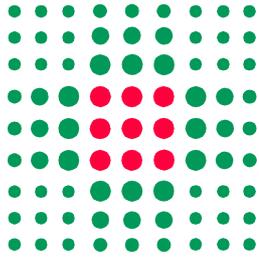


SERVIZIO SANITARIO REGIONALE
EMILIA-ROMAGNA
Azienda Unità Sanitaria Locale di Parma

Strada del Quartiere n°2/a - 43125 PARMA Tel. 0521/393111 - Fax: 0521/282393



DIPARTIMENTO TECNICO E DELLE TECNOLOGIE
SERVIZIO ATTIVITA' TECNICHE

Via Spalato n°2 - 43125 Parma - Tel. 0521/393400 - Fax 0521/286311 - Pec. serv_attivita_tecniche@pec.ausl.pr.it

GRUPPO DI LAVORO:

ELABORATO

SCALA

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0					
1					
2					
3					
FILE:					



PROVINCIA DI PARMA

COMUNE DI FIDENZA

LOCALITA' VAIO

RELAZIONE GEOLOGICO – GEOTECNICA E SISMICA

RELATIVA ALL'INTERVENTO INERENTE

IL PROGETTO DI REALIZZAZIONE DI

CORPO DI AMPLIAMENTO DELL'OSPEDALE DI VAIO

COMMITTENZA: AZIENDA AUSL DI PARMA

Parma, dicembre 2011



INDICE

- **Premesse**
- **Inquadramento geografico e geologico**
 - **Modello geologico**
- **Indagine geognostica mediante sondaggi a carotaggio continuo**
- **Caratteristiche geolitologiche, morfologiche ed idrogeologiche**
- **Indagine geofisica**
- **Parametri sismici**
 - **Interpretazione dei dati sismici**
 - **Azione Sismica di progetto**
- **Parametri geotecnici**
- **Conclusioni**

- Premesse.

Su incarico della Committenza (referente Ing. Degiovanni) e in accordo con l'Ing. Ferrari Mauro, è stato effettuato lo studio geologico geotecnico e sismico del terreno interessato dall'intervento di costruzione di corpo in ampliamento dell'Ospedale di Vaio in Comune di Fidenza (PR).

Lo studio ha lo scopo di verificare le caratteristiche geologiche, geotecniche e sismiche del terreno in oggetto secondo quanto previsto dalle vigenti disposizioni legislative (D.M. 11/03/1988, D.M. 16/01/1996, e dalla successiva circolare del Ministero LL.PP. del 24/09/1988, n° 30483, O.P.C.M. 20-3-2003 n. 3274, d.g.r. E. R. 167 del 24/10/05, DM 14/01/2008 Nuove Norme Tecniche per le costruzioni).

L'attuale indagine integra le precedenti effettuate nel 1998 e nel 2000 cui si può fare riferimento per quanto attiene l'assetto generale dell'area. Gli attuali punti di prova sono mirati all'ampliamento in progetto ad oggi.



- Inquadramento geografico e geologico

Geograficamente l'area in studio si trova a sud di Fidenza ad una altitudine di circa 93 m s.l.m. in località Vaio nei pressi dell'attuale insediamento ospedaliero (Fig. 1).

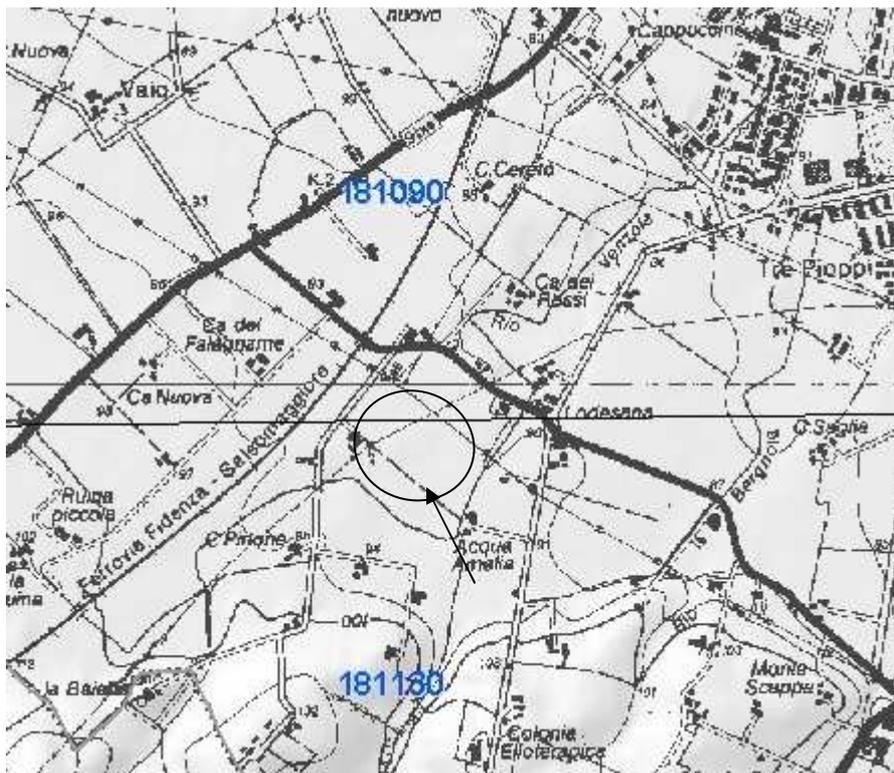
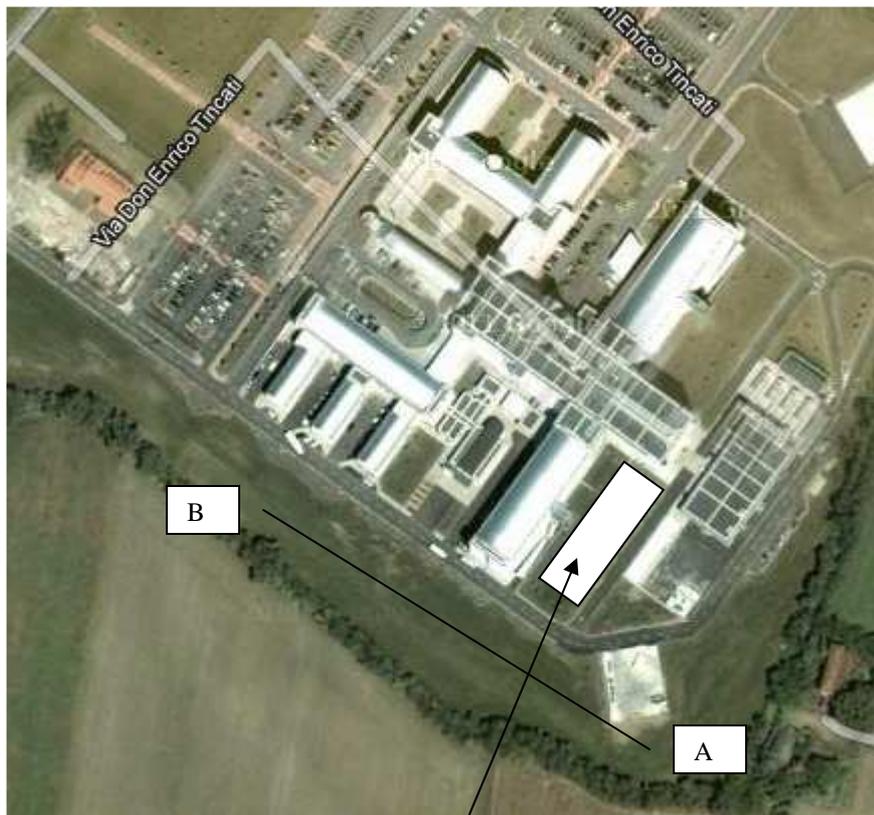


Fig. 1 Cartografia topografica con area di intervento (scala 1:20.000)



Fig. 2 Mappa ripresa da Google



Area ampliamento

Traccia sezione sismica A ----- B

Fig. 3 Mappa ripresa da Google



Geologicamente l'area è caratterizzata superficialmente dalla presenza di depositi costituiti superficialmente da limi argillosi e argille limose alternati a più rare sabbie e ghiaie che si riscontrano a profondità di almeno 4 m (vedasi le stratigrafie dei sondaggi). Si tratta di depositi sedimentari intravallivi terrazzati del Subsistema di Ravenna. La geometria di tali corpi sedimentari della successione neogenica quaternaria del margine appenninico padano risulta spesso lenticolare con eteropie di facies laterali molto marcate. Questo fattore pregiudica spesso l'omogeneità stratigrafica del sottosuolo restituendo materiali differenti alle stesse profondità. Il subsistema di Ravenna consiste di ghiaie sabbiose, sabbie e limi stratificati con copertura discontinua di limi argillosi. La datazione di tali sedimenti corrisponde al Pleistocene superiore – Olocene. Lo spessore massimo dell'unità è di 20 m. A sud il sistema di Ravenna viene in contatto visivo con l'unità di Miano e con il sistema emiliano romagnolo inferiore (Fig. 4).

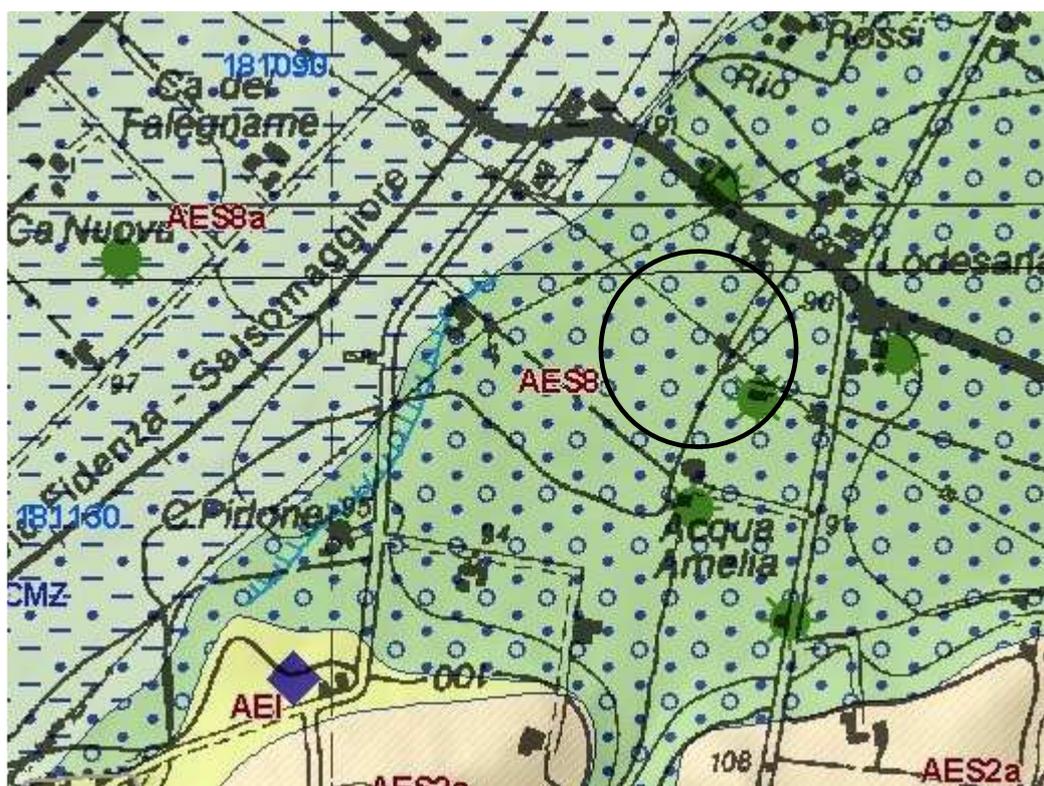
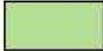


Fig. 4 Cartografia geologica regionale scala 1:10.000



LEGENDA GEOLOGICA

Successione neogenico - quaternaria del margine appenninico padano

	AES8 - Subsintema di Ravenna
	AES8a - Unità di Modena
	AES7 - Subsintema di Villa Verucchio
	AES7b - Unità di Vignola
	AES2a - Unità di Miano
	AES1 - Subsintema di Monterlinzana
	AEI - Sintema Emiliano-Romagnolo Inferiore
	CMZ - Sintema di Costamezzana
	ATS - Sintema del Torrente Stirone
	ATSb - Sintema del Torrente Stirone - litofacies sabbiosa
	FAA - Argille Azzurre

Successione neogenico - quaternaria del margine appenninico padano

AES8 - Subsintema di Ravenna

Ghiaie sabbiose, sabbie e limi stratificati con copertura discontinua di limi argillosi: depositi intravallivi terrazzati. Il profilo di alterazione varia da qualche decina di cm fino ad 1 m ed è di tipo A/Bw/Bk(C). Il tetto dell'unità è rappresentato dalla superficie deposizionale, per gran parte relitta, corrispondente al piano topografico, mentre il contatto di base è discordante sulle unità più antiche. Lo spessore massimo dell'unità è inferiore a 20 m.

Pleistocene sup. - Olocene

AES8a - Unità di Modena

Ghiaie prevalenti e sabbie, ricoperte da una coltre limoso argillosa discontinua: depositi alluvionali intravallivi. Il profilo di alterazione è di esiguo spessore (poche decine di cm) e di tipo A/C, localmente A/Bw/C. Lo spessore massimo dell'unità è di alcuni metri.

Olocene

AES2a - Unità di Miano

Ghiaie sabbiose, sabbie e limi stratificati, con copertura di limi argillosi: depositi intravallivi terrazzati, separati mediante una scarpata fluviale di altezza decametrica dai depositi dell'unità AES1. Tra il Fiume Taro e il Torrente Baganza l'unità è costituita da limi e limi sabbiosi, ricoperti da ghiaie e sabbie fortemente pedogenizzate: depositi di conoide alluvionale prossimali. Lo spessore massimo è di circa 35 m.

Pleistocene medio



AEI - Sintema Emiliano-Romagnolo Inferiore

Limi e limi argillosi prevalenti di colore grigio-azzurro, talora con screziature giallo-ocracee di ossidazione, con intercalazioni ghiaiose le quali, in corrispondenza dei paleo-apparati fluviali principali possono diventare predominanti. Sono frequenti i livelli ricchi in sostanza organica (prevalentemente frustoli carboniosi) e con presenza di gasteropodi continentali: depositi di piana alluvionale e localmente di conoide alluvionale distale. Lo spessore complessivo dell'unità varia da 0 a circa 160 m nella parte indagata di sottosuolo. Il contatto di base è netto e discordante, talora erosivo.

Pleistocene inf. - Pleistocene medio

CMZ - Sintema di Costamezzana

E' costituito grossolanamente da 3 associazioni di facies, sovrapposte ciclicamente e giustapposte, che individuano, nel complesso, un prisma sedimentario costiero con tendenza regressiva e progradante verso nord, nord-ovest. 1) Sabbie e ghiaie argillose in strati spessi, frequentemente gradati e amalgamati, con intercalati livelli argillosi sottili, discontinui, biancastri, sterili, alternate a banconi argilloso-limosi con livelli ricchi in resti vegetali lignitizzati: depositi prossimali di delta-conoide. 2) Sabbie medio-fini in strati sottili e medi con laminazione piano-parallela oppure di tipo hummocky, intercalate a limi argillosi verdi, debolmente bioturbati, contenenti talora macrofaune oligotipiche: depositi lagunari. 3) Sabbie, sabbie ghiaiose e subordinatamente ghiaie ciottolose in strati massivi o con una gradazione diretta poco sviluppata e comunque sovente mascherata dalle frequenti amalgamazioni tra strati successivi che possono inglobare clasti pelitici di dimensioni anche metriche. Frequenti anche la stratificazione obliqua a grande scala e le laminazioni trattive. La matrice delle ghiaie è costituita sempre da sabbia medio grossolana: depositi di delta-conoide ad alta energia fluviale e marina. Il contatto di base è erosivo o netto e discordante. Lo spessore complessivo varia da 0 a 400 m circa.

Pleistocene inf.

MODELLO GEOLOGICO

La pianura padana si forma a partire dall'orogenesi appenninica che genera con il proprio corrugamento l'avanfossa antistante, la pianura padana. Lo scontro delle due placche, africana ed euro asiatica, generano la catena appenninica (Fig. 5).

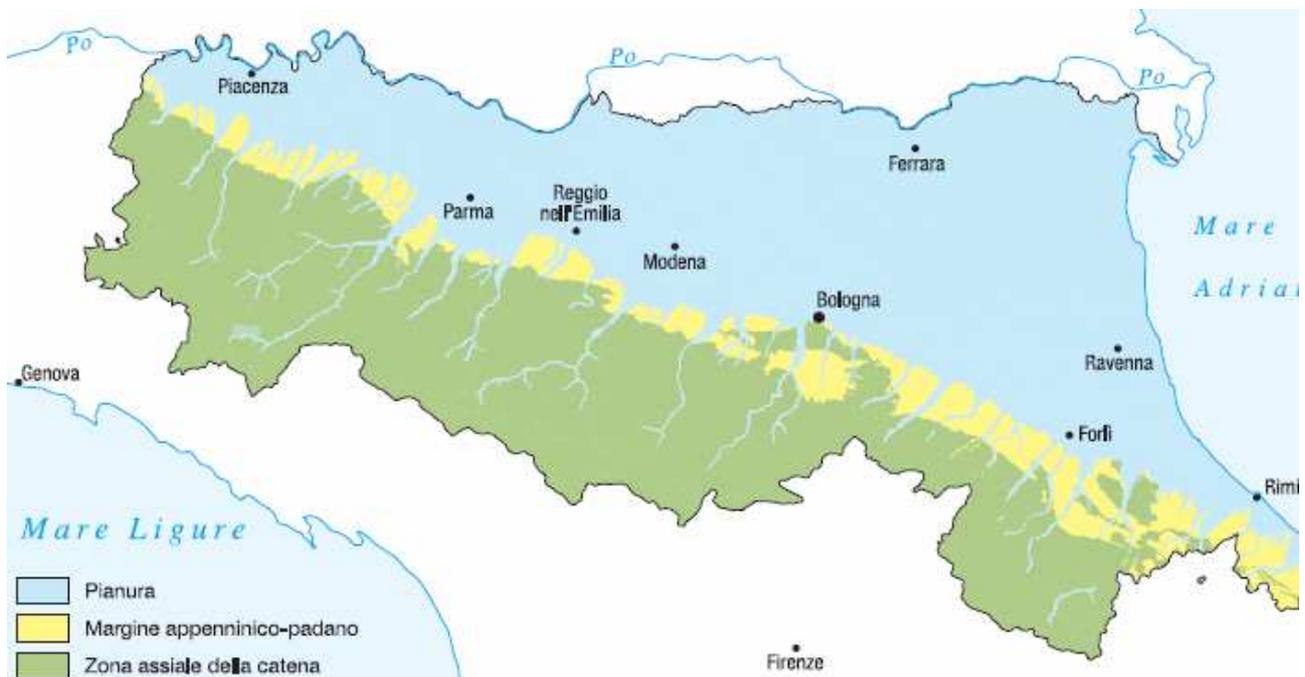


Fig. 5

L'avanfossa è caratterizzata da una depressione morfologica in parte dovuta al peso litostatico delle coltri di sovrascorrimento che avanzano su di essa con vergenza nord est. La depressione che si



forma e l'innalzamento della catena appenninica retrostante iniziano il sistema di erosione e deposito collegato ad ambienti in prevalenza alluvionali subaerei (Fig. 6).

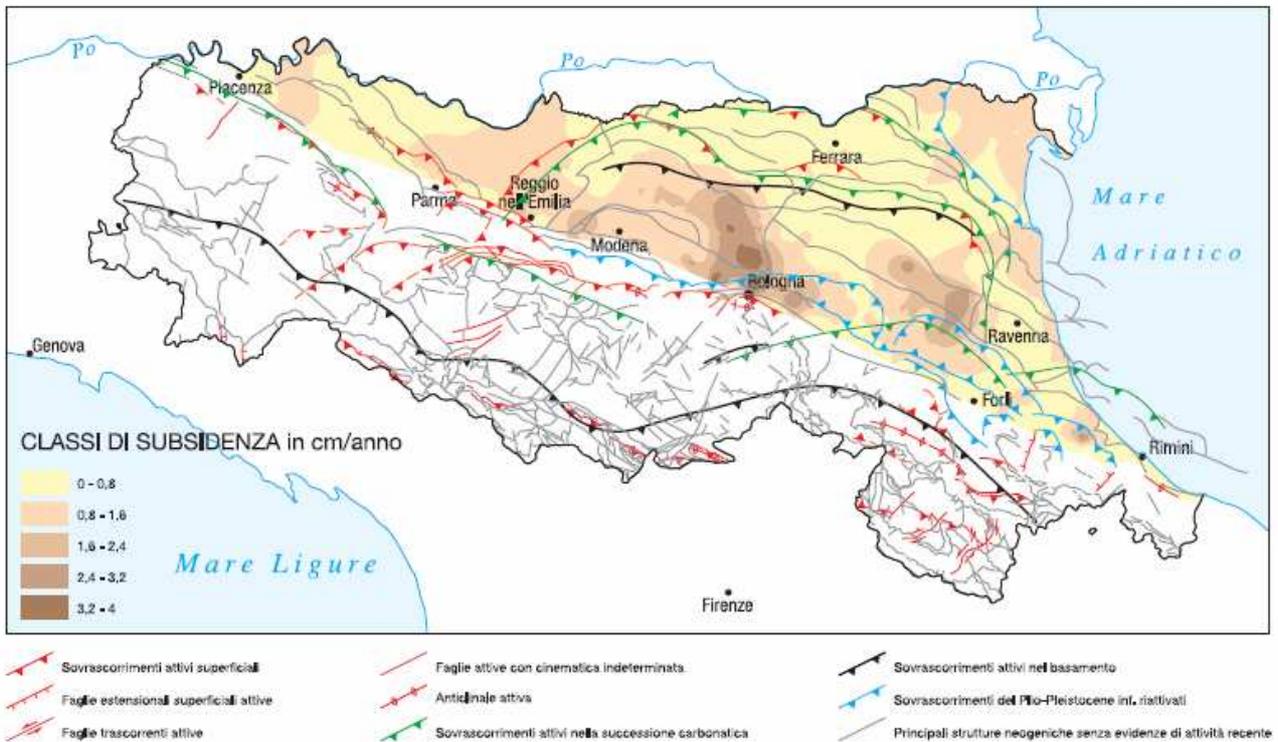


Fig. 6

Dopo l'ultima ingressione marina pliocenica, di cui le Argille Azzurre ne costituiscono prova, la catena appenninica continua ad avanzare piegando anche gli stessi depositi pliocenici. Le coltri alloctone, formate soprattutto da materiali (Fig. 7)

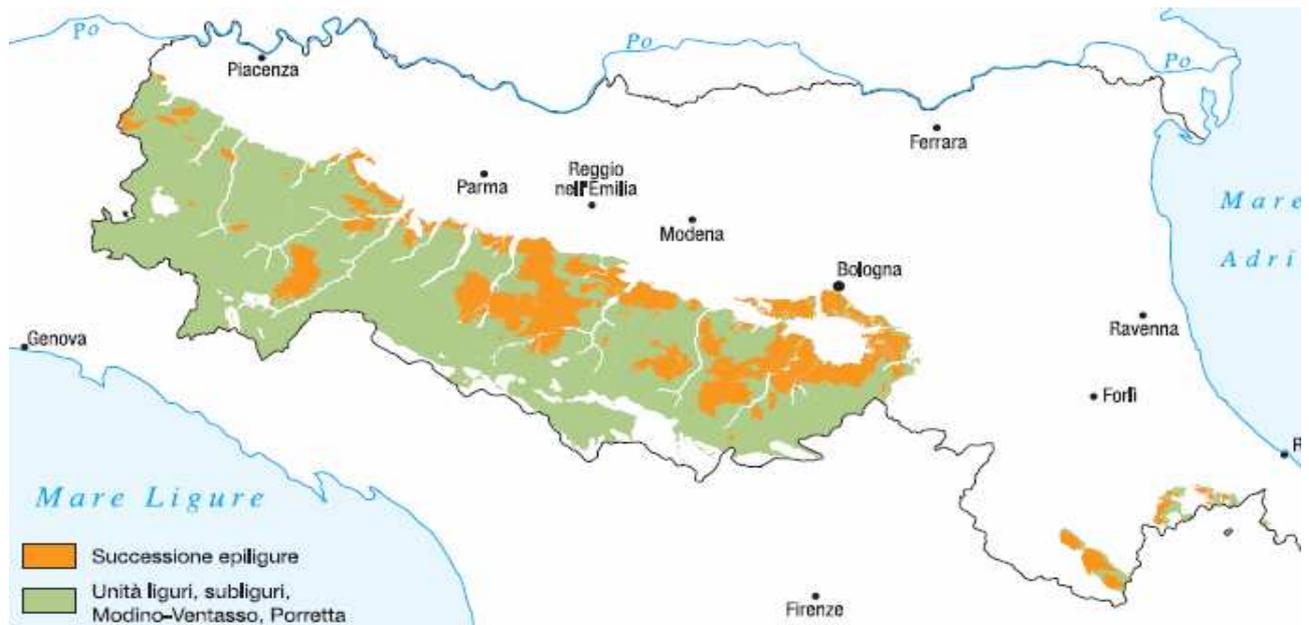


Fig. 7



carbonatici dei Flysch nostrani e le formazioni argillitiche (Unità liguri) e dalla successione Epiligure, iniziano a scaricare sedimenti nell'antistante depressione della pianura padana. Sotto il peso litostatico di questi depositi sedimentari e delle coltri alloctone che sovrascorrono con spessori anche di 1800 m sopra l'autoctono, la pianura padana vede sempre più approfondirsi il proprio substrato. Il bacino si riempie di materiale alluvionale (Fig. 8).

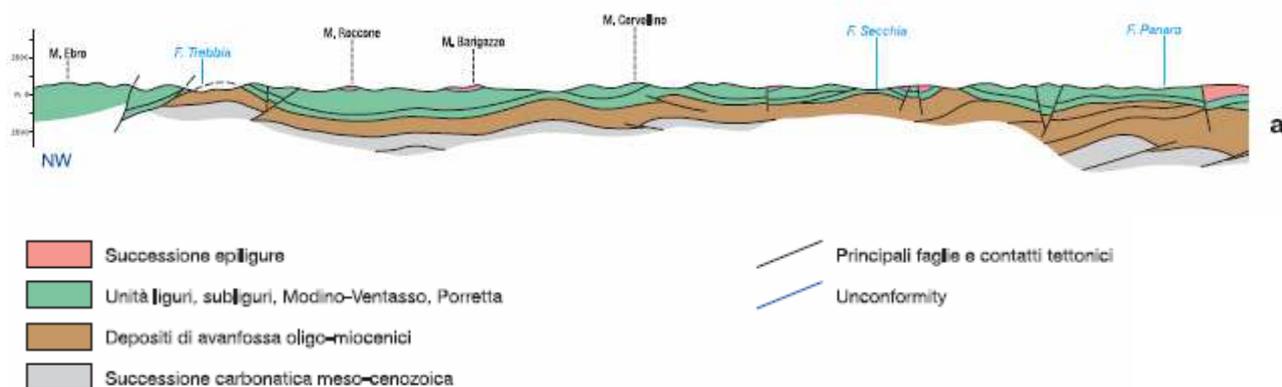
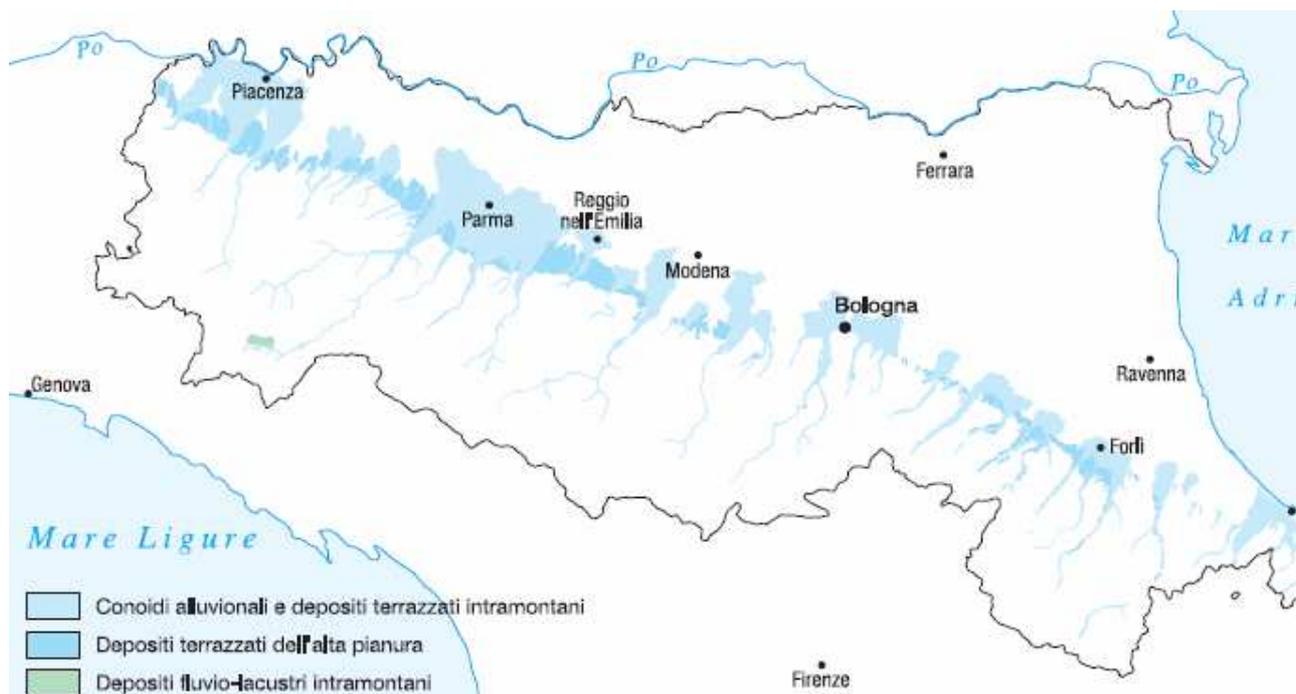


Fig. 8

Lo studio effettuato dal Dott. Di Dio "Riserve idriche sotterranee della Regione Emilia Romagna" (1998) consente di comprendere gli ordini di grandezza degli spessori di depositi continentali di cui si sta parlando. All'interno di tale spessore si sviluppa il complicato sistema di falde acquifere che lo stesso Dott. Di Dio sta cercando di classificare approfondendo gli studi del sottosuolo con dati sempre più attuali e sofisticati. Questi depositi, al di là degli studi in corso, sono caratterizzati da alternanze di corpi ghiaiosi, ed argillosi in prevalenza a sud della via Emilia con bacino di alimentazione proveniente dalla catena appenninica, mentre le sabbie divengono importanti spostandoci in direzione opposta e quindi verso il F. Po (direzione nord est). Questo processo evolutivo prosegue fino ai nostri giorni ed è la causa dei fenomeni sismici che interessano la catena appenninica e la parte di avanfossa con relativi thrust sepolti che subiscono le deformazioni delle spinte attuali (Fig. 9).



(Fig. 9)

L'area in esame si pone nella fascia pedemontana bassa in zona intermedia dove ha inizio la depressione dell'avanfossa ed è interessata dai depositi alluvionali e terrazzati intramontani.

- Indagine geognostica mediante sondaggi a carotaggio continuo

L'indagine geognostica è stata realizzata mediante n.5 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo. La parte sismica verrà trattata in seguito.

Nella pianta non in scala fornita dalla Committenza si osservano i punti indicativi dove sono state realizzate le perforazioni (Fig. 10).

Dal momento che l'area in esame risulta interessata da molteplici linee di sottoservizi ad uso ospedaliero l'ubicazione delle prove è stata condivisa con tecnici e responsabili dell'Ausl. La valutazione preliminare dell'esistenza di sottoservizi segnalati su cartografie della Committenza ha permesso di limitare al massimo il rischio di intercettare linee tecnologiche al servizio dell'ospedale con le gravi conseguenze che si possono immaginare. La precauzione adottata ha quindi permesso alla Committenza di ubicare in sicurezza i punti di indagine che, anche se non risultano sui vertici dell'edificio da realizzare, restano significativi per lo studio del sottosuolo in funzione del progetto.

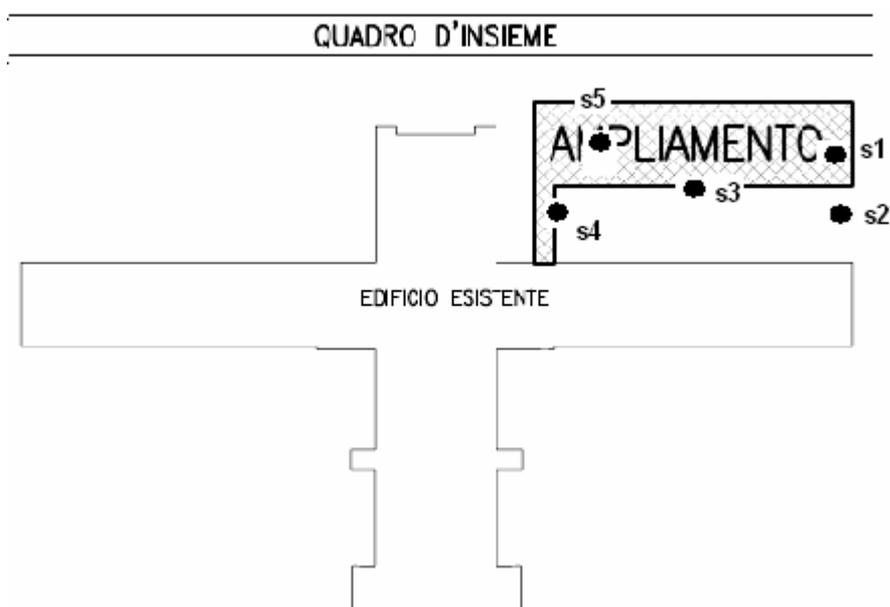


Fig. 10 Area dell'ampliamento e ubicazione non in scala dei punti di prova

La profondità di indagine di circa 10 m è stata richiesta e concordata con la Committenza per due motivi. Il primo risulta dal fatto che la Committenza, forte dell'intervento già realizzato con il complesso ospedaliero, ha pensato di non necessitare di un'indagine che raggiungesse profondità interessanti per eventuali calcoli di fondazioni profonde. Non avendo adottato quindi fondazioni profonde nell'intervento di realizzazione dell'ospedale, ha pensato che questo approfondimento d'investigazione fosse superfluo. La seconda motivazione che ha fatto optare per la profondità di indagine di 10 m circa emerge dal fatto che le fondazioni superficiali esistenti del complesso ospedaliero raggiungono circa 4-5 m di profondità. Infatti come per l'esistente, anche il nuovo corpo in ampliamento avrà un piano interrato che interesserà circa 3,5 m di scavi e eventuale approfondimento di un altro metro abbondante in funzione della stratigrafia del sottosuolo.

I sondaggi a carotaggio continuo sono stati realizzati mediante trivella idraulica montata su trattore gommato. Le carote recuperate durante le manovre sono state riposte in apposite cassette catalogatrici in ordine di profondità. Le cassette sono lasciate nei pressi dei fori di sondaggio a disposizione della Committenza. I campioni sono comunque stati fotografati e la documentazione appare più avanti.

Il carotaggio è stato effettuato a secco con carotiere a parete semplice di diametro 101 mm. I rivestimenti metallici provvisori di diametro 127 hanno seguito il carotiere per permetterne l'avanzamento. Sulle carote di materiale coesivo sono state effettuate le prove di pocket penetrometer e vane test di cantiere per ottenere parametri geotecnici lungo la colonna stratigrafica. Per le ghiaie sono state realizzate n 2 prove SPT di fondo foro con maglio a sgancio automatico



standardizzato per ottenere un valore di angolo di attrito significativo. Non si può dimenticare comunque che già nel 1998 e nel 2000 in occasione delle precedenti indagini erano state effettuate le prove con questi accorgimenti.

La presenza di acqua nei fori di sondaggio ha richiesto l'installazione di n. 3 piezometri semplici a tubo aperto all'interno dei fori di sondaggio n. 2 – 3 – 4 . Le fessurazioni dei tubi piezometrici hanno interessato la parte definita permeabile per poter rendere efficace la misurazione dei livelli piezometrici di falda. I tubi hanno diametro variabile da 30 a 40 mm, idonei per poter essere ispezionati dalla sonda freaticometrica.

Le prove penetrometriche sono state escluse in questa fase dell'indagine perché come già verificatosi durante la prima indagine del 1998 la presenza delle ghiaie non avrebbe consentito il raggiungimento dell'approfondimento adeguato delle prove. Infatti tutte le prove penetrometriche statiche si erano fermate dopo aver attraversato una limitata parte del corpo ghiaioso se presente. Proprio per questo motivo si ritiene di aver affrontato l'indagine in modo significativo con prove che consentissero di raggiungere la profondità di studio richiesta senza difficoltà.

Di seguito sono esposte le stratigrafie delle cinque perforazioni con valori di pocket penetrometer e vane test, prove SPT, descrizione dei piezometri e dei livelli della falda.



Comm.: Azienda Unita' Sanitaria Locale di Parma		Sond. n°: 1	
Località.: Vaio - Comune di Fidenza (PR)		Quota inizio: p.c.	
Cantiere.: Ampliamento Ospedale di Vaio			
Data .: 21-11-2011			
Tipo perforazione.: sondaggio a carotaggio continuo a rotazione			
Diametro.: 101 mm carotiere - 127 mm rivestimento			

m	strati grafia	quote	descrizione del terreno	SPT		pocket pen. kg/cmq	vane test kg/cmq
				H	N		
1		0,9	riporto limo argilloso marrone con 1 trovante a rara presenza di ghiaia			3,25	
2			limo argilloso marrone talora debolmente sabbioso			>4,5	
3						>4,5	
4		3,6				>4,5	0,7
5						1,7	0,65
6			limo debolmente argilloso debolmente sabbioso grigio , molto molle			1,2	0,65
7		4,7				1,2	0,6
8						1,2	0,6
9			ghiaia e ghiaietto in matrice limo sabbiosa , arrotondata, diam. max >10 cm, diam. medio 2 cm litologia calcarea e arenacea, non alterata			0,5	0,3
10		7,4				0,5	0,25
11			argilla limosa marrone (arancio) con calcinelli			2,7	
12						2,5	
13		9,0				2,4	
14			argilla limosa marrone chiaro a chiazze grigie con calcinelli			2,5	
15						2,2	
16		10,0				2,2	
fondo foro 10,0 m da p.c.							

Livello falda: Al termine del sondaggio il livello dell'acqua è a - 3,7 m da p.c.

NOTE:



Comm.: Azienda Unita' Sanitaria Locale di Parma
 Località.: Vaio - Comune di Fidenza (PR)
 Cantiere.: Ampliamento Ospedale di Vaio
 Sond. n°: 2
 Quota inizio: p.c.
 Data : 22-11-2011
 Tipo perforazione.: sondaggio a carotaggio continuo a rotazione
 Diametro.: 101 mm carotiere - 127 mm rivestimento

m	stratigrafia	quote	descrizione del terreno	SPT		pocket pen. kg/cmq	vane test kg/cmq
				H	N		
1		0,9	riporto limo argilloso marrone			2,0	
2			limo argilloso marrone talora debolmente sabbioso			>4,5	
3		3,4				>4,5	0,5
4						>4,5	0,6
5		4,5				2,5	0,5
6			limo debolmente argilloso debolmente sabbioso grigio , molto molle con presenza di conchiglie ghiaia e ghiaietto in matrice limo sabbiosa , arrotondata, diam. max >10 cm, diam. medio 2 cm litologia calcarea e arenacea, non alterata da 4,8 a 5,0 argilla limosa marrone molle da 5,8 a 6,2 argilla limosa grigio nera molle			1,5	0,3
7		6,9				1,25	0,2
8			argilla limosa marrone chiaro a chiazze grigie con calcinelli			0,7	
9		8,5				0,5	
10			argilla limosa marrone con calcinelli			0,4	
		9,5					
			fondo foro 9,5 m da p.c.				

Livello falda: Al termine della perforazione all'interno del piezometro - 3,5 m da p.c.
 Il giorno 28-11-2011 - 3,5 m da p.c.

NOTE: Il piezometro semplice a tubo aperto è cieco da 0 a 3 m e fessurato da 3 fino a 8,0 m
 Il diametro del tubo piezometrico è 30 mm.

Effettuata n. 1 prova SPT di fondo foro con punta conica chiusa alla quota di 5,0 m.
 numero di colpi consecutivi ogni 15 cm: 8-10-12



Comm.: Azienda Unita' Sanitaria Locale di Parma		Sond. n°: 3					
Località.: Vaio - Comune di Fidenza (PR)		Quota inizio: p.c.					
Cantiere.: Ampliamento Ospedale di Vaio							
Data : 23-11-2011							
Tipo perforazione.: sondaggio a carotaggio continuo a rotazione							
Diametro.: 101 mm carotiere - 127 mm rivestimento							
m	strati grafia	quote	descrizione del terreno	SPT		pocket pen. hg/cmq	vane test hg/cmq
				H	N		
1		0,9	riporto limo argilloso marrone			2,0	
2		4,0	limo argilloso marrone talora debolmente sabbioso con abbondanti radici di piccole dimensioni fino a 4,0 m			2,2	
3						>4,5	
4						>4,5	
5		4,3	ghiaietto fine in abbondante matrice argillosa marrone			>4,5	
6		5,0	ghiaia e ghiaietto in matrice limo argillosa , arrotondata, diam. max >10 cm, diam. medio 2 cm litologia calcarea e arenacea, non alterata			>4,5	
7		7,4	da 5,0 a 5,2 m limo argilloso grigio molle			>4,5	
8			da 5,7 a 5,9 m limo argilloso grigio molle			2,75	
9		10,0	argilla limosa marrone chiaro a chiazze grigie con calcinelli			2,7	
10	fondo foro 10,0 m da p.c.					2,75	

Livello falda: Al termine della perforazione all'interno del piezometro -4,4 m da p.c.
Il giorno 28-11-2011 - 4,4 m da p.c.

NOTE: Il piezometro semplice a tubo aperto è cieco da 0 a 2 m e fessurato da 2 fino a 8,0 m
Il diametro del tubo piezometrico è 30 mm.



Comm.: Azienda Unita' Sanitaria Locale di Parma
 Località.: Vaio - Comune di Fidenza (PR)
 Cantiere.: Ampliamento Ospedale di Vaio
 Data : 24-11-2011
 Tipo perforazione.: sondaggio a carotaggio continuo a rotazione
 Diametro.: 101 mm carotiere - 127 mm rivestimento

Sond. n°: 4
 Quota inizio: p.c.

m	strati grafia	quote	descrizione del terreno	SPT		pocket pen. hg/ctmq	vane test hg/ctmq
				H	N		
1		0,7	riporto limo argilloso marrone con presenza di sabbia di Po tra 0,5 e 0,7 m da p.c.				
		0,9	argilla limosa grigia			3,0	
2			limo sabbioso debolmente argilloso marrone chiaro			1,5	0,5
						1,75	0,55
3			limo sabbioso debolmente argilloso marrone chiaro			2,0	
						1,5	0,5
4			limo sabbioso debolmente argilloso marrone chiaro			2,0	
						1,75	0,6
5		4,2	ghiaia in abbondante matrice limo argillosa marrone			1,2	0,5
		4,5	ghiaia in matrice limo sabbiosa grigia			0,5	0,2
6			ghiaia e ghiaietto in matrice limo argillosa debolmente sabbiosa , arrotondata, diam. max >10 cm, diam. medio 1 cm litologia calcarea e arenacea, non alterata da 6,8 a 7,4 la matrice è color grigio				
7			ghiaia e ghiaietto in matrice limo argillosa debolmente sabbiosa , arrotondata, diam. max >10 cm, diam. medio 1 cm litologia calcarea e arenacea, non alterata da 6,8 a 7,4 la matrice è color grigio				
8			argilla limosa marrone chiaro a chiazze grigie con calcinelli			2,5	
						2,5	
9			argilla limosa marrone chiaro a chiazze grigie con calcinelli			3,0	
						3,5	
10			argilla limosa marrone chiaro a chiazze grigie con calcinelli			2,5	
						2,0	
		10,0	fondo foro 10,0 m da p.c.			1,5	0,7

Livello falda: Al termine della perforazione all'interno del piezometro - 5,7 m da p.c.
 Il giorno 28-11-2011 - 5,5 m da p.c.

NOTE: Il piezometro semplice a tubo aperto è cieco da 0 a 3 m e fessurato da 3 fino a 7,0 m
 Il diametro del tubo piezometrico è 40 mm.



Comm.: Azienda Unita' Sanitaria Locale di Parma

Sond. n°: 5

Località.: Vaio - Comune di Fidenza (PR)

Quota inizio: p.c.

Cantiere.: Ampliamento Ospedale di Vaio

Data : 27/28-11-2011

Tipo perforazione.: sondaggio a carotaggio continuo a rotazione

Diametro.: 101 mm carotiere - 127 mm rivestimento

m	stratigrafia	quote	descrizione del terreno	SPT		pocket pen. kg/cmq	vane test kg/cmq
				H	N		
1		0,9	riporto limo argilloso marrone con presenza di sabbia di Po tra 0,5 e 0,7 m da p.c.			2,2	
2			limo argilloso marrone talora debolmente sabbioso con presenza di radici fino a 2,5 m			2,2 3,3 >4,5	
3		2,7	limo debolmente sabbioso debolmente argilloso marrone chiaro (si apre al pocket da 2,7 a 3,2 m)				
4		3,6	limo argilloso marrone scuro a chiazze grigie			>4,5 3,0 2,5	
5		4,5	ghiaia e ghiaietto in matrice limo argillosa marrone scura arrotondata, diam. max >10 cm, diam. medio 1 cm				
6		5,2	ghiaia e ghiaietto in matrice limo argillosa marrone chiaro e grigia				
7		6,0	ghiaia e ghiaietto in matrice limo argillosa grigia arrotondata, diam. max >10 cm, diam. medio 1 cm litologia calcarea e arenacea, non alterata				
8		7,5	limo argilloso marrone chiaro a chiazze grigie con calcinelli			2,75 2,5 2,0	
9			tra 8,1 e 8,5 m limo sabbioso argilloso marrone chiaro a chiazze grigie			1,75 1,5	0,6 0,7
10		9,5	fondo foro 9,5 m da p.c.				

Livello falda: Al termine del sondaggio il livello dell'acqua è a -5,3 m da p.c.

NOTE: Effettuata n. 1 prova SPT di fondo foro con punta conica chiusa alla quota di 4,8 m. numero di colpi consecutivi ogni 15 cm: 15-17-22



Qui di seguito le fotografie dei campioni di carote estruse durante i sondaggi a carotaggio continuo.

10,0 m



0,0 m

Sondaggio 1

9,5 m



0,0 m

Sondaggio 2



0,0 m Sondaggio 3



0,0 m Sondaggio 4



0,0 m

Sondaggio 5



Trivella idraulica utilizzata per i sondaggi a carotaggio continuo



- Caratteristiche geolitologiche, morfologiche ed idrogeologiche

La **geolitologia** è stata valutata mediante i cinque sondaggi a carotaggio effettuati nei pressi dell'area d'intervento .

Le litofacies riscontrate al di sotto del terreno di riporto, che solitamente interessa il primo metro di spessore superficiale, sono principalmente 3. Questa definizione era già emersa durante lo studio realizzato nel 1998.

- 1) Litofacies A limo argillosa prevalente (da 1 a circa 4 – 4,7 m da p.c.)
- 2) Litofacies B ghiaiosa (da 4 - 4,7 m fino a 6,9 - 7,5 m da p.c.)
- 3) Litofacies C argilloso limosa in prevalenza (da 6,9 - 7,5 m fino alla profondità massima dell'indagine pari a circa 10 m da p.c.)

La litofacies A presenta caratteristiche fisico meccaniche varie. Escludendo il primo metro di terreno non interessante, lo spessore di materiale fino al tetto delle ghiaie (litofacies B) presenta variazioni dal punto di vista geotecnico come visibile dai valori di pocket penetrometer e vane test. Le caratteristiche di tali terreni sono prevalentemente coesive, con intercalazioni più rare di limi sabbiosi.

I sondaggi 1 e 2 riscontrano alla profondità compresa tra 3,5 3 4,5 m circa la presenza di un limo debolmente argilloso debolmente sabbioso grigio molto molle e con qualità geotecniche scadenti. Si tratta di un deposito probabilmente palustre o lacustre depositato in ambiente in parte asfittico che ha mantenuto un grado di saturazione d'acqua elevato dovuto alla presenza alla propria base delle ghiaie contenenti la prima falda. Questo materiale nei sondaggi 3-4-5 viene sostituito da sedimenti solitamente a carattere coesivo e comunque con valori di consistenza talora elevati e notevolmente superiori rispetto a quelli riscontrati in s1 e s2. Si tratta effettivamente di una diversificazione della litofacies 1 che in un caso (s1 e s2) si identifica con sedimenti lacustri o palustri, mentre nell'altro caso (s3 , s4 e s5) i sedimenti sono accreditabili ad apporti fluviali al limite di tracimazione.

Le caratteristiche geotecniche di tali materiali è rappresentata quindi da una forbice di valori che identifica la sottofacies scadente e quella più consistente:

Peso di volume naturale : 1,69-1,92 t/mc

Coesione non drenata (valutazione mediante Pocket penetrometer e vane test di campagna) :
0,08-1,2 kg/cmq

Contenuto d'acqua : 18-40%

Modulo elastico :10-40 kg/cmq

Coefficiente di permeabilità : 10esp-6/-8 cm/sec



Peso specifico dei grani : 2,68-2,7 t/mc

Angolo di attrito stimato: 18°-25°

Come da colloqui intercorsi con l'Ing. Ferrari, strutturista dell'opera in progetto e di quella realizzata in passato, si può escludere di posizionare la fondazione all'interno di tale litofacies A, sia per una problematica di quote in presenza del vano interrato e a maggior ragione anche per la disomogeneità e scadenza dei materiali presenti.

La fondazione quindi poggerà all'interno della litofacies B che ora andremo a esaminare.

La Litofacies B ghiaiosa presenta parametri geotecnici indubbiamente superiori rispetto alla Litofacies A, e quindi è comunque più adatta come piano di posa di eventuali fondazioni lineari di tipo travi rovesce.

All'interno di tale strato sedimentario sono state effettuate prove di Standard Penetration Test alla profondità di circa 5 m nei fori di sondaggio 2 e 5. Si raggiungono valori di colpi variabili da 22 fino a 39. L'angolo di attrito dedotto tramite la prova SPT è stimato tra 30° e 40°. Solitamente la ghiaia si presenta poco alterata e con spessori di entità variabile di circa 3 m.

Peso di volume naturale : 1,9-2,2 t/mc

Coesione non drenata : 0 kg/cmq

Contenuto d'acqua : 10-15%

Modulo elastico :120-200 kg/cmq

Coefficiente di permeabilità : 10esp 1/-3 cm/sec

Peso specifico dei grani : 2,66-2,72 t/mc

Angolo di attrito stimato: 30°-40°

N° di colpi alla Prova SPT: 22-39

Tale litofacies B ha caratteristiche geotecniche buone per sopportare i carichi delle strutture con classiche fondazioni in cls armato (lineari, quadrate, platea etc).

Dalle indagini effettuate la presenza della ghiaia appare omogeneamente distribuita, anche se però all'interno dei corpi ghiaiosi si presentano talora spessori centimetrici di materiale coesivo scadente. Trattandosi di ambienti deposizionali alluvionali intravallivi non si può ricercare una omogeneità granulometrica complessiva all'interno della litofacies ghiaiosa B.

All'interno della facies B si riscontra anche lo stazionamento della prima falda che determina livelli piezometrici differenti. Il piezometro installato nel foro di sondaggio 1, localizzato a sud ovest, presenta il livello dell'acqua di falda alla profondità di 3,5 m da p.c. Il piezometro installato



nel foro di sondaggio 3 presenta l'acqua alla profondità di 4,4 m e il piezometro nel foro di sondaggio 5 ha l'acqua a 5,5 m da p.c.

La falda staziona quindi all'interno delle ghiaie della litofacies B , ma presenta gradienti differenti anche per distanze poco rilevanti quali quelle che interessano l'intervento in progetto.

La differenza di soggiacenza della falda di quasi 2 m è imputabile alla diversa permeabilità e quindi anche alla trasmissività che si riscontrano all'interno dei corpi sedimentari ghiaiosi. La componente della matrice riveste un ruolo determinante per la discriminazione del passaggio di acqua all'interno delle ghiaie. Una matrice limo sabbiosa non impedisce il deflusso dell'acqua di falda attraverso le ghiaie, mentre la presenza di matrice limo argillosa rende più impermeabile il mezzo ghiaioso ostruendo il passaggio della falda. Le ghiaie presenti in S1 e S2 sono visivamente maggiormente permeabili e scevre della componente argillosa, mentre le ghiaie in S3, S4 e S5 aumentano la matrice argillosa che intasa i pori a quel punto diminuendo drasticamente la permeabilità.

La litofacies C presenta caratteristiche fisico meccaniche elevate per un materiale considerabile coesivo.

Le caratteristiche di tali terreni sono prevalentemente coesive (argille limose talora sovraconsolidate). Soltanto nel sondaggio 5 la componente argillosa diventa secondaria a discapito di quella limosa. La consistenza varia comunque da compatta a molto compatta in funzione dei valori di pocket penetrometer e vane test rilevati.

Si indicano di seguito le caratteristiche geotecniche inerenti la Litofacies C:

Peso di volume naturale : 1,7-1,9 t/mc

Coesione non drenata : 0,7-1,5 kg/cmq

Contenuto d'acqua : 20-30%

Carico di rottura a compressione stimato : 1,5-3 kg/cmq

Modulo elastico :50-70 kg/cmq

Coefficiente di permeabilità : 10esp-7/-8 cm/sec

Peso specifico dei grani : 2,68-2,7 t/mc

Angolo di attrito stimato: 22°-27°



Morfologicamente l'area in oggetto è pianeggiante e non ha nelle vicinanze rilievi morfologici di alcun tipo che possano determinare problematiche di instabilità geomorfologica gravitativa.

Idrogeologicamente, come già sopra accennato, ci troviamo di fronte a una falda superficiale che risiede all'interno delle ghiaie e che staziona al di sotto del piano campagna attuale ad una profondità variabile dai 3,5 ai 5,5 m spostandoci da sud ovest verso nord est nell'area di intervento. La stagione (novembre 2011) in cui si sono rilevate le soggiacenze della falda nei piezometri installati in s2-s3-s4 rientra sicuramente tra quelle con possibilità di presenza di acqua a basse profondità rispetto al piano campagna. Trattandosi di una prima falda superficiale e di modeste dimensioni visto lo spessore del mezzo che le contiene, è possibile che durante i mesi siccitosi il livello dell'acqua nei piezometri si approfondisca maggiormente. Ciononostante con queste quote di stazionamento della falda la problematica di poter trovarsi nella condizione di dover scavare in acqua esiste. Inoltre il piano interrato a -3,5 m circa potrebbe subire l'interferenza della falda con gravi disagi per le zone che potrebbero allagarsi. Sicuramente, come già indicato nelle precedenti relazioni, si dovrà predisporre un idoneo sistema di allontanamento delle acque in modo i piani interrati non possano essere raggiunti da acque di nessun tipo. Già attualmente la Committenza, senza approfondire i particolari, ci ha descritto la presenza di pompe sommerse che nella parte di edificio interrato esistente entrano in funzione per mantenere asciutti gli interrati. Si consiglia di non asportare comunque quantità d'acqua enormi con conseguenti abbassamenti repentini della falda in prossimità degli edifici per non incorrere in assestamenti dei materiali che perdono la pressione neutra dell'acqua. Nel caso la progettazione ritenesse doveroso intervenire in questa direzione si dovranno prendere le precauzioni del caso affinché non si inneschino assestamenti deleteri alle strutture.

L'idrografia superficiale interessa due corsi d'acqua di dimensioni limitate: Rio Venzola e rio dei Moiastrì.

Il buon funzionamento dell'idrografia superficiale è subordinato al regolare deflusso dei corsi d'acqua circostanti (Rio Venzola e rio dei Moiastrì).

Nell'area in esame non è stata rilevata presenza di ristagni superficiali di acqua.

- Indagine geofisica

PREMESSA



Lo scopo dell'indagine, realizzata tramite sismica a rifrazione, è quello di ricavare la velocità delle onde S. La traccia in pianta dove è stata realizzata l'indagine è nella cartografia soprastante.

L'indagine viene utilizzata per soddisfare le Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 settembre 2005 pubblicato sulla Gazzetta ufficiale 222 del 23 settembre 2005 S.O. n 159 e il DM 14/01/2008 Nuove Norme Tecniche per le costruzioni, nella richiesta del calcolo del valore V_{s30} e classificazione del sottosuolo di fondazione dell'area in esame. In questo caso non rientra la verifica di liquefazione del terreno perché non ne sussistono le condizioni geolitologiche per l'area in esame.

METODOLOGIA D'INTERVENTO

Il rilievo sismico a rifrazione consente di valutare la compattezza dei materiali sulla base della velocità di propagazione delle onde elastiche compressionali. In sostanza il metodo si basa sulla misura dei tempi di percorrenza, e sullo studio delle modalità di propagazione, di impulsi sismici generati artificialmente nel terreno.

Operativamente si dispongono sul terreno dei sensori (geofoni per ricevere il segnale delle onde P e altri per ricevere il segnale delle onde S) lungo i profili da indagare e si sollecita il terreno in posizioni predeterminate lungo i profili stessi. La consistenza dei materiali e gli spessori dei diversi orizzonti costituenti il sottosuolo è quindi determinata dalla misura dei tempi di arrivo degli impulsi sismici ai geofoni.



Centralina Pasi utilizzata per indagine geosismica a rifrazione



E' stato così realizzato un profilo sismico di 130 m, costituito da uno stendimento a 12 geofoni disposti a intervalli regolari di 10 m.

- La registrazione è stata effettuata con un sismografo digitale PASI 16SG12, ad incremento di segnale. L'energizzazione è stata ottenuta mediante colpi di massa battente.

Tale tecnica operativa ha permesso di registrare con continuità, gli impulsi rifratti dalle varie unità litologiche sottostanti i profili, consentendo, in tal modo, la ricostruzione dei diagrammi spazio-tempo relativi (dromocrone sismiche).

Dall'interpretazione delle dromocrone, effettuata con il metodo delle intercette e delay-times, è stato ricavato l'andamento morfologico delle superfici di separazione delle unità caratterizzate da differenti valori di velocità sismica.

ANALISI DEI RISULTATI

La sezione sismica allegata (Fig. 11) evidenzia, tramite la distribuzione dei valori di velocità V_s , la successione n.4 strati, separati da superfici ondulate e anche inclinata, con differenti velocità delle onde S. La topografia risulta pianeggiante.

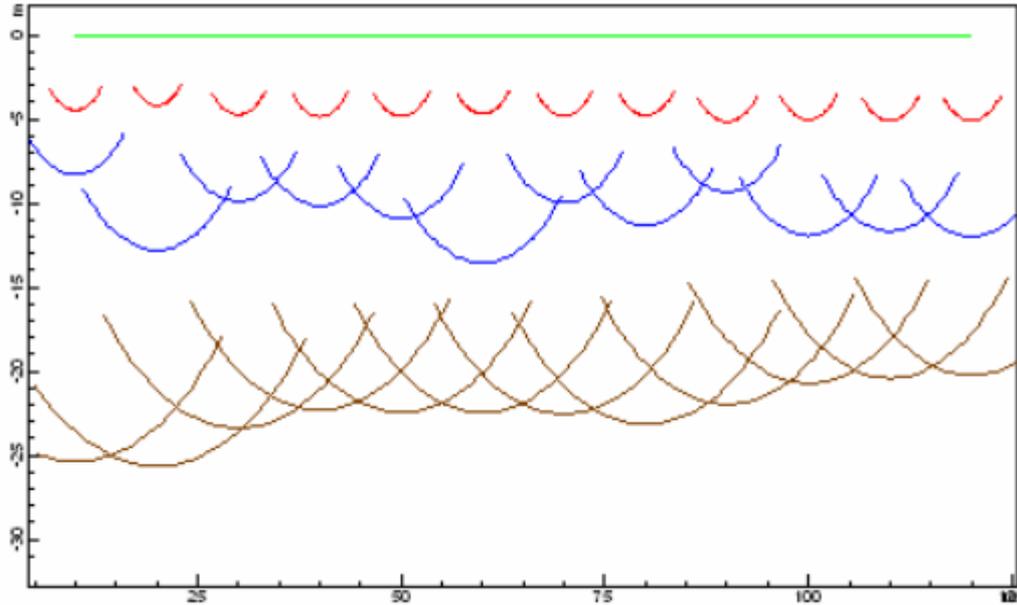
L'indagine ha permesso di indagare i primi trenta metri di profondità.



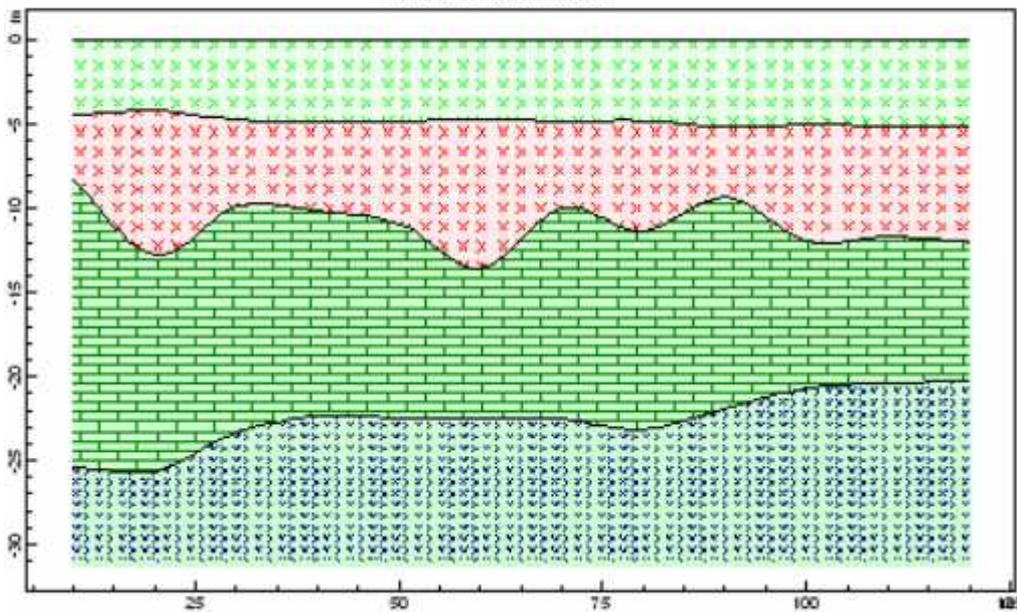
A

B

PROFONDITA' RIFRATTORI



SEZIONE VERTICALE



Onde P



Onde S



Fig. 11



- Interpretazione dei dati sismici

Sulla base della delibera regionale dell'Emilia Romagna n. 1677 del 24-10-05 il comune di Fidenza rientra nella classe n. 3 come da Allegato B CLASSIFICAZIONE SISMICA DEI COMUNI DELL'EMILIA-ROMAGNA, AI SENSI DELL'ORDINANZA DEL PRESIDENTE DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI 20 MARZO 2003, N. 3274, (ALLEGATO A ALL'ALLEGATO 1, PUNTO 3, DELLA MEDESIMA ORDINANZA).

Sulla base dell'indagine svolta e dei dati bibliografici esistenti che permettono di osservare la stratigrafia del luogo fino a profondità elevate si può classificare il sottosuolo dell'area in esame di **C** - *Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza*, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{s30} compresi tra 180 e 360 m/s ($15 \leq N_{SPT} \leq 50$, $70 \leq C_u \leq 250$ kPa).

In base ai dati ricavati in campagna si può calcolare la V_{s30} , cioè la velocità media di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio. Dal calcolo si ricava che la **Vs30** è pari a **272** metri/secondo.

- Azione Sismica di progetto

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 TR 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.

Vita nominale per diversi tipi di opere - TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale
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 D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti



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

Si identificano le coordinate geografiche utili per introdurre il reticolo di riferimento successivo (Fig. 12).

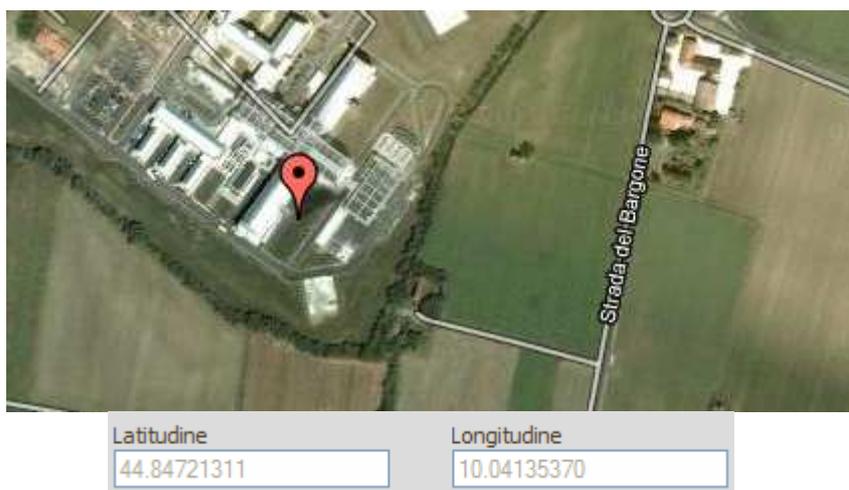


Fig. 12

Di seguito vengono riportati i dati sismici ottenuti, in relazione alle caratteristiche dell'opera considerate (Fig. 13).

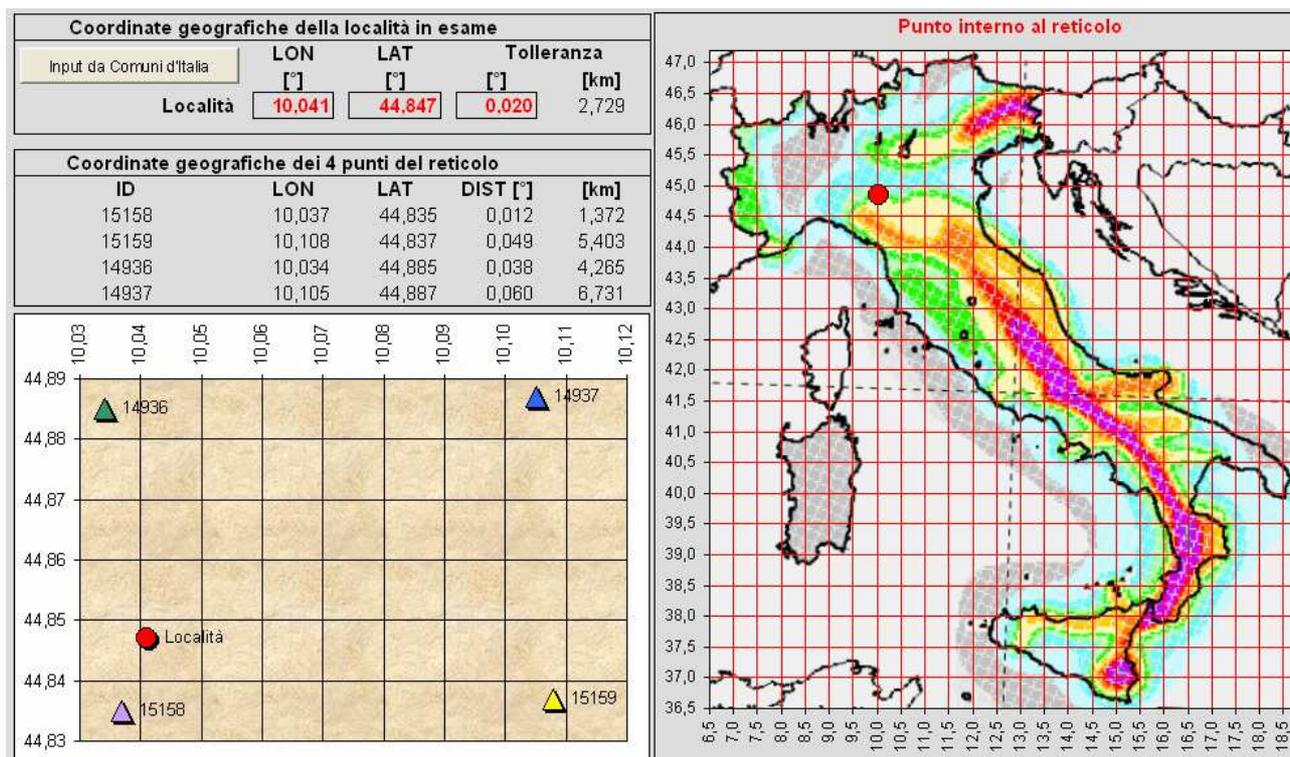


Fig. 13

**VITA DELLA STRUTTURA**

Vita nominale	V_N	50	[anni]
Classe d'uso	C_U	IV	
Vita di riferimento	V_R	100	[anni]

CARATTERISTICHE SISMICHE TERRENO

Topografia		T1	
Coeff. topografico	S_T	1,0	
Categoria suolo		C	

	SL	P_{VR}	T_R	a_g	F_o	T_C^*	S	Tb	T_C	T_D	F_v
sle	Operatività	81%	60	0,635	2,45	0,25	1,00	0,14	0,42	4,14	0,83
sle	Danno	63%	101	0,803	2,44	0,26	1,20	0,14	0,43	1,92	0,93
slu	Salv. Vita	10%	949	1,901	2,47	0,28	1,20	0,15	0,45	2,36	1,45
slu	Collasso	5%	1950	2,346	2,49	0,29	1,20	0,15	0,46	2,54	1,63

SMORZAMENTO E FATTORE DI STRUTTURA

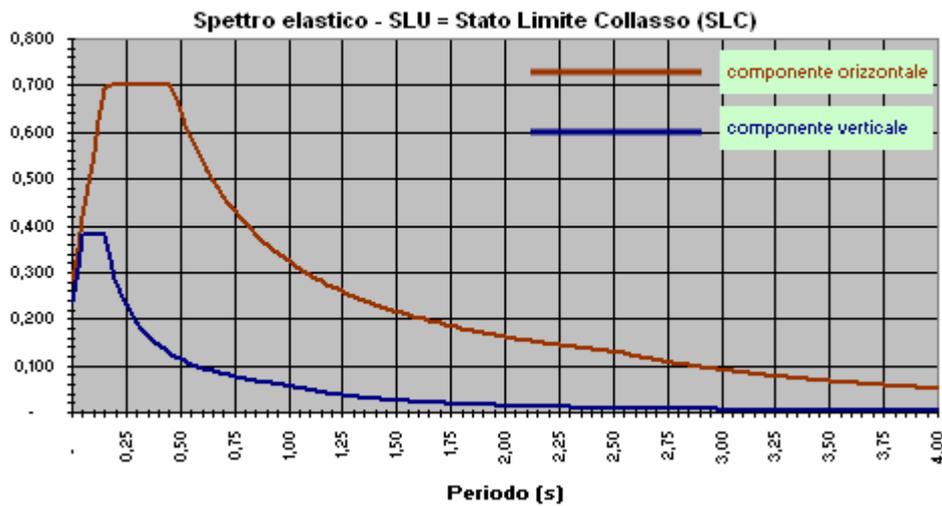
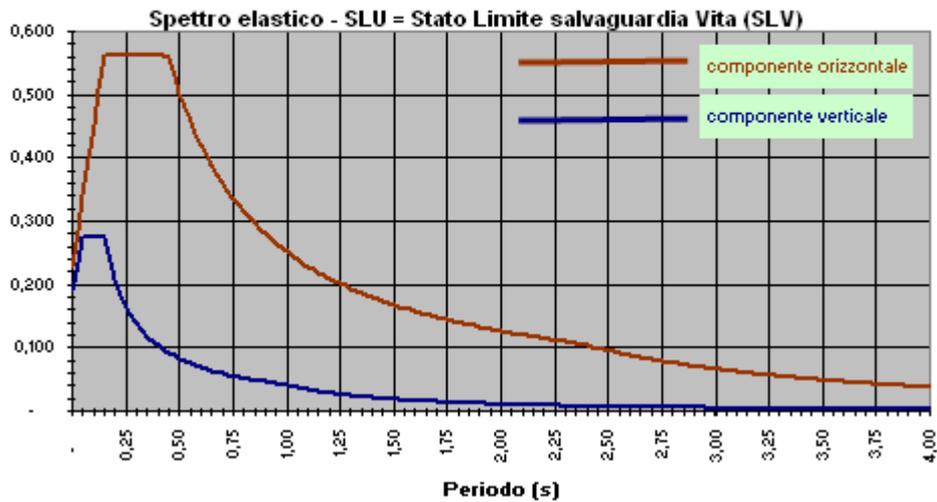
Smorzamento viscoso equivalente : $\xi =$	5,0	
Behavior factor adottato : q =	2,50	← sisma orizzontale
Behavior factor adottato : q =	1,50	← sisma verticale



SPETTRI ELASTICI SLU

Tr = 949 anni (SLV)
Tr = 1950 anni (SLC)

Spettro normalizzato Sd/g (accelerazione/gravità)



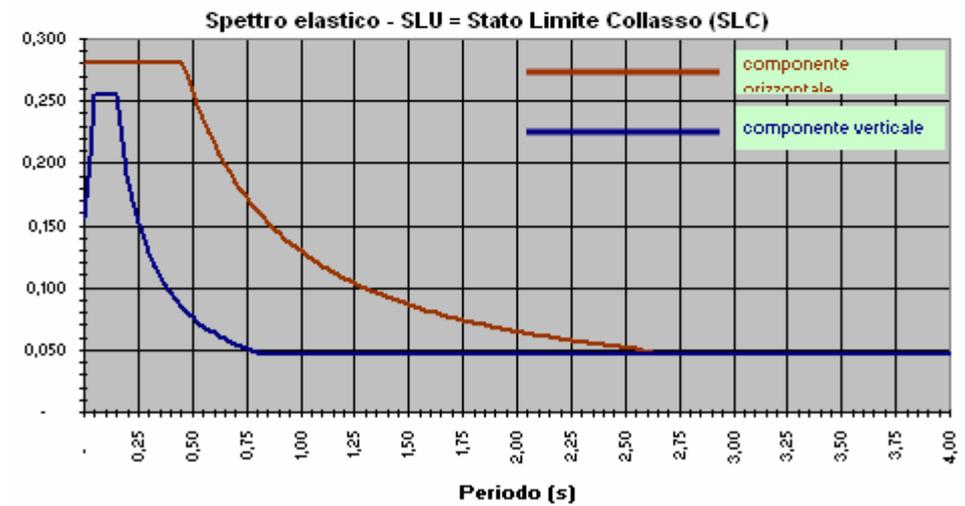
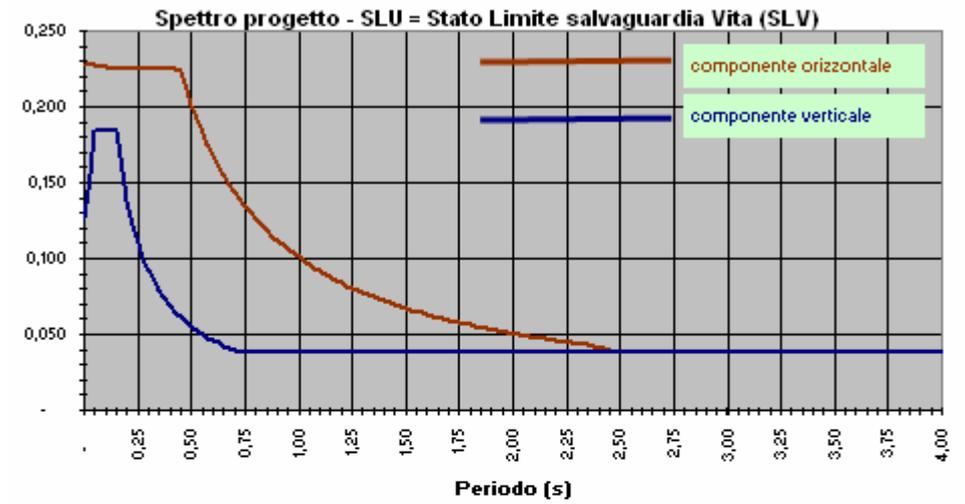


SPETTRI ELASTICI SLU DI PROGETTO

Spettro normalizzato S_d/g (accelerazione/gravità) ▼

Tr = 949 anni (SLV)

Tr = 1950 anni (SLC)

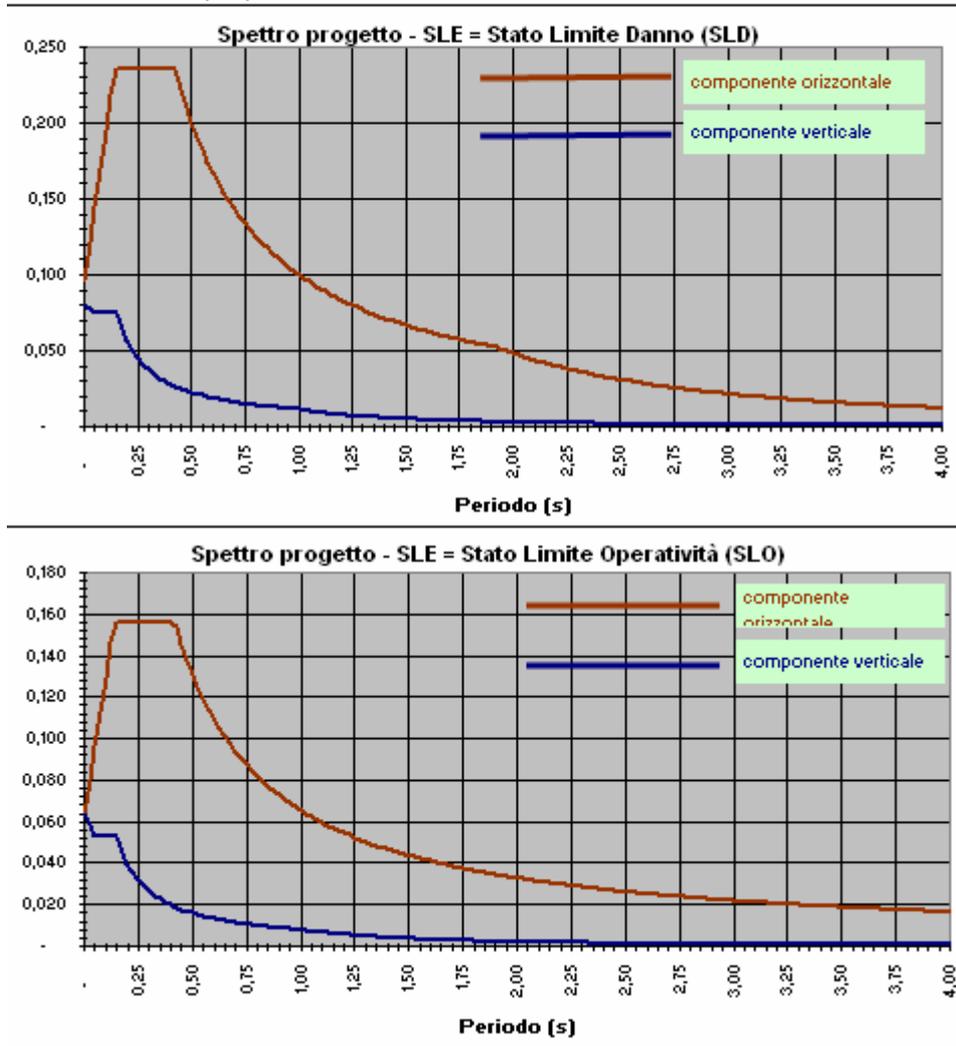




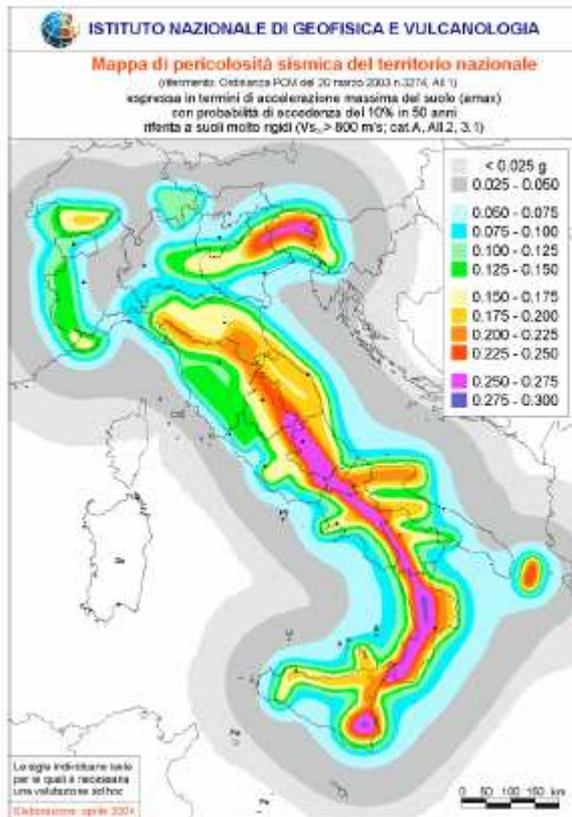
SPETTRI ELASTICI SLE DI PROGETTO

Spettro normalizzato S_d/g (accelerazione/gravità)

$T_r = 101$ anni (SLD)
 $T_r = 60$ anni (SLO)



(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)



Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale (INGV 2004)

Fig. 14

- Parametri geotecnici secondo le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni

Il calcolo dei parametri geotecnici verrà effettuato sulla base dei dati emersi durante l'indagine geognostica effettuata mediante i sondaggi a carotaggio continuo. Si effettua il calcolo dei parametri geotecnici come da NTC.

Verifica degli Stati Limite Ultimi SLU

In base al 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 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. In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici, 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, A2) per i parametri geotecnici (M1, M2) e per le resistenze (R1, R2, 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 Combinazione 1 (A1+M1+R1) è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno;
- la Combinazione 2 (A2+M2+R2) è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale, Approccio 2 è prevista un'unica combinazione (A1+M1+R3) di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

COEFFICIENTI PARZIALI PER LE VERIFICHE DI STATI LIMITE ULTIMI

Azioni		Simbolo	Caso	
			A1	A2
Permanente	Sfavorevole	γ_G	1,35	1
	Favorevole	γ_G	1	1
Variabile	Sfavorevole	γ_Q	1,5	1,3
	Favorevole	γ_Q	0	0



Parametro del terreno	Simbolo	Caso	
		M1	M2
Angolo di resistenza al taglio (*)	γ_{ϕ}	1	1,25
Coesione in termini di tensioni efficaci	γ_c	1	1,25
Resistenza al taglio in condizioni non drenate	γ_{cu}	1	1,4
Resistenza a compressione monoassiale	γ_{qu}	1	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_Y	1	1

(*) Questo fattore è applicato a $\tan\phi$

Resistenza	Simbolo	Caso		
		R1	R2	R3
Capacità portante	$\gamma_{R,v}$	1	1,8	2,3
Scorrimento	$\gamma_{R,h}$	1	1,1	1,1

APPROCCIO 1 (combinazione 2 A2+M2+R2)

Si è proceduto pertanto alla verifica dello SLU per il dimensionamento geotecnico secondo l'Approccio 1, Combinazione 2, ponendo l'angolo di attrito interno del terreno $\phi = 32^\circ$ e la coesione non drenata del terreno pari a 0 kg/cm² visto che la fondazione appoggerà su materiali principalmente a carattere attritivo alla quota del tetto delle ghiaie presente tra 4 e 4,8 m al di sotto del piano campagna attuale in funzione dei punti di indagine verificati. Il valore dell'angolo di attrito, anche leggermente cautelativo, emerge dalle stratigrafie che si è potuto valutare, dai valori ottenuti dalle prove SPT in questa indagine. Dai dati in possesso non è quindi possibile ricavare il valore caratteristico del parametro γ_{ϕ} secondo il calcolo del 5° percentile indicato nel Testo Unico sulle costruzioni e nell'EuroCodice 7; si utilizza quindi il valore ritenuto significativo e si utilizzano gli opportuni coefficienti di riduzione sopra riportati in tabella.

Per il calcolo dei parametri geotecnici si considera il peso di volume naturale pari a 1,90 t/mc. Il coefficiente parziale delle NTC nel caso M2 è pari a 1,25 per l'angolo di resistenza al taglio. Significa che l'angolo di attrito calcolato pari a 32° viene ridotto al valore di progetto secondo la formula $\phi^{\circ} d = \tan^{-1}(\tan \phi^{\circ} / 1,25)$. Il valore dell'angolo di attrito ricavato è pari a $26,5^\circ$.

Secondo la formula di Terzaghi per una fondazione superficiali continue a profondità di circa 4 m da p.c. si ottiene la seguente resistenza del carico limite ultimo. I coefficienti dimensionali N_q e N_y sono tenuti ridotti appositamente in funzione della sicurezza.

$$q_{ds} = cN_c + \gamma d N_q + 0,5 \gamma' B N_y$$



c, coesione non drenata (t/mq)=		0,00
Nc	=	0,00
Nq'	=	6,00
Ny'	=	3,00
D, profondità piano fondazioni(m)=		4,00
y, densità naturale terreno (t/mc)=		1,90
Y', densità naturale terreno in falda (t/mc)=		0,90
B, lato fondazione (m)=		1,50
angolo di attrito(°) =		26,5°

Il carico limite ultimo risulta pari a 4,7 kg/cmq.

R_d è la resistenza di progetto, valutata in modo analitico, con riferimento al valore "caratteristico" dei parametri geotecnici del terreno e per l'approccio utilizzato necessità del coefficiente riduttivo pari a 1,8 da applicare al valore di 4,7 kg/cmq. $R_d = 4,7/1,8 = 2,6 \text{ kg/cmq}$

R_d di 2,6 kg/cmq viene utilizzato in funzione degli eventuali cedimenti assoluti dovuti al sovraccarico della struttura sul sottosuolo di fondazione.

APPROCCIO 2 (combinazione A1+M1+R3)

In questo caso pur mantenendo validi e rappresentativi i concetti esposti per l'approccio 1, i valori della tabella dei coefficienti parziali per le verifiche degli stati limite ultimi variano. Infatti per M1 il valore dell'angolo di resistenza la taglio rimane invariato e cioè pari a 32°. Il valore di R3 risulta pari a 2,3.

Quindi secondo la formula di Terzaghi per una fondazione superficiali continue a profondità di circa 4 m da p.c. si ottiene la seguente resistenza del carico limite ultimo. I coefficienti dimensionali N_q e N_y sono tenuti ridotti appositamente in funzione della sicurezza.

$$q_{ds} = cN_c + yDN_q + 0,5 y B N_y$$

c, coesione non drenata (t/mq)=		0,00
Nc	=	0,00
Nq	=	8,00
Ny	=	6,00
D, profondità piano fondazioni(m)=		4,00
y, densità naturale terreno (t/mc)=		1,90
y', densità naturale terreno in falda (t/mc)=		0,90
B, lato fondazione (m)=		1,50
angolo di attrito(°) =		32°

Il carico limite ultimo risulta pari a 6,5 kg/cmq.



R_d è la resistenza di progetto, valutata in modo analitico, con riferimento al valore “caratteristico” dei parametri geotecnici del terreno e per l’approccio utilizzato necessità del coefficiente riduttivo pari a 2,3 da applicare al valore di 6,5 kg/cmq. $R_d = 6,5/2,3 = 2,8 \text{ kg/cmq}$

Per il calcolo dei cedimenti assoluti la differenza tra le due R_d (2,6 e 2,8) non risulta significativo.

I cedimenti assoluti sono calcolati secondo della formula adottata da Boussinesq,:

$$S = H \times DP / E$$

dove

S = cedimento in cm

H = spessore di strato sottoposto ad incremento di carico (discretizzato per spessori di 20 cm)

DP = incremento di carico in kg/cmq dovuto alla fondazione secondo l'equazione di Boussinesq con distribuzione delle isobate di pressione per fondazioni continue.

E = 150 kg/cmq = modulo elastico medio del materiale ghiaioso

In tal caso i cedimenti assoluti, per una fondazione continua lineare che scarica sul terreno vergine una pressione di 2,6 kg/cmq alla profondità di 4 m, saranno pari a 3-4 cm circa.

Naturalmente limitando ulteriormente resistenza di progetto i cedimenti caleranno di conseguenza.

Da scambi verbali avuti con l’Ing. Ferrari si è riscontrato che gli edifici esistenti hanno la fondazione continua lineare appoggiata sulle ghiaie a profondità simile a quella indagata per questo ampliamento in esame. La capacità portante ammissibile, paragonabile a grandi linee e con i dovuti coefficienti riduttivi applicati all’attuale resistenza di progetto, era stata mantenuta pari a 1,7 kg/cmq. Dal momento che la storia degli edifici attuali è conosciuta quale risposta anche geotecnica dei terreni all’intervento realizzato, non si esclude l’ipotesi di intervenire anche con carichi simili a quelli utilizzati in passato. In tal caso anche i cedimenti assoluti caleranno a circa 1 - 2 cm essendo minore il sovraccarico cui il terreno sarà sottoposto.

L’intervento in esame non prevede collegamenti importanti con gli edifici esistenti. Se comunque si dovesse predisporre qualunque tipo di collegamento la progettazione non dovrà sottovalutare il rischio elevato di incorrere in crepe o cavillature nelle zone di influenza dell’attacco delle due strutture. Sarà quindi necessario predisporre idonei giunti elastici da parte della progettazione.

La profondità di scavo dell’intervento potrebbe risultare in falda, almeno in parte, quindi sarà necessario predisporre sistemi di drenaggio idonei all’allontanamento delle acque per consentire di lavorare in sicurezza. Se gli scavi fossero affrontati nel periodo estivo, solitamente maggiormente siccitoso, probabilmente la quantità d’acqua interessante la prima falda potrebbe rivelarsi di entità inferiore rispetto alle stagioni invernali o primaverili. Visto che anche l’edificio limitrofo esistente pare



abbia quota di fondazione simile a quella da raggiungere per l'ampliamento attuale, non si genereranno scompensi con i nuovi scavi ma dovranno essere mantenute distanze di sicurezza.

Sarà opportuno valutare che l'abbassamento della prima falda, per poter affrontare gli scavi in sicurezza non generi assestamenti all'edificio limitrofo. All'interno di quest'ultimo pare che siano posizionate pompe sommerse dentro pozzetti (come riferito dalla parte tecnica dell'Ausl, ma mai visionati dallo scrivente) che compensano l'emungimento della falda a livelli accettabili per la vivibilità dei piani interrati. Se così fosse, allora già avviene l'abbassamento artificiale della falda in questo momento e se non ha creato cedimenti a maggior ragione non potranno essere innescati dal futuro intervento durante gli scavi.

- Conclusioni

Sulla base dell'indagine svolta, sotto il profilo geologico, geomorfologico, sismico ed idrogeologico, si dichiara l'area

IDONEA

all'intervento in progetto.

Si resta a disposizione nel caso richiedeste una nostra visione del terreno durante gli scavi di fondazione.

Georicerche srl
Dott. Geol. M. Zecca

Parma 12/12/2011



SCHEDA TECNICA DELLA ATTREZZATURA UTILIZZATA PER LA TRIVELLAZIONE

-) Sonda perforatrice Ellettari montata su trattore SAME Drago
- rotazione della testa (RPM) da 40 a 120 giri/min
- coppia di torsione 600 kgm
- lunghezza corsa testa mast 4,0 m
- singole morse svitatrici e mandrino

-) Aste di perforazione diam. 77 mm, lung. 1,5-3,0 m
a filetto conico.

-) Carotiere a parete semplice diam. esterno 101 mm, lung. 1,5-3,0 m.

-) Pompa dell'acqua-fango a 2 pistoni Parmolio 4x5
portata 400-500 l/min, pressione max 40 atm.

-) Campione indisturbato prelevato con campionatore Shelby
lung. 65 cm e diam.est. 88,9 mm.

-) Tubi di rivestimento di diam. esterno 127 mm

-) Attrezzatura per prova S.P.T. (Standard Penetration Test).
 - maglio con dispositivo di sganciamento automatico tipo " Plicon"
con massa battente da 63,4 kg e altezza di caduta 75 cm.
 - aste di prova con peso 6,5 kg/m (+/- 0,5 kg/m).
 - punta chiusa di infissione nel terreno ghiaioso a forma conica
diam. esterno 50,8 mm e apertura 60°
 - scarpetta aperta campionatore tipo "Raymond" apribile longitudinalmente diam.
esterno: 50,8 mm - interno : 35 mm - Lunghezza utile 630 mm, munito di valvola a
sfera alla sommità



SCHEDA TECNICA DELL'ATTREZZATURA UTILIZZATA PER L'INDAGINE SISMICA A RIFRAZIONE

CENTRALINA PASI 16SG12

Processore Pentium 200 MMX intel

Numero canali 12-24

Risoluzione di acquisizione 16 bit

Possibilità di effettuare prove a riflessione o rifrazione

Filtri digitali

Enhancement – Marker per posizionamento tempi su video

Delay- Pre-trigger – Post-trigger

Hard disk per salvataggio su centralina delle linee

Taratura guadagno

Energizzazione tramite mazza battente su piattello di alluminio per onde P e su traversina ferroviaria per onde S