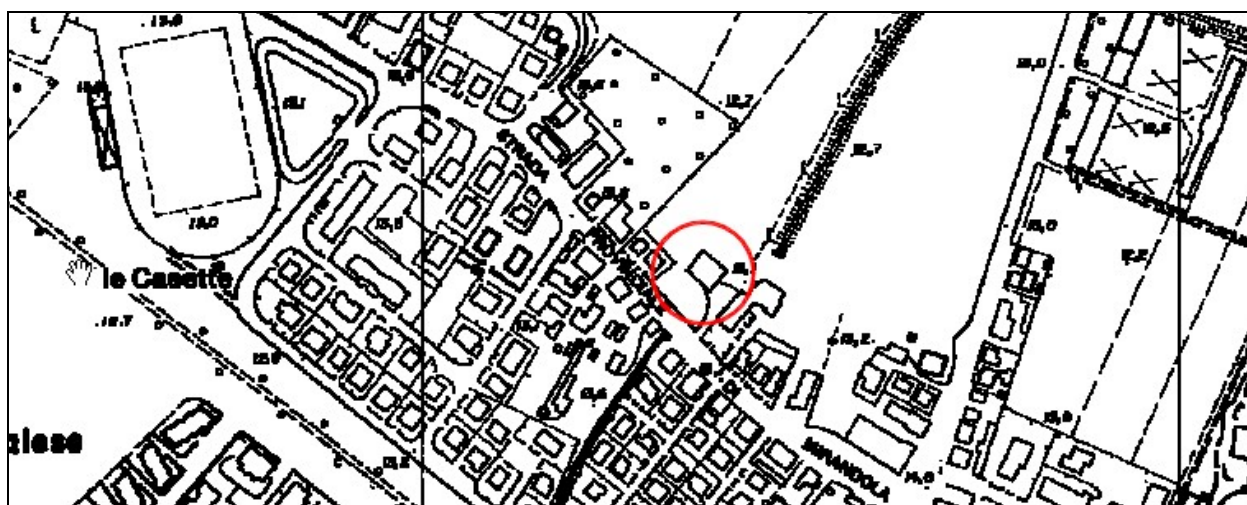


COMUNE DI FINALE EMILIA
PROVINCIA DI MODENA

PROGETTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO DI
UN FABBRICATO AD USO ABITATIVO E DEPOSITO

PROGETTISTA: GEOM. SAMUELE BERGAMINI
COMMITTENTE: SIG.RA POLETTI MARIA GRAZIA

RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA E SISMICA



DOTT. GEOL. ALESSANDRO MACCAFERRI
V.LE CADUTI IN GUERRA 1- 41121 MODENA
☎ 059-226540



LUGLIO 2013

DOTT. ALESSANDRO MACCAFERRI
- GEOLOGO -**Studio:**

V.le Caduti in Guerra 1

41100 Modena

Tel: 059-226540 - Fax: 059-4398943

Cell. 335-7053511 - E-mail: maccafe@tin.it

Modena 29/07/2013

RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA
E SISMICA**PROGETTO:** Miglioramento sismico di fabbricato ad uso abitazione e deposito**REGIONE:** Emilia-Romagna**PROVINCIA:** Modena**COMUNE:** Finale Emilia**LOCALITA':** Massa Finalese**UBICAZIONE:** Via per Mirandola 16**IDENTIFICAZIONE CATASTALE:** Foglio 31, mappale 135**COMMITTENTE:** Sig.ra Poletti Maria Grazia**PROGETTISTA:** Geom. Samuele Bergamini**RIFERIMENTO NORMATIVO:** D.M. 14/01/2008 - Circ. Min. Infr. 617/2009**RELAZIONE REDATTA AD USO:** Pratica edilizia

. PREMESSA

Su incarico della committenza, Sig.ra Poletti Maria Grazia, e d'intesa con il tecnico progettista Geom. Samuele Bergamini, si è provveduto alla stesura della presente relazione geologico-geotecnica e sismica inerente il progetto di miglioramento sismico di un fabbricato ad uso abitazione e deposito, ubicato su un'area in via per Mirandola 16, a Massa Finalese, nel Comune di Finale Emilia (Mo).

I lavori previsti si rendono necessari in seguito ai danni subiti dal fabbricato esistente, a causa dei recenti terremoti del 20 e 29 maggio 2012, che hanno colpito tutta la zona della bassa modenese compresa l'area in esame.

Lo studio è stato condotto nel rispetto delle normative vigenti in materia, D.M. 11.03.1988, con riferimento specifico agli aspetti sismici, introdotti dal D.M. 14.09.2005, come poi sostituito dal D.M. 14/01/2008, entrato definitivamente in vigore dal 1 luglio 2009.

Per l'adempimento delle specifiche in esso contenute è stato eseguito in data 12/06/2013 un sopralluogo sull'area al fine di verificarne l'idoneità geologica e geomorfologica.

Per la caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica dei terreni di sottofondazione, durante il sopralluogo, è stata eseguita una prova penetrometrica statica, spinta sino alla profondità massima di 30 m dal piano campagna; la prova effettuata è stata poi confrontata con altre prove eseguite in zone adiacenti al lotto in oggetto, in occasione di altri precedenti interventi edilizi, rilevando una sostanziale omogeneità della situazione geologica.

La prova spinta sino alla profondità di 30 m ha permesso inoltre di determinare la V_{S30} , cioè la velocità delle onde sismiche nei primi 30 m di profondità, sulla base della quale si è proceduto a definire la categoria di suolo da un punto di vista sismico, dei terreni presenti.

Si è quindi proceduto a definire i fattori di pericolosità sismica di base per il sito in oggetto e, nota la categoria di suolo di fondazione, i relativi fattori di amplificazione locale, sia stratigrafica, sia topografica.

La relazione si articola nel seguente modo:

- A) INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E AMBIENTALE

- A1) INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

- A2) INQUADRAMENTO GEOLOGICO

- B) CARATTERIZZAZIONE AREA D'INTERVENTO

- B1) DESCRIZIONE DEL PROGETTO

- B2) INDAGINE GEOGNOSTICA E MODELLO GEOLOGICO

- B3) CLASSIFICAZIONE SISMICA

- B4) CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

- C) CONCLUSIONI

ALLEGATI

.A) INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E AMBIENTALE

. A1) INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area esaminata, sulla quale è previsto l'intervento in progetto, si colloca nel Comune di Finale Emilia, più precisamente ubicata a Massa Finalese, in via per Mirandola 16; siamo nella fascia di bassa pianura modenese ad una quota media di circa 13 metri sul livello del mare.

Cartograficamente l'area è compresa nella Tavola in scala 1:25.000 della C.T.R. n. 184 SE denominata "Massa Finalese" (Allegato 1) e nell' Elemento sempre della C.T.R. in scala 1:5.000 n. 184112 denominato "Massa Finalese" (Allegato 2).

Da un punto di vista catastale l'area è identificata nel Foglio 31, mappale 135 del catasto terreni del Comune di Finale Emilia (Allegato 3).

.A2) INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE

Il Comune di Finale Emilia si colloca nella parte centro-meridionale del bacino subsidente Plio-Quaternario Padano, e più in particolare nel settore Appenninico in diretta influenza del Po e dei suoi affluenti di destra. I terreni Olocenici, di origine alluvionale, poggiano sul sottostante Pleistocene continentale e/o marino, strutturalmente caratterizzato da elementi ben definiti.

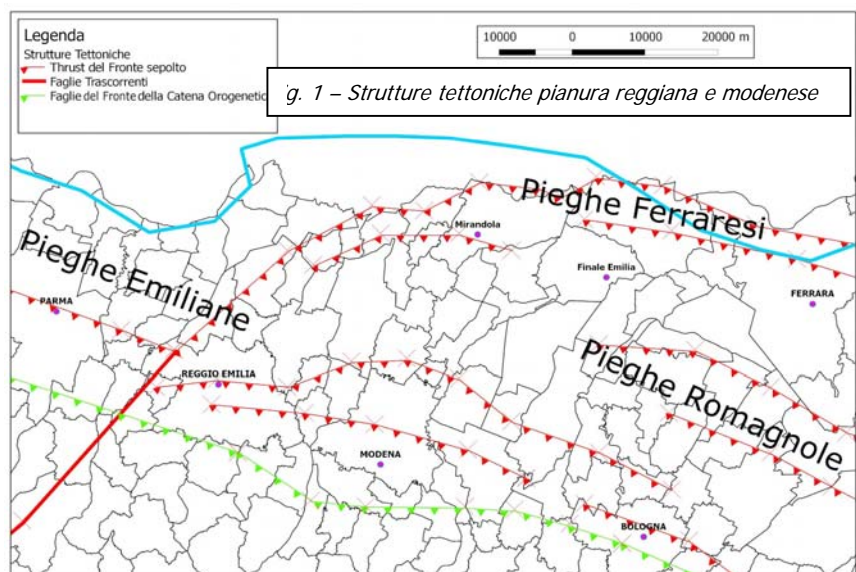
In termini generali ed in modo schematico possiamo individuare 3 zone (Fig. 1) e cioè:

1) "Zona delle pieghe pedeappenniniche", dal margine collinare alla Via Emilia, costituita da una successione di sinclinali ed anticlinali, con esse a vergenza appenninica spesso fagliate e sovrascorse sul fianco Nord;

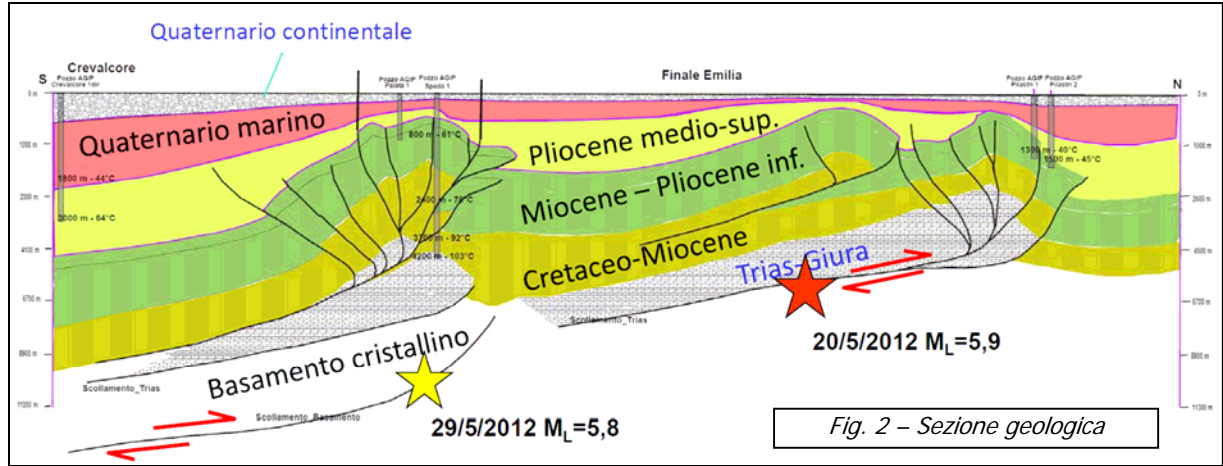
2) "Zona della Sinclinale di Bologna-Bomporto-Reggio Emilia", dove i depositi quaternari raggiungono il loro massimo spessore di tutta la pianura Padana;

3) "Zona della Dorsale Ferrarese", alto strutturale costituito da una serie di pieghe associate a faglie dove, in talune culminazioni, lo spessore del Quaternario si riduce a poche decine di metri. L'andamento della "Dorsale Ferrarese" è complessivamente ESE-WNW ma in corrispondenza di Novi e Correggio subisce una decisa inflessione verso Sud assumendo un orientamento NE-SW. Tale anomalia sarebbe imputabile alla presenza di una serie di faglie con direttrice NE-SW a rigetto orizzontale. Non si può escludere che nel mare Padano Pliocenico le culminazioni della Dorsale rappresentassero altrettante isole emergenti.

Si configura un bacino sedimentario che ha subito una notevole azione di subsidenza, controllata dai movimenti tettonici della struttura esaminata; tali movimenti sono stati accertati con fasi preWürm, preRiss ed ipotizzata anche una preMindel. Tali movimenti sarebbero segnalati anche in epoca storica con graduale "sfuggire", da parte della rete idrografica superficiale, con il

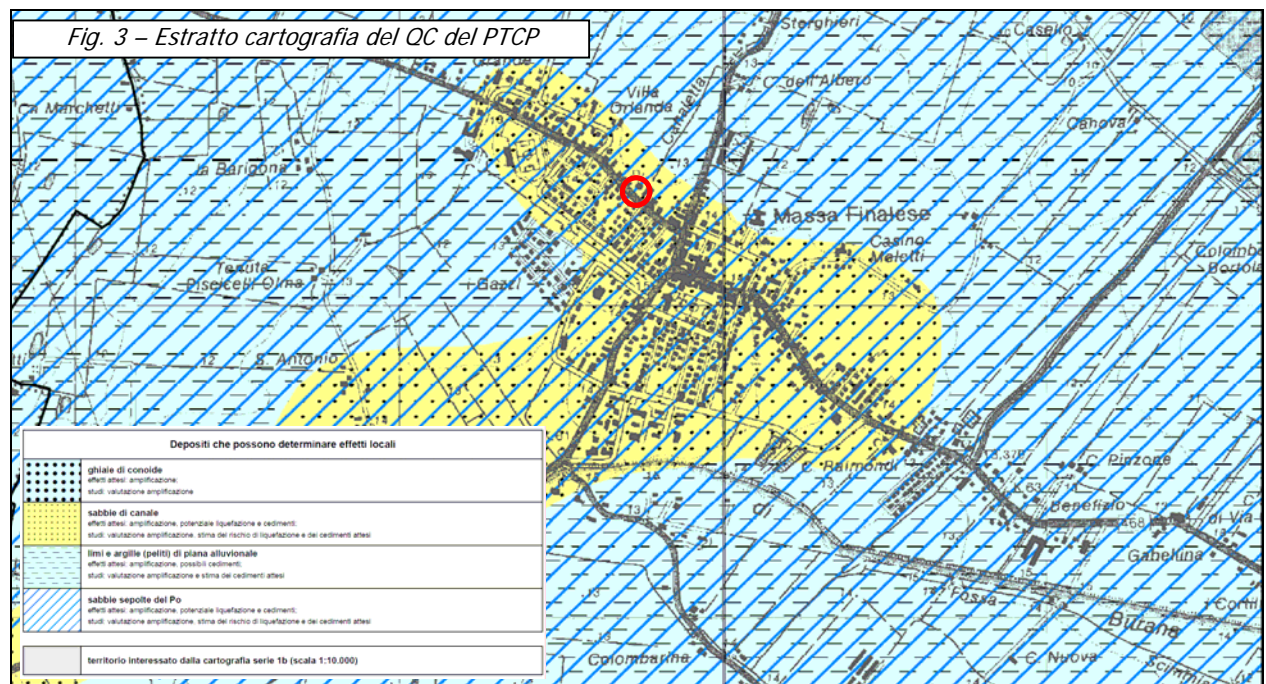


Po verso Nord, il Crostolo verso Ovest ed il Secchia verso Est. Il substrato marino Pre-Olocenico, oltre a controllare quindi gli spessori dei depositi alluvionali, sembra essere dominante sulla idrografia stessa e quindi sulla morfologia. Le pieghe ferraresi sono rappresentati dagli alti strutturali di Finale Emilia - Novi di Modena e quello di Bondeno - Ferrara (fig. 2).



Nel complesso l'assetto geostrutturale del sottosuolo è caratterizzato da un susseguirsi di sovrascorrimenti, più o meno sviluppati, che interessano direttamente le successioni deposizionali marine mesozoiche. La sequenza deposizionale superficiale è caratterizzata dalle alluvioni oloceniche del Fiume Po e dei suoi affluenti di destra (Secchia e Panaro), e come tale risulta costituita da terreni a tessitura estremamente variabile, che vanno dalle argille, ai limi, fino alle sabbie più o meno addensate, organizzati in strati discontinui a geometria variabile, spesso lenticolare.

La pianura presenta morfologicamente aree più rilevate che corrispondono sia ad alvei fluviali attuali (alvei pensili) sia estinti (dossi fluviali) con prevalenza di terreni a granulometria grossolana, e zone più depresse in corrispondenza dei bacini interfluviali (valli) caratterizzate da terreni prevalentemente limosi ed argillosi.



L'area in esame come evidenziato dall'estratto della cartografia del quadro conoscitivo del PTCP di Modena (Fig. 3) (Tavola 8a.3 "aree potenzialmente soggette ad effetti locali per eventi sismici) ricade in un settore caratterizzato dalla presenza di litologie superficiali sabbiose (sabbie di canale) e, in profondità, da depositi sabbiosi del Fiume PO.

Da un punto di vista morfologico il territorio si presenta sub-pianeggiante con quote che degradano abbastanza regolarmente procedendo da Sud verso Nord, con valori di pendenza molto modesti dell'ordine dell'1 -2‰.

Da un punto di vista idrografico il corso d'acqua principale è rappresentato dal fiume Panaro che scorre, con direzione principale SW-NE, a circa 4,4 km a E dell'area in esame.

Lo scolo delle acque superficiali nel territorio comunale di Finale Emilia è garantito da numerosi cavi e scoline, facenti parte della rete di scolo delle acque alte ed di quella delle acque basse, che recapitano le loro acque in alcuni collettori principali.

A Sud dell'intervento in esame è presente lo scolo Diversivo di Burana, mentre a Est la canaletta dell'Albero che permettono un buon drenaggio dell'area.

Il territorio comunale di Finale Emilia dal punto di vista idrogeologico appartiene al sistema acquifero della media pianura modenese.

Per quanto riguarda la falda freatica superficiale, il livello freatico misurato nel foro del sondaggio penetrometrico eseguito è risultato pari a -3.0 m dal p.d.c.

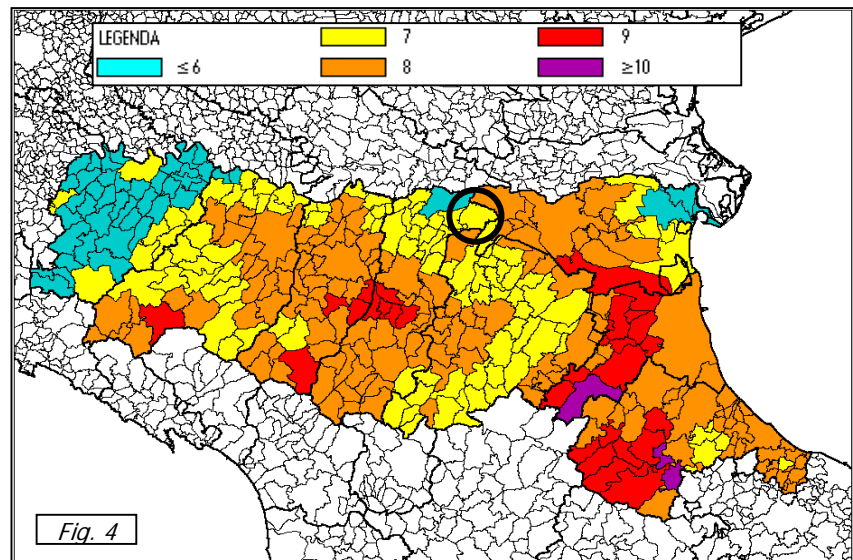
Tale falda, cosiddetta "libera", e' caratterizzata da bassi valori di trasmissività e da una variabilità del proprio livello in stretta relazione con gli apporti meteorici e con la rete di canalizzazione e viene intercettata con pozzi tradizionali.

In relazione alla modesta profondità, nonché alla variabilità del proprio livello, legato principalmente ad alimentazione per infiltrazione superficiale, si ritiene che tale falda direttamente interferente con la struttura fondale dell'edificio.

Per quanto concerne gli aspetti sismici in termini macrosismici, il catalogo DOM4.1, database di osservazioni macrosismiche di terremoti di area italiana al di sopra della soglia del danno, è stato utilizzato, su incarico della Protezione Civile, da Molin et al. (1996) in combinazione con i dati di CFTI (Catalogo dei forti terremoti italiani di ING/SGA - Boschi et al., 1995) per la compilazione della "Mappa delle massime intensità macrosismiche osservate nei comuni italiani", di cui in Fig. 4 viene riportato un estratto con la situazione della regione Emilia-Romagna.

Da tale figura si desume che il territorio Comunale di Finale Emilia è caratterizzato da un'intensità macrosismica pari a 7.

Basandosi sul CATALOGO PARAMETRICO DEI TERREMOTI ITALIANI



Edizione 2004 denominato CPTI04 e sulla ZONAZIONE SIMMOGENETICA ZS9 (2004), sono stati individuati e riportati nella tabella seguente i risentimenti storici che hanno direttamente interessato la zona sismogenetica n° 912 all'interno della quale ricade il Comune di Finale Emilia.

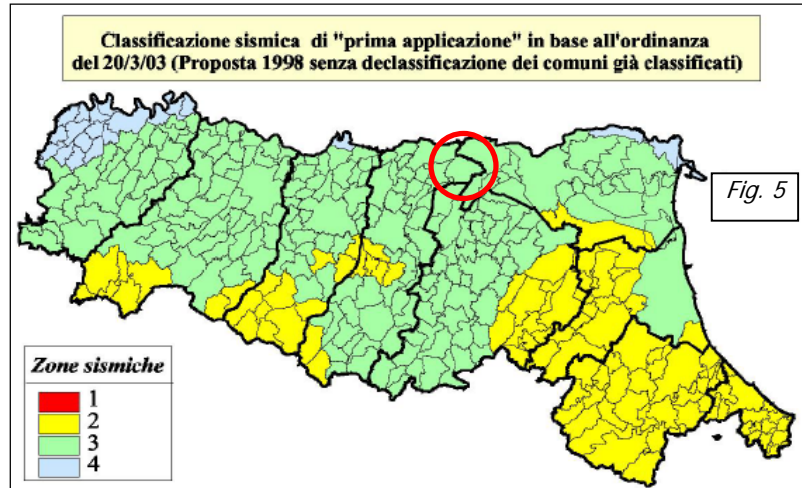
N	Tr	Anno	Me	Gi	AE	Np	Imx	Io	TI	Lat	Lon	TL	Maw	Daw	Mas	Das	Msp	Dsp	T	Ncft	Nnt	Ncp
18	DI	725			Classe-Ravenna	2	85	80		44,400	12,220	A	5,57	0,19	5,40	0,28	5,55	0,28	G	77		18
51	DI	1234	3	20	FERRARA	5	70	70		44,836	11,618	A	5,17	0,30	4,80	0,45	4,99	0,42	G		860	51
53	DI	1249	9	0	Modena	4	75	65	M	44,650	10,930	A	5,03	0,33	4,60	0,49	4,80	0,45	G	115	595	53
66	DI	1285	12	13	FERRARA	2	70	65		44,836	11,618	A	5,03	0,33	4,60	0,49	4,80	0,45	G		861	66
90	DI	1345	1	31	CASTELNUOVO	1	55	55		44,810	10,564	A	4,63	0,13	4,00	0,20	4,25	0,19	A		596	90
93	DI	1346	2	22	Ferrara	14	75	75		44,920	11,020	A	5,81	0,24	5,75	0,35	5,75	0,35	G	149	862	93
131	DI	1410	5	9	FERRARA	3	65	65		44,836	11,618	A	5,03	0,33	4,60	0,49	4,80	0,45	G		863	131
139	CP	1425	8	10	FERRARA SUD			60		44,833	11,667		4,83	0,26	4,30	0,39	4,53	0,36	G		864	139
171	DI	1474	3	11	MODENA	12	60	60		44,647	10,925	A	4,89	0,17	4,39	0,26	4,61	0,24	G		601	171
178	DI	1483	3	3	FERRARA	1	55	55		44,836	11,618	A	4,63	0,13	4,00	0,20	4,25	0,19	G		865	178
179	DI	1483	8	11	Romagna meridionale	14	85	80		44,170	12,230	A	5,67	0,13	5,54	0,20	5,54	0,20	G	197	888	179
207	CP	1508	10	18	FERRARA SUD			60		44,833	11,667		4,83	0,26	4,30	0,39	4,53	0,36	G		866	207
257	DI	1561	11	24	Ferrara	5	65	55	M	44,780	11,450	A	4,63	0,13	4,00	0,20	4,25	0,19	G	229	867	257
262	DI	1570	11	17	Ferrara	60	80	75		44,820	11,630	A	5,48	0,11	5,27	0,17	5,43	0,16	G	231	868	262
266	DI	1574	3	17	FINALE EMILIA	4	70	70		44,833	11,294	A	5,12	0,22	4,73	0,33	4,92	0,31	G		869	266
282	DI	1591	7	10	FORLI'	6	65	65		44,400	12,038	A	5,24	0,22	4,91	0,32	5,09	0,30	G		832	282
323	DI	1624	3	18	Argenta	17	85	75		44,650	11,850	A	5,43	0,22	5,19	0,32	5,35	0,30	G	243	870	323
362	DI	1660			MODENA	1	55	55		44,647	10,925	A	4,63	0,13	4,00	0,20	4,25	0,19	G		609	362
374	DI	1671	6	20	RUBIERA	13	70	70		44,709	10,814	A	5,34	0,15	5,06	0,22	5,23	0,20	G		610	374
393	DI	1688	4	11	ROMAGNA	36	90	90		44,390	11,942	A	5,88	0,12	5,85	0,18	5,85	0,18	G	266	834	393
395	CP	1688	8	18	FUSIGNANO			70		44,417	12,000		5,17	0,30	4,80	0,45	4,99	0,42	G		835	395
397	CP	1689	3	15	FUSIGNANO			60		44,417	12,000		4,83	0,26	4,30	0,39	4,53	0,36	G		836	397
416	DI	1695	2	28	FERRARA	1	55	55		44,836	11,618	A	4,63	0,13	4,00	0,20	4,25	0,19	G		871	416
521	DI	1743	5	29	FERRARA	1	65	65		44,836	11,618	A	5,03	0,33	4,60	0,49	4,80	0,45	G		872	521
609	DI	1780	2	6	Bolognese	7	65	55	M	44,620	11,320	A	4,85	0,11	4,32	0,16	4,54	0,15	G	323	766	609
612	DI	1780	5	25	RAVENNA	5	65	65		44,417	12,198	A	5,03	0,33	4,60	0,49	4,80	0,45	G		890	612
654	DI	1787	7	16	Ferrara	3	65	55	M	44,830	11,620	A	4,63	0,13	4,00	0,20	4,25	0,19	G	339	873	654
683	DI	1796	10	22	Emilia orientale	26	70	70		44,620	11,670	A	5,63	0,15	5,48	0,23	5,62	0,23	G	352	874	683
703	DI	1806	2	12	NOVELLARA	28	70	70		44,862	10,671	A	5,26	0,16	4,93	0,24	5,11	0,22	A		875	703
717	DI	1810	12	25	NOVELLARA	33	70	70		44,898	10,712	A	5,28	0,10	4,97	0,15	5,15	0,14	A		876	717
791	DI	1831	9	11	Reggiano	24	75	75		44,750	10,550	A	5,48	0,13	5,27	0,19	5,43	0,18	G	378	616	791
803	DI	1834	10	4	Bologna	10	60	55	M	44,600	11,370	A	4,63	0,13	4,00	0,20	4,25	0,19	G	384	768	803
871	DI	1850	9	18	MODENA	7	60	60		44,614	10,965	A	4,83	0,26	4,30	0,39	4,53	0,36	G		618	871
1174	CP	1891	8	1	LUGO			60		44,417	11,933		4,83	0,26	4,30	0,39	4,53	0,36	G		853	1174
1225	DI	1895	3	23	COMACCHIO	37	65	60		44,684	11,987	A	4,83	0,26	4,30	0,39	4,53	0,36	G		877	1225
1233	CP	1895	7	3	COMACCHIO			60		44,700	12,183		4,83	0,26	4,30	0,39	4,53	0,36	A		878	1233
1287	DI	1898	1	16	Romagna settent.	73	70	65		44,650	11,770	A	5,03	0,33	4,60	0,49	4,80	0,45	G	452	879	1287
1482	CP	1908	6	28	FINALE EMILIA SUD			60		44,800	11,300		4,83	0,26	4,30	0,39	4,53	0,36	G		881	1482
1499	DI	1909	1	13	BASSA PADANA	799	65	65		44,579	11,688	A	5,53	0,05	5,33	0,08	5,48	0,07	G		882	1499
1729	DI	1922	5	24	CENTO	6	45	35		44,862	11,517	A	4,50	0,14	3,81	0,21	4,07	0,19	G		883	1729
1808	DI	1928	6	13	CARPI	35	70	65		44,797	10,872	A	4,85	0,09	4,32	0,13	4,54	0,12	G		884	1808
2047	DI	1950	5	6	REGGIANO	4	40	40		44,731	10,670	A	4,46	0,14	3,74	0,21	4,01	0,19	G		635	2047
2220	CP	1965	12	18	RUSSI			55		44,400	12,000		4,95	0,09	4,47	0,13	4,68	0,12	G		857	2220
2230	CP	1967	4	3	CORREGGIO			55		44,800	10,750		4,71	0,08	4,12	0,12	4,36	0,11	G		886	2230
2243	DI	1967	12	30	BASSA PADANA	40	60	60		44,604	11,997	A	5,36	0,08	5,09	0,12	5,26	0,11	G		887	2243
2245	CP	1968	1	11	RUSSI			50		44,400	12,000		4,58	0,20	3,92	0,29	4,17	0,27	G		858	2245
2263	CP	1969	1	10	RUSSI			55		44,383	12,000		4,63	0,09	4,00	0,13	4,25	0,12	G		859	2263
2389	CP	1978	12	5	RAVENNA S.O.					44,383	12,117		4,76	0,13	4,20	0,19	4,43	0,18	G		901	2389
2455	DI	1986	12	6	BONDENO	604	60	60		44,879	11,334	A	4,56	0,09	4,30	0,13	4,53	0,12	G		901	2455
2456	DI	1987	5	2	REGGIANO	803	60	60		44,797	10,697	A	5,05	0,07	4,79	0,08	4,98	0,08	G		902	2456
2509	DI	1996	10	15	CORREGGIO	135	70	70		44,782	10,683	A	5,44	0,18	5,09	0,04	5,26	0,04	G			
2534	CP	2000	6	18	REGGIANO					44,786	10,746		4,46	0,18	4,17	0,18	4,41	0,16	G			

Legenda: N = Numero d'ordine del record Tr = Tipo di record
 AE = Denominazione dell'area dei massimi effetti Np = Numero dei dati puntuali di intensità disponibili
 Imx = Intensità massima x 10 (scala MCS) Io = Intensità epicentrale x 10 (scala MCS)
 TI = Codice di determinazione di Io Anno;Me;Gi = Tempo di origine
 Lat/Lon = Coordinate epicentrali in gradi sessagesimali-decimali
 TL = Codice di localizzazione Maw = Magnitudo momento
 Daw = Errore associato alla stima di Maw Mas = Magnitudo calcolata sulle onde di superficie
 Das = Errore associato alla stima di Mas
 Msp = Magnitudo da utilizzare in combinazione con la relazione di Sabetta e Pugliese (1996)
 Dsp = Errore associato alla stima di Msp TZ = Codice di assegnazione alla zona sorgente
 Ncft = Numero progressivo dei record nel catalogo CFTI2 Nnt = Numero d'ordine dei record nel catalogo NT4.1.1
 Nept = Numero d'ordine dei record nel catalogo CPTI99

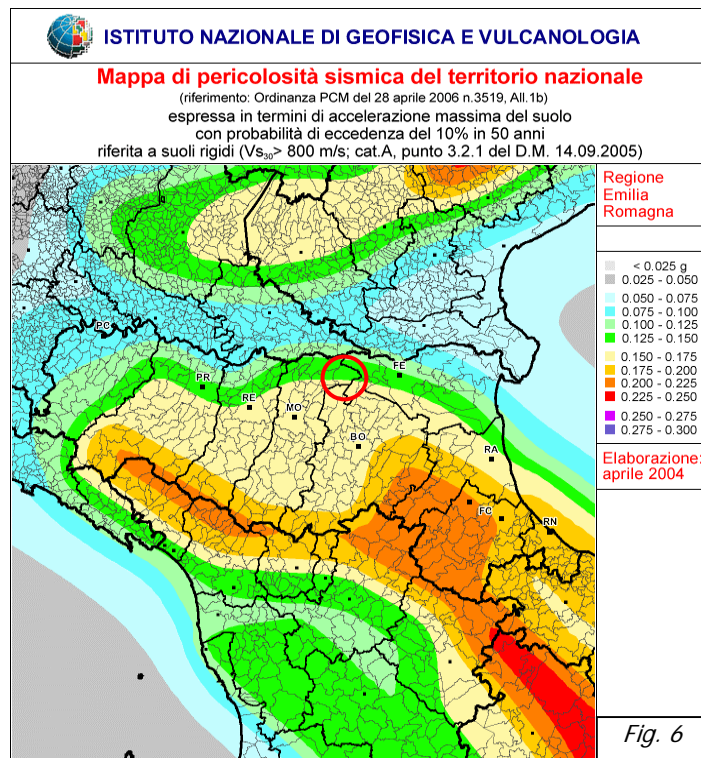
In riferimento all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20 marzo 2003, n. 3274 pubblicata sul Supplemento Ordinario della Gazzetta Ufficiale n° 105 del 08/05/2003 (Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica), il Comune di Finale Emilia viene classificato appartenente alla zona sismica 3 (vedi figura 5).

Con l'entrata in vigore del DM 14/09/2005 (GU n. 222 del 23/09/2005 suppl. Ordinario n. 159) trova attuazione la classificazione sismica di cui all'ordinanza precedentemente ricordata.

L'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 28 aprile 2006, n. 3519 pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n° 108 del 11/05/2006 (Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone), individua i criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e la nuova mappa di pericolosità sismica di riferimento a scala nazionale, di cui si riporta in figura 6 un estratto relativo alla Regione Emilia Romagna, che mette in



evidenza come per il comune di Finale Emilia sia prevista una accelerazione massima al suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi, compresa tra 0.125-0.150 g in quasi tutto il territorio comunale, con una piccola striscia nel settore meridionale con valori



compresi 0.150-0.175 g. Attualmente dal 30 giugno 2009 sono entrate in vigore le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008 e pertanto, per le analisi successive, si è fatto riferimento a tale normativa.

In riferimento alle mappe di scuotimento pubblicate dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia per eventi sismici del maggio/giugno 2012, è stato possibile risalire alla stima delle accelerazioni massime in superficie registrate sul lotto in esame e riportate nella tabella seguente per i principali eventi. Si evidenzia, come peraltro sottolineato dall'INGV, come tali valori di scuotimento siano calcolati solo a fini di ricerca e danno esclusivamente stime indicative dello scuotimento sofferto.

SISMA	Distanza epicentro Km	Accelerazione elastica spettrale PGA (g)
20 maggio 02.03.52 ML 5.9	4,2	0,32
29 maggio 07.00.03 ML 5.8	9,5	0,28
29 maggio 10.55.57 ML 5.3	16,3	0,08
29 maggio 11.00.25 ML 5.2	20,8	0,08
03 giugno 19.20.43 ML 5.1	22,0	0,04

In figura 7 viene riportata la mappa di scuotimento relativa all'evento di magnitudo 5.9 con epicentro a circa 4,2 km di distanza e che ha comportato nell'area in esame accelerazioni di picco di circa 0.32 g.

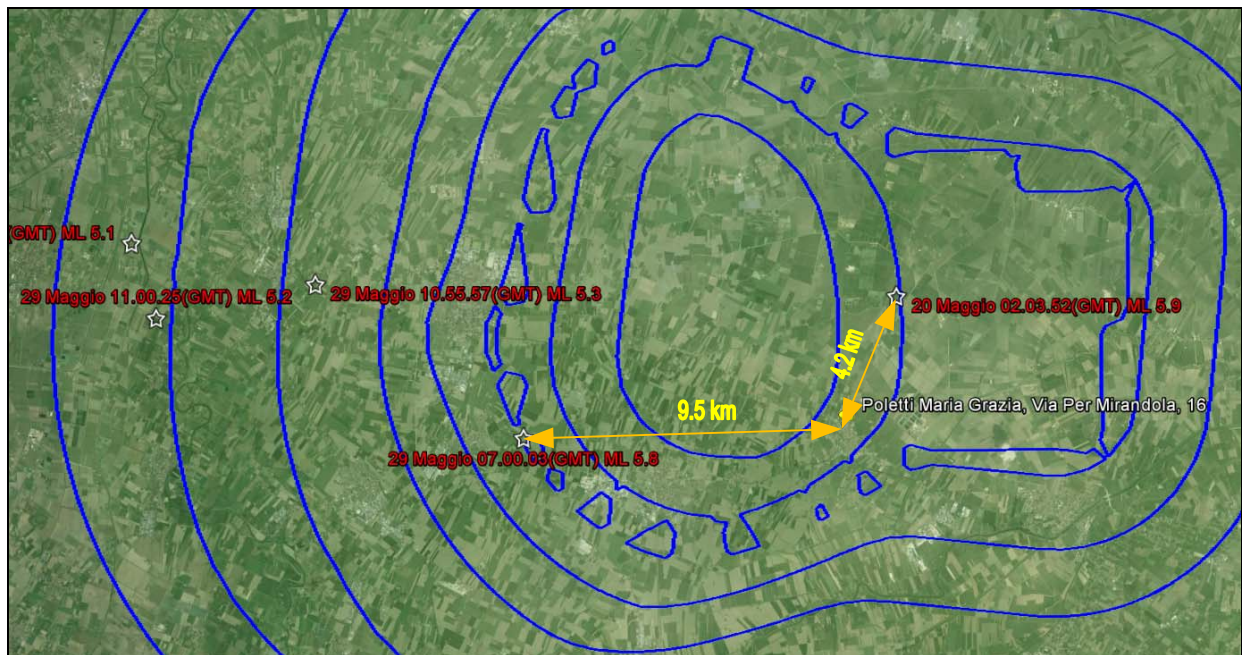
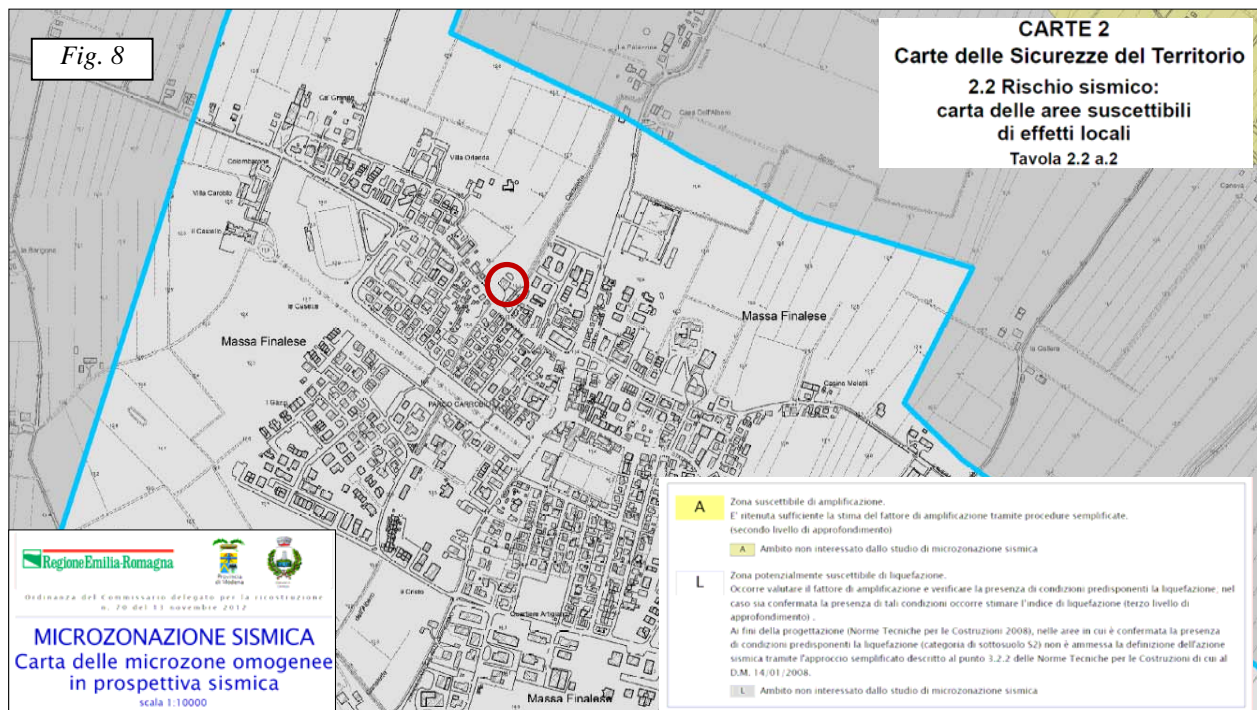


Figura 7 – Mappa di scuotimento del sisma del 20 Maggio 2012 ML 5.9

In riferimento all'Ordinanza del Commissario delegato per la ricostruzione n° 70 del 13 Novembre 2012, l'area risulta ricompresa, nella cartografia delle Microzone Omogenee in Prospettiva Sismica, all'interno delle zona potenzialmente suscettibile di liquefazione identificate dalla lettera "L" (fig. 8), all'interno della quale occorre valutare la presenza di condizioni predisponenti la liquefazione. Viene inoltre specificato che nel caso siano presenti tali condizioni per la categoria di sottosuolo S2 conseguente, non è ammessa la definizione dell'azione sismica tramite l'approccio semplificato descritto al punto 3.2.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008.



Si segnala che l'area non risulta essere stata interessata da fenomeni di liquefazione come riportato nella carta degli effetti di liquefazione osservati dopo i terremoti del 20 e 29 Maggio 2012 (Agg. 05/06/2012) (fig. 9).

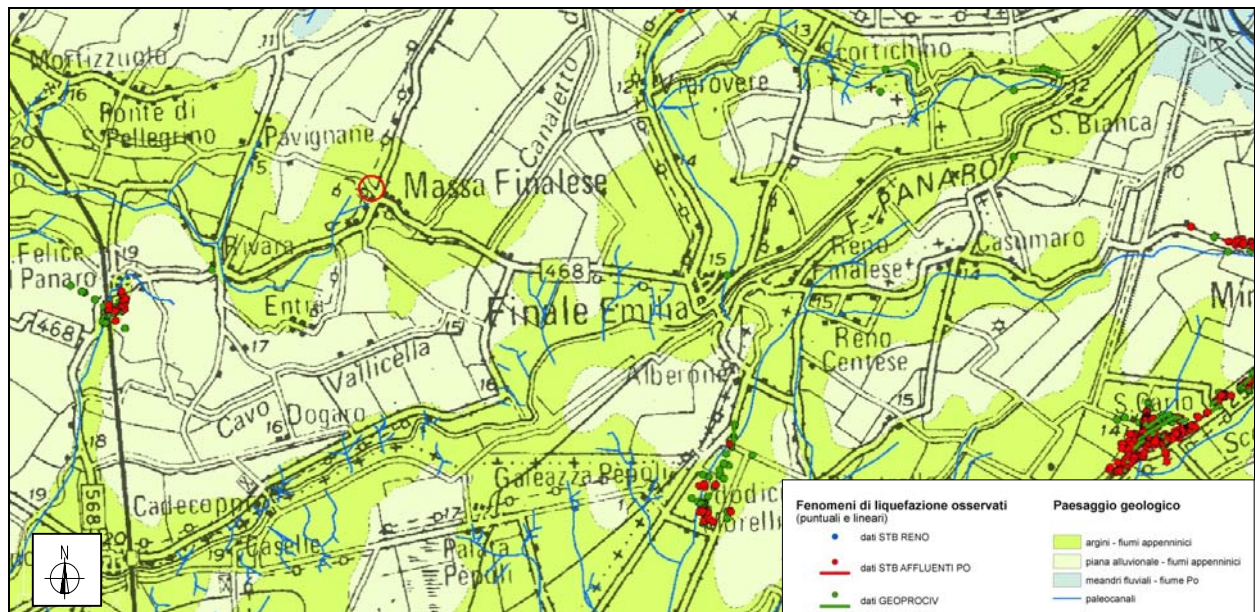


Figura 9 – Mappa liquefazioni osservate

.B) CARATTERIZZAZIONE AREA D'INTERVENTO

. B1) DESCRIZIONE DEL PROGETTO

L'intervento in progetto consiste nel miglioramento sismico di un fabbricato ad uso abitativo e deposito, in seguito ai recenti terremoti del 20 e 29 maggio 2012, che hanno interessato tutta la zona della bassa modenese, compreso l'area in esame.

L'area in esame, ove si colloca il fabbricato oggetto d'intervento, si ubica a Massa Finalese, lungo via per Mirandola 16, nella zona ovest del comune di Finale Emilia (Mo).

L'area si colloca in una zona urbana già ampiamente edificata per la quale non si riscontrano problematiche particolari.

In allegato 3 è riportata la planimetria catastale dell'area in esame con indicazione del fabbricato in oggetto e relativa ubicazione della prova penetrometrica eseguita.

. B2) INDAGINI GEOGNOSTICHE E MODELLO GEOLOGICO

In data 12/06/2013 si è provveduto ad eseguire un'indagine geognostica sull'area in oggetto, al fine di valutare le caratteristiche litostratigrafiche e geotecniche dei terreni che saranno interessati dall'intervento in progetto.

L'indagine è stata sviluppata mediante l'esecuzione di una prova penetrometrica, che in relazione alle presumibili caratteristiche granulometriche dei terreni del primo sottosuolo, sono state effettuate con infissione statica; i dati della prova sono stati successivamente confrontati con quelli di altre prove, eseguita in zone adiacenti a quella in esame, in occasione di altri precedenti interventi edilizi, rilevando una sostanziale omogeneità della situazione.

L'ubicazione della prova eseguita compare nella planimetria riportata in allegato 3, mentre i diagrammi penetrometrici, unitamente ai tabulati di campagna sono riportati in allegato 4.

La prova ha raggiunto una profondità massima di 30 m dal p.d.c., e sono state eseguite in sito utilizzando un penetrometro statico olandese Gouda da 10 tonnellate, automontato, impiegando per la perforazione una punta "Friction Jacket Cone" avente un'area di 10 cmq e un angolo alla punta di 60 gradi.

I dati acquisiti attraverso una cella estensimetrica di carico hanno permesso di determinare ogni 20 cm d'avanzamento della punta, i valori, calcolati mediante elaborazione automatica, della resistenza penetrometrica alla punta (R_p), espressi in Kg/cm^2 , i valori della resistenza laterale locale (R_l), sempre espressi in Kg/cm^2 , nonché i valori della resistenza laterale totale (punta + manicotto), sempre in Kg/cm^2 .

Nel diagramma penetrometrico, sempre in allegato al presente studio, sono state riportate, per semplicità di lettura, mediante plotter interfacciato con l'elaboratore, solamente due curve e precisamente:

- a sinistra, la curva della resistenza penetrometrica alla punta (R_p : pressione di rottura del terreno), espressa in Kg/cm^2 ;
- a destra, la curva del rapporto tra la resistenza alla punta e la resistenza laterale (R_l espressa in Kg/cm^2).

L'elaborazione dei valori di resistenza all'infissione caratteristici dei vari livelli del sottosuolo, fornisce utili informazioni per il riconoscimento di massima della litologia dei terreni attraversati, sulla base del rapporto R_p/R_l (q_c/f_s) fra la resistenza alla punta e la resistenza laterale (Rapporto di Begemann 1965 – Raccomandazioni AGI) ovvero sulla base dei valori di R_p e del rapporto $F_r=R_l/R_p\%$ (Schemertmann 1878).

Analogamente i dati geognostici raccolti sono stati elaborati suddividendo il terreno in strati omogenei per caratteristiche litologiche e geotecniche, determinando per ognuno i valori medi dei principali parametri geotecnici, ottenuti mediante ormai note correlazioni empiriche, il tutto come riportato di seguito.

Successione stratigrafica

L'elaborazione delle prove penetrometriche eseguite e la correlazione delle stesse con altre indagini effettuate in aree circostanti, ha permesso di ricostruire il modello geologico del primo sottosuolo dell'area in esame. La zona in studio risulta caratterizzata in termini generali da una sequenza superficiale, sino a circa 8.20 m di profondità, caratterizzata da terreni prevalentemente fini argillosi, argilloso-limosi e limosi, seguiti da terreni prevalentemente sabbiosi del fiume PO. Nello specifico dell'area in esame si evidenzia la presenza delle seguenti unità litotecniche medie:

Unità A da 0,60 m a 1,20 m

La prima unità è costituita da terreni **limosi, argillosi mediamente compatti**;

Unità B da 1,20 m a 8,20

La seconda unità è costituita da terreni **argillosi compatti**;

Unità C da a 8,20 m a 9,40 m

La terza unità è costituita da terreni **sabbiosi addensati**;

Unità D da 9,40 m a 10,80 m

La quarta unità è costituita da **argille sabbiose e limose**;

Unità E da 10,80 m a 30,00 m

La quinta unità è costituita da terreni **sabbiosi addensati**.

Situazione idrogeologica locale

I terreni riscontrati all'interno dell'area in esame, dal punto di vista idrogeologico, sono classificabili come depositi alluvionali di origine fluviale, prevalentemente impermeabili. Nell'area in esame si riscontra una falda freatica superficiale, la cui profondità, misurata alla fine dell'esecuzione della prova penetrometrica, risultava attestarsi a circa 3,0 metri dal piano campagna.

. B3) CLASSIFICAZIONE SISMICA

L'Emilia Romagna è interessata da una sismicità che può essere definita media relativamente alla sismicità nazionale, con terremoti storici di magnitudo massima compresa tra 4,5 e 6,1 della scala Richter.

La porzione della bassa pianura in cui ricade l'area in esame risulta caratterizzata da un'attività tettonica attiva, dovuta alla presenza nel sottosuolo di strutture geodinamiche note in bibliografia con il nome di dorsale ferrarese, caratterizzate da tutta una serie di pieghe e faglie, che hanno determinato il notevole innalzamento dei depositi marini e responsabili tra l'altro dei recenti terremoti del 20 e 29 maggio, che hanno anche interessato direttamente il Comune di Finale Emilia. La zona in esame è quindi caratterizzata da movimenti tettonici marcati, che scaricano gradualmente l'energia accumulata nel terreno, che possono originare fenomeni sismici frequenti ancorché di modesta entità.

A tale proposito l'Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003 e s.m.i., "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", ha stabilito la nuova classificazione sismica di tutto il territorio nazionale, e disciplinato la progettazione e la costruzione di nuovi edifici soggetti ad azioni sismiche, nonché la valutazione della sicurezza e gli interventi di adeguamento e miglioramento su edifici esistenti soggetti al medesimo tipo di azioni.

Il sito di costruzione ed i terreni in esso presenti dovranno in generale essere esenti da rischi di instabilità di pendii e di cedimenti permanenti causati da fenomeni di liquefazione o eccessivo addensamento in caso di terremoto.

Con l'entrata in vigore, il 23 ottobre 2005, delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.09.2005, le cui norme tecniche includono tra le referenze tecniche essenziali anche

l'Ordinanza n. 3274/2003 e s.m.i., è diventata obbligatoria la progettazione antisismica per tutto il territorio nazionale, facendo riferimento alle zone sismiche di cui alla OPCM 3274/2003.

Ai fini dell'applicazione di queste norme, il territorio nazionale è stato suddiviso in quattro zone sismiche, a ciascuna delle quali è assegnato un intervallo di valori dell'accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni; in particolare, per la determinazione delle azioni sismiche, risulta assegnato un valore (a_g / g), di ancoraggio dello spettro di risposta elastico, diverso per ogni zona sismica; il Comune di Finale Emilia ricade nella zona 3 a sismicità bassa, a cui è associato un valore della massima accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico pari a $a_g = 0,15g$.

I valori di a_g , espressi come frazione dell'accelerazione di gravità g , da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale sono:

Zona	Valore di a_g
1	0,35g
2	0,25g
3	0,15g
4	0,05g

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008 la stima della pericolosità sismica, intesa come accelerazione massima orizzontale su suolo rigido ($V_{S30} > 800$ m/s), viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente". Secondo l'approccio "zona dipendente", adottato dalla precedenti normative nazionali in campo antisismico, l'accelerazione di base a_g , senza considerare l'incremento dovuto ad effetti locali dei terreni, era direttamente derivante dalla Zona sismica di appartenenza del comune nel cui territorio è localizzato il sito di progetto. Il Comune di Finale Emilia è ricompreso all'interno delle due fasce di accelerazioni di 0.125-0.150 g e 0.150-0.175 (fig. 4).

Nella nuova normativa di cui al D.M. 14 gennaio 2008 la classificazione sismica del territorio è scollegata dalla determinazione dell'azione sismica di progetto, mentre rimane il riferimento per la trattazione di problematiche tecnico-amministrative connesse con la stima della pericolosità sismica. Pertanto, secondo quanto riportato nell'allegato A del D.M. 14 gennaio 2008, la stima dei parametri spettrali necessari per la definizione dell'azione sismica di progetto viene effettuata calcolandoli direttamente per il sito in esame, utilizzando come riferimento le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento, riportato nella tabella 1 nell'allegato B del D.M. del 2008.

Tale griglia è costituita da 10.751 nodi (distanziati di non più di 10 km) e copre l'intero territorio nazionale ad esclusione delle isole (tranne Sicilia, Ischia, Procida e Capri) dove, con metodologia e convenzioni analoghe vengono forniti parametri spettrali costanti per tutto il territorio (tabella 2 nell'allegato B del D.M. 14 gennaio 2008).

Per ciascuno dei nodi della griglia vengono forniti, per 9 valori del periodo di ritorno (da 30 anni a 2.475 anni), i valori dei parametri di pericolosità sismica, utili per la progettazione e cioè i valori di a_g (accelerazione orizzontale massima del terreno espressa in g/10), F_0 (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale adimensionale) e T^*c (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di accelerazione orizzontale espresso in secondi) necessari per la definizione dell'azione sismica, una volta definito per l'intervento in progetto, ai sensi sempre delle NTC2008, il tipo e la classe (ad esempio, per il fabbricato in oggetto, tipo 2 e classe II).

Secondo quanto riportato nell'allegato A del D.M. 2008, definite le coordinate del sito interessato dal progetto, è possibile il calcolo dei suddetti parametri spettrali (per uno dei tempi di ritorno forniti) tramite media pesata con i 4 punti della griglia di accelerazioni (Tabella 1 in Allegato B) che comprendono il sito in esame, per i quattro stati limite previsti dalle norme *S.L.O.*, *S.L.D.*, *S.L.V.* e *S.L.C.*.

Inoltre allo scopo di valutare l'amplificazione lito-stratigrafica dell'azione sismica di progetto, intesa come l'azione generata dal moto non uniforme del terreno di sedime per effetto della propagazione delle onde sismiche, deve essere classificato il terreno di fondazione, nelle seguenti categorie individuate dalle NTC 2008.

Il sito viene classificato sulla base di V_{s30} se disponibile, altrimenti sulla base del valore di N_{spt} , per terreni prevalentemente granulari, ovvero sulla base della c_u , per i terreni prevalentemente coesivi, nelle seguenti categorie di suolo:

A -	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s30} > 800$ m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B -	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$ nei terreni a grana grossa, o coesione non drenata $c_u > 250$ kPa nei terreni a grana fine).
C -	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensate, o terreni a grana fine mediamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT} < 50$ nei terreni a grana grossa, $70 < c_u < 250$ kPa nei terreni a grana fine).
D -	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori ai 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30} < 180$ m/s (ovvero $N_{SPT} < 15$ nei terreni a grana grossa, $c_u < 70$ kPa nei terreni a grana fine).
E -	<i>Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali</i> , con valori di V_{s30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con $V_{s30} > 800$ m/s.

Esistono poi due categorie speciali che sono individuate con le lettere S1 e S2 per le quali le NTC2008 richiedono per la definizione dell'azione sismica il ricorso a studi specifici.

S1 -	Depositi di terreni caratterizzati da valori $V_{s30} < 100$ m/s (ovvero $10 < c_u < 70$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fine di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2 -	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.

Nelle definizioni precedenti V_{s30} è la velocità media di propagazione entro i primi 30 m di profondità delle onde di taglio e viene calcolata con la seguente espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore (in metri) e la velocità delle onde di taglio dello strato i-esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

Categoria di suolo di fondazione

Per la determinazione della velocità delle onde S negli strati di copertura è stata elaborata la prova penetrometrica eseguita sull'area, ubicata come da allegato 3, spinta appositamente sino alla profondità di 30 m dal piano campagna.

Si sono applicate le correlazioni empiriche note e diffuse in bibliografia (Ijisan (1996)) che correlano il valore medio della resistenza alla punta di ogni singolo strato individuato, con il valore medio della velocità delle onde S, sempre per il singolo strato.

Ijisan (1996)				
PROVA PI				
Profondità		Spessore (m)	Vs (m/s)	hi/Vsi
da m	a m			
0	1,2	1,2	212	0,00566
1,2	8,2	7	153	0,04575
8,2	9,4	1,2	294	0,00408
9,4	10,8	1,4	203	0,0069
10,8	30,0	19,2	322	0,05963
		30		0,12202

Vs30 =	246
--------	-----

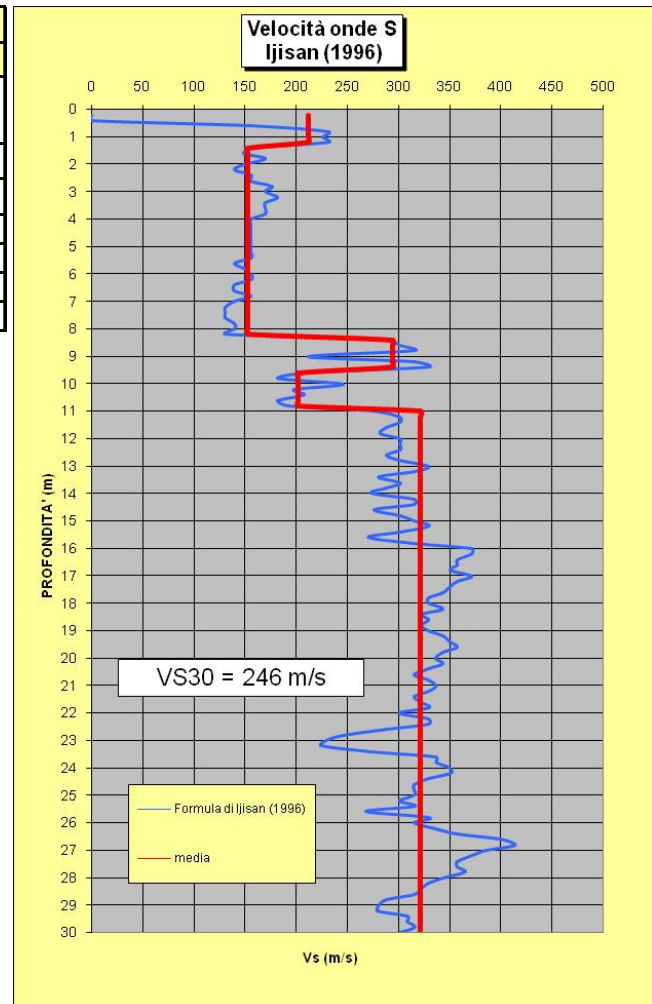
In particolare, la prova penetrometrica spinta sino ai 30 m è stata suddivisa in strati a caratteristiche litostratigrafiche e geotecniche omogenee e per ogni strato è stato determinato il valore medio del Rp, resistenza alla punta penetrometrica, dal quale, si è ricavato il valore della velocità delle onde Se quindi, mediante la formula sopra riportata, si è calcolato il valore della Vs30 mediato sui 30 m di profondità, come da norma, e quindi la relativa categoria di suolo di fondazione.

Per i terreni in oggetto, nell'area sulla quale sono ubicati i fabbricati oggetto d'intervento, fino ai 30 m di profondità, tenuto conto dell'indagine effettuata, si è ottenuto un valore della Vs30 pari a 246 m/sec, che definisce una **categoria di suolo** di fondazione di **tipo C**, riferibile a *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensate, o terreni a grana fine mediamente consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 e 360 m/s ($15 < N_{SPT} < 50$, $70 < c_u < 250$ kPa).

Sulla base della categoria di suolo di appartenenza del terreno, le NTC2008 associano un coefficiente di amplificazione stratigrafica Ss, da applicare alle componenti orizzontali dell'azione sismica; viene inoltre definito un coefficiente Cc che serve per il calcolo del periodo di controllo Tc corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro di risposta elastico in accelerazione.

Poiché tale valore è riferito al bedrock, per definire il valore di ag in superficie si calcola quindi il fattore Ss, caratteristico dell'area, che dipende dalla categoria di suolo di fondazione; essendo i terreni dell'area in esame in categoria C, avremo:

$$- Ss = 1.70 - (0.6 \times Fo \times ag/g)$$



Viene inoltre definito un coefficiente C_c , che serve per il calcolo del periodo di controllo T_c , corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro di risposta elastico in accelerazione; in particolare T_c è calcolato come prodotto di C_c per il periodo T^*c , ottenuto dallo studio di pericolosità sismici del sito specifico, come riportato nella tabella precedente.

Per suoli in categoria C il coefficiente C_c risulta pari a.

$$- C_c = 1.05 \times (T^*c)^{-0.33}$$

Le NTC 2008 di cui al DM 14/01/2008 prevedono anche un coefficiente di amplificazione topografica che tiene conto della particolare ubicazione del sito, in relazione alla sua configurazione morfologica. Vengono previste 4 categorie topografiche, a secondo della configurazione geometrica del sito, alle quali è associato un coefficiente di amplificazione S_T che varia da 1 a 1.4, come riportato nella tabella seguente.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica	Fattore di amplificazione S_T
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	1
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1.2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1.2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1.4

Per quanto concerne la topografia del sito, siamo nella categoria T1, caratterizzata da una superficie pianeggiante con inclinazione media inferiore o uguale a 15° , alla quale è associata un valore del coefficiente di amplificazione topografica S_T pari a 1.

Ciò detto, sulla base della collocazione del sito in oggetto, corrispondente al punto sul quale sono in progetto le opere previste, si ottengono i relativi parametri di pericolosità sismica, come riportato di seguito, che sono stati determinati per la classe d'uso 2.

ANALISI PER CLASSE D'USO 2

Sito in esame	
Latitudine (ED50): 44,855619	Longitudine (ED50): 11,211493
Classe: 2	Vita nominale: 50

Siti di riferimento	
Sito 1ID: 15174 Lat: 44,8622 - Lon: 11,1639	Distanza: 3824,7
Sito 2ID: 15175 Lat: 44,8636 - Lon: 11,2343	Distanza: 2004,0
Sito 3ID: 15397 Lat: 44,8136 - Lon: 11,2362	Distanza: 5062,7
Sito 4ID: 14952 Lat: 44,8122 - Lon: 11,1658	Distanza: 6020,2

Parametri sismici	
Categoria sottosuolo: C	Categoria topografica: T1
Periodo di riferimento: 50 anni	Coefficiente cu: 1

Stati limite	Probabilità di superamento	Tempo di ritorno (anni)
SLO	81%	30
SLD	63%	50
SLV	10%	475
SVC	5%	975

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
a _g	0.038 g
F ₀	2.567
T _c	0.251 s
S _s	1.500
C _c	1.658
S _T	1.000
q	1.000

STATO LIMITE	SLD
a _g	0.050 g
F ₀	2.480
T _c	0.269 s
S _s	1.500
C _c	1.620
S _T	1.000
q	1.000

STATO LIMITE	SLV
a _g	0.147 g
F ₀	2.587
T _c	0.270 s
S _s	1.472
C _c	1.618
S _T	1.000
q	1.000

STATO LIMITE	SLC
a _g	0.198 g
F ₀	2.537
T _c	0.277 s
S _s	1.398
C _c	1.605
S _T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

$S = S_s \cdot S_T$	(NTC-08 Eq. 3.2.5)
$\eta = \sqrt{10/(S + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q$	(NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)
$T_B = T_c / 3$	(NTC-07 Eq. 3.2.8)
$T_c = C_c \cdot T_c^*$	(NTC-07 Eq. 3.2.7)
$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$	(NTC-07 Eq. 3.2.9)

STATO LIMITE	SLO
S	1.500
η	1.000
T _B	0.139 s
T _C	0.416 s
T _D	1.753 s

STATO LIMITE	SLO
S	1.500
η	1.000
T _B	0.145 s
T _C	0.435 s
T _D	1.799 s

STATO LIMITE	SLV
S	1.470
η	1.000
T _B	0.145 s
T _C	0.436 s
T _D	2.188 s

STATO LIMITE	SLD
S	1.396
η	1.000
T _B	0.148 s
T _C	0.444 s
T _D	2.393 s

Coefficienti sismici

STATO LIMITE	SLO
K _h	0.010
K _v	0.005
A max	0.057
Beta	0.18

STATO LIMITE	SLO
K _h	0.014
K _v	0.007
A max	0.075
Beta	0.18

STATO LIMITE	SLV
K _h	0.067
K _v	0.034
A max	0.216
Beta	0.31

STATO LIMITE	SLD
K _h	0.086
K _v	0.043
A max	0.277
Beta	0.31

Dove K_h e K_v sono i coefficienti sismici, orizzontale e verticale, per il sito in esame, calcolati, nei diversi stati limite, mediante il coefficiente di riduzione sismica Beta (funzione della categoria di suolo).

Noti i parametri di pericolosità sismica si possono calcolare gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti orizzontali delle azioni sismiche di progetto per il sito in esame, ai sensi del D.M. 14/01/2008, e riportati in fig. 10 e riferiti alla stato limite SLV.

Spettro di risposta elastico su suolo TIPO A - NTC 2008		Spettro di risposta elastico su suolo TIPO C - NTC 2008	
0,000	0,147	0,000	0,216
0,090	0,380	0,145	0,560
0,270	0,380	0,436	0,560
0,361	0,284	0,520	0,470
0,452	0,227	0,603	0,405
0,544	0,189	0,687	0,356
0,635	0,161	0,770	0,317
0,726	0,141	0,853	0,286
0,818	0,125	0,937	0,261
0,909	0,113	1,020	0,239
1,000	0,102	1,104	0,221
1,092	0,094	1,187	0,206
1,183	0,087	1,270	0,192
1,274	0,080	1,354	0,180
1,366	0,075	1,437	0,170
1,457	0,070	1,521	0,161
1,548	0,066	1,604	0,152
1,640	0,063	1,687	0,145
1,731	0,059	1,771	0,138
1,823	0,056	1,854	0,132
1,914	0,054	1,938	0,126
2,005	0,051	2,021	0,121
2,097	0,049	2,104	0,116
2,188	0,047	2,188	0,112
2,274	0,043	2,274	0,103
2,360	0,040	2,360	0,096
2,447	0,037	2,447	0,089
2,533	0,035	2,533	0,083
2,619	0,033	2,619	0,078
2,706	0,031	2,706	0,073
2,792	0,029	2,792	0,069
2,878	0,029	2,878	0,064
2,965	0,029	2,965	0,061
3,051	0,029	3,051	0,057
3,137	0,029	3,137	0,054
3,223	0,029	3,223	0,051
3,310	0,029	3,310	0,049
3,396	0,029	3,396	0,046
3,482	0,029	3,482	0,044
3,569	0,029	3,569	0,042
3,655	0,029	3,655	0,040
3,741	0,029	3,741	0,038
3,827	0,029	3,827	0,036
3,914	0,029	3,914	0,035
4,000	0,029	4,000	0,033

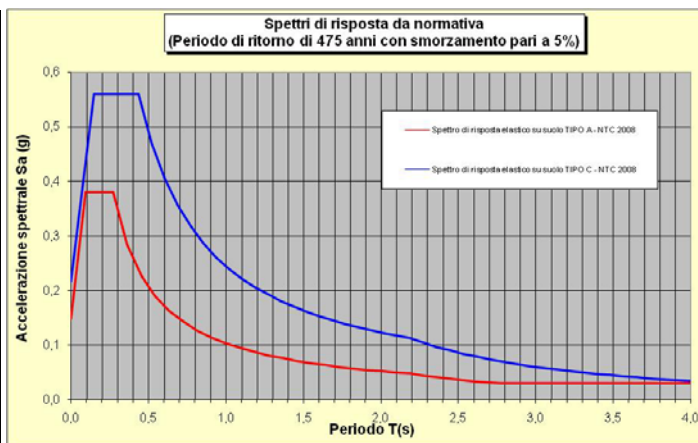


Fig. 10 - Spettri risposta componente orizzontale

La PGA attesa al sito è pari a 0,216 g con un fattore di amplificazione di natura stratigrafica pari a 1,47.

Verifica della suscettibilità alla liquefazione

Nella nuova normativa, inerente gli aspetti sismici, di cui al D.M. 14/01/2008, è richiesto di effettuare la verifica a liquefazione nel caso in cui siano presenti, nei primi 20 m di profondità del sottosuolo indagato, terreni granulari saturi (sabbie e sabbie limose) predisposti al fenomeno della liquefazione in caso di sisma.

Per liquefazione si intende un processo di accumulazione della pressione del fluido interstiziale che causa in un terreno incoerente (sabbie e sabbie limose) saturo (sotto falda) una diminuzione della resistenza al taglio a seguito dello scuotimento sismico, potendo dar luogo a delle deformazioni permanenti significative.

Il meccanismo della liquefazione dipende sia dalle caratteristiche del sisma (magnitudo, durata, distanza epicentrale ecc.) che da quelle locali del terreno (granulometria, saturazione, densità relativa, stato tensionale, ecc).

Nello specifico dell'area in esame, tenuto conto della presenza di strati sabbiosi saturi nei primi 20 m di profondità, come rilevato nelle prove eseguite, è stata valutata la suscettibilità alla liquefazione da prove CPT, mediante un programma di calcolo automatico che applica la correlazione di Robertson Wride (1997).

L'area in esame si colloca all'interno della Zona Sismogenetica n° 912 denominata "Dorsale Ferrarese" che rappresenta la zona più esterna della fascia in compressione dell'arco appenninico settentrionale.

Tale zona, come dalle rilevazioni dell'INGV (marzo 2004), almeno fino ai recenti eventi del maggio 2012, era caratterizzata da una magnitudo massima registrata di 4.6 Md, con una profondità efficace di 7 km, come riportato nella tabella seguente che evidenzia come sia elevato il numero di eventi con basse magnitudo che contribuiscono alla dissipazione delle energie tettoniche che si accumulano nelle strutture compressive della dorsale.

Zona	Numero eventi Md>2	Numero eventi Md>2.5	Numero eventi Md>3.0	Magnitudo massima Md	Classe di profondità (km)	Profondità efficace (km)
912	180	141	54	4.6	5-8	7

Tabella 1. Dettagli eventi nella zona simogenetica 912

Il Catalogo parametrico dei terremoti italiani Edizione 2004 denominato CPTI04 registra valori massimi di magnitudo momento Mw per la zona sismogenetica n° 912 pari a 6.14.

In considerazione degli eventi sismici recenti che hanno colpito l'area il 20 e 29 maggio 2012 e delle prime indicazioni fornite dall'INGV, per le verifiche alla liquefazione si è fatto cautelativamente riferimento ad un valore di magnitudo massima attesa pari a 6.20.

Litologicamente i terreni del primo sottosuolo in tutta l'area di interesse risultano caratterizzati da una certa omogeneità tipica di un ambiente di pianura alluvionale nel quale si alternano sia spazialmente che temporalmente ambienti deposizionali tra loro collegati.

Sostanzialmente si evidenzia una prevalente componente argillosa superficiale, con la presenza di bancate sabbiose in profondità (sabbie del PO).

La verifica della suscettibilità alla liquefazione è stata eseguita pertanto considerando i risultati, sino alla profondità di 20 m dal p.d.c. dell'indagine penetrometrica eseguita.

La falda è stata considerata alla profondità di 3,00 m dal p.d.c..

Di conseguenza è stata effettuata un'analisi per verificare la possibilità di occorrenza di fenomeni di liquefazione attraverso un'analisi semplificata in condizioni di free-field valutando, ad ogni quota z del deposito compresa nei primi 20 m, la suscettibilità alla liquefazione attraverso un coefficiente di sicurezza F_L dato dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione (CRR) e sollecitazione indotta dall'azione sismica (rapporto di tensione ciclica

CSR) mediante i metodi riportati di seguito ed indicati dalle “Linee Guida AGI – Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica”.

Per quanto concerne la magnitudo, come riportato nei capitoli precedenti, si è fatto riferimento ad un valore massimo pari a 6.20.

Per quel che concerne invece l’accelerazione massima attesa in superficie nell’area in esame, le analisi effettuate secondo quanto stabilito dalle NTC 2008 hanno portato ad un valore pari a 0.216g.

Il coefficiente di sicurezza F_L è stato calcolato a partire dalla seguente formula:

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

Il rapporto di tensione ciclica CSR, ad una determinata profondità, può essere valutato attraverso l’espressione di Seed e Idriss, 1971 riportata di seguito:

$$CSR = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} R_d$$

Dove:

a_{max} : accelerazione di picco al piano campagna del terremoto di progetto;

g : accelerazione di gravità;

σ_{v0} : tensione totale verticale alla profondità considerata;

σ'_{v0} : tensione efficace verticale alla profondità considerata;

R_d : coefficiente riduttivo dell’azione sismica per valutare la deformabilità del sottosuolo;

Il coefficiente riduttivo dell’azione sismica R_d si può ricavare, per profondità del piano campagna inferiori a 20 m, mediante la seguente espressione (Idriss e Boulanger, 2004):

$$R_d = \exp \left[\left(-1.012 - 1.126 \sin \left(\frac{z}{11.73} + 5.133 \right) \right) + \left(0.106 + 0.118 \sin \left(\frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \right) M \right]$$

Essendo z la profondità dal piano campagna espressa in metri ed M la magnitudo di momento dell’evento sismico atteso.

Poiché le procedure semplificate sono state elaborate sulla base di osservazioni sul comportamento dei depositi durante eventi sismici con magnitudo di momento M pari a 7.5, per eventi di magnitudo diversa occorre ridurre il carico sismico a quello equivalente di un terremoto di magnitudo 7.5 ($CSR_{M=7.5}$) attraverso la seguente relazione:

$$CSR_{M=7.5} = \frac{CSR}{MSF}$$

In cui MSF è un fattore di scala per la magnitudo che si può ricavare dall’espressione riportata di seguito (Idriss e Boulanger, 2004):

$$MSF = 6.9 \exp \left(\frac{-M}{4} \right) - 0.058$$

Per quel che concerne invece la valutazione del rapporto di resistenza ciclica CRR, la resistenza penetrometrica, q_c , ricavata dalle indagine penetrometriche statiche CPT, deve essere ricondotta ad un valore normalizzato, q_{c1N} , attraverso la seguente espressione:

$$q_{c1N} = C_Q \frac{q_c}{p_a}$$

Dove p_a (pressione atmosferica pari a 100kPa) e q_c espressa nella stessa unità di misura.

Il coefficiente C_Q (fattore correttivo per tener conto dell'influenza della pressione verticale efficace) può essere ricavato per via iterativa dalla seguente espressione (Boulanger e Idriss, 2004):

$$C_Q = \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^{1.338 - 0.294(q_{c1N})^{0.264}}$$

Tale coefficiente non deve superare il valore di 1.7.

Dal valore di (q_{c1N}) è possibile ottenere la resistenza alla liquefazione, per eventi sismici di magnitudo di momento pari a $M=7.5$, mediante la seguente espressione valida per sabbie pulite (Idriss e Boulanger, 2004).

$$CRR = \exp \left[\frac{q_{c1N}}{540} + \left(\frac{q_{c1N}}{67} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1N}}{80} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1N}}{114} \right)^4 - 3 \right]$$

Per materiali con frazione fine non trascurabile invece, per ottenere la resistenza alla liquefazione CRR è stata utilizzata la seguente equazione (Robertson e Wride, 1997):

$$CRR = 0.883 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.05 \quad \text{se } (q_{c1N})_{cs} < 50$$

$$CRR = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 \quad \text{se } (q_{c1N})_{cs} > 50$$

Nelle equazioni sopra riportate appare il valore $(q_{c1N})_{cs}$.

Infatti, nel caso di materiali con frazione fine non trascurabile la resistenza penetrometrica normalizzata q_{c1N} deve essere ricondotta ad un valore per sabbie pulite $(q_{c1N})_{cs}$ mediante la seguente espressione (Robertson e Wride, 1998):

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c * q_{c1N}$$

Il fattore correttivo K_c è dato da:

$$K_c = 1.0 \quad \text{per } I_c \leq 1.64$$

$$K_c = -17.88 + 33.75I_c - 21.63I_c^2 + 5.581I_c^3 - 0.4031I_c^4 \quad \text{per } I_c > 1.64$$

Il parametro di comportamento del terreno I_c da inserire nelle equazioni sopra riportate è una funzione della resistenza alla punta q_c e della resistenza laterale del manicotto f_s misurate dalle prove penetrometriche CPT.

In particolare:

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

con:

$$Q = \left[\left(\frac{q_c - \sigma_{vo}}{P_a} \right) \right] \left[\left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \right] \quad \text{resistenza penetrometrica normalizzata}$$

$$F = \left[\frac{f_s}{(q_c - \sigma_{vo})} \right] * 100\% \quad \text{resistenza laterale normalizzata}$$

Da quanto sopra, il 1° dato da ottenere è l'Indice I_C e relativo esponente di sforzo (n), che si ottengono procedendo per steps successivi:

- 1) se $I_C > 2,6$ ed $n=1$ allora il terreno è classificabile coesivo quindi non liquefacibile ed il calcolo è terminato;
- 2) se $I_C < 2,6$ il suolo può essere di natura granulare e si ripete il calcolo con $n= 0,5$;
- 3) se dal ricalcolo del punto 2 $I_C > 2,6$ il suolo è classificabile come non coesivo ed il valore di I_C sarà utilizzato nel calcolo di q_{cIN}
- 4) se dal ricalcolo del punto 3 $I_C > 2,6$ il suolo è classificabile come limoso ed eventualmente coesivo e si dovrà ripetere il calcolo con $n= 0,7$ ed il valore del nuovo IC sarà utilizzato nel calcolo di q_{cIN}
- 5) se dal ricalcolo del punto 4 $I_C > 2,6$ si utilizzerà come q_{cIN} il valore di $2q_c$.

Facendo riferimento a quanto previsto dalla Delibera dell'Assemblea Legislativa della RER. n° 112 della Regione Emilia Romagna, ottenuti i valori di CSR e di CRR è possibile valutare il coefficiente di sicurezza F_L .

Come previsto da tale normativa se $F_L > 1$ si possono escludere fenomeni di liquefazione mentre se $F_L < 1$ è possibile che avvengano fenomeni di liquefazione.

Dalla verifica risulta qualche raro livello sabbioso sciolto a rischio liquefazione; però ottenuto il parametro F_L è possibile operare una stima probabilistica della possibilità che avvenga la liquefazione, utilizzando la seguente relazione proposta dalla normativa:

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

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

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

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

$$F = 0 \quad \text{se } F_L > 1$$

In particolare, come previsto dalla normativa suddetta, il valore dell'indice del potenziale di liquefazione I_L valutato porta alla definizione del rischio di liquefazione che è: basso se $0 < I_L \leq 5$; elevato se $5 < I_L \leq 15$; estremamente elevato se $I_L > 15$.

Come riportato nella tabella seguente si sono ottenuti valori molto bassi dell'indice di potenziale di liquefazione I_L con il rischio di liquefazione che può essere considerato molto basso e quindi accettabile.

Prova	Indice di potenziale liquefazione I_L	Rischio di liquefazione
P1	1,65	basso

In riferimento alla Ordinanza della Regione Emilia Romagna n. 70 del 13/11/2012, poiché non sussistono le condizioni predisponenti la liquefazione, la definizione dell'azione sismica viene eseguita tramite l'approccio semplificato descritto al punto 3.2.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008, che si basa sull'individuazione della categoria di sottosuolo di riferimento.

Cedimenti sismici e post-sismici e deformazioni laterali

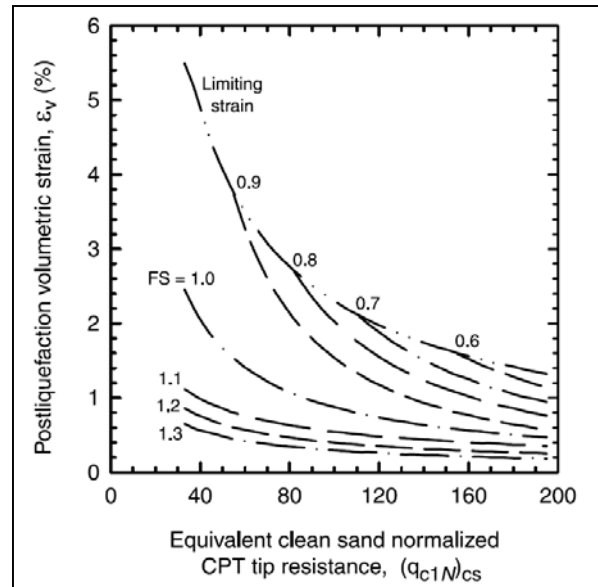
L'analisi è stata completata con la verifica dei cedimenti post-sismici per le prove suddette. Per i terreni granulari è stata effettuata attraverso la metodologia di Zhang et All (2002), in accordo a Robertson (2009), con il cedimento (s) ottenuto mediante la valutazione della deformazione volumetrica post-sismica indotta (ϵ_v), con la seguente espressione:

Per i terreni granulari saturi

$$S = \epsilon_v \cdot \Delta H$$

Dove ϵ_v viene calcolato in funzione della resistenza penetrometrica normalizzata e del fattore di sicurezza a liquefazione riportata nelle figura a lato.

Per i terreni fini il cedimento post-sismico, dovuto sia a fenomeni di riconsolidazione che a deformazioni di taglio indotte dalle sollecitazioni sismiche, è stato stimato sulla base del metodo proposto da Robertson (2009), che si basa sulla valutazione del fattore di sicurezza alla deformazione post-sismica, considerando il rapporto di resistenza ciclica del terreno ($CRR_{\gamma=3\%M=7.5}$) corrispondente al raggiungimento di una deformazione di taglio pari al 3% per un terremoto di riferimento di magnitudo pari a 7.5.



La deformazione ϵ_v viene quindi valutata con le seguenti espressioni (Robertson, 2009):

$$\text{se } FS_{\gamma=3\%M=7.5} > 0.84 \quad \epsilon_{vol} = \frac{[0.8 \cdot 2.66 \log(FS_{\gamma=3\%})]}{[0.33 \cdot (10 - 9 \log(0.33 \cdot Q_m)) \cdot (Q_m)^2]}$$

$$\text{se } FS_{\gamma=3\%M=7.5} \leq 0.84 \quad \epsilon_{vol} = \frac{1}{Q_m^2} \leq 1\%$$

dove Q_m = resistenza alla punta penetrometrica normalizzata e corretta in base alla procedura di Robertson (2009).

Per i terreni granulari non saturi la deformazione volumetrica di taglio dovuta alla compattazione è stata determinata attraverso il metodo di Krinitzsky et al. 1993, che per calcolare il cedimento ΔH in un generico strato di altezza H (rapporto di compressione volumetrica $\epsilon_v = \Delta H/H$, espresso in percentuale) utilizza il valore del numero di colpi corretto dello Standard Penetration Test ($(N1)_{60}$) e il picco di accelerazione a_{max} secondo il grafico riportato di seguito e la relativa tabella.

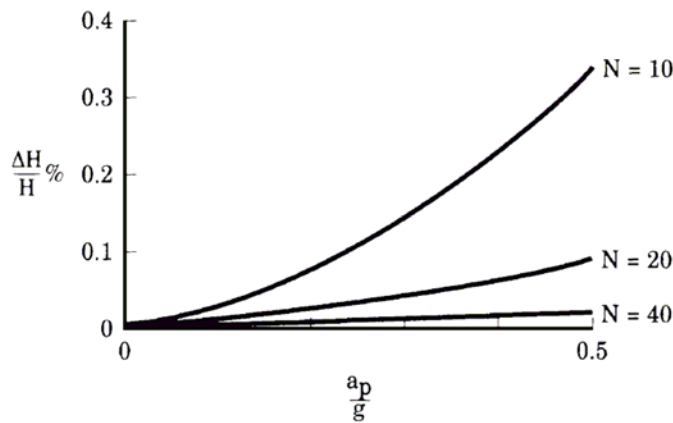


Fig. 11 - Figura per il calcolo dei cedimenti in terreni granulari non saturi (Krinitzsky et al. 1993)

a_{max} [g]	ϵ_v	ϵ_v	ϵ_v
	$(N_1)_{60}=10$	$(N_1)_{60}=20$	$(N_1)_{60}=40$
0.05	0.02	0.01	-
0.10	0.03	0.015	-
0.15	0.05	0.02	-
0.20	0.07	0.03	0.005
0.25	0.12	0.04	0.007
0.30	0.15	0.05	0.010
0.35	0.18	0.06	0.015
0.40	0.23	0.075	0.02

Tab. 2 - Valori del rapporto $\epsilon_v = DH/H$ in funzione dell'accelerazione a_{max} e del numero di colpi corretto $(N_1)_{60}$ (Del. 112/2007)

Nelle tabelle in allegato e in quella seguente, vengono riassunti i valori dei cedimenti sismici calcolati.

Prova	Cedimento terreni granulari saturi (Zhang et al, 2002) (cm)	Cedimento terreni fini saturi (Robertson, 2009) (cm)	Cedimento terreni granulari non saturi (Krinitzsky et al. 1993) (cm)	Cedimento totale (cm)
1	6,79	0,00	0,02	6,81

La stima degli spostamenti laterali indotti dalla liquefazione viene effettuata attraverso i risultati ottenuti per sabbie pulite da Yoshimine (1992) e Seed (1979), che hanno esplicitato la relazione tra la deformazione di taglio ciclico massima indotta dallo scuotimento sismico (γ_{max} in %) ed il fattore di sicurezza alla liquefazione (FS), riportato in figura a lato.

L'integrazione dei valori di γ_{max} con la profondità definisce l'indice di spostamento laterale (LDI)

Dove z_{max} è $\gamma = \int_0^{z_{max}} \gamma_{max} dz$ la profondità massima dei livelli potenzialmente liquefacibile con $FS_{liq} < 2.0$.

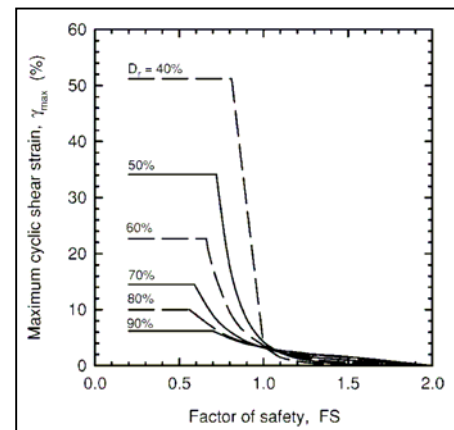
Dopo aver stimato l'LDI è possibile calcolare lo Spostamento Laterale (LD) utilizzando la seguente equazione:

$$LD = (S + 0.2) \cdot LDI \quad \text{se } 0.2\% < S < 3.5\%$$

Dove S è la pendenza (espressa in %) della superficie topografica.

Nel caso in esame è stato considerato, come pendenza della superficie topografica, il valore di 0.2.

Nella tabella in allegato e in quella seguente, vengono riassunti i valori dell'indice di spostamento laterale (LDI) e dello spostamento laterale (LD) per le prove eseguite.



Prova	LDI (cm)	LD (cm)
1	24,48	9,79

. B4) CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La caratterizzazione geotecnica dei terreni del primo sottosuolo è stata eseguita mediante l'elaborazione della prova penetrometrica statica eseguita sull'area, sulla quale è previsto l'intervento in progetto, di cui una spinta sino alla profondità massima di 30 m dal piano campagna. La prova è poi stata confrontata con altre prove effettuate nelle vicinanze dallo scrivente in occasione di altri interventi edilizi, rilevando una sostanziale omogeneità della situazione geologica presente. La parametrizzazione delle unità litotecniche del sottosuolo è stata redatta attraverso le correlazioni proposte in letteratura, con riferimento alle unità litostratigrafiche prima descritte.

Complessivamente l'indagine eseguita ha evidenziato la presenza di terreni con caratteristiche favorevoli alla realizzazione dell'intervento previsto.

I terreni interessati dalle strutture di fondazione in progetto, ovvero i più interessati dall'interazione struttura-terreno, sono quelli dell'unità A, sufficientemente consistenti da affrontare le normali problematiche fondazionali.

Qualora fosse necessario intervenire sulle fondazioni, sulla base dei dati ottenuti, si ritiene idonea per il fabbricato in oggetto, l'utilizzo di fondazioni superficiali, il cui piano di posa dovrà essere collocato ad una profondità non inferiore a 80 cm dal p.d.c. attuale in modo tale da consentire di fatto il superamento del terreno superficiale più alterato e in parte di riporto, compreso direttamente nella zona soggetta alle variazioni di umidità e temperatura.

A titolo indicativo, sulla base della prova eseguita, si è stimata per i terreni in esame una portanza massima, in termini di tensioni ammissibili, pari a 1,2 Kg/cm²; una volta noti i carichi agenti ai sensi delle norme vigenti si dovranno eseguire le verifiche agli stati limite (NTC2008).

Nella tabella seguente è riportata per la prova eseguita, la caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica media, con i principali parametri utili alle successive verifiche.

Parametri geotecnici

Prova P1

Strato	Prof.	Rpm	Cu	C'	φ	Mo	γ	Dr	v	w	Tipo
1	0,60 - 1,20	17	0,85	/	/	63	1,94	--	0,44	2	Argille molto compatte
2	1,20 - 8,20	15	0,73	/	/	58	1,92	--	0,45	1,5	Argille di media consistenza
3	8,20 - 9,40	116	/	/	33	310	1,80	70	0,3	10	Sabbie limose compatte
4	9,40 - 10,80	31	1,47	/	/	98	1,98	--	0,42	3	Argille sabbiose e limose
5	10,80 - 30,00	148	/	/	39	390	1,80	75	0,3	12	Sabbie dense

dove:

Strato: Numero progressivo strato

Prof: Profondità base strato (m)

Rpm: Resistenza alla punta media (Kg/cm²)

Cu: Coesione non drenata (Kg/cm²)

C': Coesione efficace (Kg/cm²)

Dr: Densità relativa (%)

φ: Angolo di resistenza al taglio (°)

Mo: Modulo Edometrico (Kg/cm²)

γ: Peso unità di volume (t/m³)

w: Coefficiente di Winkler (Kg/cm³)

v: Coefficiente di Poisson

Tipo: Litologia strato prevalente

.C) CONCLUSIONI

La presente relazione, redatta su incarico della Sig.ra Poletti Maria Grazia, tratta dei caratteri geologici, geomorfologici, sismici e geotecnici di un'area posta in via per Mirandola 16, a Massa Finalese, nel comune di Finale Emilia, sulla quale è in progetto il miglioramento sismico di un fabbricato ad uso abitazione e deposito.

Sulla base delle indagini eseguite, considerazioni ed ipotesi svolte si dichiara **la fattibilità dell'intervento in progetto**. Si è, infatti, verificata la mancanza di controindicazioni da un punto di vista geologico, geotecnico, idrologico, idrogeologico e sismico.

Dallo studio eseguito è emerso che l'area si colloca in una zona pianeggiante che permette uno sviluppo edilizio dell'intervento in progetto senza particolari problemi, con presenza di terreni alluvionali stabili, caratterizzati da buone caratteristiche geomeccaniche.

La caratterizzazione dei terreni di sottofondazione nell'area in esame, è stata ottenuta attraverso l'esecuzione di una prova penetrometrica statica, spinta sino alla profondità massima di 30 m dal piano campagna attuale.

I dati ottenuti hanno consentito di definire il modello geologico e geotecnico del terreno del primo sottosuolo, sulla base del quale eseguire le successive verifiche.

Qualora fosse necessario intervenire sulle fondazioni, sulla base dei dati ottenuti, si ritiene idonea per il fabbricato in oggetto, l'utilizzo di fondazioni superficiali, il cui piano di posa dovrà essere collocato ad una profondità non inferiore a 80 cm dal p.d.c. attuale in modo tale da consentire di fatto il superamento del terreno superficiale più alterato e in parte di riporto, compreso direttamente nella zona soggetta alle variazioni di umidità e temperatura.

A titolo indicativo, sulla base della prova eseguita, si è stimata per i terreni in esame una portanza massima, in termini di tensioni ammissibili, pari a 1,2 Kg/cmq; una volta noti i carichi agenti ai sensi delle norme vigenti si dovranno eseguire le verifiche agli stati limite (NTC2008).

L'area presenta un livello di falda freatica alla profondità di circa 3 m dal piano campagna.

Dal punto di vista sismico si dovrà fare riferimento come zonizzazione per il comune di Finale Emilia, alla zona 3. Si è classificata l'area in esame definendo i parametri di pericolosità sismica di base; quindi si è definita la categoria sismica di suolo di fondazione dei terreni presenti, risultata essere la categoria C, mediante la quale si sono determinati per l'area specifica i fattori di amplificazione locale, ai sensi delle norme vigenti, sia stratigrafica sia topografica.

In ogni modo, in fase esecutiva, occorrerà durante le operazioni di cantiere, l'assistenza dello scrivente per la verifica in corso d'opera delle condizioni geotecniche assunte in questa sede (punto b3 delle N.T. del D.M. 11/03/1988).

Modena, 29/07/2013

Il Tecnico

Dott. Geol. Alessandro Maccaferri



ALLEGATI

Allegato 1 – Inquadramento geografico (scala 1:25.000)

Allegato 2 – Inquadramento geografico (scala 1:5.000)


Allegato 3 – Ubicazione prova penetrometrica statica

Allegato 4 – Prova penetrometrica statica

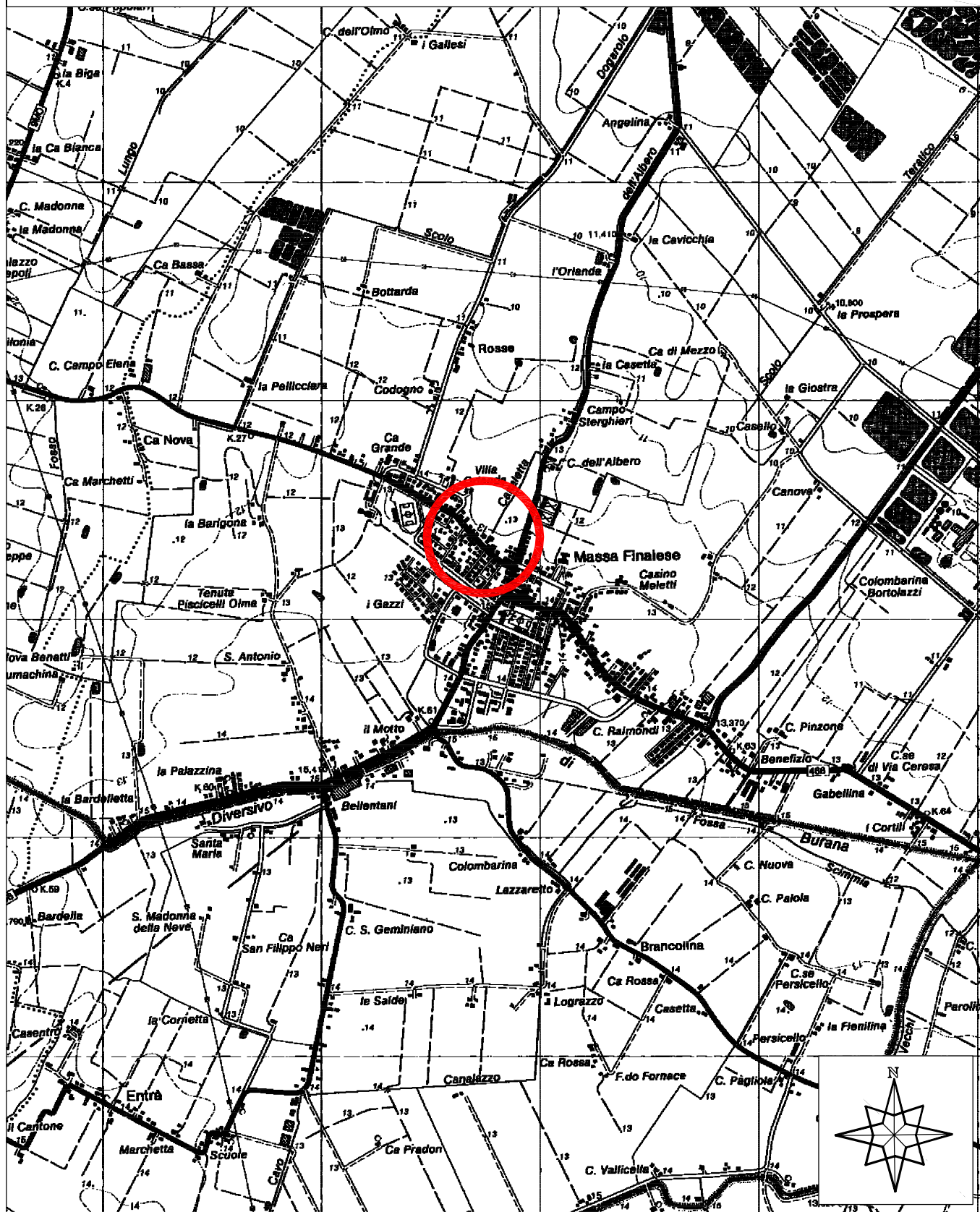
Allegato 5 – Verifica liquefazione

Allegato 6 – Verifica cedimenti sismici e post sismici


ALLEGATO N. 1 - INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

 Area in esame

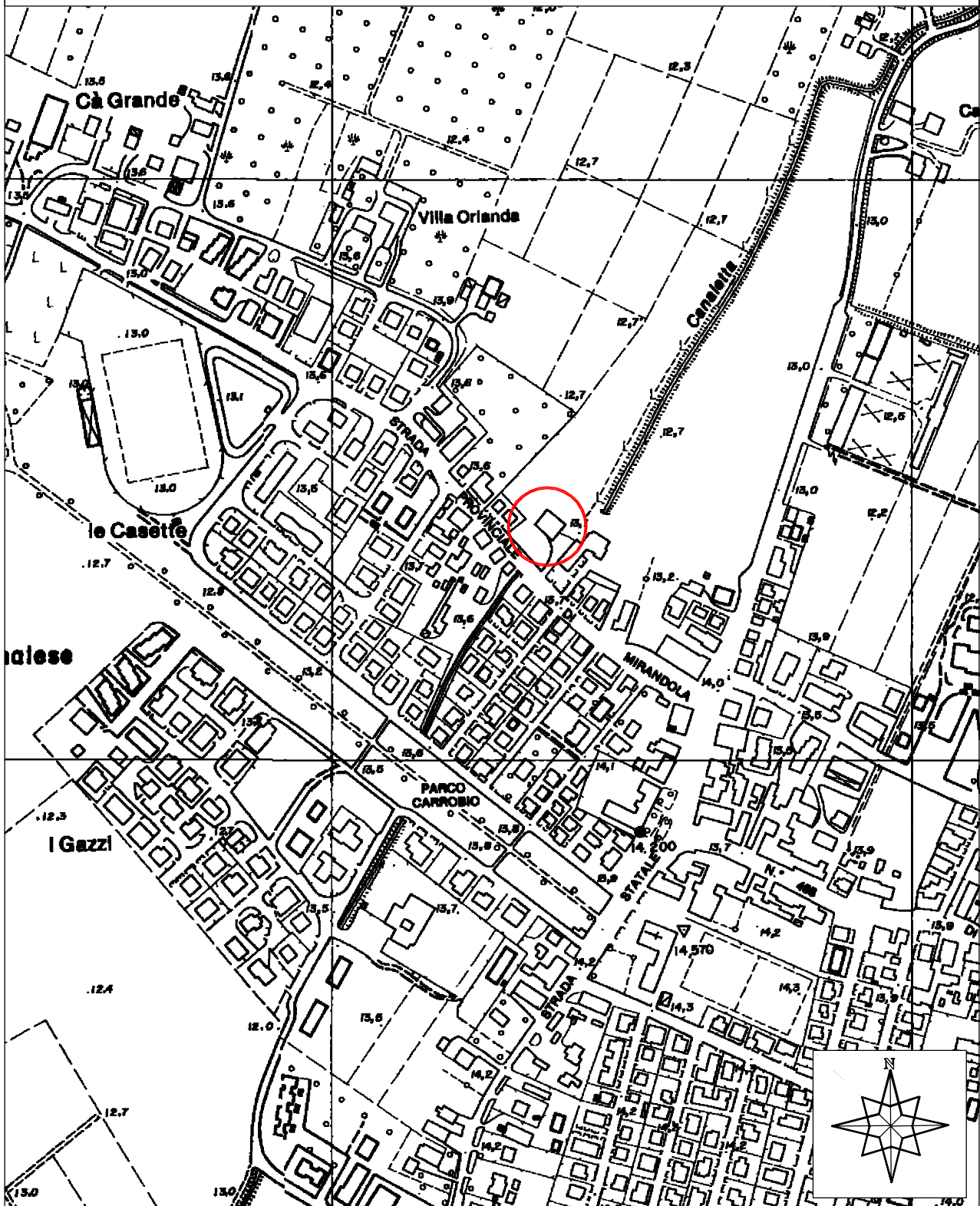
Scala 1:25.000



ALLEGATO N. 2 - INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

 Area in esame

Scala 1:5.000

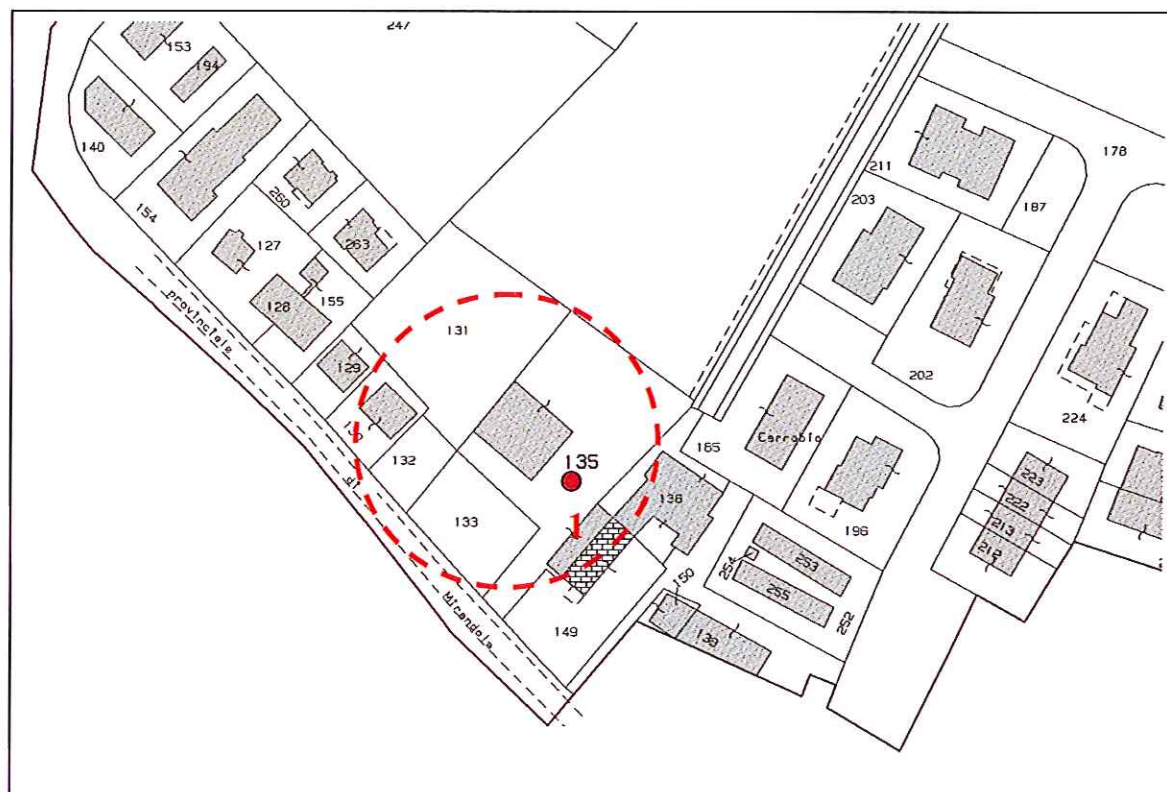


POLETTI MARIA GRAZIA

VIA PER MIRANDOLA, 16
MASSA FINALESE (MO)



FG.31 MAPP.135



● UBICAZIONE PROVA PENETROMETRICA



Via AUSTRIA, 24 - 41100 MODENA

Telefono 059/313999

Telefax 059/454827



PROVA PENETROMETRICA STATICA

Penetrometro Gouda

Certificato n. : **555/13** Data emissione: 12/06/13

Committente : POLETTI MARIA GRAZIA

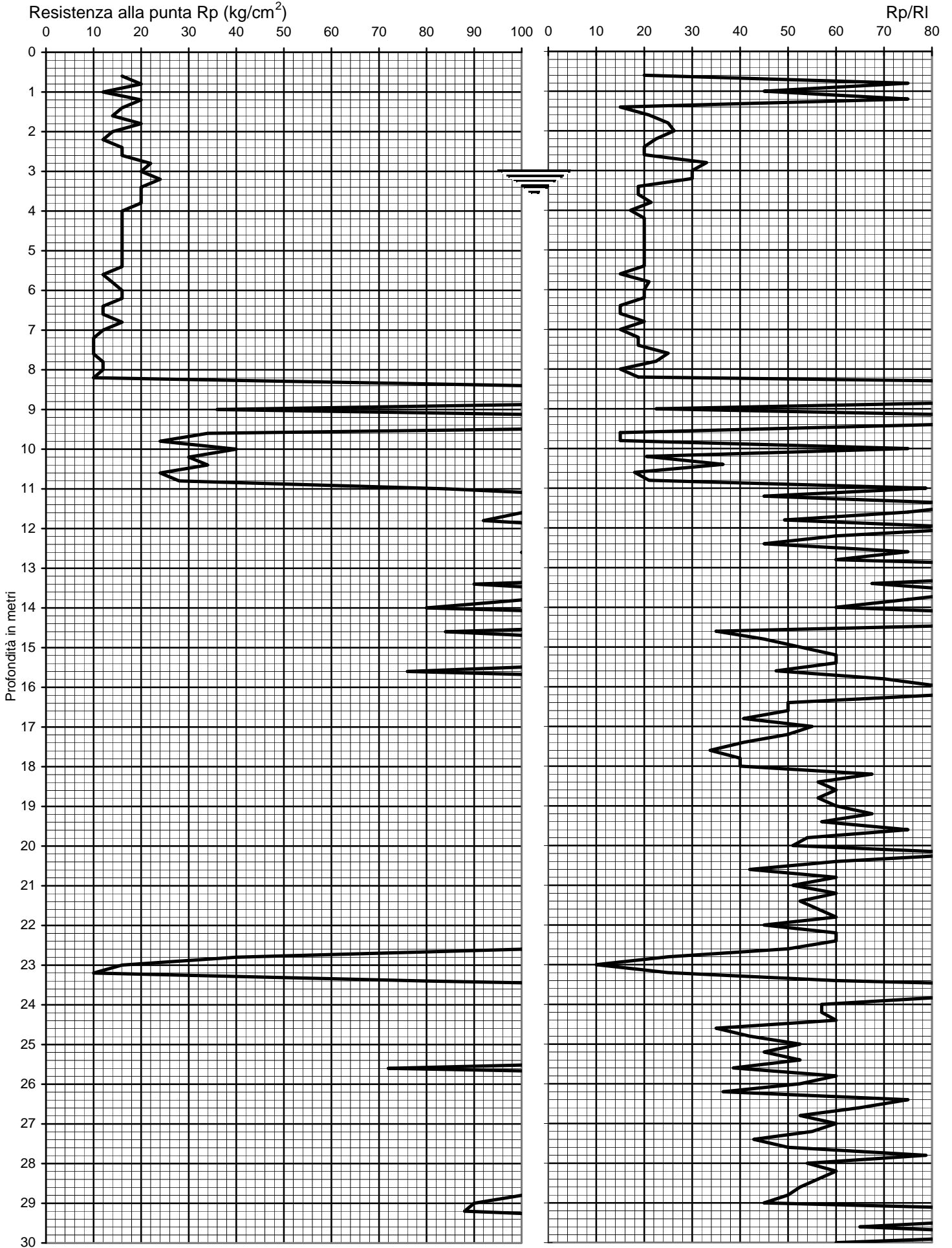
Località : VIA PER MIRANDOLA N. 16 MASSA FINALESE

Prova numero : 1

Data : 12/06/2013

Operatore : DR. REBECCHI

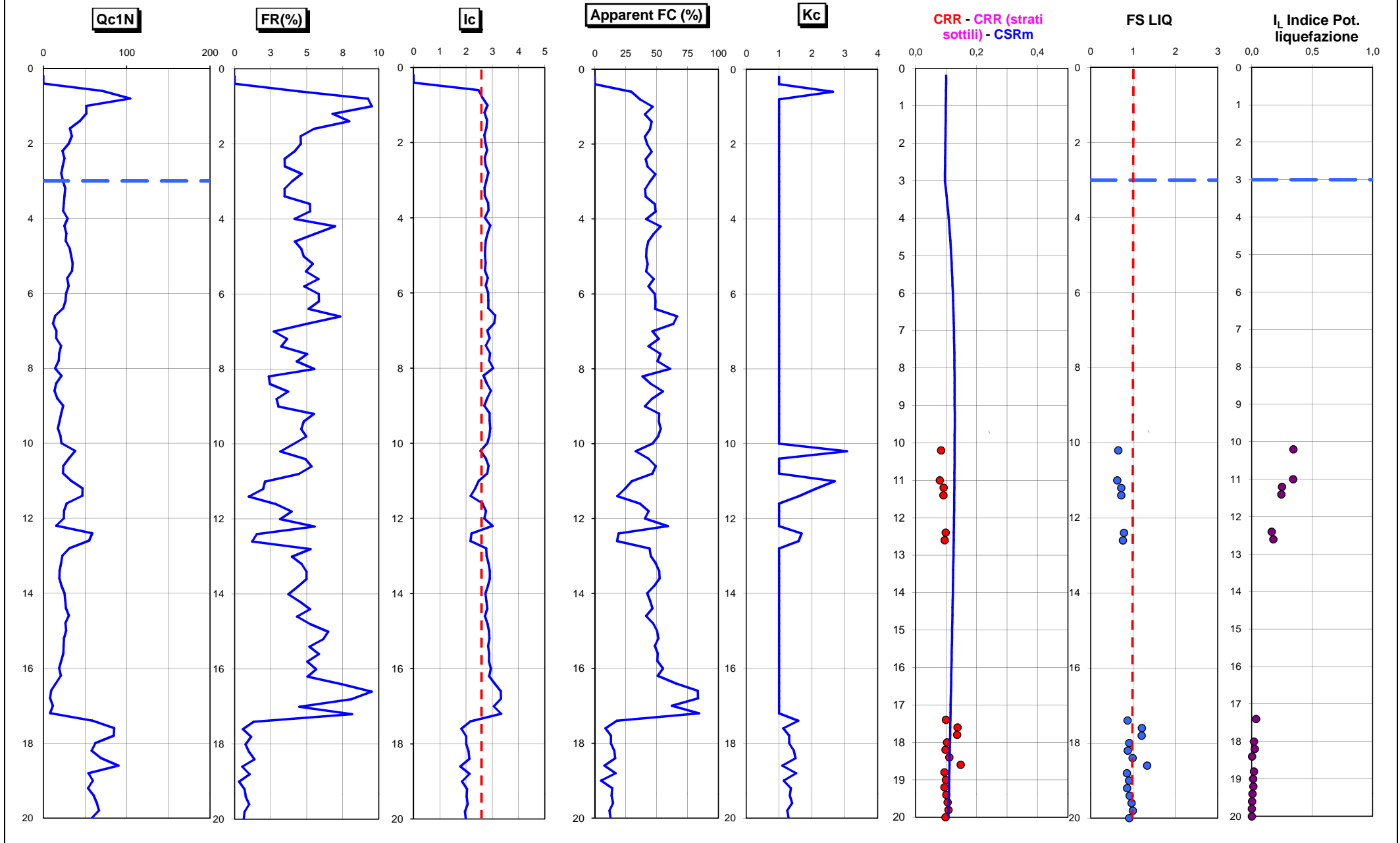
Quota : P.C.



Prof. (m)	P (kg/cm ²)	P + L (kg/cm ²)	Rp (kg/cm ²)	RI (kg/cm ²)	Rp/RI [-]
0,20					
0,40					
0,60	16	28	16	0,80	20,00
0,80	20	24	20	0,27	75,00
1,00	12	16	12	0,27	45,00
1,20	20	24	20	0,27	75,00
1,40	16	32	16	1,07	15,00
1,60	14	24	14	0,67	21,00
1,80	20	32	20	0,80	25,00
2,00	14	22	14	0,53	26,25
2,20	12	20	12	0,53	22,50
2,40	16	28	16	0,80	20,00
2,60	16	28	16	0,80	20,00
2,80	22	32	22	0,67	33,00
3,00	20	30	20	0,67	30,00
3,20	24	36	24	0,80	30,00
3,40	20	36	20	1,07	18,75
3,60	20	36	20	1,07	18,75
3,80	20	34	20	0,93	21,43
4,00	16	30	16	0,93	17,14
4,20	16	28	16	0,80	20,00
4,40	16	28	16	0,80	20,00
4,60	16	28	16	0,80	20,00
4,80	16	28	16	0,80	20,00
5,00	16	28	16	0,80	20,00
5,20	16	28	16	0,80	20,00
5,40	16	28	16	0,80	20,00
5,60	12	24	12	0,80	15,00
5,80	14	24	14	0,67	21,00
6,00	16	28	16	0,80	20,00
6,20	16	28	16	0,80	20,00
6,40	12	24	12	0,80	15,00
6,60	12	24	12	0,80	15,00
6,80	16	28	16	0,80	20,00
7,00	12	24	12	0,80	15,00
7,20	10	18	10	0,53	18,75
7,40	10	18	10	0,53	18,75
7,60	10	16	10	0,40	25,00
7,80	12	20	12	0,53	22,50
8,00	12	24	12	0,80	15,00
8,20	10	18	10	0,53	18,75
8,40	100	110	100	0,67	150,00
8,60	120	140	120	1,33	90,00
8,80	140	160	140	1,33	105,00
9,00	36	60	36	1,60	22,50
9,20	140	160	140	1,33	105,00
9,40	160	190	160	2,00	80,00
9,60	34	68	34	2,27	15,00
9,80	24	48	24	1,60	15,00
10,00	40	48	40	0,53	75,00
10,20	30	52	30	1,47	20,45
10,40	34	48	34	0,93	36,43
10,60	24	44	24	1,33	18,00
10,80	28	48	28	1,33	21,00
11,00	84	100	84	1,07	78,75
11,20	120	160	120	2,67	45,00
11,40	120	140	120	1,33	90,00
11,60	100	120	100	1,33	75,00
11,80	92	120	92	1,87	49,29
12,00	120	140	120	1,33	90,00
12,20	120	150	120	2,00	60,00
12,40	120	160	120	2,67	45,00
12,60	100	120	100	1,33	75,00
12,80	120	150	120	2,00	60,00
13,00	160	180	160	1,33	120,00
13,20	140	160	140	1,33	105,00
13,40	90	110	90	1,33	67,50
13,60	120	140	120	1,33	90,00
13,80	100	120	100	1,33	75,00
14,00	80	100	80	1,33	60,00
14,20	140	160	140	1,33	105,00
14,40	140	160	140	1,33	105,00
14,60	84	120	84	2,40	35,00
14,80	120	160	120	2,67	45,00
15,00	140	180	140	2,67	52,50

Prof. (m)	P (kg/cm ²)	P + L (kg/cm ²)	Rp (kg/cm ²)	RI (kg/cm ²)	Rp/RI [-]
15,20	160	200	160	2,67	60,00
15,40	120	150	120	2,00	60,00
15,60	76	100	76	1,60	47,50
15,80	140	170	140	2,00	70,00
16,00	220	260	220	2,67	82,50
16,20	220	260	220	2,67	82,50
16,40	200	260	200	4,00	50,00
16,60	200	260	200	4,00	50,00
16,80	190	260	190	4,67	40,71
17,00	220	280	220	4,00	55,00
17,20	200	260	200	4,00	50,00
17,40	190	260	190	4,67	40,71
17,60	180	260	180	5,33	33,75
17,80	160	220	160	4,00	40,00
18,00	160	220	160	4,00	40,00
18,20	180	220	180	2,67	67,50
18,40	150	190	150	2,67	56,25
18,60	160	200	160	2,67	60,00
18,80	150	190	150	2,67	56,25
19,00	160	200	160	2,67	60,00
19,20	180	220	180	2,67	67,50
19,40	190	240	190	3,33	57,00
19,60	200	240	200	2,67	75,00
19,80	180	230	180	3,33	54,00
20,00	170	220	170	3,33	51,00
20,20	180	210	180	2,00	90,00
20,40	160	200	160	2,67	60,00
20,60	140	190	140	3,33	42,00
20,80	160	200	160	2,67	60,00
21,00	170	220	170	3,33	51,00
21,20	160	200	160	2,67	60,00
21,40	140	180	140	2,67	52,50
21,60	150	190	150	2,67	56,25
21,80	160	200	160	2,67	60,00
22,00	120	160	120	2,67	45,00
22,20	160	200	160	2,67	60,00
22,40	160	200	160	2,67	60,00
22,60	100	130	100	2,00	50,00
22,80	40	64	40	1,60	25,00
23,00	16	40	16	1,60	10,00
23,20	10	16	10	0,40	25,00
23,40	80	100	80	1,33	60,00
23,60	170	190	170	1,33	127,50
23,80	170	200	170	2,00	85,00
24,00	190	240	190	3,33	57,00
24,20	190	240	190	3,33	57,00
24,40	160	200	160	2,67	60,00
24,60	140	200	140	4,00	35,00
24,80	140	190	140	3,33	42,00
25,00	140	180	140	2,67	52,50
25,20	120	160	120	2,67	45,00
25,40	140	180	140	2,67	52,50
25,60	72	100	72	1,87	38,57
25,80	160	200	160	2,67	60,00
26,00	140	180	140	2,67	52,50
26,20	170	240	170	4,67	36,43
26,40	200	240	200	2,67	75,00
26,60	260	320	260	4,00	65,00
26,80	280	360	280	5,33	52,50
27,00	240	300	240	4,00	60,00
27,20	220	280	220	4,00	55,00
27,40	200	270	200	4,67	42,86
27,60	200	260	200	4,00	50,00
27,80	210	250	210	2,67	78,75
28,00	180	230	180	3,33	54,00
28,20	160	200	160	2,67	60,00
28,40	150	190	150	2,67	56,25
28,60	140	180	140	2,67	52,50
28,80	100	130	100	2,00	50,00
29,00	90	120	90	2,00	45,00
29,20	88	100	88	0,80	110,00
29,40	130	150	130	1,33	97,50
29,60	130	160	130	2,00	65,00
29,80	140	160	140	1,33	105,00
30,00	120	150	120	2,00	60,00

Informazioni generali		Informazioni falda		Informazioni terremoto		Informazioni e Risultati analisi		
Località	VIA PER MIRANDOLA N. 16 MA	Profondità falda da pdc (m) = 3,00		M_w :	6,20	CRR > Formule di Robertson e Wride (1997) - sabbie con fine		
Coord GB	/	ALLEGATO 5		a_{max} (g):	0,216	CSR = $0.65(a_{max}/g)(\sigma_{vo}'/\sigma_{vo}')r_d$ con rd Idriss e Boulanger, 2004		
Prova	Prova nr. 1			F _{LIQ} = (CRR/CSR)*MSF con MSF di Idriss e Boulanger, 2004			I_L (indice del potenziale liquefazione) =	1,65
data	12/06/2013					DOTT. ALESSANDRO MACCAFERRI - GEOLOGO - V.le Caduti in Guerra, 1 - 41100 Modena Tel. 059-226540 - Fax: 059-4398943 Cell. 335/7053511 - Email: maccafe@tin.it		



Informazioni generali		Informazioni falda e terremoto		Informazioni e Risultati analisi			DOTT. ALESSANDRO MACCAFERRI - GEOLOGO - V.le Caduti in Guerra, 1 - 41100 Modena Tel. 059-226540 - Fax: 059-4398943 Cell. 335/7053511 - Emai: maccafe@tin.it
Località	VIA PER MIRANDOLA N. 16 MASSA FINALESE	Profondità falda da pdc (m) =	3,00	Cedimento terreni granulari saturi (Zhang et al, 2002)	●	6,79	
Coord GB /		M _w :	6,2	Cedimento terreni fini saturi (Robertson, 2009)	●	0,00	
Prova	Prova nr. 1	a _{max} (g):	0,216	Cedimento terreni granulari non saturi (Krinitzsky et al., 1993)	●	0,02	
data	12/06/2013	ALLEGATO 6		Cedimento totale (cm)		6,81	
				Lateral displacement Index (LDI) (cm) =	24,48	LD (cm) =	9,79

