

TELENERGIA
ALESSANDRIA  TELERISCALDAMENTO

PROVINCIA DI
ALESSANDRIA
COMUNE DI
ALESSANDRIA

COMPLETAMENTO DEL SISTEMA DI TELERISCALDAMENTO DELLA CITTÀ DI ALESSANDRIA

PROGETTO DELLE OPERE *CENTRALE SUD*

Elaborato GEO V002

RELAZIONE GEOTECNICA

Professionisti:



Codifica elaborato: B1 GEO V002
Versione: A – Emissione: Giugno 2017
File: B1_GEO_V002.A.PDF



RELAZIONE GEOTECNICA

INDICE

1	PREMESSA ED INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	3
2	PERICOLOSITÀ SISMICA DEL SITO E PARAMETRI SISMICI.....	6
3	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE DI TERRENI E AZIONE SISMICA	16
4	INTERPRETAZIONE DATI PENETROMETRICI.....	16
5	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	17

1 PREMESSA ED INQUADRAMENTO GEOLOGICO

A integrazione degli atti di progetto relativi alla realizzazione di una centrale di cogenerazione inerente l'impianto di teleriscaldamento a servizio della Città di Alessandria, è stata richiesta allo scrivente la redazione della relazione geologica in ossequio dal D.M. 14 gennaio 2008 N.T.C. (Norme Tecniche delle Costruzioni).

L'area è ubicata ad Est, Sud-Est del centro abitato di Alessandria, presenta una morfologia sub-pianeggiante ed è posta in corrispondenza di un lotto di terreno avente una superficie di 10000 mq circa, in fregio a Via S. Giovanni Bosco e la tangenziale Sud Est di Alessandria.

L'indagine si è caratterizzata mediante l'esecuzione di n.10 prove penetrometriche posizionate in corrispondenza dell'area oggetto di edificazione della centrale di cogenerazione in progetto, le quali hanno permesso di caratterizzare le peculiarità litologiche e geotecniche del sottosuolo, mentre per quanto concerne gli aspetti sismici nella stessa area d'indagine sono state effettuate n.2 prospezioni sismiche MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) per la misura delle Vs30.

Sottostante al suolo agrario è presente il substrato della formazione geologica conosciuta con il nome di "Alluvioni prevalentemente argillose della superficie principale a Sud del Po, attribuibili in parte alle Alluvioni postglaciali ed in parte al Fluviale Recente" (Foglio n.70 Alessandria della Carta Geologica d'Italia).

Trattasi di depositi lasciati durante l'Olocene inferiore (nelle fasi interglaciali) dai corsi d'acqua che scendevano con direzione Nord verso il centro della pianura Alessandrina, formando estese conoidi di sedimenti prevalentemente fini su depositi più antichi anch'essi di origine fluviale ed aventi uno spessore di circa 10/15 m, successivamente erosi dagli attuali corsi d'acqua (fiume Bormida e fiume Tanaro), i quali a loro volta hanno depositato altri sedimenti più recenti, a cui seguono fino ad una profondità di oltre 20,00 sabbie ghiaiose e ghiaie caratterizzanti la parte sommitale della formazione geologica affiorante. Più in profondità seguono successioni di ghiaie e sabbie a granulometria più grossolana con intercalazioni lentiformi di limi argillosi ed argille, tipiche di sequenze alluvionali pleistoceniche.

Per quanto riguarda gli aspetti litotecnici, sono presenti fino ad una quota variabile da 3,50 a 4,00 m dal p.c. terreni argillosi e limosi a caratterizzati da mediocri parametri di resistenza al taglio con valori di "coesione non drenata" (Cu) variabili da 0,30 a 0,50 Kg/cm², a cui seguono fino alla profondità media di 15,00 metri dal p.c. successioni di sabbie e ghiaie resistenti con valori medi di angolo di attrito interno (ϕ) variabili da 30° a 34° e densità relativa (Dr) variabili dal 20% a 60%, con intercalazioni lentiformi di limi argillosi meno resistenti, come riscontrato attraverso le prove penetrometriche effettuate nell'area oggetto d'indagine.

I terreni sono caratterizzati da medio alti valori di permeabilità ($0,005 < K < 0,0005$ m/sec), per cui l'assetto idrogeologico del sottosuolo è rappresentato da una falda di tipo freatica

superficiale alimentata in parte dalle acque di sub alveo del F. Bormida ed in parte dalle acque d'infiltrazione di superficie, contenute nelle sabbie e ghiaie sottostanti alle argille limose superficiali.

La superficie libera della falda freatica, soggetta a sensibili escursioni stagionali in periodi di intense piogge, si pone mediamente ad una quota variabile da -8,00 a -10,00 metri dal p.c., è caratterizzata da deflusso idrico sotterraneo orientato verso Nord-Est. Alla data del 10-11-12 novembre 2015 nei fori penetrometrici il livello della falda è stato riscontrato alla quota media di -9,00 m dal p.c.

La Carta di Sintesi del P.R.G.C. di cui allo stralcio allegato (III Variante Strutturale al PRGC, dicembre 2010), inserisce l'area oggetto d'indagine nella CLASSE III (PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA ALTA) definita come *"Porzioni di territorio nelle quali gli elementi di pericolosità geomorfologica e di rischi, derivanti questi ultimi dalla urbanizzazione dell'area, sono tali da impedirne l'utilizzo qualora inedificate, richiedono viceversa, la previsione di interventi di riassetto territoriale a tutela del patrimonio esistente"*. L'area è inserita nella **CLASSE IIIba** definita come *"Aree ubicate all'interno della Fascia C e/o a retro della Fascia B di Progetto e nelle Frazione di Spinetta Marengo e Litta (N.d.A. art. 51)"*.

Norme di Attuazione del P.R.G.C. (art. 51 prescrizioni geologiche):

"Alle aree in Fascia C si intendono estese le norme della fascia B fino al completamento delle opere di difesa idraulica e/o riassetto territoriale In tali ambiti la fruibilità urbanistica avverrà in conformità ai disposti dell'art. 28, secondo le modalità precisate dal relativo "Regolamento di Attuazione" (adottato con D.C.I. n. 11 del 5/04/2006), e del comma 5 dell'art. 31 delle Norme di Attuazione del PAI, nonché, per quanto concerne il Ponte Cittadella, alla verifica della "Direttiva contenente i criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B (adottata con D.C.I. n. 2 dell'11/05/1999, aggiornata con D.C.I. n. 10 del 5/04/2006.)"

In seguito all'avvenuta realizzazione delle opere di difesa e/o di riassetto territoriale che l'Amministrazione Comunale riterrà sufficienti alla minimizzazione del rischio esistente, potranno essere consentite nuove edificazioni alle seguenti condizioni:

- 1. accertamento geotecnico nel rispetto del D.M.L.P. 11/3/1988 e del D.M. 14/01/2008 e s.m.i., volto a determinare la quota di imposta delle fondazioni;*
- 2. esecuzione preventiva di una corretta regimazione delle acque superficiali e di falda, previa relazione geologica;*
- 3. l'edificazione finalizzata a destinazioni d'uso che comportano la presenza continuativa di persone dovranno essere realizzate in ambienti aventi il piano di calpestio ad una quota di sicurezza come 93 riportato indicativamente nell'allegata Tabella A e/o da valutazioni idrauliche puntuali. Tale valutazione può essere redatta a cura del soggetto attuatore dell'opera o, tramite iniziativa pubblica;*

4. *è consentita la realizzazione di locali al piano terra, purché adibiti esclusivamente ad autorimessa, cantine o depositi, che non si approfondiscano oltre 0,30 m dal piano strada;*
5. *le sistemazioni esterne relative alle recinzioni di proprietà ad eccezione del centro storico, sia su fronte stradale (pubblica o privata) sia sui confini laterali, devono essere formate con siepi vive di altezza non superiore a m. 2 con interposta eventuale rete metallica plastificata oppure con cancellata a giorno, con zoccolatura (minore o uguale a cm 20) provvista di idonei scoli per le acque;*
6. *in queste aree è ammessa la costruzione di piani seminterrati o interrati, a una quota più bassa di quella di riferimento (Tabella A) o a quella della massima escursione della falda, purché adibiti esclusivamente ad autorimessa, cantine, depositi senza presenza continuativa di persone, previa esecuzione delle specifiche indagini di cui alla lettera H del D.M. 11 marzo 1988, il cui accesso avvenga comunque attraverso vie d'ingresso che si sviluppino a partire da quote superiori o uguali alla quota di riferimento (Tabella A);*
7. *la realizzazione di piani seminterrati o interrati non dovrà interferire con il regime della falda idrica e sarà pertanto subordinata ai risultati di preventive indagini volte alla verifica della soggiacenza della falda e della relativa escursione massima annuale e storica, dalla quale dovrà essere garantito un franco di almeno 50 cm. I locali seminterrati o interrati dovranno essere realizzati adottando gli accorgimenti tecnici atti a impedirne l'allagamento e a garantirne la fruizione in condizioni di sicurezza. Il ricorso all'innalzamento artificiale del piano campagna è permesso qualora sia accertato che tale intervento non provochi innalzamenti anomali del livello idrico, nel corso di fenomeni di allagamento, tali da provocare maggiori danni nelle aree adiacenti. Gli interventi devono assicurare il mantenimento e il miglioramento delle condizioni di drenaggio superficiale dell'area, l'assenza di interferenze negative con il regime delle falde freatiche presenti e con la sicurezza delle opere di difesa esistenti. Come previsto dal comma 7 dell'art. 18 delle NTA del PAI, all'interno delle aree comprese in Fascia C il soggetto attuatore è tenuto a sottoscrivere un atto liberatorio che escluda ogni responsabilità dell'amministrazione pubblica in ordine a eventuali futuri danni a cose e a persone comunque derivanti da fenomeni di allagamento dei locali interrati.*

Come previsto dal comma 7 dell'art. 18 delle NTA del PAI il soggetto attuatore è tenuto a sottoscrivere un atto liberatorio che escluda ogni responsabilità dell'amministrazione pubblica in ordine a eventuali futuri danni a cose e a persone comunque derivanti da fenomeni di allagamento dei locali interrati.
8. *in queste aree sono vietati lo stoccaggio e la realizzazione di discariche di ogni tipo di rifiuti.*

Per i dettagli si rimanda alla Relazione Geologica B1 GEO V001 a firma del Dott. Geologo Cavalli Andrea.

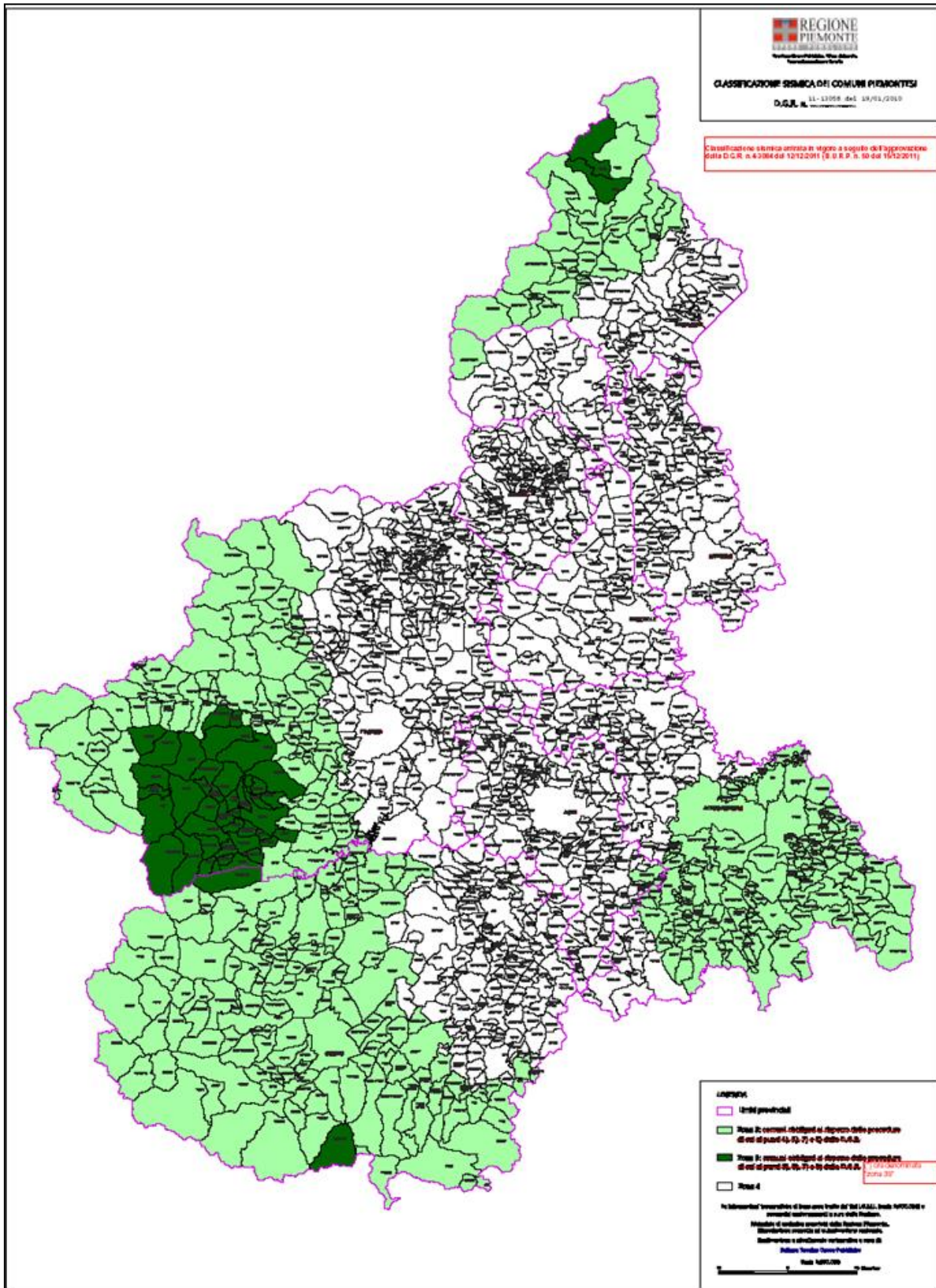
2 PERICOLOSITÀ SISMICA DEL SITO E PARAMETRI SISMICI

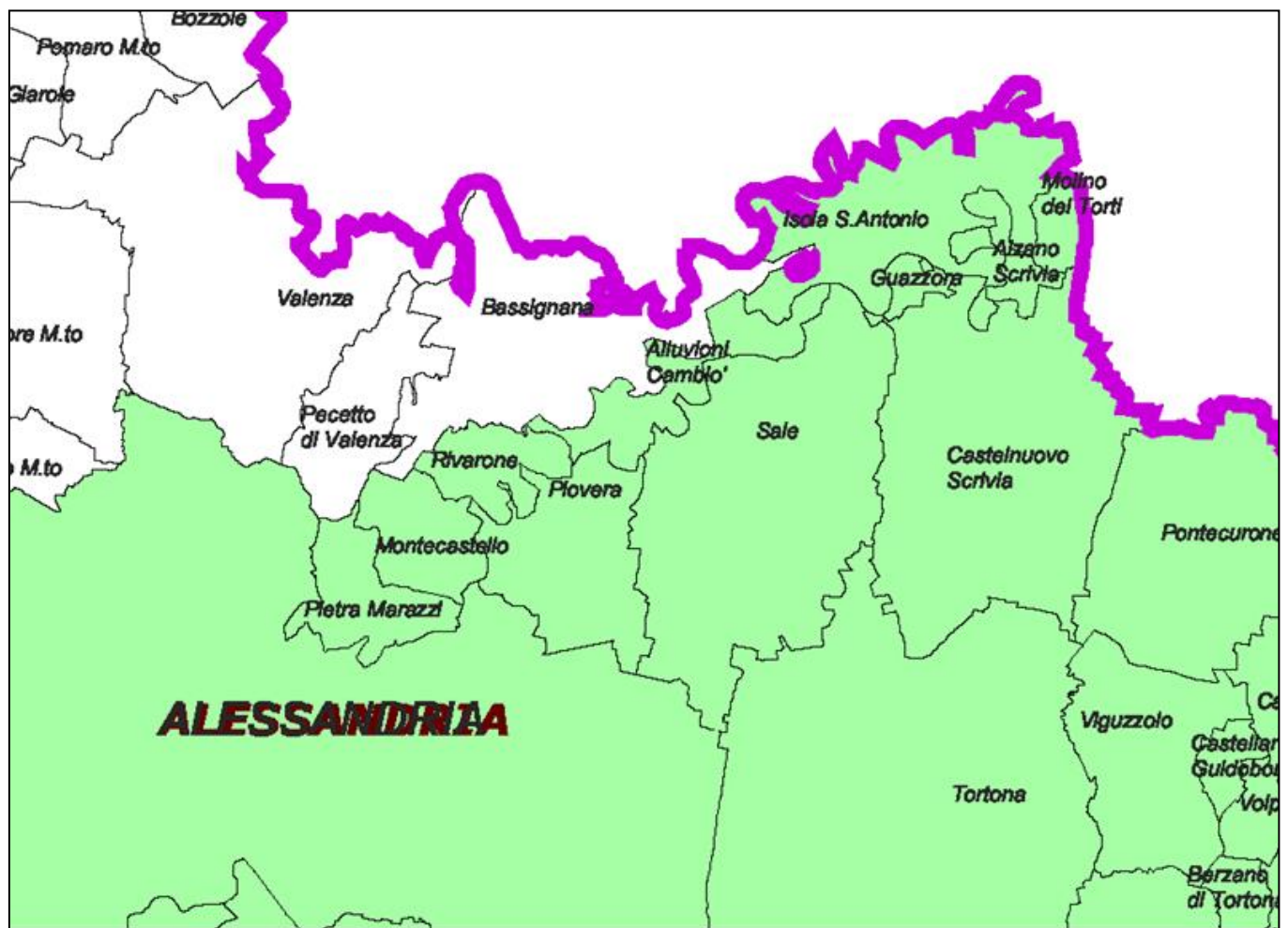
Ottemperando alle disposizioni normative in ambito sismico di cui all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20/03/2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" nonché alle prescrizione di D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche delle Costruzioni e dalla Deliberazione della Giunta Regionale 19 gennaio 2010 n. 11-13058 "Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006), nonché alla **DGR n.11 -13058 del 19 gennaio 2010**, **DGR n.4 -3084 del 12-12-2011** e **DGR n.64-7417 del 07/04/2014** e **DGR n.065-7656 del 21 maggio 2014**, l'area oggetto d'indagine è classificata in **ZONA SISMICA 3** a cui corrisponde un MEDIO BASSO grado di pericolosità sismica (accelerazione massima al suolo A_g compresa tra 0.05 e 0,075 g con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi $V_s < 800$ m/sec).

Il pregevole lavoro inerente la *ZONAZIONE SISMOGENETICA Z69 – APP.2 AL RAPPORTO CONCLUSIVO (Gruppo di lavoro per la redazione della mappa di pericolosità sismica – ORDINANZA PCM 20.03.03 N.3274 – ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA (a cura di C. Meletti e G. Valensise, marzo 2004)*, non individua l'area d'indagine come ampia parte del Piemonte centro meridionale, all'interno di un'area/zona sismo genetica attiva e significativa.

La magnitudo (M) dell'area d'indagine, ottenuta con il processo di disaggregazione desunto dal sito internet dell'INGV (Istituto nazionale di Geofisica e Vulcanologia) relativa agli eventi sismici attesi per il Comune di Alessandria con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, è risultata pari a 5.


In base alle prove MASW effettuate nell'area oggetto d'intervento, il suolo di fondazione appartiene alla categoria B ovvero "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT30 > 50 nei terreni a grana grossa e $cu_{30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)".







LEGENDA

 Limiti provinciali

 Zona 3: ~~comuni obbligati al rispetto delle procedure di cui ai punti 4), 5), 7) e 8) della D.G.R.~~

 Zona 3: ~~comuni obbligati al rispetto delle procedure di cui ai punti 3), 5), 7) e 8) della D.G.R.~~

(*) ora denominata
"zona 3S"

 Zona 4

Le informazioni topografiche di base sono tratte dai tipi I.G.M.I. (scala 1:100.000) e successivi aggiornamenti a cura della Regione.

Materiale di esclusiva proprietà della Regione Piemonte.

Riproduzione soggetta ad autorizzazione regionale.

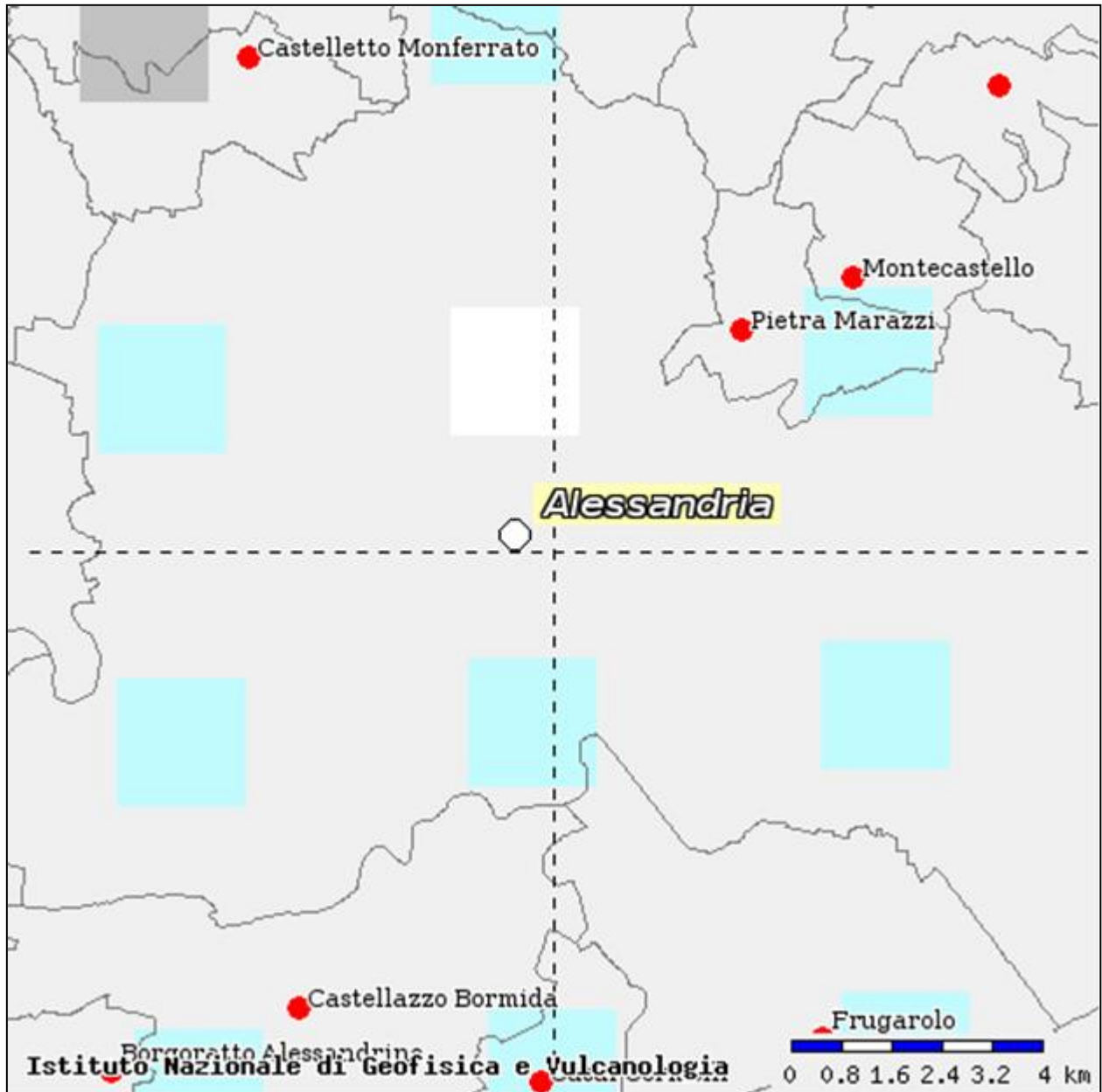
Realizzazione e allestimento cartografico a cura di:

Settore Tecnico Opere Pubbliche

Scala 1:350.000



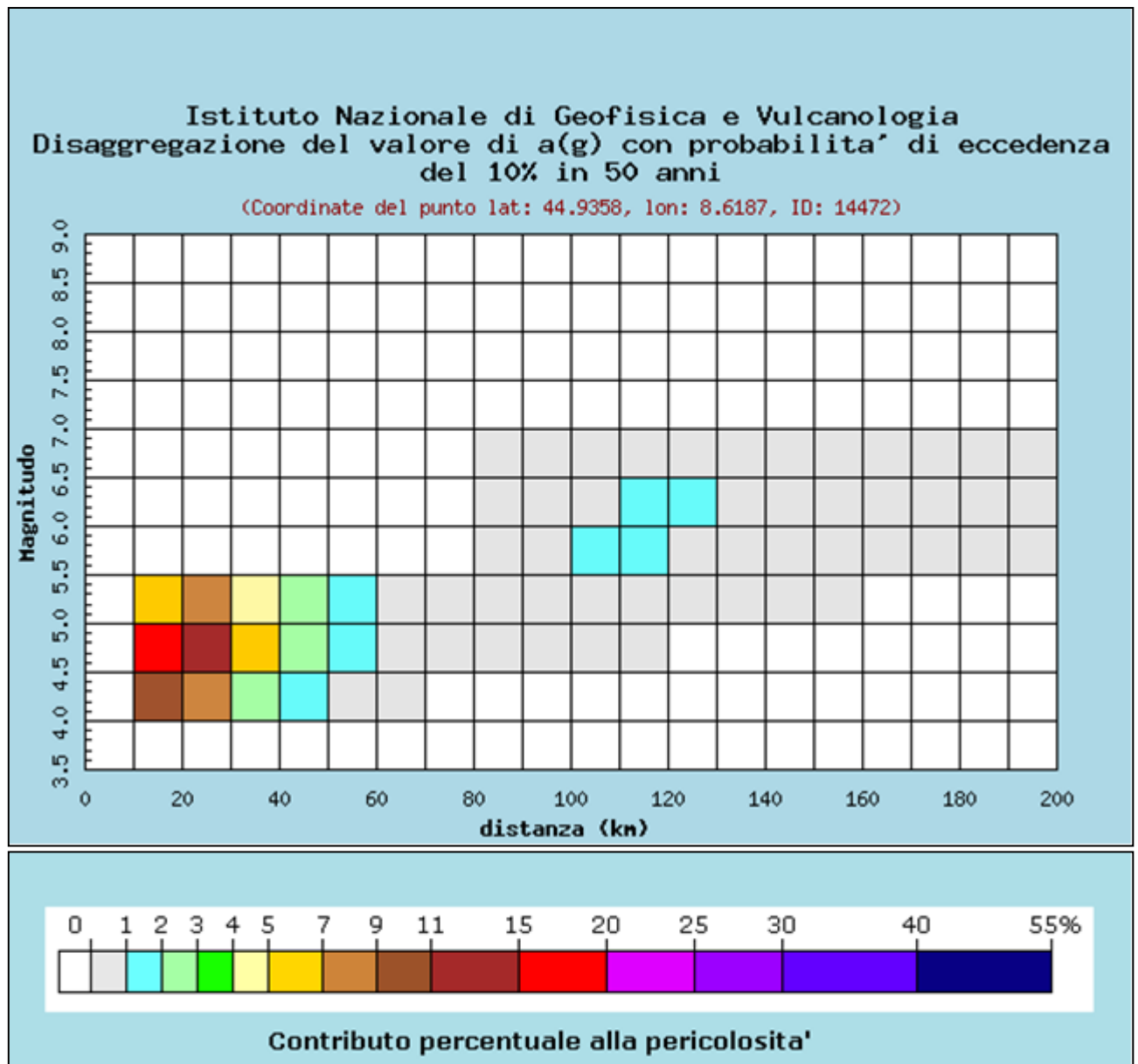
MAPPE INTERATTIVE DI PERICOLOSITÀ SISMICA
ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGICA



La magnitudo (M) dell'area d'indagine è stata ottenuta con il processo di disaggregazione desunto dal sito internet dell'INGV (Istituto nazionale di Geofisica e Vulcanologia) relativa agli eventi sismici attesi per il Comune di Alessandria con probabilità di eccedenza del 5% in 50 anni, trattandosi di un fabbricato in Classe II (D.M. 14/01/2008 punto 2.4.2-2.4.3) in cui il tempo di ritorno T_r corrispondente allo Stato limite (SLV) risulta pari a 475 anni.

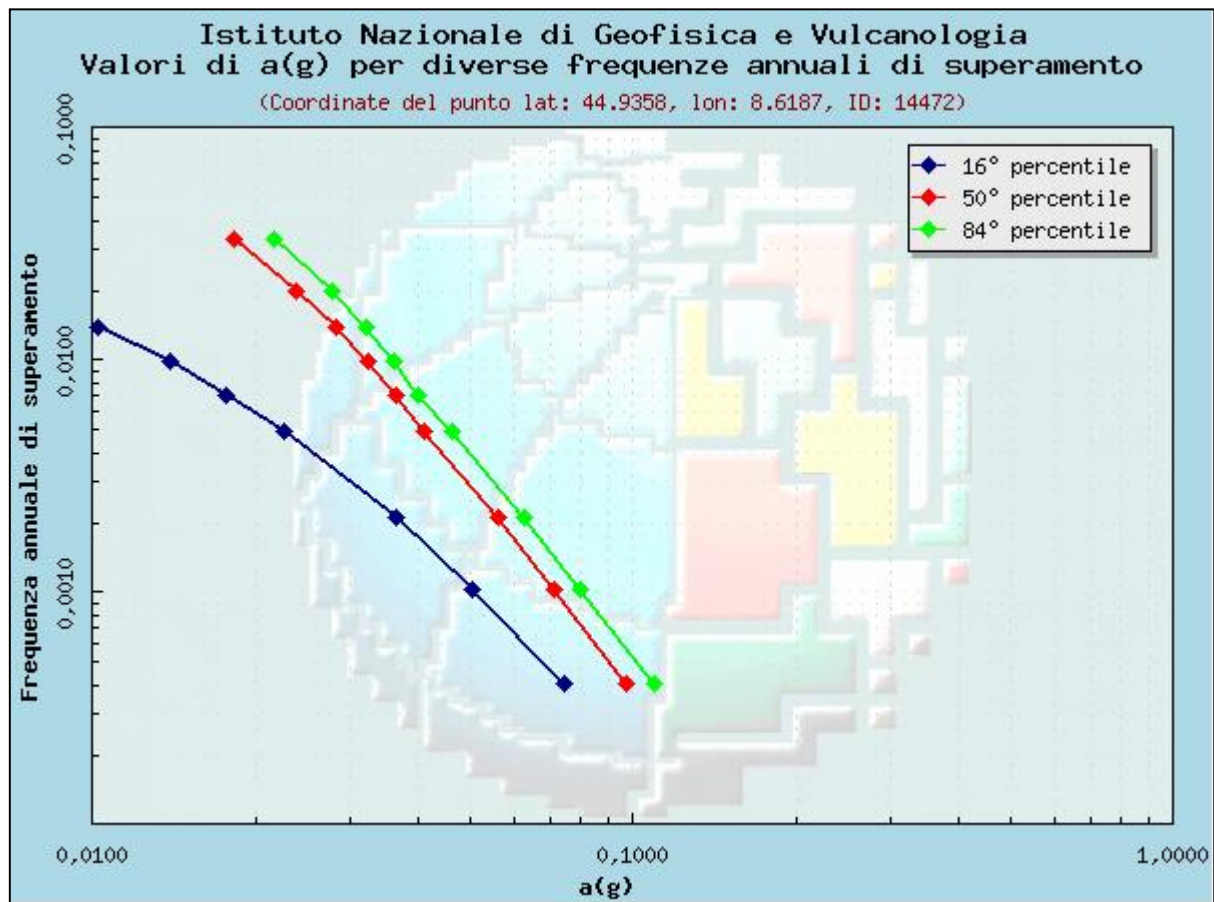
Il contributo percentuale maggiore alla pericolosità è dato dalla coppia M-R: $M = 4.5-5.0$ (15.10%) $R = 10-20$ Km. Quindi si assume $M=5$ limite superiore di Magnitudo alla coppia di valori di M-R che dà il contributo maggiore alla pericolosità: in questo caso il valore medio di

magnitudo pari a 4.94 risulta poco cautelativo, quindi si assume $M = 5$.



Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.940	40.100	1.230

Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 44.9358, lon: 8.6187, ID: 14472)										
	Magnitudo										
	3.5- 4.0	4.0- 4.5	4.5- 5.0	5.0- 5.5	5.5- 6.0	6.0- 6.5	6.5- 7.0	7.0- 7.5	7.5- 8.0	8.0- 8.5	8.5- 9.0
0-10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	10.20 0	15.10 0	5.980	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	7.830	14.10 0	7.320	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	2.940	6.400	4.210	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	1.060	2.880	2.360	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.296	1.270	1.330	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.020	0.509	0.770	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.129	0.389	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.020	0.301	0.258	0.256	0.046	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.031	0.536	0.725	0.629	0.068	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.031	0.642	1.080	0.918	0.050	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.002	0.450	1.060	1.010	0.038	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.264	0.972	1.070	0.030	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.122	0.786	0.996	0.030	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.040	0.577	0.801	0.028	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.002	0.165	0.214	0.027	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.084	0.130	0.025	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.043	0.097	0.021	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.021	0.072	0.018	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.010	0.052	0.014	0.000	0.000	0.000	0.000



Frequenza annuale di superamento	A(g) (Coordinate del punto lat: 44.9358, lon: 8.6187, ID: 14472)		
	16° percentile	50° percentile	84° percentile
0.0004	0.0744	0.0969	0.1092
0.0010	0.0505	0.0714	0.0799
0.0021	0.0363	0.0560	0.0626
0.0050	0.0227	0.0412	0.0464
0.0071	0.0177	0.0364	0.0399
0.0099	0.0139	0.0324	0.0360
0.0139	0.0102	0.0283	0.0320
0.0200	0.0000	0.0239	0.0277
0.0333	0.0000	0.0182	0.0216

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ : 5%

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}$: 1,000

Categoria sottosuolo:

B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT30 maggiore di 50 nei terreni a grana grossa e cu_{30} maggiore di 250 kPa nei terreni a grana fine).

Categoria topografica:

T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°

Coefficienti sismici per muri di sostegno

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,004	0,005	0,013	0,017
kv	0,002	0,003	0,007	0,009
amax [m/s ²]	0,219	0,291	0,710	0,928
Beta	0,180	0,180	0,180	0,180

Coefficienti sismici per muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,022	0,030	0,072	0,095
kv	0,011	0,015	0,036	0,047
amax [m/s ²]	0,219	0,291	0,710	0,928
Beta	1,000	1,000	1,000	1,000

Coefficienti sismici stabilità di pendii e fondazioni

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,004	0,006	0,014	0,019
kv	0,002	0,003	0,007	0,009
amax [m/s ²]	0,219	0,291	0,710	0,928
Beta	0,200	0,200	0,200	0,200

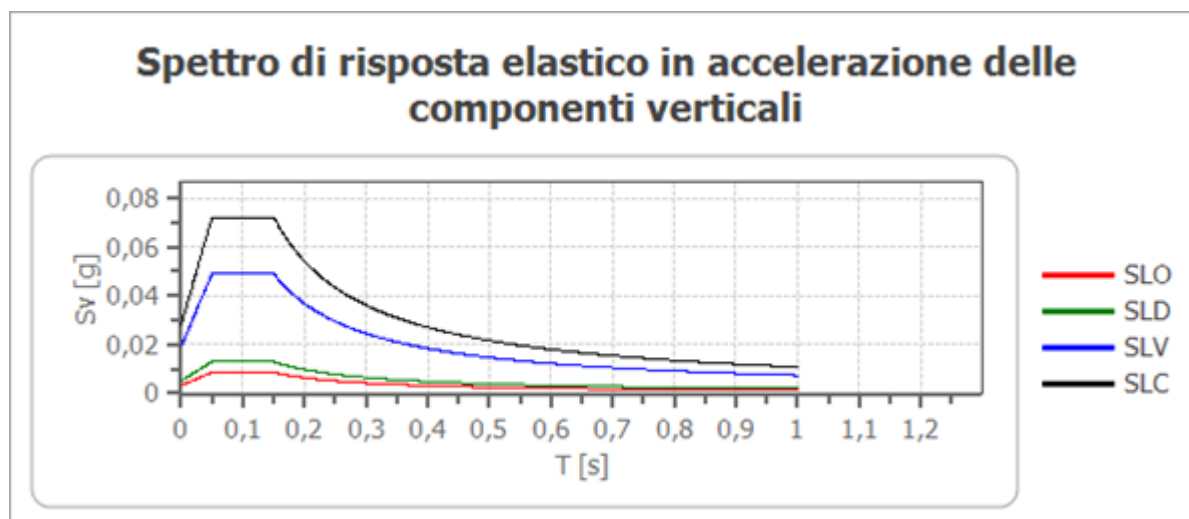
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(T B) [g]
SLO	1,0	0,019	2,530	0,161	1,200	1,580	1,000	1,200	1,000	0,085	0,254	1,674	0,022	0,057
SLD	1,0	0,025	2,530	0,196	1,200	1,520	1,000	1,200	1,000	0,099	0,298	1,699	0,030	0,075
SLV	1,0	0,060	2,552	0,277	1,200	1,420	1,000	1,200	1,000	0,131	0,394	1,841	0,072	0,185
SLC	1,0	0,079	2,546	0,282	1,200	1,420	1,000	1,200	1,000	0,133	0,400	1,915	0,095	0,241

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ : 5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}$: 1,000



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(T B) [g]
SLO	1,0	0,019	2,530	0,161	1	1,580	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,003	0,009
SLD	1,0	0,025	2,530	0,196	1	1,520	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,005	0,013
SLV	1,0	0,060	2,552	0,277	1	1,420	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,020	0,051
SLC	1,0	0,079	2,546	0,282	1	1,420	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,030	0,076

3 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE DI TERRENI E AZIONE SISMICA

La normativa prevede le seguenti condizioni geologiche che consentano l'esclusione da verifica a liquefazione come da paragrafo 7.11.3.4.2 delle NTC. Per quanto riguarda gli aspetti sismici **la condizione di cui la punto (1) non risulta soddisfatta**, in quanto la magnitudo (M), ottenuta con il processo di disaggregazione desunto dal sito internet dell'INGV (Istituto nazionale di Geofisica e Vulcanologia) relativa agli eventi sismici attesi per il Comune di Alessandria con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, è risultata pari a 5,00.

Per quanto riguarda gli aspetti sismici **la condizione di cui la punto (2) risulta soddisfatta**, in quanto le accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) risultano inferiori a 0.1 g.

Per quanto riguarda gli aspetti idrogeologici **la condizione di cui la punto (3) non risulta soddisfatta**, in quanto la soggiacenza media della falda freatica è superiore a 15 metri. Le verifiche geotecniche alla liquefazione condotte utilizzando sia i dati ottenuti dalle prove MASW e dalle prove penetrometriche, non hanno riscontrato terreni suscettibili a liquefazione ad azione sismica, come indicato nei diagrammi e tabelle di calcolo di seguito riportati.

4 INTERPRETAZIONE DATI PENETROMETRICI

Le prove hanno individuato le seguenti unità litotecniche del sottosuolo, sottostanti al suolo agrario ed a una coltre superficiale argillosa avente uno spessore medio di 0,80 metri:

UNITA' LITOTECNICA 1

Fino ad una profondità variabile da 2,80 a 3,40 m dal p.c. **limi sabbiosi ed argillosi poco compatti**, dotati di un valore medio di coesione non drenata (C_u) pari a 0,39 Kg/cmq, un valore medio di angolo di attrito interno (Φ) pari a 26,9°, un valore medio di peso di volume (γ) pari a 1705,40 Kg/mc ed un valore medio di coefficiente di compressibilità di volume pari a 0,0232887 cmq/Kg.

PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DI PROGETTO

Coesione non drenata: $C_{uk} = 23.00$ (KPa)

Angolo di attrito: $\Phi_k = 22.5^\circ$

UNITA' LITOTECNICA 2

Fino ad una profondità variabile da 6,40 a 7,60 m dal p.c. **successioni di sabbie e ghiaie fini, mediamente addensate, a matrice limoso argillosa**, dotate di un valore medio di coesione non drenata (C_u) 0,84 pari a Kg/cmq, un valore medio di angolo di attrito interno

(Φ) pari a 32,20°, un valore di densità relativa (D_r) pari al 34,77%, un valore medio di peso di volume (γ) pari a 1722,40 Kg/mc ed un valore medio di coefficiente di compressibilità di volume pari a 0,0138033 cmq/Kg.

PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DI PROGETTO

Coesione non drenata: $C_{uk} = 49.60$ (KPa)
Angolo di attrito: $\Phi_k = 27.00^\circ$

UNITA' LITOTECNICA 3

Fino ad una profondità variabile da 8,80 a 12,60 m dal p.c. **ghiaie e sabbie mediamente addensate con intercalazioni di limi sabbiosi poco compatti**, dotate di un valore medio di coesione non drenata (C_u) 0,765 pari a Kg/cmq, di un valore medio di angolo di attrito interno (ϕ) pari a 30,14°, un valore di densità relativa (D_r) pari al 35,00%, un valore medio di peso di volume (γ) pari a 1763,14 Kg/mc ed un valore medio di coefficiente di compressibilità di volume pari a 0,012863 cmq/Kg.

5 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

L'elaborazione dei dati delle prove penetrometriche ha permesso di ottenere i parametri geotecnici del sottosuolo relativamente ad ogni unità litotecnica attraverso un'operazione di discretizzazione dei singoli valori del numero di colpi ogni 20 cm di avanzamento delle aste del penetrometro dinamico e statico. I parametri geotecnici sono stati inoltre ricavati mediante un'analisi di correlazione con altri dati penetrometrici e stratigrafici in aree limitrofe a quella oggetto d'indagine (ovvero sulla base all'esperienza personale).

I valori dei **parametri geotecnici caratteristici** sono stati ottenuti attraverso elaborazioni statistiche con determinazione del 5 percentile della distribuzione normale (F con COV del 10%) e logonormale (E, con COV del 30%) della media in presenza di pochi dati e piccoli volumi di rottura (da foglio di calcolo McCoy, aprile 2007): **tale ultima assunzione di analisi di calcolo è compatibile alla tipologia di fondazioni che verranno presumibilmente realizzate, ovvero fondazioni indirette in c.a. tipo pali, coinvolgenti quindi piccoli volumi di rottura di terreno con resistenze non compensate.**

Sarà necessario intestare i pali all'interno del substrato litotecnico a profondità di circa 10;-13,0 m dal p.c. attuale.

Si anticipa e sottolinea che la punta dei pali trivellati o cfa dovrà comunque (indipendentemente dai calcoli progettuali relativi agli sforzi tangenziali) essere spinta all'interno del substrato per una profondità di almeno 3;-4 m; si raccomanda pertanto in fase esecutiva la verifica della reale profondità di rinvenimento del substrato ed il rispetto della prescrizione fornita. Si fornisce di seguito una valutazione del solo carico ammissibile sui pali trivellati.

Secondo le indicazioni delle NTC 2008 si è valutato in forma preliminare ed indicativa il valore di progetto della resistenza R_d a carico assiale in compressione (p.to 6.4.3.1.1 NTC 2008) per un singolo palo trivellato del diametro di 600 - 800 mm di lunghezza compresa tra

11 e 13 m dal p.c. I calcoli sono stati sviluppati in riferimento all'Approccio 2 (A1+M1 +R3) valido sia per l'approccio geotecnica (GEO) che strutturale (STR); trattandosi di pali immersi in terreni limosi si è fatto riferimento ad un approccio in termini di stati limite ultimi (SLU). Con tale approccio si è stimato un valore di progetto della resistenza Rd pari a:

PALI Φ 600 mm

Portata dei pali di fondazione								
Stratigrafia								
Proprietà meccaniche strato (valori medi)								
Strato	Descrizione		Z iniz [m]	Z fin [m]	Spessore strato [m]	γ [kN/m ³]	c_u [kPa]	φ [°]
1	Limi sabbiosi argillosi poco compatti		0	3.4	3.4	17.00	39.0	26.90
2	Sabbie e ghiaie fini, med. addensate		3.4	7.6	4.2	17.22	84.0	32.20
3	Sabbie e ghiaie, med. addensate		7.6	-	-	17.63	76.5	30.14
Profondità falda		8 m						
Portata del palo (SLE)								
D [m]	L [m]	Qb [ton]	Qlat [ton]	Wpalo [ton]	Qtot [ton]			
0.6	10	24	67	7	85			
0.6	11	25	78	8	95			
0.6	12	25	88	8	105			
0.6	13	26	98	9	115			
Coefficienti SLU		A1+M1+R3						
y _b (base)	1.35							
y _s (lat comp)	1.15		$\xi_3 = 1.45$		7 indagini			
y _s (lat traz)	1.25							
Portata del palo (SLU)								
D [m]	L [m]	Qb [ton]	Qlat [ton]	Wpalo [ton]	Qtot [ton]			
0.6	10	18	59	7	48			
0.6	11	18	68	8	54			
0.6	12	19	77	8	60			
0.6	13	19	85	9	66			

PALI Φ 800 mm

Portata dei pali di fondazione							
Stratigrafia							
<i>Proprietà meccaniche strato (valori medi)</i>							
Strato	Descrizione	Z iniz [m]	Z fin [m]	Spessore strato [m]	γ [kN/m ³]	c_u [kPa]	φ [°]
1	Limi sabbiosi argillosi poco compatti	0	3.4	3.4	17.00	39.0	26.90
2	Sabbie e ghiaie fini, med. addensate	3.4	7.6	4.2	17.22	84.0	32.20
3	Sabbie e ghiaie, med. addensate	7.6	-	-	17.63	76.5	30.14
Profondità falda		8 m					
Portata del palo (SLE)							
D [m]	L [m]	Qb [ton]	Qlat [ton]	Wpalo [ton]	Qtot [ton]		
0.8	10	43	90	13	121		
0.8	11	44	104	14	134		
0.8	12	45	117	15	147		
0.8	13	46	131	16	160		
Coefficienti SLU		A1+M1+R3					
yb (base)	1.35						
ys (lat comp)	1.15	$\xi_3 = 1.45$		7 indagini			
ys (lat traz)	1.25						
Portata del palo (SLU)							
D [m]	L [m]	Qb [ton]	Qlat [ton]	Wpalo [ton]	Qtot [ton]		
0.8	10	32	78	13	67		
0.8	11	33	90	14	75		
0.8	12	33	102	15	83		
0.8	13	34	114	16	91		

Si rammenta al progettista che con la metodologia di calcolo prevista dalle NTC 2008 le azioni Ed devono essere calcolate adottando i coefficienti parziali di incremento previsti dalla Tabella.

6.2. 1. Il palo di progetto dovrà rispettare la condizione $E_d \sim R_d$.

I valori ricavati si riferiscono ad un singolo palo od al comportamento di gruppo di pali Trivellati con interasse superiore a circa 6-8 volte il diametro.

Si ricorda al progettista delle strutture che nel caso in cui si ragionasse in termini di comportamento di gruppo di pali trivellati con interasse inferiore a 6-8 volte il diametro:

- l'interasse tra i pali dovrà essere di almeno 3 D (diametro palo);
- la capacità portante della fondazione su pali non è pari alla somma delle singole capacità portanti ma, seconda Lancellotta (1997), è da assumersi cautelativamente come pari mediamente ai 2/3 della somma dei contributi dei singoli pali (l'esperienza suggerisce che tale valore di efficienza può essere eventualmente aumentato secondo l'engineering judgment del progettista delle strutture).