

## **1. Premessa**

La presente relazione geologica è stata eseguita per conto della committenza al fine di verificare le caratteristiche dei terreni di un'area della frazione di Lavino, interessata da un intervento di ampliamento della scuola materna esistente.

Secondo il DM 14/01/2008 Nuove Norme Tecniche per le costruzioni, le scelte progettuali devono tener conto delle prestazioni attese delle opere, dei caratteri geologici del sito e delle condizioni ambientali. I risultati dello studio rivolto alla caratterizzazione e modellazione geologica devono essere esposti in una specifica relazione geologica e le analisi di progetto devono essere basate su modelli geotecnici dedotti da specifiche indagini e prove, che il progettista deve definire in base alle scelte tipologiche dell'opera o dell'intervento e alle previste modalità esecutive. Le scelte progettuali, il programma e i risultati delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica, unitamente ai calcoli per il dimensionamento geotecnico delle opere e alla descrizione delle fasi e modalità costruttive, devono essere illustrati in una successiva e specifica relazione geotecnica.

I risultati delle indagini geognostiche e geofisiche, i sopralluoghi diretti e la conoscenza della zona maturata dallo scrivente, hanno permesso di esaminare e definire i seguenti argomenti dell'area studiata:

- inquadramento geologico, geomorfologico e idrogeologico,
- caratterizzazione litostratigrafica e geomeccanica dei terreni,
- caratterizzazione sismica del sito,
- eventuali prescrizioni.

Le indagini geognostiche e la presente relazione sono conformi a quanto disposto nelle normative seguenti:

- AGI Associazione Geotecnica Italiana "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche" (1977);
- DM del 11/03/1988 "Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni ecc.";
- Circolare Ministero LL PP del 24/09/1988 n. 30483;
- DPR 554/1999;
- DPR 328/2001;
- OPCM n. 3274 del 20/03/2003;
- Delibera di Giunta Regionale DGR RER n. 1677 del 24/10/2005
- DAL Delibera Assemblea legislativa RER 112/2007;
- DM 14/01/2008 Nuove Norme Tecniche per le costruzioni;
- Circolare LL.PP. n. 617 del 02/02/2009 "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni".

## **2. Inquadramento geografico e topografico**

L'area oggetto d'indagine è situata nell'abitato di Lavino di Mezzo, in via A. G. Ragazzi ad una quota media di 43.0 m s.l.m. Nell'archivio cartografico della Regione Emilia Romagna è rappresentata nella Carta Topografica a scala 1:25.000 nella Tavola 220 NE "Bologna Nord-Ovest" e nei CTR a scala 1:5.000 nell'elemento n. 220071 "Lavino di Mezzo" (allegati A/B).

## **3. Caratteri geolitologici, geomorfologici ed idrogeologici**

La Pianura Padana nel suo complesso costituisce un grande bacino sedimentario che, sin dal mesozoico, è stato caratterizzato da una notevole subsidenza con grande accumulo di sedimenti, raggiungendo i massimi apporti nel pliocene e nel quaternario, prima con sedimentazione marina e successivamente, dal pleistocene medio, con sedimentazione continentale. La messa in posto depositi più antichi è riconducibile all'idrodinamica fluviale determinata dall'alternarsi di fasi erosive e deposizionali, causate dalle variazioni climatiche che si sono succedute nel tempo ed in particolare del periodo interglaciale pre-Wurm (pleistocene superiore). Periodi umidi hanno portato alla deposizione dei sedimenti e alla messa in posto delle unità, periodi di minor piovosità hanno portato all'alterazione dei

depositi con conseguente formazione dei suoli e all'erosione delle unità determinando la formazione di scarpate e incisioni fluviali. All'interno della pianura alluvionale sono state distinte, sulla base di sequenze litostratigrafiche tipiche determinate dalle stratigrafie dei pozzi idrici, due macro-ambienti deposizionali: la piana pedemontana, contraddistinta da depositi a sequenze prevalentemente grossolane (ghiaie) e la piana alluvionale vera e propria, caratterizzata da sequenze generalmente fini (sabbie, limi, argille). Questo tipo di pianura presenta 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.

I principali elementi morfologici caratterizzanti la pianura sono infatti le conoidi di deposizione fluviale e i dossi fluviali che si sviluppano da quest'ultime, presenti con continuità a ridosso della fascia pedecollinare al limite tra collina e alta pianura; il loro gradiente è di circa il 4% per le parti apicali e meno dell'1% per quelle distali, che si confondono con la morfologia della pianura circostante. I dossi fluviali costituiscono invece delle unità morfologiche di forma allungata topograficamente rialzate rispetto alla pianura alluvionale; nel bolognese mostrano una direzione prevalente SW-NE e sono dovuti all'accumulo dei sedimenti abbandonati dai corsi d'acqua principali della zona: infatti la pianura bolognese, dal punto di vista strutturale, fa parte della geosinclinale subsidente della Pianura Padana, colmata dai materiali alluvionali abbandonati dai fiumi che vi scorrono, i fiumi Reno e Savena, i torrenti Samoggia, Lavino e Ghironda e altri corsi d'acqua minori.

Nel corso del Quaternario glaciale e post-glaciale si sono potute così accumulare pile di sedimenti continentali, che nella zona assiale della geosinclinale raggiungono i 300-400 m di spessore, poggianti su di un substrato di argille marine di ambiente costiero cui si intercalano livelli e banchi sabbiosi. La media e bassa pianura sono inoltre caratterizzate da strutture plicative sepolte associate a famiglie di faglie, tra cui le principali sono le anticlinali di Anzola, Budrio, Imola, Selva e Lugo e le sinclinali di Bologna e Conselice. Sono anche presenti fenomeni tettonici recenti o attuali, tra i quali faglie appenniniche, come la faglia pedecollinare e una serie di dislocazioni nord-sud corrispondenti agli assi vallivi, che molto probabilmente continuano anche al di sotto della copertura alluvionale. A seconda della maggiore o minore importanza di tali dislocazioni si sono venuti a formare, tra valli contigue, blocchi a sollevamento differenziato, che hanno influenzato l'idrografia e lo sviluppo delle conoidi. In dettaglio la zona d'indagine è caratterizzata da terreni recenti attribuiti all'Unità di Modena e al Subsistema di Ravenna, sedimentati tra la fine del pleistocene e l'olocene attuale e costituiti da limi argillosi e limi sabbiosi con intercalazioni sabbiose (allegati C/D).

#### **4. Metodologia d'indagine**

L'indagine geognostica di campagna, condotta per la caratterizzazione dei terreni ed eseguita il giorno 10/01/2010 all'interno dell'area in esame, è consistita nell'esecuzione di n. 1 prova penetrometrica statica CPT che ha raggiunto la profondità massima di -13 m rispetto all'attuale piano campagna.

Inoltre è stata svolta nel sito un'indagine geofisica, basata sulla registrazione del microtremore sismico a stazione singola con strumentazione TROMINO, ottenendo la misura della frequenza fondamentale di risonanza del sottosuolo per valutare i possibili effetti sismici di sito e definire l'andamento della  $V_{s30}$ , come richiesto dalle normative vigenti.

E' stata rilevata la presenza della prima falda libera superficiale, per risalita all'interno del foro di prova, ad una profondità di -2.60 m dal piano campagna. L'ubicazione delle indagini è riportata nell'allegato E.

##### **4.1 Prove penetrometriche statiche CPT**

Per l'esecuzione dell'indagine di campagna si è utilizzato un penetrometro statico PAGANI

TG63, attrezzato con punta meccanica Begemann, (punta conica standard  $\varnothing$  3.57 cm e angolo d'apertura  $60^\circ$ , con manicotto mobile di  $150 \text{ cm}^2$ , infissa nel terreno ad una velocità costante di  $2 \text{ cm/sec}$ ).

I dati acquisiti attraverso una cella estensimetrica di carico hanno permesso di determinare:

- $R_p$  resistenza alla punta in  $\text{Kg/cm}^2$
- $R_{lt}$  resistenza laterale totale (punta+manicotto) in  $\text{Kg/cm}^2$
- $R_l$  resistenza laterale locale (al manicotto) in  $\text{Kg/cm}^2$

Successivamente il processo di discretizzazione dei parametri di campagna, ha permesso la determinazione di:

- classificazione litologica (Begemann - Schmestron)
- peso specifico medio del terreno naturale
- peso specifico efficace
- pressione litostatica eff. al centro dello strato
- coesione non drenata
- angolo d'attrito
- densità relativa
- coefficiente di compressibilità di volume
- modulo di reazione orizzontale
- permeabilità
- liquefazione

I grafici delle curve di  $R_p$  e  $R_l$  sono riportati nell'allegato F.

Di seguito si descrivono alcune delle modalità seguite per la determinazione delle grandezze fisiche considerate.

- Peso specifico naturale ed efficace ( $\gamma_t$ ,  $\gamma'_t$ )

Questo parametro è determinato partendo dal valore medio di  $R_p$  ed applicando relazioni ottenute sperimentalmente sui litotipi della pianura Padana e Veneta.

Definito  $\gamma_t$  il peso specifico naturale per il terreno sotto falda e  $\gamma_w$  il peso specifico dell'acqua, è stata applicata la seguente relazione:  $\gamma'_t = \gamma_t - \gamma_w$  in quanto per la maggior parte delle problematiche geotecniche correlate a questo parametro, si opta per tale tipo di relazione, che considera la spinta di Archimede dovuta all'elemento liquido.

- Pressione litostatica efficace ( $\sigma'_v$ )

Il calcolo della pressione litostatica efficace è effettuato applicando la relazione:

$\sigma'_v = \sum \gamma'_t \cdot h'_i + \sum \gamma_t \cdot h_{im}$ ; questa relazione è riferita alla pressione relativa al punto medio dello strato considerato ( $h_m$ ). E' ovviamente considerata la falda freatica se presente.

- Coesione non drenata ( $C_u$ )

Per collegare al valore di  $R_p$  quello della  $C_u$ , si è utilizzata la relazione di De Beer, che consente di calcolare per i livelli coesivi saturi, la coesione non drenata apparente, cioè la resistenza al taglio dei terreni, a comportamento coerente in situ.

- Angolo d'attrito ( $\theta^\circ$ )

La determinazione dell'angolo d'attrito delle sabbie avviene seguendo la metodologia proposta da Durgunoglu e Mitchell, applicando un'equazione del tipo:  $\theta^\circ = f(R_p ; \sigma'_v)$

- Densità relativa ( $D_r$ )

Per questa parametrizzazione si è utilizzato il diagramma proposto da Jamiolkowski mod.

- Coefficiente di compressibilità di volume ( $M_v$ )

Per la determinazione di  $M_v$  si sono utilizzate le relazioni derivate dalle correlazioni di Buisman e riprese dal Sanglerat ed altri che collegano il parametro al valore della resistenza alla punta del penetrometro statico.

- Modulo di reazione orizzontale ( $K_o$ )

E' ricavato utilizzando la relazione:  $K_o = Ch \cdot R_p / C_k$  dove  $Ch$  varia fra 0.1 a 0.3 e  $C_k$  dipende dal tipo di terreno e varia da 1 a 4.

- Calcolo della permeabilità ( $K_p$ )

Questo parametro è determinato partendo dai dati di campagna ed in particolare i parametri di qc e di Fr, applicando relazioni ottenute sperimentalmente sui litotipi della pianura Padana e Veneta. Campo di validità da 10E-2 cm/sec per le sabbie e 10E-8 cm/sec per le argille.

▪ **Liquefazione**

Per i terreni coerenti non viene effettuata nessuna verifica per la suscettibilità alla liquefazione. Per i terreni incoerenti vengono calcolati il coefficiente  $C_2$  (rapporto di sforzo ciclico del terreno) ed il coefficiente  $C_1$  (relativo alla curva di magnitudo in caso di evento sismico). Per  $C_1 > C_2$  non si ha la liquefazione, viceversa il livello di terreno esaminato è suscettibile alla liquefazione (metodo Seed-Idriss).

### 5. Caratterizzazione e parametrizzazione geotecnica dei terreni

L'elaborazione dei dati ottenuti dall'indagine di campagna ha permesso di effettuare un riconoscimento di massima dei terreni attraversati e di ottenere indicazioni sulla parametrizzazione geotecnica dei terreni studiati di seguito riportata secondo il metodo di Searle, che permette una definizione più dettagliata dei vari livelli di terreno studiati.

Interpretazione stratigrafica e parametrizzazione geotecnica media CPT n. 1

Prof. Terreno ml	Gamma kg/m3	Gamma' kg/m3	Sigma'V kg/cm2	CU kg/cm2	FI °	DR %	Mv cm2/Kg	K oriz kg/cm3	Perm. cm/sec
1.00 Argilla limosa plastica	1773	1773	0.177	0.570	0	0	0.0175	1.1400	2.2e-5
3.80 Limo argil-sabbioso adde	1813	813	0.405	0.746	0	0	0.0140	0.9952	1.2e-3
4.00 Sabbia sciolta	1700	700	0.419	0.000	25	49	0.0135	1.8500	1.2e-1
5.60 Limo argil-sabbioso scio	1713	713	0.533	0.381	0	0	0.0179	0.5083	3.3e-3
6.00 Sabbia lim. mediamente a	1750	750	0.563	0.000	25	54	0.0100	2.5000	4.8e-2
12.20 Limo argil-sabbioso scio	1776	776	1.044	0.584	0	0	0.0145	0.7785	2.8e-3
13.00 Limo argilloso plastico	1819	819	1.110	0.775	0	0	0.0141	1.0333	9.7e-5

Sulla base dell'indagine di campagna e delle successive discretizzazioni è stato possibile schematizzare i valori medi di Rp resistenza alla punta, Rl resistenza laterale, espressi in kg/cm<sup>2</sup> ed il rapporto qc/fs.

Dati medi prova discretizzata CPT n. 1

Prof.	Resistenza di Punta	Resistenza Laterale	Rapp. qc/fs
1.00	11.40	0.80	14.29
3.80	14.93	0.63	23.87
4.00	37.00	0.48	77.70
5.60	7.62	0.27	28.47
6.00	50.00	0.92	54.19
12.20	11.68	0.42	27.64
13.00	15.50	0.92	16.80

Dalle discretizzazioni effettuate è possibile suddividere la stratigrafia dei terreni dell'area in due gruppi distinti di litotipi al di sotto dei livelli di riporto:

▪ Il primo, compreso tra il piano campagna e quota -12 m circa, è formato prevalentemente da limi argilloso-sabbiosi da sciolti a mediamente addensati ( $C_u = 0.381 \div 0.746$  kg/cm<sup>2</sup>), con locali intercalazioni di livelli discontinui di ( $\phi = 25^\circ$ ;  $Dr = 49\% \div 54\%$ ).

▪ Il secondo, oltre da -12 m, è composto prevalentemente da litotipi limo-argillosi plastici ( $C_u = 0.775$  kg/cm<sup>2</sup>).

▪ Il livello della falda libera superficiale è stato individuato alla profondità di -2.60 m circa dal piano campagna (gennaio 2010), per risalita all'interno del foro di prova.

Si è proceduto alla parametrizzazione dell'indagine geognostica secondo il metodo di Searle, che permette una definizione più dettagliata dei vari livelli di terreno studiati.

## **6. Categoria sismica e suscettibilità alla liquefazione dei terreni incoerenti**

L'elaborazione dell'indagine di campagna fornisce un'interpretazione della categoria sismica dei terreni ed una valutazione della suscettibilità alla liquefazione dei terreni incoerenti, individuati con la discretizzazione dei dati delle prove penetrometriche. Il calcolo viene eseguito secondo le modalità riportate nel par. 4.1, considerando un evento sismico avente una magnitudo pari al grado 5.0 della scala Richter, compatibile con i dati storici esistenti per l'area in esame (Servizio Geologico RER - CPTI, Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani).

Caratteristiche sismiche CPT n. 1

Prof. Terreno	Classific.	Coeff 1	Coeff 2	Liquefazione
1.00 Argilla limosa plastica	D	Terreno coerente		
3.80 Limo argil-sabbioso adde	C	Terreno coerente		
4.00 Sabbia sciolta	D	0.5110	0.1673	no
5.60 Limo argil-sabbioso scio	D	Terreno coerente		
6.00 Sabbia lim. mediamente a	C	0.5900	0.1841	no
12.20 Limo argil-sabbioso scio	D	Terreno coerente		
13.00 Limo argilloso plastico	C	Terreno coerente		

Sulla base dei parametri geotecnici dedotti dall'indagine geognostica, è possibile affermare che la verifica effettuata non evidenzia livelli di terreno incoerente soggetti a fenomeni di liquefacibilità con le ipotesi sopra riportate.

## **7. Calcolo della capacità portante del terreno**

I valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere ottenuti attraverso l'interpretazione dei risultati di analisi di laboratorio e/o prove e misure in sito. Nel modello geotecnico si intende rappresentare uno schema indicativo delle condizioni stratigrafiche e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni comprese nel volume significativo considerato e finalizzato all'analisi quantitativa dello specifico problema geotecnico. In questo ambito, il valore caratteristico di un parametro geotecnico è costituito da una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato. La scelta della tipologia di fondazione sarà subordinata ai calcoli ingegneristici competenti al progettista e relativi ai carichi della struttura. Si possono comunque avanzare alcune previsioni in merito, riferendosi alla distribuzione e all'entità dei carichi al suolo che si possono ragionevolmente ipotizzare sulla base dell'indagine geognostica. Viste le caratteristiche dei terreni studiati potranno essere adottate fondazioni superficiali continue. Di seguito si procede al calcolo della capacità portante del terreno indicativa secondo il metodo dello Stato Limite Ultimo SLU geotecnico.

Si rimanda ad una fase successiva la verifica geotecnica degli stati limite SLU-SLE con i parametri definitivi forniti dal progettista incaricato.

### **7.2 Capacità portante indicativa secondo lo Stato Limite Ultimo SLU geotecnico**

In base DM 14/01/2008 Nuove Norme Tecniche per le costruzioni, le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto. La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata. Gli stati limite ultimi SLU sono definiti come:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali. La costruzione conserva invece una parte della resistenza e

rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali. La costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere il requisito di sicurezza nei confronti di stati limite ultimi SLU, cioè la capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso.

In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici delle Norme Tecniche, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere requisiti di sicurezza nei confronti dello stato SLU di tipo geotecnico in relazione al carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

La verifica nei riguardi degli stati limite ultimi si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:  $R_d \geq E_d$ , dove

- $R_d$  è la resistenza di progetto, valutata in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno;
- $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni.

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  deve essere diviso per il valore del coefficiente parziale relativo a ciascun parametro geotecnico e specificato nella successiva tabella e tenendo conto, se necessario, dei coefficienti parziali relativi a ciascun tipo di opera.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi. Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico. Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

#### COEFFICIENTI PARZIALI PER LE VERIFICHE DI STATI LIMITE ULTIMI

CARICHI		Coeff. parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)
Permanenti	favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Parametro	Simbolo	M1	M2
tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan\phi_k$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	1,0	1,25
Resistenza non drenata (cu)	$cu_k$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	1,0	1,0

Resistenza	Coeff. parziale	Caso		
		R1	R2	R3
Capacità portante	$\gamma_R$	1,0	1,8	2,3
Scorrimento	$\gamma_R$	1,0	1,1	1,1

Si è proceduto pertanto alla verifica dello SLU per il dimensionamento geotecnico utilizzando la relazione di Terzaghi-Mayerhof modificata e ponendo l'angolo di attrito interno del terreno  $\phi = 0$ , affidando la resistenza al taglio totale del terreno alla coesione non drenata  $cu$ , che viene calcolata con la metodologia riportata nel par. 4.1. Dai dati ottenuti viene ricavato il valore caratteristico del parametro  $cu$  con il calcolo del 5° percentile e utilizzando gli opportuni coefficienti di riduzione sopra riportati, come indicato nella normativa.

La capacità portante indicativa viene calcolata secondo:

#### Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2)

Fondazione: trave continua	Parametri del terreno
Larghezza (B) = 0.30 m	Coesione $cu_k = 0.57 \text{ kg/cm}^2$
Lunghezza (L) = 10.90 m	Angolo di attrito $\phi = 0^\circ$
Profondità (D) = - 0.90 m	Peso di volume $\gamma = 1780 \text{ kg/m}^3$
capacità portante = $1.19 \text{ kg/cm}^2$	

#### Approccio 2 - Combinazione (A1+M1+R3)

Fondazione: trave continua	Parametri del terreno
Larghezza (B) = 0.30 m	Coesione $cu_k = 0.57 \text{ kg/cm}^2$
Lunghezza (L) = 10.90 m	Angolo di attrito $\phi = 0^\circ$
Profondità (D) = - 0.90 m	Peso di volume $\gamma = 1780 \text{ kg/m}^3$
capacità portante = $1.30 \text{ kg/cm}^2$	

Per cui per una fondazione continua in cemento armato quale quella ipotizzata, posta ad una profondità di - 0.90 m dall'attuale piano campagna, la capacità portante calcolata secondo la verifica dello SLU con le metodologie sopra descritte, è risultata pari a:

Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2), capacità portante =  $1.19 \text{ kg/cm}^2$ ;

Approccio 2 - Combinazione (A1+M1+R3), capacità portante =  $1.30 \text{ kg/cm}^2$ .

## 8. Caratterizzazione e classificazione sismica dell'area

La valutazione del rischio sismico in aree ad estensione regionale, viene effettuata mediante la macrozonazione sismica, definita come l'individuazione di aree che possono essere soggette, in un dato intervallo di tempo, ad un terremoto di una certa intensità. All'interno di queste aree si possono valutare, con maggiore dettaglio, le differenze di intensità massima dovute a differenti situazioni geologiche locali attraverso procedimenti di microzonazione

sismica. Tale procedimento è volto a prevedere e mitigare gli effetti di un evento sismico in una zona di dimensioni urbane, considerando la morfologia superficiale e del substrato, la sua costituzione, la presenza e la profondità della falda freatica e l'eventuale presenza di faglie. Questa analisi recepisce le indicazioni applicative della Delibera di Giunta Regionale n. 1677 del 24/10/2005 attualmente in vigore. Si considera inoltre la classificazione sismica dei comuni della Regione Emilia Romagna riportata nella OPCM n. 3274 del 20/03/2003, secondo cui il comune di Anzola dell'Emilia rientra nella zona 3 quindi "zona a bassa sismicità". L'Emilia-Romagna è interessata da una sismicità con terremoti storici di magnitudo massima compresa tra 5,5 e 6 della scala Richter e intensità del VII grado della scala Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS). Si riporta di seguito un elenco degli eventi sismici più significativi per la storia sismica del Comune di Anzola, localizzati nell'area emiliana:

Anno	Me	Gi	Or	Mi	AREA	Imx	Io	Lat	Lon	Maw
1801	10	8			BOLOGNA	55	55	44.498	11.34	4.63
1834	10	4	19		BOLOGNA	60	55	44.6	11.37	4.63
1850	9	18	6	10	MODENA	60	60	44.614	10.965	4.83
1854	6	16	13	25	CASTEL BOLOGNESE		70	44.333	11.75	5.17
1864	3	15			ZOCCA	65	65	44.337	11.059	5.03
1869	6	25			VERGATO	75	75	44.314	11.116	5.32
1878	3	12	21	26	BOLOGNESE	60	60	44.42	11.55	4.83
1878	11	9	17	49	CASTEL DEL RIO		70	44.25	11.5	5.17
1881	1	24	16	4	BOLOGNESE	70	65	44.32	11.35	5.14
1889	3	8	2	47	BOLOGNA	60	60	44.518	11.237	4.83
1892	12	29	13	48	CASTEL DEL RIO		60	44.167	11.5	4.83
1898	1	16	12	10	ROMAGNA	70	65	44.65	11.77	5.03
1922	5	24	21	17	CENTO	45	35	44.862	11.517	4.5
1929	4	20	1	9	BOLOGNESE	80	70	44.47	11.13	5.55
1934	9	18	9	37	VIGNOLA	40	40	44.495	11.012	4.5
1951	10	29	22	48	VALLE DEL PANARO	50	50	44.458	10.989	4.6
1956	4	26	3		PASSO FUTA		60	44.15	11.317	4.95
1957	8	27	11	54	ZOCCA	60	60	44.394	10.994	5.06
1962	5	11	1	5	CAMUGNANO		60	44.2	11.167	4.83
1964	9	5	21	9	RONCOBILACCIO	50	50	44.138	11.233	4.95
1966	5	26	18	7	MONTEVEGLIO		60	44.5	11.2	4.83
1995	8	24	17	27	APPENNINO BOLOGNESE	60	60	44.133	10.975	4.67

(Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani, versione 2004 - CPTI04 - INGV, Bologna)

### 8.1 Misura a stazione singola del microtremore sismico

Una strategia efficace di difesa dai terremoti necessita di accurate valutazioni preventive della vulnerabilità sismica, determinata essenzialmente dall'instabilità dei suoli (frane, liquefazione dei terreni) e dagli effetti di sito. Gli effetti di sito sono amplificazioni locali delle onde sismiche dovute a particolari condizioni geologiche e topografiche, che portano al fenomeno della risonanza del terreno.

Se la frequenza di risonanza del suolo coincide con quella propria degli edifici (fenomeno della doppia risonanza), si produce un'amplificazione delle onde sismiche molto grande e vengono indotte sollecitazioni con forte potere distruttivo: l'amplificazione sismica è infatti la prima causa di danno e distruzione durante un terremoto.

Il rumore sismico generato dai fenomeni atmosferici (moti oceanici, del vento ecc.) e dall'attività antropica, è presente ovunque sulla superficie terrestre; è detto anche microtremore, poichè riguarda oscillazioni molto più piccole di quelle indotte dai terremoti. Interessante è il fatto che il rumore di fondo agisce da funzione di eccitazione per le risonanze specifiche degli edifici e del sottosuolo, rendendole chiaramente visibili nello spettro di rumore, analogamente a quanto avviene durante un terremoto, che si può immaginare come un episodio di rumore fortissimo con ampiezze sino a  $10^{10}$  volte maggiori del microtremore.

La metodologia proposta di misura a stazione singola del microtremore sismico, mediante una strumentazione quale il TROMINO<sup>®</sup>, permette la misura della frequenza fondamentale di risonanza del sottosuolo e degli edifici, oltre a stimare in maniera rapida la stratigrafia superficiale e la  $V_{s30}$ , come richiesto dalle normative antisismiche vigenti.

La tecnica maggiormente consolidata per estrarre l'informazione relativa al sottosuolo dal rumore sismico generato in un sito, è quella dell'analisi dei rapporti spettrali tra le componenti del moto sismico orizzontali e verticali (Horizontal to Vertical Spectral Ratio, HVSR o H/V - Nogoshi e Igarashi, 1970). Il codice utilizzato per la creazione di curve H/V sintetiche si basa sulla simulazione del campo di onde di superficie di Rayleigh e Love in sistemi multistrato a strati piani e paralleli (Aki, 1964 - Ben-Menahem e Singh, 1981), considerando che l'onda sismica viene parzialmente riflessa dall'interfaccia che separa due mezzi (litotipi) a rigidità differente, con la determinazione di un contrasto di impedenza. L'onda riflessa interferisce con quelle incidenti sommandosi e raggiungendo le ampiezze massime (condizione di risonanza), quando la lunghezza dell'onda incidente è 4 volte (o multipli dispari) lo spessore H del primo strato: la frequenza fondamentale di risonanza F relativa alle onde S risulta pari a  $F = V_s / 4H$ . L'elaborazione dei dati, acquisiti con tempi di registrazione di 14 min con una frequenza di campionamento di 128 Hz, permette di evidenziare, sottoforma di picchi nello spettro del rapporto H/V, i contrasti di impedenza tra litotipi a rigidità diversa che determinano possibili fenomeni di amplificazione delle onde sismiche. La registrazione, eseguita a stazione singola secondo l'ubicazione riportata nell'allegato E, individua la frequenza di risonanza principale del terreno nel picco del grafico del rapporto H/V a 0.94 Hz, corrispondente a un passaggio litologico ad una profondità di circa 50 m tra litotipi limo-argillosi e ghiaie o sabbie addensate. Pertanto in caso di evento sismico, per evitare la risonanza terreno-struttura con conseguenti fenomeni di amplificazione sismica, sarà opportuna una progettazione degli edifici che preveda frequenze di oscillazione delle strutture diverse da quella individuata.

Determinata la velocità delle onde "S" dei vari strati, si ottiene il dato di  $V_{s30} = 185$  m/s, pertanto è possibile classificare il substrato dell'area d'indagine come appartenente alla categoria C che comprende "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)".

## 8.2 Azione Sismica

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) adottano un approccio prestazionale alla progettazione delle strutture nuove e alla verifica di quelle esistenti. Nei riguardi dell'azione sismica l'obiettivo è il controllo del livello di danneggiamento della costruzione a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito di costruzione.

La pericolosità sismica in un generico sito deve essere descritta in modo da renderla compatibile con le NTC e da dotarla di un sufficiente livello di dettaglio, sia in termini geografici che in termini temporali; tali condizioni possono ritenersi soddisfatte se i risultati dello studio di pericolosità sono forniti:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima  $a_g$  e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno  $T_R$  ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi;

Le azioni di progetto si ricavano dalle accelerazioni  $a_g$  e dalle relative forme spettrali, che sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- $a_g$  = accelerazione orizzontale massima del terreno;
- $F_0$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno  $T_R$  considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo a:

- $a_g$  il valore previsto dalla pericolosità sismica,
- $F_0$  e  $T_c^*$  i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare la vita di riferimento  $V_R$  della costruzione, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche. La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

<b>Vita nominale per diversi tipi di opere - TIPI DI COSTRUZIONE</b>	<b>Vita Nominale</b>
Opere provvisorie - Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10 anni
Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50 anni
Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100 anni

In presenza di azioni sismiche le costruzioni sono suddivise in classi d'uso:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività

particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Di seguito vengono riportati i dati sismici ottenuti in relazione alle caratteristiche dell'opera considerate. Nell'allegato H sono riportati i grafici degli spettri elastici.

Coordinate geografiche della località in esame				16729
	LON	LAT	Tolleranza	
	[°]	[°]	[°]	[km]
Località	11,228	44,534	0,001	0,137
Coordinate geografiche dei 4 punti del reticolo				
ID	LON	LAT	DIST [°]	[km]
16506	11,176	44,562	0,024	2,688
16507	11,246	44,564	0,042	4,728
16728	11,177	44,512	0,033	3,632
16729	11,247	44,514	0,046	5,171

VITA DELLA STRUTTURA			
Vita nominale	V <sub>N</sub>	50	[anni]
Classe d'uso	C <sub>U</sub>	III	
Vita di riferimento	V <sub>R</sub>	75	[anni]

CARATTERISTICHE SISMICHE TERRENO		
Topografia		T1
Coeff. topografico	S <sub>T</sub>	1,0
Categoria suolo		C

	SL	P <sub>VR</sub>	T <sub>R</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>C</sub> *	S	T <sub>b</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>D</sub>	F <sub>v</sub>
sl <sub>e</sub>	Operatività	81%	45	0,610	2,50	0,27	1,00	0,14	0,43	4,04	0,83
sl <sub>e</sub>	Danno	63%	75	0,755	2,49	0,28	1,20	0,15	0,45	1,90	0,92
sl <sub>u</sub>	Salv. Vita	10%	712	1,885	2,41	0,31	1,20	0,16	0,48	2,35	1,42
sl <sub>u</sub>	Collasso	5%	1462	2,405	2,43	0,31	1,20	0,16	0,48	2,56	1,61

	SL	P <sub>VR</sub>	T <sub>R</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>C</sub> *	C <sub>C</sub>	S	S <sub>T</sub>	S <sub>S</sub>
sl <sub>e</sub>	Operatività	81%	45	0,43	0,27	1,593	1,00	1	1,00
sl <sub>e</sub>	Danno	63%	75	0,45	0,28	1,607	1,20	1	1,20
sl <sub>u</sub>	Salv. Vita	10%	712	0,48	0,31	1,548	1,20	1	1,20
sl <sub>u</sub>	Collasso	5%	1462	0,48	0,31	1,548	1,20	1	1,20

coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_S = S/S_T$ ; coefficiente  $C_C = T_C/T_C^*$

T <sub>R</sub> =30			T <sub>R</sub> =50			T <sub>R</sub> =72			T <sub>R</sub> =101			T <sub>R</sub> =140		
a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub> *	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub> *	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub> *	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub> *	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub> *
0,525	2,48	0,26	0,649	2,50	0,27	0,754	2,49	0,28	0,866	2,48	0,28	1,000	2,46	0,29
T <sub>R</sub> =201			T <sub>R</sub> =475			T <sub>R</sub> =975			T <sub>R</sub> =2475					
a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub> *	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub> *	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub> *	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub> *			
1,177	2,41	0,29	1,615	2,40	0,31	2,073	2,44	0,32	2,765	2,47	0,32			

SMORZAMENTO E FATTORE DI STRUTTURA	
Smorzamento viscoso equivalente : x =	5,0
Behavior factor adottato (sisma orizzontale): q =	2,50
Behavior factor adottato (sisma verticale): q =	1,50

(DM 14/01/2008 Nuove Norme Tecniche per le costruzioni, allegato A “pericolosità sismica” e allegato B “tabelle che definiscono l’azione sismica”; dati pubblicati a cura dell’Istituto Nazionale di Vulcanologia e Geofisica INGV)

### 9. Considerazioni conclusive

La presente relazione ha studiato le caratteristiche dei terreni del sito in rapporto all’intervento in progetto di ampliamento della scuola materna esistente. Le indagini geognostiche hanno permesso di definire la situazione litostratigrafica e geotecnica dei terreni dell’area in oggetto e trarre le seguenti conclusioni:

- I terreni dell’area sono formati da depositi alluvionali di canale e argine indifferenziati costituiti prevalentemente da limi argilloso-sabbiosi, intercalati localmente da sabbie in corpi lenticolari nastriformi.
- Al momento dell’esecuzione dell’indagine è stata rilevata la presenza della falda libera superficiale alla profondità di -2.60 m dal piano campagna (gennaio 2010).
- Sulla base dei parametri geotecnici dedotti dall’indagine geognostica, è possibile affermare che la verifica effettuata non evidenzia livelli di terreno incoerente soggetti a fenomeni di liquefabilità con le ipotesi sopra riportate.
- La verifica dello SLU geotecnico per i terreni studiati ha definito una capacità portante indicativa di 1.19 kg/cm<sup>2</sup> per l’Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2) e di 1.30 kg/cm<sup>2</sup> per l’Approccio 2 - Combinazione (A1+M1+R3). Si rimanda ad una fase successiva la verifica geotecnica degli stati limite SLU-SLE con i parametri definitivi forniti dal progettista incaricato.
- La misura a stazione singola del microtremore sismico individua la frequenza di risonanza principale del terreno nel picco del grafico del rapporto H/V a 0.94 Hz corrispondente a un passaggio litologico ad una profondità di circa 50 m.
- In relazione alla classificazione sismica l’area rientra nella zona 3, classificata “zona a bassa sismicità ed il profilo stratigrafico del terreno è riconducibile indicativamente alla categoria C che comprende “Depositati 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<sub>S30</sub> compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT<sub>30</sub> < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu<sub>30</sub> < 250 kPa nei terreni a grana fina)”.

Dalle condizioni geologiche e sismiche sopra riportate, si ritiene che il sito in esame risulti idoneo all’intervento in progetto.

## ALLEGATI

- A. Inquadramento topografico CTR a scala 1:5.000
- B. Inquadramento aerofotografico
- C. Carta geologica
- D. Carta geomorfologica
- E. Ubicazione schematica delle indagini geognostiche e geofisiche
- F. Certificati ed elaborati delle prove penetrometriche CPT
- G. Elaborati TROMINO
- H. Azione sismica di progetto - spettri elastici SLU/SLE

Modena, 13 gennaio 2010

