanto possibile eseguire anche una verifica diretta della suscettibilità a liquefazione utilizzando i risultati delle prove di laboratorio, già illustrati in Figura 15. In Figura 23 sono rappresentati due valori di resistenza ciclica  $CRR^{SS}$  (Fig.15b) relativi ai terreni delle unità A1 e A2, calcolati per un indice dei vuoti pari a quello medio dello strato e per un numero di cicli equivalente  $N = 7$  (valore medio atteso); tali valori sono confrontati con il profilo della sollecitazione ciclica attesa CSR, calcolato come da Eq. 12.

Tale verifica valida i risultati ottenuti con i metodi semplificati indicando una elevata suscettibilità a liquefazione dei terreni dell'unità A.

## 10. PROVE DI PERMEAZIONE

Tra le tecniche note per il consolidamento del terreno di fondazione di un edificio esistente, la permeazione con miscele leganti è tra le più efficaci perché non altera lo stato tenso – deformativo del terreno già soggetto ai carichi dell'edificio sovrastante, non ne cambia la rigidità in maniera significativa ma ne incrementa la resistenza ciclica.

La capacità di una miscela legante di permeare un terreno senza indurre idro-fratturazione dipende dalle caratteristiche granulometriche del terreno attraversato, ovvero dalla sua permeabilità.



Nel caso di utilizzo di soluzioni acquose, la proprietà del fluido da iniettare che ne influenza maggiormente la penetrabilità è la viscosità dinamica. Nel caso di sospensioni, la permeabilità del terreno alla miscela è influenzata dalla viscosità, dalla coesione e dalle dimensioni e dalla quantità di particelle solide in sospensione nella miscela stessa (siano esse di cemento, bentonite, filler, cariche minerali, ecc.). Tali particelle possono infatti ostacolare e bloccare il flusso della miscela, generando attrito tra loro e/o occludendo i vuoti tra i grani del terreno.

Per le sospensioni (come ad esempio le miscele cementizie) un terreno è iniettabile se:

$$[28] \quad N = (D_{15})_{\text{soil}} / (D_{85})_{\text{grout}} > 24$$

e

$$[29] \quad N_c = (D_{10})_{\text{soil}} / (D_{95})_{\text{grout}} > 11$$

dove:

$(D_{15})_{\text{soil}}$  = diametro delle particelle di terreno rispetto al quale il 15% in peso è più fine;

$(D_{10})_{\text{soil}}$  = diametro delle particelle di terreno rispetto al quale il 10% in peso è più fine;

$(D_{85})_{\text{grout}}$  = diametro delle particelle di microcemento rispetto al quale l'85% in peso è più fine;

$(D_{95})_{\text{grout}}$  = diametro delle particelle di microcemento rispetto al quale l'95% in peso è più fine.

Se  $N < 11$  la permeazione deve essere considerata non possibile; se  $11 < N < 24$ , la possibilità di permeazione deve essere verificata mediante la realizzazione di campi prova. Allo stesso modo, se  $N_c < 6$ , la permeazione deve essere considerata non possibile; se  $6 < N_c < 11$ , la possibilità di permeazione deve essere verificata mediante la realizzazione di campi prova.

Date le caratteristiche granulometriche delle sabbie delle unità A1 e A2 ( $(D_{15})_{A1} = 0.18$  mm,  $(D_{15})_{A2} = 0.03$  mm,  $(D_{10})_{A1} = 0.15$  mm,  $(D_{10})_{A1} = 0.01$  mm), i terreni di fondazione dell'Istituto Ferrari non sono iniettabili da cementi ordinari. Anche i cementi microfini sono stati esclusi per il trattamento di permeazione, perché prendendo a riferimento un cemento di massima finezza, caratterizzato da  $D_{85} = 0.006$  mm e  $D_{95} = 0.01$  mm, risultano i seguenti rapporti:

$$N_{A1} = 0.18/0.006 = 30 > 24, \text{ ovvero permeazione possibile;}$$

$$N_{c,A1} = 0.15/0.01 = 15 > 11, \text{ ovvero permeazione possibile;}$$

$$N_{A2} = 0.03/0.006 = 5 < 11, \text{ ovvero permeazione non possibile;}$$

$$N_{c,A2} = 0.01/0.01 = 1 < 6, \text{ ovvero permeazione non possibile.}$$

Anche in termini di permeabilità i terreni delle unità A1 e A2 risultano non iniettabili con microcementi, come indicato in Figura 24.

Un agente legante potenzialmente penetrabile nei terreni A1 e A2 è la nanosilice colloidale, ovvero una soluzione acquosa di nanoparticelle silicee (7–22  $\mu\text{m}$ ) che, a bassa diluizione, ha viscosità e densità simile all'acqua. La viscosità aumenta nel tempo e il tempo di gelificazione è controllabile regolando la concentrazione di un reagente in soluzione (Persoff et al. 1999,

Gallagher 2000, Yonekura and Kaga 1992). Le soluzioni colloidali si comportano come un gel e formano un leggero film legante tra e attorno le particelle di terreno, che, acquisendo una leggera coesione, diventa più resistente alle sollecitazioni sismiche indotte da un terremoto. Recenti sperimentazioni hanno dimostrato che una soluzione colloidale riesce a penetrare la sabbia fine, anche in presenza di modesto contenuto di fine. Una miscela a base di colloidali con  $D_{95} = 0.02$  mm in teoria potrebbe permeare un terreno limoso argilloso.

Sono state pertanto realizzate prove di permeazione utilizzando una miscela costituita da nano silice in soluzione acquosa e da un reagente inorganico atossico, per verificarne l'effettiva penetrabilità sui terreni oggetto di studio. La miscela selezionata è stata iniettata in campioni di sabbia ricostruita all'indice dei vuoti di sito ('candele') confezionate con procedura standardizzata. La miscela è permeata con facilità a bassa pressione (150 kPa), in entrambi i materiali (sabbia pulita A1 e sabbia con fine A2).

## 11. RESISTENZA CICLICA DEI TERRENI TRATTATI CON MISCELA LEGANTE

Le candele di terreno permeato sono state utilizzate per eseguire prove triassiali cicliche a liquefazione e verificare l'efficacia della miscela nel legare i grani di terreno e incrementarne la resistenza ciclica. Le prove sono state eseguite su campioni di terreno A1 e A2, ricostruiti all'indice dei vuoti medio di sito, dopo un tempo di maturazione di 24-48 ore. Le prove complessivamente realizzate sono riassunte in Tabella 2. I campioni sono stati consolidati isotropicamente e portati a rottura in condizioni non drenate cicliche. I risultati delle prove sono rappresentati in Figura 25, in termini di stress ratio applicato  $CSR^{TX}$  rispetto al numero di cicli necessari per raggiungere la condizione di liquefazione ( $\varepsilon_a^{DA} = 5\%$ ). Non tutti i provini testati hanno raggiunto la condizione di liquefazione. Per  $N = 5-10$ , numero di cicli equivalenti corrispondenti ad un terremoto di Magnitudo 6.14, la soluzione di nano silice produce un incremento della resistenza ciclica del terreno dell'unità A1 pari in media al 40% (vedi per confronto Figura 15a). La sabbia limosa dell'unità A2 risulta non liquefacibile per un numero di cicli equivalenti inferiore a 20 e per stress ratio CSR inferiori a 0.6.

In Figura 26, i risultati della precedente Figura 23 sono ridisegnati considerando per le unità A1 e A2 l'incremento di resistenza ottenuto dai campioni di laboratorio.

Allo stesso modo in Figura 27 sono rappresentati i valori di CRR, stimati dai risultati delle prove penetrometriche, corretti tenendo conto dell'aumento della resistenza ciclica indicato dai risultati della sperimentazione eseguita su campioni trattati. A tali profili corrispondono gli indici del potenziale di liquefazione riportati in Tabella 9, calcolati assumendo di trattare in sito tutto il volume di terreno compreso tra 1.5 e 8.5 m di profondità e di ottenere in sito lo stesso grado di

miglioramento raggiunto in laboratorio. I valori di Tabella 9 indicano una significativa riduzione del rischio di liquefazione. Solo in corrispondenza della verticale penetrometrica CPTU3 il potenziale di liquefazione risulta ancora lievemente al di sopra della soglia di rischio, qualora nel calcolo del potenziale di liquefazione si consideri anche il contributo delle lenti di modesto spessore di terreno a grana grossa suscettibile di liquefazione presenti a profondità maggiori di 8.5 m. Escludendo tale contributo il rischio di liquefazione in corrispondenza della CPTU3 risulta moderato.

In Tabella 10 sono riportati i valori di  $I_L$  calcolati nell'ipotesi di trattare per permeazione solo i terreni compresi tra 3.5 e 8.5 m di profondità, escludendo dal trattamento le sabbie più resistenti presenti tra 1.5 e 3.5 m di profondità da P.C. È possibile osservare solo un lieve aumento del potenziale di liquefazione, a conferma del fatto che le sabbie più superficiali e resistenti danno un contributo minimo al rischio di liquefazione.

*Occorre infine evidenziare che i calcoli effettuati relativi al teorico miglioramento ottenibile mediante il trattamento di permeazione non sono al momento supportati da evidenze sperimentali ottenute direttamente in sito mediante la realizzazione di un campo prova e che il grado di miglioramento ottenuto in laboratorio potrebbe non essere replicabile in sito. I valori dell'indice del potenziale di liquefazione riportati nelle Tabelle 9 e 10 devono pertanto essere considerati assolutamente indicativi. Si ritiene dunque indispensabile l'esecuzione di un campo prova che permetta di valutare direttamente in sito l'efficacia del trattamento ed il grado di miglioramento effettivamente raggiungibile.*

### **13. PREDIMENSIONAMENTO DI UN INTERVENTO DI PERMEAIONE MEDIANTE NANOSILICE COLLOIDALE**

Il dimensionamento dell'intervento di permeazione con nano-silice colloidale è vincolato all'esecuzione di un campo prova che validi i risultati ottenuti in laboratorio in termini di incremento di resistenza ciclica dei terreni della unità A1 e A2 permeate, e permetta di definire l'interasse tra le perforazioni, i volumi da iniettare, la pressione di iniezione.

*I risultati della sperimentazione di laboratorio hanno dimostrato che i terreni oggetto di studio sono iniettabili e la miscela iniettata induce un incremento significativo della resistenza ciclica. Sulla base dei risultati sperimentali è possibile effettuare un pre-dimensionamento dell'intervento di permeazione in sito basato sull'assunzione di un interasse cautelativo tra le perforazioni.*

L'ipotesi di intervento ritenuta ottimale allo stato attuale delle conoscenze, al fine di ottenere un trattamento il più uniforme possibile di tutto il volume di terreno da trattare, di ridurre al minimo le interferenze tra le attività di cantiere e le attività scolastiche e di contenere al minimo i tempi di

realizzazione, consiste nell'eseguire il trattamento di permeazione utilizzando perforazioni sub-orizzontali, eseguite a partire dal piano campagna esterno all'edificio scolastico. Lo schema di intervento è riportato nelle Figure 28 e 29. I dettagli geometrici dell'intervento sono riportati nelle Tabelle 11 e 12.

Limitatamente al solo corpo A, si prevede di trattare lo strato di terreno compreso tra 3.5 e 8.5 m di terreno, mediante l'esecuzione di 4 file di 35 perforazioni orizzontali, con interasse 1.3 m e lunghezza variabile tra 35 m e 54 m, come indicato in Figura 29 e in Tabella 12. La prima fila di iniezioni sarà realizzata alla profondità di 4 m, la seconda a 5.3 m, la terza a 6.6 m, la quarta a 7.9 m.

Le perforazioni saranno realizzate a partire dal muro di cinta anteriore del plesso scolastico. Sarà trattato il volume di terreno sotto l'intera pianta dell'edificio A e delle torri dissipative previste per l'intervento di adeguamento strutturale, e tutta la fascia di spessore 3 m circostante, ad esclusione del terreno sottostante gli edifici adiacenti non oggetto di interventi di adeguamento sismico.

Si ipotizza che il volume di miscela da iniettare sia pari al 30% del volume totale di terreno considerato.

Sarà necessario predisporre un sistema di monitoraggio interno ed esterno all'edificio, che consenta di rilevare eventuale cedimenti indotti dalle attività di perforazione in corrispondenza del piano fondale (ubicato a circa 1 m di profondità rispetto al piano campagna) e prevedere la messa in opera di un sistema di compensazione da attivare nell'ipotesi della manifestazione del fenomeno. Dovranno essere monitorati anche gli edifici adiacenti (corpi B, C e F), non oggetto di trattamento, che potrebbero tuttavia risentire, in termini di cedimenti, delle attività di perforazione.

#### **14. CEDIMENTI ATTESI IN CONDIZIONI SISMICHE**

Allo stato di fatto, in caso di sisma e di conseguente liquefazione, i diversi edifici presenti possano sviluppare cedimenti disuniformi, essendo differenti gli schemi strutturali dei vari corpi e difforni gli sforzi trasmessi al terreno di fondazione.

L'intervento di permeazione con nanosilice colloidale, non altera il regime degli sforzi del terreno trattato e di quello adiacente non trattato. Pertanto, in assenza di sisma, il comportamento dei terreni di fondazione dell'edificio oggetto di intervento e di quelli adiacenti risulterà inalterato. Eventuali cedimenti indotti dalle attività di perforazione dovranno essere monitorati e compensati in fase esecutiva, sia per il corpo strutturale A, che per gli adiacenti corpi B, C e F.

Il trattamento di permeazione migliorerà la resistenza ciclica dei terreni trattati, riducendo il rischio di liquefazione e i conseguenti cedimenti delle fondazioni, accentuando quindi l'eventuale difformità di comportamento dell'ammasso di terreno oggetto di intervento e di quello adiacente non permeato.

Una stima dei cedimenti attesi in caso di sisma per il terreno trattato e quello non trattato può essere eseguita, a partire dai risultati delle prove penetrometriche eseguite e per le condizioni di campo libero, utilizzando il metodo semplificato di Zhang et al. 2002, rappresentato in Figura 30. Tale metodo consente di valutare le deformazioni volumetriche indotte dalla liquefazione in funzione della resistenza alla punta misurata nel corso di una prova penetrometrica statica a una data profondità, opportunamente normalizzata e corretta come da equazioni 17 e 18, e del corrispondente fattore di sicurezza alla liquefazione. Il calcolo è stato effettuato utilizzando, a favore di sicurezza, i risultati della prova penetrometrica CPTU3, in corrispondenza della quale i terreni presenti risultano i meno resistenti a liquefazione. In assenza di trattamento, in accordo al metodo semplificato utilizzato e in condizioni di campo libero i cedimenti da liquefazione dei primi 8.5 m di terreno di fondazione potrebbero raggiungere gli 11 cm. Per effetto del trattamento i cedimenti complessivi si riducono a 5 cm.

Occorre osservare che tali valori rappresentano un limite superiore dei cedimenti attesi per l'edificio oggetto di intervento e per gli edifici adiacenti non interessati dalle iniezioni di permeazione, sia perché calcolati per la condizione di campo libero, sia perché, in assenza di risultati sperimentali che attestino l'effetto della permeazione sulla resistenza alla penetrazione, per il terreno trattato è stato necessario assumere che il trattamento di permeazione induca un incremento della resistenza ciclica CRR (ovvero un incremento del fattore di sicurezza) ma non alteri il valore della resistenza alla punta normalizzata e corretta (eq. 17), da cui dipendono, secondo il metodo di Zhang et al. 2002 le deformazioni volumetriche post liquefazione.

La stima dei cedimenti effettuati evidenzia una diversa deformabilità dei terreni di fondazione degli edifici oggetto e non oggetto di intervento. I giunti strutturali presenti rispondono tuttavia ai requisiti normativi quindi dovrebbero garantire movimenti dei corpi adiacenti sufficienti ad evitare il reciproco danneggiamento.

## 15. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Nell'ambito dello studio fattibilità del consolidamento per permeazione con una miscela legante per mitigare il rischio di liquefazione dei terreni di fondazione dell'Istituto Ferrari a Cesenatico (corpo strutturale A) sono emersi i seguenti aspetti:

- I terreni presenti tra il piano campagna e 8.6 m di profondità sono a grana grossa e sotto falda. È stata evidenziata la presenza di due differenti litologie: la prima afferente ad unità stratigrafica denominata A1, presente fino a circa 6 m di profondità, è costituita da sabbia fine con un contenuto di fine (non plastico) dell'ordine del 5%; la seconda (unità A2), è costituita da sabbia fine limosa, e ha un contenuto di fine (non plastico) del 15-20%. Tali unità sono uniformemente estese sia al di sotto dell'edificio oggetto di studio (corpo A) che di quelli limitrofi. La superficie libera della falda si trova a 1.5 m di profondità.
- Sotto le azioni sismiche previste per edifici pubblici/strategici dalle vigenti NTC per il sito in esame (tempo di ritorno di 712 anni), i terreni di fondazione presenti tra 3.5-4 m e 8.6 m di profondità da P.C. sono fortemente suscettibili di liquefazione. In particolare le sabbie con limo più profonde (unità A2) sono più a rischio delle sabbie superficiali (A1).
- Questo rischio era stato già evidenziato, anche per azioni sismiche inferiori (tempo di ritorno di 475 anni) dallo studio di microzonazione sismica effettuato dal Comune di Cesenatico, datato Dicembre 2014.

Alla luce di questo rischio, e nell'ambito del progetto di adeguamento sismico dell'edificio in elevazione (corpo A), è stato ritenuto necessario intervenire anche sui terreni di fondazione in modo da ridurre il rischio di liquefazione in caso di evento sismico.

Con l'obiettivo di effettuare un intervento sui terreni che non interferisca con le attività didattiche, la soluzione tecnica ritenuta più adeguata consiste nell'esecuzione dall'esterno dell'edificio di iniezioni di permeazione con un agente legante in grado di fornire alle sabbie una leggera cementazione, incrementandone la resistenza alla liquefazione.

La sperimentazione di laboratorio condotta ha evidenziato la possibilità di permeare i terreni presenti con la nanosilice colloidale e ha indicato un significativo incremento della resistenza ciclica dei terreni trattati.

L'effettiva riduzione del rischio di liquefazione ottenibile con il trattamento di permeazione potrà però essere quantificato esclusivamente mediante un campo prova, che permetta di valutare direttamente in sito l'efficacia del trattamento ed il grado di miglioramento effettivamente raggiungibile.

Il trattamento di permeazione dei terreni non altererà lo stato attuale dei terreni circostanti non trattati, i quali, in caso di sisma, si comporteranno come avrebbero fatto in assenza del

trattamento localizzato previsto, ovvero potrebbero subire una temporanea riduzione della resistenza e della rigidità a taglio, con conseguenti cedimenti in superficie.

Occorre tuttavia fare alcune precisazioni relative agli edifici non oggetto di adeguamento sismico, i quali sono stati progettati e realizzati dopo il 1984 e prima dell'introduzione nel 2003 dell'OPCM 3274 (Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di norme tecniche per le costruzioni in zona sismica) che prevedeva di procedere a verifica sismica sia degli edifici di interesse strategico e delle opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assumesse rilievo per le finalità di protezione civile, sia degli edifici e delle opere infrastrutturali che avrebbero potuto assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un collasso. Nel caso di edifici progettati secondo norme vigenti successivamente al 1984 non era prescritta, secondo l'OPCM, l'esecuzione di nuove verifiche di adeguatezza alla norma.

Rientrano in quest'ultima categoria gli edifici del plesso scolastico non oggetto di studio (corpi B, C, F) per i quali, alla luce delle disposizioni dell'OPCM 3274, non sono state effettuate verifiche sismiche.

Per tali edifici il rischio di liquefazione è stato tuttavia evidenziato e quantificato sia dagli studi di microzonazione sismica che dalle analisi geotecniche descritte nel presente studio e migliorare il comportamento sismico dei terreni di fondazione del solo corpo A del plesso scolastico lascerebbe comunque esposti al rischio liquefazione e ai danni strutturali conseguenti tutte le restanti strutture.

Per ridurre la suscettibilità a liquefazione dell'ampliamento posteriore della scuola, l'intervento più opportuno, e fortemente raccomandato, consisterebbe nell'estensione del trattamento di permeazione. Ciò potrebbe essere fatto con un incremento dei costi relativamente moderato, visto che si opererebbe dalla stessa area di cantiere allestita per trattare i terreni del corpo A e occorrerebbe unicamente incrementare la lunghezza delle perforazioni, come evidenziato in Figura 31. Si realizzerebbero comunque di 4 file di 35 perforazioni orizzontali, con interasse 1.3 m. Le perforazioni sarebbero tutte lunghe 68 m, ad eccezione di tre più corte, lunghe 44.5 m, come indicato in Figura 31. La profondità delle iniezioni sarebbe inalterata.

Per migliorare anche il comportamento ciclico dei terreni di fondazione degli altri edifici, e in particolare della palestra, potrebbero essere prese in considerazione tecniche differenti.