

COMUNE DI ALESSANDRIA

Denominazione dell'opera

Progetto Studi Medici

Lungo Tanaro Solferino N°2

Committente

M.G.C.I. S.R.L.
Via Avezzana, 51 - 00195 Roma

Progettista

Pelizzone Enrico Architetto

C.F. PLZ NRC 46M31 G042I

P.IVA 02246350066

Via Treviso 19 - 15121 Alessandria

Oggetto:

Piano Esecutivo Convenzionato "SOLFERINO"

Oggetto della tavola:

RELAZIONE GEOLOGICA

Allegato	Scala	Data	Dati catastali
07		12/06/2012	foglio 132 mappale 436 sub. 5

21/06/12

REGIONE PIEMONTE
PROVINCIA DI ALESSANDRIA
COMUNE DI ALESSANDRIA

COMMITTENTE: M.G.C.I. S.R.L.

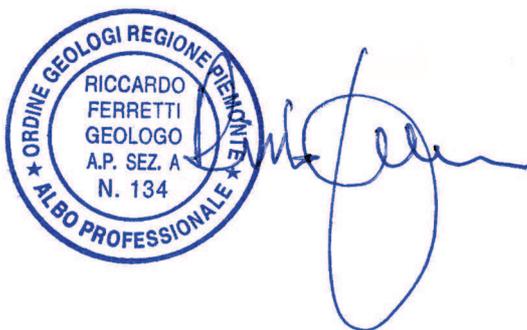
PIANO ESECUTIVO CONVENZIONATO "SOLFERINO"
REALIZZAZIONE STUDI MEDICI

STUDIO GEOMORFOLOGICO-GEOLOGICO-GEOTECNICO

tecnico incaricato

Dott. Geol. Riccardo Ferretti

ALBO PROFESSIONALE – SEZ. A – N. 134
ORDINE GEOLOGI REGIONE PIEMONTE



Studio Geologico
Via Marsala, 9 - 15057 Tortona (AL)
Tel. +39 0131 821711
Fax +39 0131 821711 +39 02 700446335
Email: info@remgeologi.it
Sito web: www.remgeologi.it
Codice Fiscale FRRRCR53S20Z312Q
Partita IVA 01201830062

Tortona, Giugno 2017

INDICE

PREMESSA	2
1.0. UBICAZIONE E DEFINIZIONE DEI LINEAMENTI GEOLOGICO- GEOMORFOLOGICI DELLA ZONA.....	2
2.0. CONSIDERAZIONI SULLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE PER VALUTAZIONE FATTIBILITA' INTERVENTO E PER STIMA DELLA POSSIBILITA' DI PORTANZA.....	6
3.0. CARATTERIZZAZIONE SISMICA	10
3.1. CARATTERISTICHE MACROSISMICHE DELL'AREA.....	10
3.2. PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE.....	10
3.3. VALUTAZIONE DELLA "RISPOSTA SISMICA LOCALE"	11
3.4. DEFINIZIONE DELLA "CATEGORIA DI SOTTOSUOLO"	11
3.5. STIMA DEI PARAMETRI SISMICI DI RIFERIMENTO	12
3.6. VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE.....	14
4.0. VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE DEL TERRENO CON L'UTILIZZO DI FONDAZIONI DIRETTE NELLE CONDIZIONI "SLU" E "SLE"	16
5.0. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	22

PREMESSA

La presente relazione è stata redatta per definire ed illustrare i risultati ottenuti dallo studio geomorfologico-geologico-geotecnico, effettuato immediatamente a Nord del concentrico di Alessandria, in Lungo Tanaro Solferino / Largo Catania, laddove, come meglio illustrato negli elaborati progettuali, la società M.G.C.I. S.r.l., nell'ambito dell'attuazione di un PEC, ha previsto la realizzazione di studi medici.

Tale studio, sviluppato nel rispetto delle previsioni di P.R.G., tenendo presenti le norme tecniche e le relative istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, previste dal D.M. 11/03/88 n. 47, Circ. LL.PP. 24/09/1988 n. 30483, Circ. del Presidente della Giunta Regionale del 18/05/1990 n. 11/PRE, D.M. 14/01/2008 e Circ. MM. LL.PP. 02/02/2009, ha permesso di individuare e ricercare sia le caratteristiche geologico-geomorfologiche del sito, valutando i fattori che possono influire sul comportamento delle fondazioni, sia le proprietà fisico-meccaniche del terreno d'imposta che determinano la capacità portante.

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione, rimandando ad eventuali ulteriori indagini geognostiche e relative determinazioni geotecniche, da effettuarsi in fase propriamente esecutiva, allo stato attuale si è fatto riferimento, oltreché alla bibliografia, alle risultanze di sondaggi a carotaggio continuo condotti nell'area posta in prossimità di adiacenza ove insiste la Farmacia "Orti" di Largo Catania.

Lo studio è stato, pertanto, articolato nelle seguenti fasi di indagine:

- descrizione dei lineamenti geologico-geomorfologico-geidrologico-idraulici della zona di interesse;
- valutazione della fattibilità dell'intervento proposto, considerazioni sulle caratteristiche litotecniche e stima della possibilità di portanza del terreno di fondazione, in base a determinazioni in sito ed a risultanze di indagini svolte in aree limitrofe su terreni geologicamente analoghi.

1.0. UBICAZIONE E DEFINIZIONE DEI LINEAMENTI GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICI DELLA ZONA

Il sito, oggetto di intervento, è ubicato immediatamente a Nord del concentrico di Alessandria, in Lungo Tanaro Solferino / Largo Catania, in fregio allo Spalto Marengo, sulla sponda orografica destra del Fiume Tanaro.

Risulta meglio individuato, oltreché negli elaborati progettuali, al Fg. 70 Tav. IV SE "Alessandria" della Carta d'Italia ed alla Sezione "176080" della Carta Tecnica Regionale in scala 1:10.000 (Ved. Fig. 1).

Relativamente alla localizzazione di maggior dettaglio, nel rimandare ai sopra richiamati elaborati progettuali, si porta a conoscenza che l'area in esame è censita a NCEU al fg. 132 mapp.le n. 436, sub. 5 (Ved. Fig. 2).

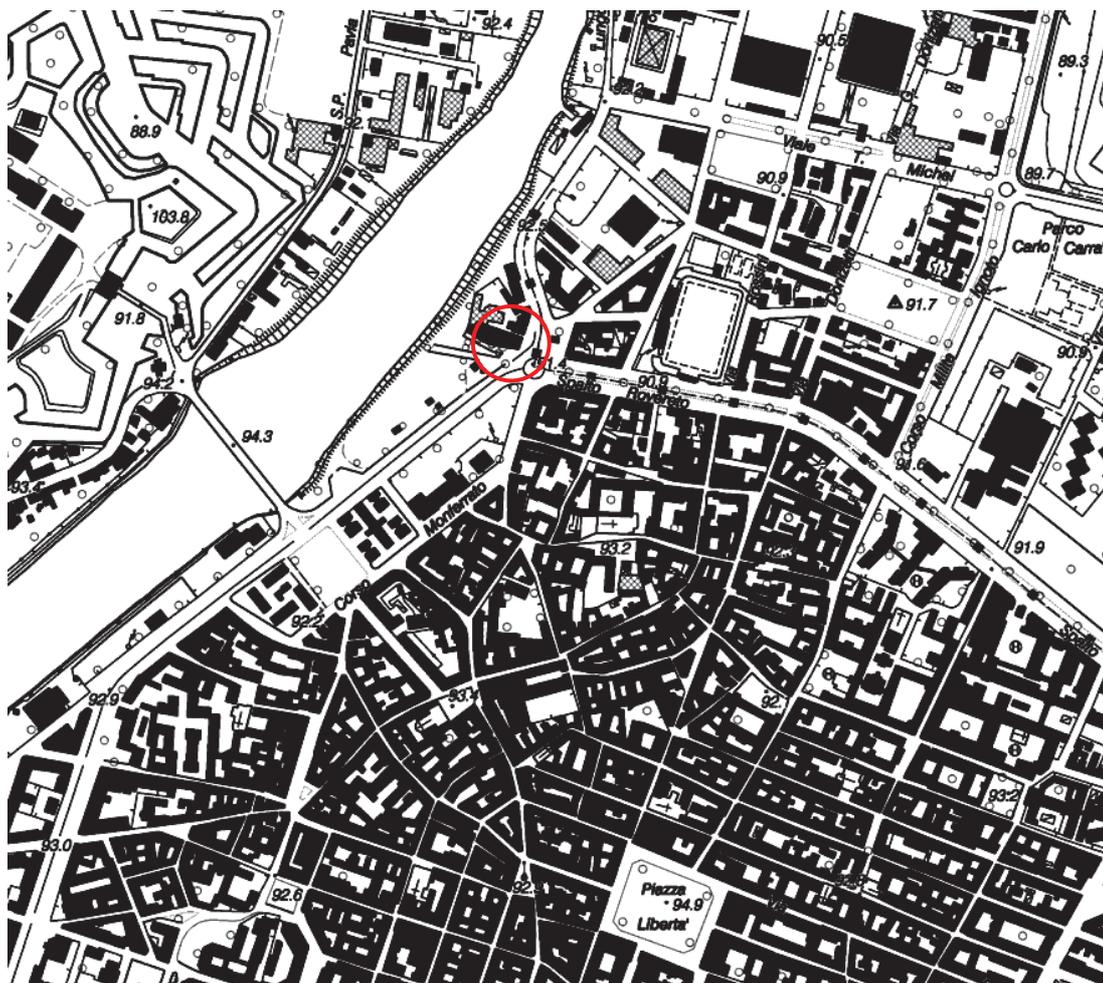


Fig. 1. Stralcio planimetrico 176080 della Carta Tecnica Regionale, in scala 1:10.000, con localizzazione del sito di interesse.

Dal punto di vista geomorfologico, il sito oggetto di previsione di utilizzo, si configura come una spianata di deposizione alluvionale quaternaria del Fiume Tanaro, da pianeggiante a pseudopianeggiante con una debole esposizione ca. NW. In relazione alle condizioni di equilibrio morfologico, il territorio di interesse non risulta interessato da problematiche gravitative. Dal punto di vista idraulico, in riferimento al P.S.F.F. dell'Autorità di Bacino del F. Po ed agli elaborati di P.R.G., il contesto di interesse appartiene alla cosiddetta "Fascia C" (piena catastofica) ed è normato dagli artt. 51 e 51 bis delle N.d.A. dello strumento urbanistico. Si precisa, infatti, che in occasione dell'evento calamitoso del 5-6/11/1994, il sedime in questione, nonchè buona parte dell'abitato di Alessandria e dei territori limotrofi, sono stati interessati dall'esonazione del sopraccitato corso d'acqua.

Per tali motivi, l'area di studio, nella "Carta di Sintesi" degli elaborati geologici di P.R.G. è stata inserita nella "Classe IIIb α ". Per l'ambito territoriale in esame, localizzato in Dx Tanaro, tra Alessandria centro storico fino a Via Teresa Michel, come riportato nella Tabella A, in calce al sopraccitato art. 51 delle N.d.A. dello strumento urbanistico, è imposta la quota minima del piano di calpestio abitabile

all'altimetria di 94,00 m.s.l.m., per le destinazioni d'uso che comportano la presenza continuativa di persone. Nel caso in esame, trattandosi di un'attività non residenziale e/o che preveda la presenza continuativa di persone, potrà essere mantenuto un piano di calpestio all'attuale quota di ca. 91 m.s.l.m.



Fig. 2. Stralcio planimetrico schematico catastale Fig. 132, con localizzazione del sito di interesse.

Geologicamente, l'area risulta appartenere alla formazione nota in letteratura con il nome di "a1f3". Prescindendo dalla presenza di riporti e/o rimaneggiamenti superficiali, trattasi di depositi alluvionali tardo-pleistocenici ed olocenici del F. Tanaro, caratterizzati, generalmente, da alternanze di depositi grossolani, pseudociottolosi con matrice limoso-argillosa e depositi fini, rappresentati da argille, limi, limi argillosi e sabbie.

Più specificatamente, come evidenziato dalle risultanze dei sondaggi a carotaggio continuo eseguiti nell'area limitrofa a quella propriamente d'interesse, oltre la pavimentazione in asfalto si riscontra materiale di riporto di varia natura e di spessore massimo pari a ca. 2,50 m÷3,00 m, cui fa seguito la presenza di limo argil-

loso e/o limo sabbioso, con presenza di discontinue lenti di sabbia, fino alla profondità di ca. 6,50 m ÷ 7,50 m. Successivamente, almeno fino alla quota di ca. -14 m, si riscontra ghiaia con sabbia da debolmente limosa a limosa. In tali sedimenti è presente una falda freatica, alimentata dal Fiume Tanaro e direttamente correlata con il regime idraulico di tale corso d'acqua, caratterizzata mediamente da una soggiacenza di ca. 6 ÷ 7 m dall'attuale p.c..

Si rammenta che il Comune di Alessandria, dal punto di vista della sismicità, sulla base della recente D.G.R. n. 11-13058 del 19.01.2010, risulta appartenere alla cosiddetta "Zona 3". Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, il profilo stratigrafico del suolo di fondazione può essere ragionevolmente condotto al tipo "C", ovvero, contraddistinto da depositi incoerenti o coesivi, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di Vs30 compresi tra 180 e 360 m/sec.

2.0. CONSIDERAZIONI SULLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE PER VALUTAZIONE FATTIBILITA' INTERVENTO E PER STIMA DELLA POSSIBILITA' DI PORTANZA

Al fine di evidenziare la natura litologica del terreno di fondazione, valutarne le caratteristiche meccaniche, accertare la continuità in profondità dei litotipi presenti in sito, come anticipato nel precedente paragrafo si è fatto riferimento ad investigazioni e relative determinazioni condotte nel sedime limitrofo a quello oggetto di intervento, laddove insiste la Farmacia Orti di Largo Catania.

Le risultanze di due carotaggi (PM4 e PM5), ubicati, come indicato nella seguente Fig. 3, oltre il riporto di di spessore massimo di ca. 1.30 m, evidenziano la presenza di limo argilloso e/o limo sabbioso, con lenti di sabbia, fino alla profondità di ca. 6,50 ÷ 7,50 m dal p.c..

Successivamente, almeno fino alla quota di circa -14 m dal sopraccitato riferimento, si riscontra ghiaia con sabbia da debolmente limosa a limosa. In tali sedimenti è presente una falda freatica, alimentata dal Fiume Tanaro e direttamente correlata con il regime idraulico di tale corso d'acqua, caratterizzata mediamente da una soggiacenza di ca. 6 ÷ 7 m dall'attuale p.c..

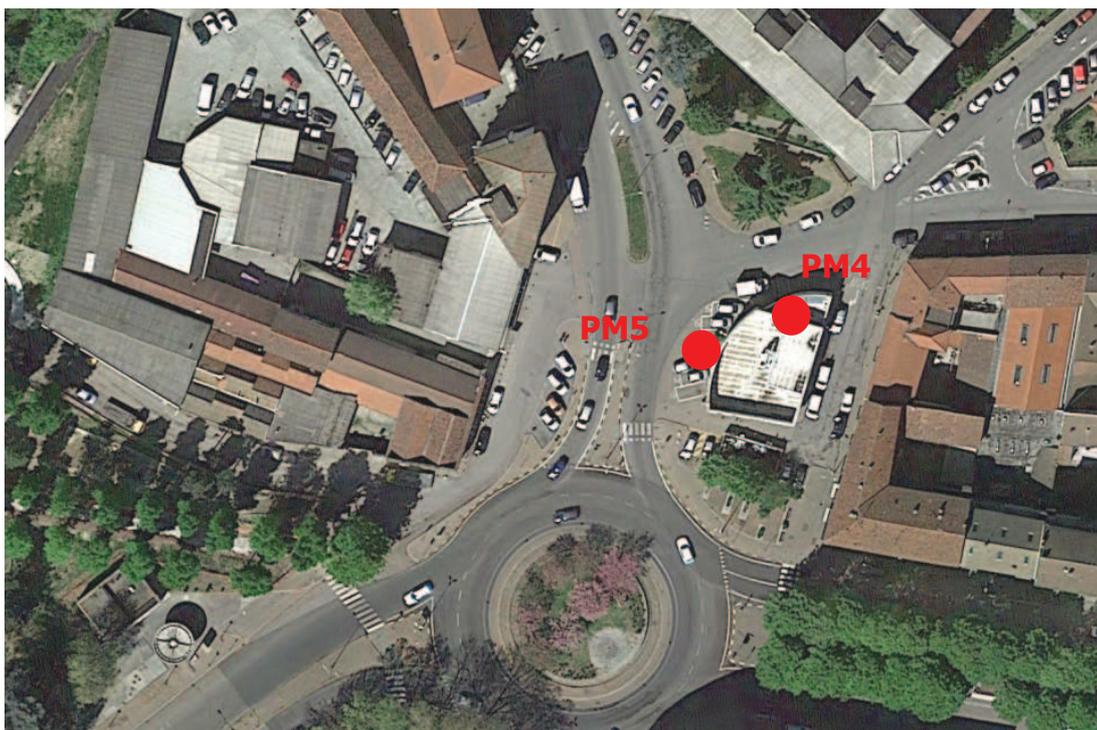
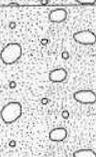


Fig. 3. Ripresa aerea del sito di interesse con localizzazione dei sondaggi geognostici a carotaggio continuo presi a riferimento (fonte Google maps). Nei successivi report sono riportate le risultanze delle sopraccitate investigazioni PM4 e PM5.

 Petroltecnica <small>.....</small>		LOG DI PERFORAZIONE <small>BSF 08 LDP - Rev. 2 del 14/08/03</small>		Sondaggio/PM PM4	
Progetto:	B3-2071	Quota s.l.m.:	-	Livello iniziale:	-
Committente:	api S.p.a.	Boccapozzo:	-	Livello statico:	7,581 m dal b.p.
Località:	ex PV api - Alessandria	Profondità foro:	14,0 m	Filter pack:	3-5 mm
Data perforazione:	7/11/06	Diametro:	130/178 mm	Chiusino:	carrabile
Soc. perforatrice:	EUROGEO	T.cieco diamxlung:	4" x 7,0 m	Controllato:	-
Sistema:	Carot. continuo a secco	T.fines. diamxlung:	4" x 7,0 m	Compilatore:	Dott. Pinna
Macchina perf.:	Atlas Copco 66	Slot:	0,4 mm	NOTE:	-
Perforatore:	Sig. Essafi	Tipo:	PVC		

Riferimento verticale	HSA [ppm]	Campionamenti (m dal p.c.)	Presenza odori	Profondità dal p.c.	Spessore strato	Litologia	Descrizione	Completamento pozzo	Falda
0.5		0.5		0.60	0.60		Copertura vegetale		
1.0	0						Limo sabbioso di colore nocciola, mediamente consistente, umido		
1.5	0								
2.0	0								
2.5	0								
3.0	0	3.0			4.70				
3.5	0								
4.0	0								
4.5	0	4.5							
5.0	0								
5.5	110	5.3		5.30	1.10		Limo sabbioso di colore nocciola/grigio, poco consistente, umido		
6.0	0								
6.5	0	6.4		6.40	1.10		Sabbia fine grigia, sciolta, asciutta		
7.0	0								
7.5	0			7.50	1.10		Ghiaia con sabbia limosa di colore nocciola, mediamente addensata, satura da 8,0 m		7.58
8.0	0	7.7							
8.5	0	8.0							
9.0	0								
9.5	0								
10.0	0	10.0							
10.5	0								
11.0	0			11.00	3.50		Ghiaia con sabbia di colore marrone chiaro, mediamente addensata, satura		
11.5	0	11.5							
12.0	0								
12.5	0				2.00		Ghiaia con sabbia limosa di colore nocciola, mediamente addensata, satura		
13.0	0								
13.5	0								
14.0	0	14.0		14.00	1.00		Ghiaia con sabbia limosa di colore nocciola, mediamente addensata, satura		
14.5	0						FINE SONDAGGIO		
15.0									

 Petroltecnica <small>.....</small>		LOG DI PERFORAZIONE <small>BSF 08 LDP - Rev. 2 del 14/08/03</small>		Sondaggio/PM PM5	
Progetto:	B3-2071	Quota s.l.m.:	-	Livello iniziale:	-
Committente:	api S.p.a.	Boccapozzo:	-	Livello statico:	7,354 m dal b.p.
Località:	ex PV api - Alessandria	Profondità foro:	14,0 m	Filter pack:	3-5 mm
Data perforazione:	7-8/11/06	Diametro:	130/178 mm	Chiusino:	carrabile
Soc. perforatrice:	EUROGEO	T.cieco diamxlung:	4" x 6,0 m	Controllato:	-
Sistema:	Carot. continuo a secco	T.fines. diamxlung:	4" x 8,0 m	Compilatore:	Dott. Pinna
Macchina perf.:	Atlas Copco 66	Slot:	0,4 mm	NOTE:	-
Perforatore:	Sig. Essafi	Tipo:	PVC		

Riferimento verticale	HSA [ppm]	Campionamenti [m dal p.c.]	Presenza odori	Profondità dal p.c.	Spessore strato	Litologia	Descrizione	Completamento pozzo	Falda
0.5		0.5		0.20	0.20		Pavimentazione in asfalto		
1.0					1.30		Materiale di riporto costituito da sabbia limosa con ghiaia ed inclusi di laterizi		
1.5	0	1.5		1.50			Limo sabbioso, colore grigio, mediamente consistente, umido		
2.0					2.80				
2.5									
3.0	0	3.0		4.30					
3.5					0.40		Limo argilloso debolmente sabbioso di colore nocciola, mediamente consistente, umido		
4.0				4.70			Limo sabbioso di colore grigio/nocciola, poco consistente, umido		
4.5	0	4.5		6.00					
5.0					1.30				
5.5	0	5.3		6.70					
6.0	0	6.0			0.70		Sabbia limosa grigia, sciolta, satura da 6,3 m		
6.5	0	6.3							
7.0	0	7.0			7.30		Ghiaia con sabbia di colore nocciola, mediamente addensata, satura		7.35
7.5									
8.0									
8.5									
9.0	0	9.0							
9.5									
10.0									
10.5									
11.0	0	11.0							
11.5									
12.0									
12.5									
13.0									
13.5									
14.0	0	14.0		14.00					
14.5									
15.0									
							FINE SONDAGGIO		

Rimandando alle determinazioni ed alle verifiche da effettuarsi a cura del progettista delle opere strutturali, sulla base delle teorie classiche della meccanica delle terre, è stata stimata, come espressamente richiesto dalla committenza, la resistenza di progetto "Rd" di una fondazione a trave continua. Relativamente alle proprietà litotecniche, nelle cosiddette condizioni "a lungo termine", sono stati ipotizzati tre orizzonti le cui caratteristiche sono indicate nel successivo prospetto. Per fenomeni di risalita capillare, i terreni sono stati ipotizzati saturi oltre la quota di -4 m dal p.c..

Strato	Prof. (m)	γ (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	φ (°)	c (kN/m ²)	Ey (Mpa)
1	0.00-1.50	16.00	18.00	20	--	--
2	1.50-6.50	16.50	18.50	17	4	4.5
3	6.50-14.00	18.00	20.00	29	--	12.0

dove: γ peso di volume
 γ_{sat} peso di volume saturo
 φ angolo di attrito
c coesione
Ey modulo elastico

I valori caratteristici di φ , c e c_u , sono determinabili con la seguenti relazioni:

- (1) $\varphi_k = \varphi_m (1 + \chi \cdot V_\varphi)$;
- (2) $c_k = c_m (1 + \chi \cdot V_c)$;
- (3) $c_{uk} = c_{um} (1 + \chi \cdot V_{cu})$

dove: φ_k = valore caratteristico dell'angolo di attrito interno;
 c_k = valore caratteristico della coesione;
 φ_m = valore medio dell'angolo di attrito;
 c_m = valore medio della coesione;
 V_φ = coefficiente di variazione di φ , definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di φ . Indicativamente la variabilità del parametro per sabbie e ghiaie è di ca. 7÷10 % e per terreni coesivi è di ca. 13 %;
 V_c = coefficiente di variazione di c, definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di c. Come sopra, la variabilità del parametro è di ca. 25÷30 %;
 V_{cu} = coefficiente di variazione di c_u , definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di c_u . Indicativamente la variabilità del parametro è di ca. 20÷30 %;
 χ = parametro dipendente dalla legge di distribuzione della probabilità e dalla probabilità di non superamento adottata.

Il valore caratteristico della proprietà di un terreno è generalmente una stima del valore medio, con una probabilità del 95% che il valore medio che governa l'insorgere di uno stato limite nel suolo sia più favorevole del valore caratteristico. In poche parole è il 5° percentile del valore medio del parametro geotecnico. L'Eurocodice 7, per i parametri della resistenza al taglio, fissa una probabilità di non superamento del 5%, alla quale corrisponde, per una distribuzione di tipo gaussiana, un valore di χ uguale a -1,645. Di conseguenza le relazioni (1), (2) e (3) diventano:

- (4) $\varphi_k = \varphi_m (1 - 1,645 V_\varphi)$;
- (5) $c_k = c_m (1 - 1,645 V_c)$;
- (6) $c_{uk} = c_{um} (1 - 1,645 V_{cu})$

3.0. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

3.1. CARATTERISTICHE MACROSISMICHE DELL'AREA

La zona di interesse ricade nel Comune di Alessandria, territorio recentemente classificato in ZONA 3 (bassa sismicità) secondo la 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. n. 3519/2006)".

Essa ricade, in particolare, nell'ambito della Zona Sismogenetica ZS9 n. 911, come definita dai più recenti studi condotti dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) a supporto della redazione della Mappa di Pericolosità Sismica Nazionale prevista dall'Ordinanza n. 3274. A tale Zona, gli studi citati, associano terremoti con magnitudo momento M_w variabili tra 4,76 e 6,14. Dalla mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale allegata all'OPCM 3519/2006 risultano valutate, per l'area in esame, accelerazioni orizzontali massime convenzionali, attese su suolo rigido in condizioni *free-field* con probabilità di superamento del 10 % in 50 anni (corrispondente a tempi di ritorno di 475 anni), variabili nel campo $0,075 \div 0,1$ g.

3.2. PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

Il nuovo Testo Unico "Norme Tecniche per le Costruzioni" prevede che l'azione sismica agente su una costruzione sia valutata a partire da una "Pericolosità Sismica di Base" (P.S.B.), caratteristica del sito sede dall'opera, riferita alle condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. La "Pericolosità Sismica di Base" del sito costituisce, di fatto, l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche da assumere in progetto e deve essere definita:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g o dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta elastici, nelle condizioni di campo libero (*free field*) su sito di riferimento rigido e con superficie topografica orizzontale;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) definito su scala nazionale i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno (T_R) ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica di progetto, gli spettri di risposta elastici definiti per la P.S.B. devono essere poi variati per tener conto delle peculiari condizioni stratigrafiche del sottosuolo e della morfologia della superficie topografica tipiche del sito di costruzione. Tali modifiche caratterizzano la "Risposta Sismica Locale" e sono valutate a partire dalla determinazione della Categoria di sottosuolo in cui ricade il terreno di fondazione dell'opera in progetto e della Categoria topografica del sito. Tornando alla definizione della "Pericolosità Sismica di Base" del sito oggetto di studio, le forme spettrali del moto sismico vengono sostanzialmente ricostruite a partire dai valori dei seguenti tre parametri di riferimento:

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

Come detto, gli spettri elastici in accelerazione delle componenti orizzontali e verticali così definiti vengono successivamente modificati in funzione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica, S_S e S_T , valutati in funzione delle

Categorie di sottosuolo e topografica in cui ricade il sito in esame, per la cui definizione si rimanda al successivo paragrafo.

Per quanto riguarda, nello specifico, il sito sede della nuova unità abitativa, la stima dei parametri necessari per definire la P.S.B. è stata effettuata previa determinazione delle coordinate geografiche (nel Datum WGS84) identificative del punto centrale dell'area edificabile, corrispondenti a: Lat: 44.920164 [°] Long: 8,613494 [°].

I parametri caratteristici della "Pericolosità Sismica di Base" del sito in studio, valutati al variare del periodo di ritorno T_R , sono discussi in dettaglio nei paragrafi che seguono.

3.3. VALUTAZIONE DELLA "RISPOSTA SISMICA LOCALE"

Come detto nel precedente paragrafo, per la definizione dell'azione sismica di progetto si rende necessaria una valutazione, oltre che dei parametri relativi alla "Pericolosità Sismica di Base", anche degli effetti della "Risposta Sismica Locale", che dipendono, essenzialmente, dalle caratteristiche litostratigrafiche o morfologiche del sito. Queste ultime, infatti, risultano esercitare una diretta influenza sulla propagazione e sull'eventuale amplificazione delle onde sismiche nel sottosuolo. Secondo le procedure prescritte dalla normativa vigente tali effetti sono valutabili, con buona approssimazione, mediante l'individuazione della categoria di sottosuolo e della categoria topografica in cui ricade il sito di interesse. Da dette categorie deriva poi la definizione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica, " S_S " e " S_T ", stabiliti dalle stesse norme, che concorrono nella ricostruzione degli spettri di risposta elastici tipici del sito.

3.4. DEFINIZIONE DELLA "CATEGORIA DI SOTTOSUOLO"

Per quanto attiene alla Categoria di sottosuolo, la nuova normativa prevede, in alternativa ad un vero e proprio studio di hazard sismico, l'utilizzo di una classificazione dei terreni del sottosuolo mediante 5 categorie principali (A-E), essenzialmente distinte sulla base dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio VS riferita ai primi 30 m di profondità al di sotto del previsto piano di fondazione o, quando non disponibili, sulla base del valore medio di colpi NSPT ottenuti da prove penetrometriche dinamiche o della coesione non drenata c_u dei terreni coesivi.

Nell'ambito di questa classificazione, la normativa vigente identifica, nel dettaglio, le categorie di sottosuolo riportate nella seguente Tabella 1.

Tab. 1 Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>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 $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i>

A queste 5 categorie principali se ne devono aggiungere altre 2 (S1 e S2), identificate come da seguente Tab. 2, per le quali sono richiesti studi speciali.

Tab. 2 Categorie di sottosuolo "speciali"

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina 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 sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Il parametro indice VS30, che rappresenta la velocità media ponderata delle onde di taglio VS riferita a 30 m di profondità al di sotto del piano di fondazione della costruzione, viene solitamente calcolato mediante la seguente espressione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad [\text{m/s}]$$

Dove h_i e V_i indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $<10^{-6}$) dello strato i -esimo (in m/s), per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori. In alternativa la normativa prevede la valutazione del VS30 sulla base dei valori mediati del numero di colpi da prove SPT e dei valori di coesione non drenata c_u dei terreni coesivi. Per il sito in esame, la Categoria di sottosuolo è stata stimata sulla base di informazioni acquisite dai sondaggi in sito, dalla bibliografia e da valutazioni in situazioni geologiche similari. Il complesso dei dati disponibili, unitamente alla profondità d'imposta ipotizzata (rif. Cap. 6), portano a classificare il suolo di fondazione dell'area di interesse nell'ambito della **Categoria di sottosuolo "D"**.

Per quanto riguarda la Categoria topografica del sito, occorre considerare che quest'ultimo si situa in un settore di pianura, pertanto, classificabile nella **Categoria topografica T1** di Tab. 3.

Tab. 3 Categorie topografiche

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

3.5. STIMA DEI PARAMETRI SISMICI DI RIFERIMENTO

Nella seguente output sono riepilogati, per il sito in esame, i parametri di riferimento per la definizione della "Pericolosità Sismica di Base", ovvero l'accelerazione orizzontale massima "ag" ed i parametri dello spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale, valutati in condizioni free-field su un suolo rigido con superficie topografica orizzontale.

Nello stesso output sono, inoltre, riportati, con riferimento alla tipologia di opera in progetto, alle caratteristiche del sottosuolo, nonché ai vari stati limite previsti dalla normativa vigente, i parametri sismici di sito necessari per la valutazione delle azioni sismiche attese.

Esse comprendono:

- Accelerazione massima attesa $a_{max} = a_g * S_S * S_T$
- Coefficiente sismico orizzontale $k_h = \beta * a_{max} / g$
- Coefficiente sismico verticale $k_v = 0.5 k_h$

Sito in esame.	latitudine:	44,921117	longitudine:	8,614556	
	Classe:	4	Vita nominale:	50 anni	
Riferimento	Sito 1	ID: 14471	Lat: 44,9329	Lon: 8,5482	Distanza: 5385,536
	Sito 2	ID: 14472	Lat: 44,9358	Lon: 8,6187	Distanza: 1667,300
	Sito 3	ID: 14694	Lat: 44,8859	Lon: 8,6227	Distanza: 3968,709
	Sito 4	ID: 14693	Lat: 44,8830	Lon: 8,5524	Distanza: 6475,592
Categoria sottosuolo:	D		Categoria topografica:	T1	
Periodo di riferimento:	100 anni		Coefficiente cu:	2	
Operatività (SLO):		Probabilità di superamento:	81	%	
		Tr:	60	[anni]	
		ag:	0,026	g	
		Fo:	2,527		
		Tc*:	0,201	[s]	
Danno (SLD):		Probabilità di superamento:	63	%	
		Tr:	101	[anni]	
		ag:	0,032	g	
		Fo:	2,535		
		Tc*:	0,222	[s]	
Salvaguardia della vita (SLV):		Probabilità di superamento:	10	%	
		Tr:	949	[anni]	
		ag:	0,071	g	
		Fo:	2,568		
		Tc*:	0,287	[s]	
Prevenzione dal collasso (SLC):		Probabilità di superamento:	5	%	
		Tr:	1950	[anni]	
		ag:	0,091	g	
		Fo:	2,561		
		Tc*:	0,293	[s]	
Coefficienti Sismici	SLO:	Ss:	1,800		
		Cc:	2,790		
		St:	1,000		
		Kh:	0,009		
		Kv:	0,005		
		Amax:	0,458		
		Beta:	0,200		
	SLD:	Ss:	1,800		
		Cc:	2,650		
		St:	1,000		
		Kh:	0,012		
		Kv:	0,006		
		Amax:	0,572		
		Beta:	0,200		
	SLV:	Ss:	1,800		
		Cc:	2,330		
		St:	1,000		
		Kh:	0,026		
		Kv:	0,013		
		Amax:	1,259		
		Beta:	0,200		
	SLC:	Ss:	1,800		
		Cc:	2,310		
		St:	1,000		
		Kh:	0,033		
		Kv:	0,016		
		Amax:	1,603		
		Beta:	0,200		

Le coordinate in ED50 (Coordinate WGS84 latitudine: 44.920164 longitudine: 8.613494)

3.6. VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Le "NTC 2008" (D.M. 14.01.2008), al § 7.11.3.4, "Stabilità nei confronti della liquefazione", forniscono la seguente definizione nei riguardi di tale possibile manifestazione: "*fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e di-namiche che agiscono in condizioni non drenate*". Ciò avviene quando la pressione dell'acqua nei pori aumenta progressivamente fino ad eguagliare la pressione totale di confinamento e quindi allorché gli sforzi efficaci, da cui dipende la resistenza al taglio, si riducono a zero. In questo contesto, il problema principale che si pone in fase di progettazione è la suscettibilità alla liquefazione quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie, ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine lino-argillosa.

In altre parole è necessario valutare il potenziale di liquefazione del terreno ove deve essere realizzata la costruzione. In riferimento al § 7.11.3.4.2, "Esclusione della verifica a liquefazione", della sopracitata normativa, la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi di sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (SPT) normalizzate ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (CPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 4a nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 4b nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

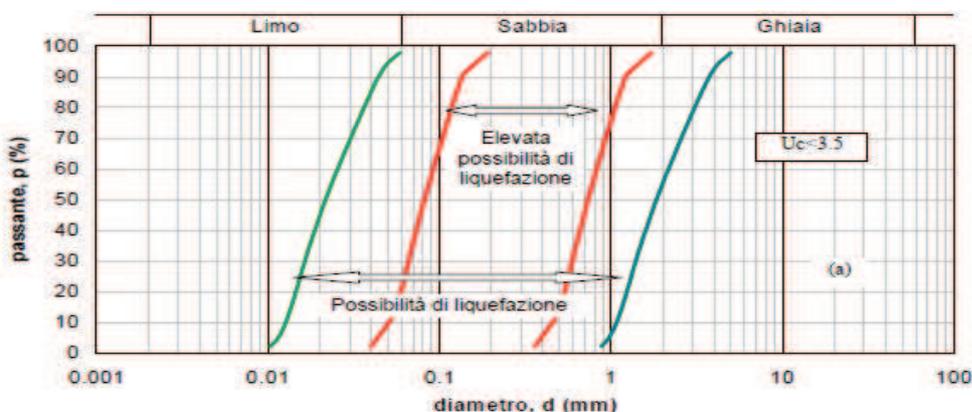


Fig. 4a. Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità alla liquefazione di un terreno per i terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ (da AGI, 2005).

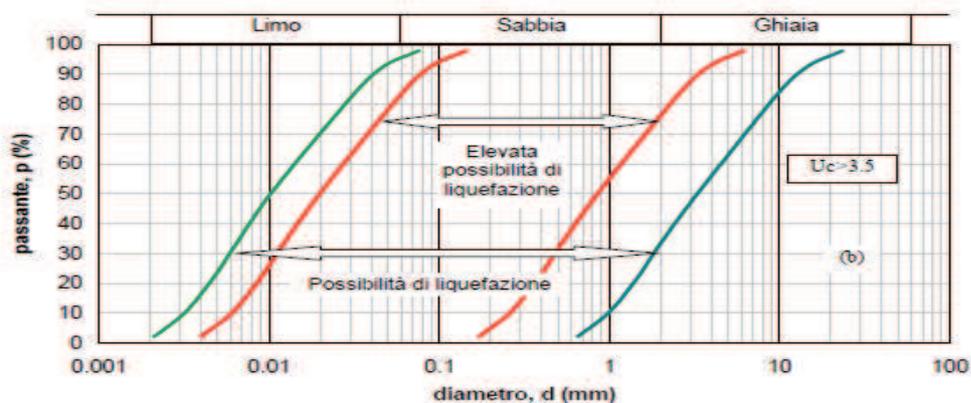


Fig. 4b. Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità alla liquefazione di un terreno per i terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$ (da AGI, 2005).

Per quanto riguarda il sito d'interesse, la stratigrafia dell'immediato sottosuolo dell'area di intervento mostra la presenza di terreni di natura prevalentemente limoso-argillosa e ghiaiosa, poggianti su un substrato argilloso-marnoso e/o marnoso-arenaceo, progressivamente più compatto. Per tal motivi, le caratteristiche stratigrafiche dei terreni presenti nell'area permettono, pertanto, di escludere l'instaurarsi di fenomeni di alterazione locale (liquefazione) delle proprietà di resistenza al taglio dei terreni in concomitanza di eventi sismici.

4.0. VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE DEL TERRENO CON L'UTILIZZO DI FONDAZIONI DIRETTE NELLE CONDIZIONI "SLU" E "SLE"

In relazione alle previsioni progettuali, considerate le preesistenze e tenuto conto della modesta entità dei carichi trasmessi al terreno, si ritiene possibile riferirsi a fondazioni dirette.

Nel Capitolo 6 del D.M. 14 gennaio 2008, recante "Norme Tecniche per le Costruzioni", sono affrontate, in maniera unitaria, tutte le problematiche che riguardano la progettazione geotecnica ed in particolare sono riportate le indicazioni riguardanti le verifiche globali e locali, la determinazione delle sollecitazioni delle strutture a contatto con il terreno e la valutazione delle prestazioni del sistema geotecnico nelle condizioni d'esercizio. In particolare, per quanto riguarda le verifiche agli SLU, la normativa individua due diverse modalità progettuali, denominate "Approccio 1" e "Approccio 2" che si differenziano per i valori dei fattori di sicurezza delle azioni (A), dei parametri geotecnici (M) e delle resistenze (R). Tali coefficienti risultano indicati, rispettivamente, nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.I e 6.4.II di cui al capitolo 6 del D.M. 14.01.2008.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

TABELLA 6.2.I. – coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_M $\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{sk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_Y	1.0	1.0

TABELLA 6.2.II. – coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.8$	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$	$\gamma_R = 1.1$

TABELLA 6.4.I. – coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Si porta a conoscenza che i calcoli riportati nel seguito sono stati svolti facendo ricorso alle teorie classiche della meccanica delle terre estese ai terreni stratificati e tenendo conto della situazione geotecnica locale, derivante dall'elaborazione delle risultanze, opportunamente mediate, espresse dalle indagini geognostiche condotte in contesto limitrofo.

Ciò premesso, nel rimandare la verifica delle corrispondenze durante la fase esecutiva, al fine di stimare la cosiddetta resistenza di progetto "Rd" allo SLU, è stata valutata, a titolo d'esempio, la seguente tipologia di fondazione diretta:

- ✓ trave continua di larghezza pari a 1 m e profondità d'imposta a 1,5 m dal p.c..

DATI GENERALI (Normativa NTC 2008)

Larghezza fondazione	1.0 m
Lunghezza fondazione	20.0 m
Profondità piano di posa	1.5 m
Altezza ipotizzata di incastro	0.5 m
Profondità ipotizzata falda	4.0 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0.128
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0.2510
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0.0257
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0.0978

Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe IV
Vita nominale:	50 [anni]
Vita di riferimento:	100 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	D
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	60.0	0.25	2.53	0.2
S.L.D.	101.0	0.31	2.54	0.22
S.L.V.	949.0	0.7	2.57	0.29
S.L.C.	1950.0	0.89	2.56	0.29

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.45	0.2	0.0092	0.0046
S.L.D.	0.558	0.2	0.0114	0.0057
S.L.V.	1.26	0.2	0.0257	0.0128
S.L.C.	1.602	0.2	0.0327	0.0163

APPROCCIO 2 COMBINAZIONE A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	5.26
Fattore [Nc]	13.1
Fattore [Ng]	2.08
Fattore forma [Sc] [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dc] [Dq] [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.98
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	198.48 kN/m ²
Resistenza di progetto	86.29 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)		
Fattore [Nq]	6.04	
Fattore [Nc]	15.52	
Fattore [Ng]	3.87	
Fattore forma [Sc] [Sg]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0	
Carico limite	238.98	kN/m ²
Resistenza di progetto	103.91	kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)		
Fattore [Nq]	5.26	
Fattore [Nc]	13.1	
Fattore [Ng]	2.0	
Fattore forma [Sc]	1.02	
Fattore profondità [Dc] [Dq] [Dg]	1.0	
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0	
Fattore forma [Sq] [Sg]	1.01	
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0	
Carico limite	197.47	kN/m ²
Resistenza di progetto	85.86	kN/m ²

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)		
Costante di Winkler	7682.57	kN/m ³

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)		
Fattore [Nq]	5.26	
Fattore [Nc]	13.1	
Fattore [Ng]	4.07	
Fattore forma [Sc] [Sq]	1.02	
Fattore profondità [Dc] [Dq] [Dg]	1.0	
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0	
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0	
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0	
Fattore forma [Sg]	0.98	
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0	
Carico limite	214.58	kN/m ²
Resistenza di progetto	93.29	kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)		
Fattore [Nq]	5.26	
Fattore [Nc]	13.1	
Fattore [Ng]	2.77	
Fattore forma [Sc] [Sq]	1.02	
Fattore profondità [Dc] [Dq] [Dg]	1.0	
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0	
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0	
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0	
Fattore forma [Sg]	0.99	
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0	
Carico limite	204.03	kN/m ²
Resistenza di progetto	88.71	kN/m ²

SISMA

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)		
Fattore [Nq]	5.26	
Fattore [Nc]	13.1	
Fattore [Ng]	2.08	
Fattore forma [Sc] [Sq]	1.02	
Fattore profondità [Dc] [Dq] [Dg]	1.0	
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0	
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0	
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0	
Fattore forma [Sg]	0.98	
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.68	
Carico limite	193.04	kN/m ²
Resistenza di progetto	83.93	kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)		
Fattore [Nq]	6.04	
Fattore [Nc]	15.52	
Fattore [Ng]	3.87	
Fattore forma [Sc] [Sg]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.68	
Carico limite	228.64	kN/m ²
Resistenza di progetto	99.41	kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)		
Fattore [Nq]	5.26	
Fattore [Nc]	13.1	
Fattore [Ng]	2.0	
Fattore forma [Sc]	1.02	
Fattore profondità [Dc] [Dq] [Dg]	1.0	
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0	
Fattore forma [Sq] [Sg]	1.01	
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.68	
Carico limite	192.06	kN/m ²
Resistenza di progetto	83.51	kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)		
Fattore [Nq]	5.26	
Fattore [Nc]	13.1	
Fattore [Ng]	4.07	
Fattore forma [Sc] [Sq]	1.02	
Fattore profondità [Dc] [Dq] [Dg]	1.0	
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0	
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0	
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0	
Fattore forma [Sg]	0.98	
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.68	
Carico limite	203.92	kN/m ²
Resistenza di progetto	88.66	kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)	
Fattore [Nq]	5.26
Fattore [Nc]	13.1
Fattore [Ng]	2.77
Fattore forma [Sc] [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dc] [Dq] [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.68
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	196.75 kN/m ²
Resistenza di progetto	85.54 kN/m ²

Una volta definita la geometria di progetto della fondazione e verificata la corrispondenza agli SLU, è necessario poter analizzare il comportamento nel tempo sotto le condizioni di carico assegnato, ovvero effettuare la verifica agli SLE.

Risulta pertanto necessario individuare un limite teorico al cedimento che può manifestarsi a seguito dell'applicazione del carico e imporre il non superamento dello stesso. Tale procedura è essenziale per valutare l'ammissibilità, in condizioni di esercizio, del carico trasmesso alla fondazione, ovvero, lo stato alla insorgenza del quale la costruzione nel suo complesso (incluso elementi strutturali, elementi non strutturali, ecc.) non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi.

Considerato che le NTC 2008 non definiscono l'entità dei cedimenti tollerabili dalle diverse strutture, occorre riferirsi alla bibliografia. Alcuni autori hanno proposto valori di riferimento ammissibili per cedimenti relativi ed assoluti e l'eterogeneità di tali limiti è legata, soprattutto, alla soggettività del "danno accettabile". La definizione dunque dei valori di soglia dei cedimenti da prendere in riferimento per evitare danni strutturali può avvenire solo per via empirica, sulla base di molteplici osservazioni su casi reali. Per quanto riguarda i valori limite del cedimento massimo "S_{max}", Grant et Al hanno proposto le entità indicate nella seguente tabella 4.

S _{max} (mm)	terreni sabbiosi		Terreni coesivi	
	formula	con $\beta=1/500$	formula	con $\beta=1/500$
Plinti	$15000 \cdot \beta_{max}$	30	$30000 \cdot \beta_{max}$	60
Platee	$18000 \cdot \beta_{max}$	36	$35000 \cdot \beta_{max}$	70

Tabella 4. Valori limite del cedimento secondo Grant et Al.

In aggiunta a queste correlazioni si può dire: Terzaghi-Peck, per fondazioni su sabbie, hanno posto il cedimento differenziale in termini del 75% di quello totale, con un minimo a 25 mm; Skempton e Mac Donald, per strutture ordinarie fondate su sabbia, pongono il massimo cedimento tollerabile in termini di 40 mm per fondazioni isolate e 40÷65 mm per platee. Nel caso di terreni di natura argillosa, il cedimento differenziale sale a 40 mm con cedimenti massimi di 65 e 65÷100 mm rispettivamente per plinti e platee.

Ciò premesso, come riportato nel seguito, per la tipologia di fondazione considerata, è stata effettuata la valutazione della conseguente resistenza di progetto Rd allo SLE attraverso il ricorso al metodo proposto da Schmertmann

(1970). Quest'ultimo, basato sulla stima del modulo edometrico/elastico del terreno, prevede che l'analisi degli sforzi e dei cedimenti venga condotta suddividendo il terreno di fondazione in strati di spessore variabile fino ad una profondità pari a 4B, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a 2B per fondazioni quadrate o circolari.

Nel seguente output, non considerando il peso di volume del terreno asportato, è riportata la stima del cedimento teorico, risultata pari a 0,78 cm, che si può attendere con un carico di esercizio "Rd" di 50 kPa.

Cedimento calcolato con metodo logaritmico di Terzaghi/ Schmertmann

Pressione normale ipotizzata di progetto 70 kN/m²
 Cedimento totale teorico 1.17 cm

Z: Profondità media strato; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Ced. secondario; Wt: Ced. totale.

Strato	Z (m)	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	4	1.17	--	1.17
3	10.25	--	--	--

Si rimanda al progettista, sulla base della funzionalità dell'opera ed in rispetto della vita utile di progetto, la verifica delle sopraccitate determinazioni, la scelta della subsidenza teorica (Wt) compatibile e la conseguente resistenza di progetto Rd allo SLE.

Considerate le preesistenze e tenuto conto dell'effetto di precarico, indotto dall'attuale manufatto al suolo d'imposta, è ragionevole ritenere che il cedimento si sia praticamente del tutto manifestato.

5.0. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Dall'esame delle risultanze delle determinazioni geognostiche e dello studio geomorfologico-geologico-geotecnico si deduce quanto segue:

- l'area di interesse, nella "Carta di Sintesi" degli elaborati geologici di P.R.G. è stata inserita nella "Classe IIIb α ". In tali ambiti territoriali è imposto il rispetto delle prescrizioni di cui all'art. 51 delle N.d.A. di P.R.G:

1. *Accertamento geotecnico nel rispetto del D.M.L.P. 11/03/1988, volto a determinare la quota di imposta delle fondazioni:*

Relativamente a tale prima prescrizione, nel rimandare alle risultanze litostratigrafiche ed alle relative determinazioni di cui ai precedenti paragrafi, si rammenta che, in relazione al previsto utilizzo di fondazioni dirette, la quota d'imposta è ipotizzata a profondità di ca. 1.5 m dall'attuale p.c.. Pertanto, fatte salve diverse indicazioni da fornirsi durante la fase esecutiva, per tale altimetria, secondo le classiche teorie della meccanica delle terre, sono state valutate le relative portanze.

2. *Esecuzione preventiva di una corretta regimazione delle acque superficiali e di falda, previa relazione geologica.*

In riferimento a tale punto, al fine di evitare il decadimento delle proprietà geotecniche di resistenza al taglio dei terreni, è prevista la regimazione degli scorrimenti superficiali e l'inoltro delle acque di precipitazione alla locale rete di smaltimento. Per quanto riguarda le acque di falda, si precisa che le medesime, non potranno manifestare emergenze al piano campagna.

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 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; sarà quindi opportuno considerare ambiti omogenei, in modo da definire preventivamente le prescrizioni da adottare.*

Per quanto riguarda tale punto, in relazione alle problematiche idrauliche dell'ambito territoriale in esame, localizzato in dx Tanaro, in Largo Catania, tra il centro storico e viale Teresa Michel, come riportato nella Tabella A, in calce al sopraccitato art. 51 delle N.d.A. dello strumento urbanistico, è imposta la quota minima di abitabilità all'altimetria di 94,00 m.s.l.m.. Poichè il ristrutturando edificio, non prevede vani ad uso abitativo e/o con presenza continua di persone, a parere dello scrivente, non dovrà essere prevista la sopraelevazione a tale soglia di sicurezza.

4. *Le sistemazioni esterne relative alle recinzioni di proprietà ad uso residenziale, 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.*

Relativamente a tale prescrizione, non sono previsti manufatti di cinta che possano interferire con i deflussi di piena catastofica.

5. In queste aree è vietata in ogni caso la realizzazione di seminterrati, interrati nonché lo stoccaggio e le discariche di ogni tipo di rifiuti.

Relativamente a tale indicazione si precisa che non sono previsti vani seminterrati e/o interrati e tanto meno stoccaggi e discariche di qualsiasi tipo.

- in riferimento alla sismicità, il territorio amministrativo di Alessandria, sulla base della recente D.G.R. n. 11-13058 del 19.01.2010, risulta appartenere alla cosiddetta "Zona 3". Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, il profilo stratigrafico del suolo di fondazione può essere conservativamente condotto al tipo "D";
- per quanto riguarda i parametri geotecnici del terreno d'imposta fondazioni, in relazione allo specifico contesto, alle previsioni progettuali, alle preesistenze di manufatti, fatte salve le opportune verifiche da effettuarsi in fase esecutiva, si è ritenuto ragionevole tener conto delle risultanze litostratigrafiche più conservative desunte dal cantiere limitrofo (farmacia);
- nel rimandare ai riscontri, alle analisi ed ai controlli a cura del progettista, si porta a conoscenza che le valutazioni di Rd (SLU e SLE), effettuate per un modello di fondazione diretta, sono state condotte secondo le teorie classiche della meccanica delle terre, dovute a Hansen, Terzaghi, Meyerhoff, Vesic e Brinch-Hansen. Le stime della possibilità di portanza, in relazione ai litotipi presenti, sono state effettuate nelle cosiddette condizioni "drenate".

Alla luce di queste considerazioni, svolte ai sensi delle NTA di PRG, nel rispetto del D.P.R. 328/2001, D.M. 11/03/88 n. 47, Circ. LL.PP. 24/09/1988 n. 30483, Circ. P.G.R. del 18/05/1990 n. 11/PRE, D.M. 14/01/2008, Circ.MM. LL.PP. 02/02/2009 e D.G.R. n. 11-13058 del 19.01.2010, fatte salve le determinazioni da effettuarsi in via esecutiva, si ritiene realizzabile l'intervento previsto secondo le modalità descritte nella presente.