

PROVINCIA DI BRESCIA COMUNE DI LONATO DEL GARDA

COMMITTENZA:
Sig. Enrico Polsini

RELAZIONE GEOLOGICA E RELAZIONE GEOTECNICA CON CALCOLO DELLA PERMEABILITÀ (ai sensi del D.M. 14.01.2008)

I tecnici incaricati
DOTT. GEOL. MAURO MANCINI



DOTT. GEOL. MAURO MICHELE GRUZZOLI



SOMMARIO

PREMESSA	pag. 3
DATI DI PROGETTO	pag. 3

RELAZIONE GEOLOGICA

1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'AREA DI INTERVENTO	pag. 4
1.1 Ubicazione e topografia.....	pag. 4
1.2 Unità geologiche, litologiche, strutturali	pag. 5
1.3 Forme del terreno e processi geomorfologici.....	pag. 7
1.4 Rischi geologici, naturali e indotti	pag. 7
1.5 Idrografia	pag. 8
1.6 Idrogeologia	pag. 8
1.7 Quota di falda	pag. 8
1.8 Vincoli, sicurezza idraulica	pag. 8
2. RILEVAMENTO GEOLOGICO-TECNICO.....	pag. 10
2.1 Indagini in sito	pag. 10
2.2 Scavo esplorativo	pag. 11
2.3 Unità litotecniche e valori medi di caratterizzazione	pag. 12
3. ASPETTI GEODINAMICI E SISMICITÀ	pag. 12
3.1 Zonazione sismica	pag. 12
3.2 Determinazione categoria suolo di fondazione	pag. 13
3.3 Dati sismici per le verifiche degli stati limite	pag. 15
3.4 Liquefazione dei terreni	pag. 16
4. VALUTAZIONI CONCLUSIVE DI CARATTERE GEOLOGICO	pag. 16

RELAZIONE GEOTECNICA

1. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	pag. 17
2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	pag. 20
2.1 Calcolo dei cedimenti	pag. 20
3. VALUTAZIONI CONCLUSIVE DI CARATTERE GEOTECNICO	pag. 21
3.1 Stati limite Ultimi.....	pag. 21
3.2 Stati Limite di Esercizio (Cedimenti)	pag. 21
3.3 Accorgimenti e precauzioni da adottare	pag. 21
BIBLIOGRAFIA	pag. 21

CALCOLO DELLA PERMEABILITÀ

1. Fasi di cantiere.....	pag. 22
2. Descrizione dei terreni di intervento	pag. 23
3. Metodica di valutazione della permeabilità e algoritmo di calcolo utilizzato	pag. 23
4. Dati di campagna	pag. 23
5 Conclusioni	pag. 24

PREMESSA

A seguito dell'incarico ricevuto dalla committenza si è provveduto alla redazione della presente Relazione Geologica – Geotecnica relativa al progetto edile di seguito descritto ed ubicato in territorio comunale di Lonato Del Garda (Vr).

Il presente scritto fa riferimento ai disposti del D.M. 14.01.08 "*Norme Tecniche per le Costruzioni*", integrato con la Circolare 2 Febbraio 2009 n. 617, C.S.LL.PP.

La caratterizzazione sismica del territorio fa riferimento ai disposti dall'Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28/04/06 e s.m.i. ed a quanto previsto dalla D.G.R. n. 3308 del Veneto del 04/11/2008.

Per ottenere i dati necessari alla caratterizzazione geolitologica e geotecnica dei terreni di fondazione sono state eseguite le seguenti indagini di campagna:

TIPO DI INDAGINE:	Scavo esplorativo con pala meccanica
N. PROVE ESEGUITE:	n. 1 prova denominata S4
PROFONDITÀ MASSIMA INDAGATA:	4,00 m da attuale piano campagna
DATA INDAGINE:	02.12.2015

DATI DI PROGETTO

COMMITTENZA PROGETTO:

Sig. Enrico Polsini

UBICAZIONE AREA DI INTERVENTO:

Lott. N° 37 – Borgo "Il Melograno" Lonato del Garda (Bs)

TIPOLOGIA DI INTERVENTO:

Costruzione di un edificio abitativo dotato di 1 piano fuori terra senza interrato; la massima superficie in pianta è di circa 209 m².

RELAZIONE GEOLOGICA

(NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI D.M. 14.01.2008
– CIRCOLARE 2 FEBBRAIO 2009 N. 617, C.S.LL.PP.)

1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'AREA D'INTERVENTO

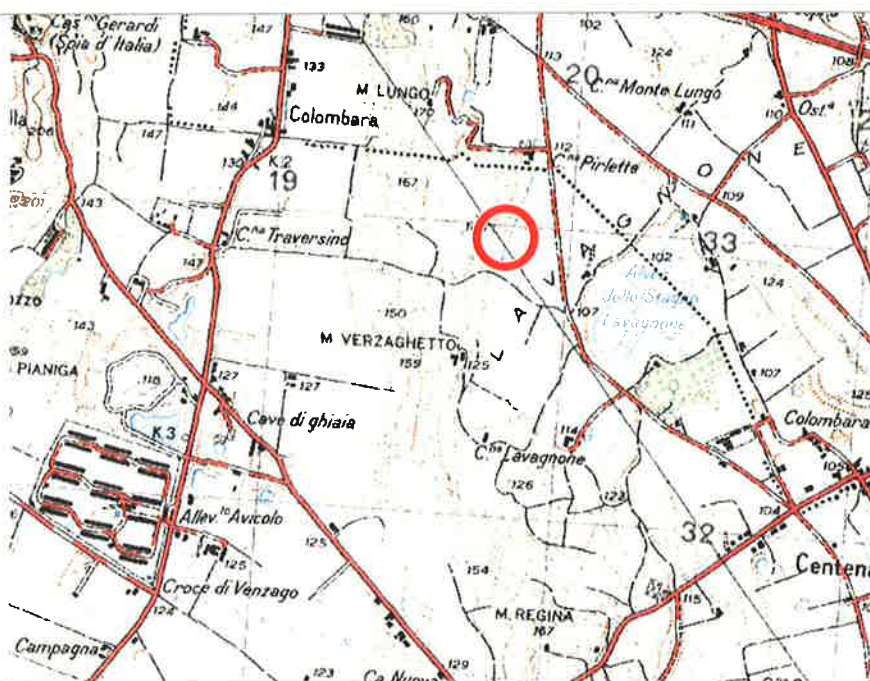
1.1 Ubicazione e topografia

L'area di intervento si trova al margine orientale del territorio comunale di Lonato Del Garda; i terreni hanno topografia sostanzialmente pianeggiante sebbene dolcemente degradanti verso Est; la quota media è di circa 160/170 m s.l.m. (vedi seguente estratto da TAVOLETTA I.G.M. – scala 1:25.000).

ESTRATTO DA
TAVOLETTA I.G.M.
(SCALA 1:25.000)

○ Area di intervento

CARATTERISTICHE
TOPOGRAFICHE:
Area sostanzialmente
pianeggiante



1.2 Unità geologiche, litologiche, strutturali

L'area dell'intervento si trova nelle colline moreniche dell'anfiteatro morenico del Garda, risalgono alla glaciazione Rissiana e sono costituite da depositi ghiaiosi in matrice fine limosa, poco coesiva.

La dinamica deposizionale glaciale non consentiva infatti una classazione granulometrica e pertanto si osserva la coesistenza nel sedimento di clasti eterometrici con abbondante frazione fine.

Nel sito specifico la ghiaia con sabbia è largamente prevalente ma la vicinanza con i sedimenti ricchi di frazione fine dell'anfiteatro ha influito sulla composizione granulometrica: infatti la matrice fine è presente in misura superiore alle ghiaie atesine. In molti punti la ghiaia è sovrastata da un livello sabbioso-limoso interposto tra essa e lo strato di coltivo superficiale.

Quanto sopra appare evidente nella cartografia geologica consultata:

- CARTA GEOLOGICA D'ITALIA – F. 48 PESCHIERA, scala 1:100.000: classifica i terreni affioranti come *alluvioni fluvio-glaciali e fluviali, da molto grossolane e ghiaiose, con strato superficiale argilloso, giallo-rossiccio di ridotto spessore (fg^{R2} – Riss)*.
- CARTA GEOLOGICA DELL'ANFITEATRO MORENICO FRONTALE DEL GARDA FRA IL CHIESE E L'ADIGE, scala 1:40.000: *morenico, talora debolmente cementato, alterato per 0,50-1 m in argille rosso-brune e con qualche ciottolo calcareo; esso è generalmente dilavato del paleosuolo sulle grandi cerchie, cosicché affiorano le sottostanti ghiaie bianche non distinguibili dal morenico wurmiano. Queste cerchie ghiaiose, ma con lembi di paleosuolo e di enorme sviluppo, possono così sembrare del Wurm.*

ESTRATTO DA
CARTA GEOLOGICA
D'ITALIA – F. 48 PESCHIERA
(part. non in scala)

 fg^{R2} Alluvioni fluviali e fluvio-glaciali da molto grossolane a ghiaiose, terrazzate e sospese sui 30 m (Riss)

 m^R Morene ghiaiose, talora debolmente cementate, con strato di alterazione argilloso (Riss)

... Cordone morenico

I  Area di intervento



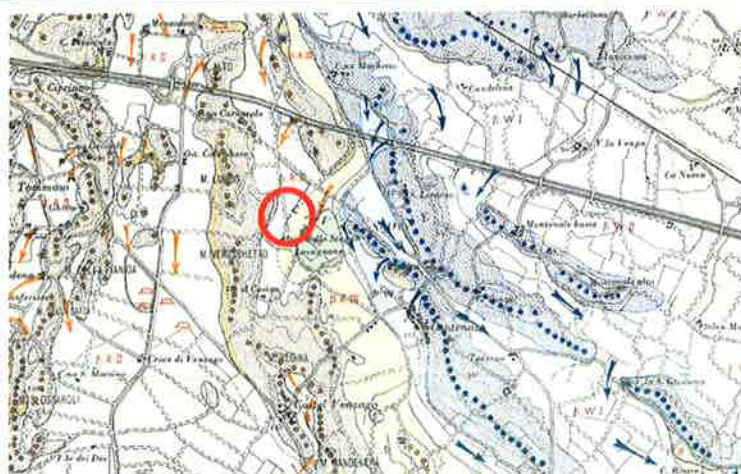
ESTRATTO DA CARTA GEOLOGICA
DELL'ANFITEATRO MORENICO
FRONTALE DEL GARDA FRA IL
CHIESE E L'ADIGE
(part. non in scala)

 fl.R.II Fluvioglaciali principale del Riss

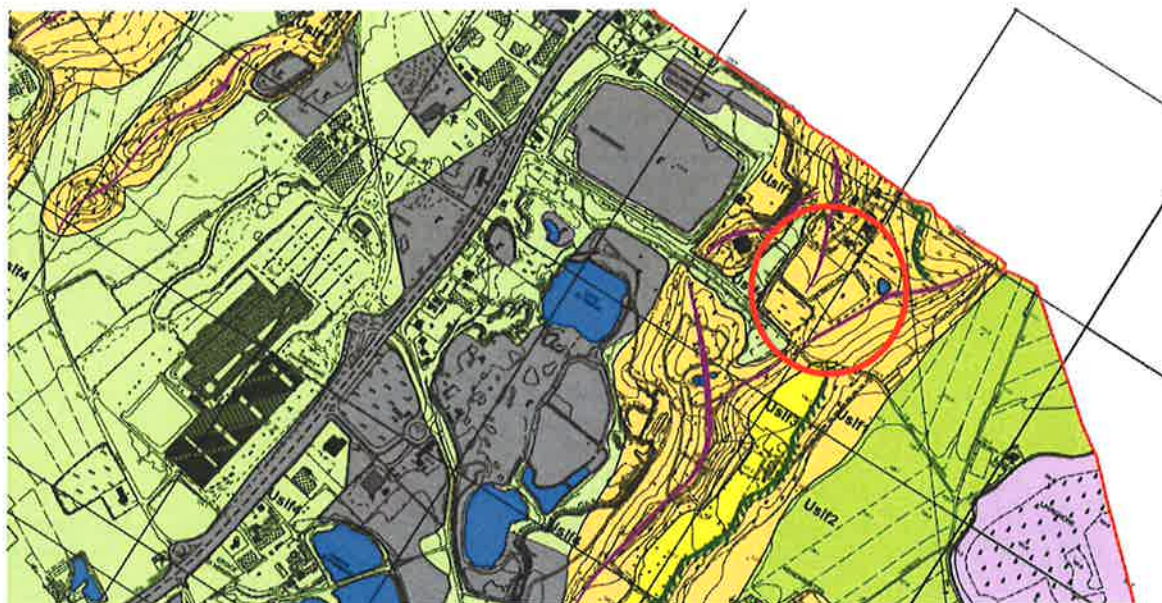
 R Morenico, talora debolmente cementato.

... Cordone morenico

 Area di intervento



La Carta Geologica con elementi Geomorfologici del Comune Di Lonato Del Garda identifica i terreni come depositi glaciali



UNITA' LITOSTRATIGRAFICHE

r Materiali di riporto

UNITA' POSTGLACIALE

ds Depositi di spiaggia recenti e attuali (Olocene)

dl Depositi lacustri (Olocene)

dc1 Depositi di conoide (Olocene)

dc2 Depositi di conoide antichi (Pleistocene)

t Depositi torbosi (Olocene)

COPERTURE QUATERNARIE

UNITA' DI SOLFERINO (Pleistocene superiore)

Us1f1 Depositi glaciali

Us1f2 Depositi glaciolacustri di depressione intermorenica o di fronte glaciale

Us1f3 Depositi di contatto glaciale

Us1f4 Depositi fluvio-glaciali delle cerchie interne

Us1f5 Depositi fluvio-glaciali frontali alle cerchie interne.

UNITA' DI SEDENA (Pleistocene medio-superiore)

Us1 Depositi glaciali

Us2 Depositi glaciolacustri di depressione intermorenica o di fronte glaciale

Us3 Depositi fluvio-glaciali

ELEMENTI GEOMORFOLOGICI

Orlo di scarpata di contatto glaciale < 10 m

Orlo di scarpata di contatto glaciale > 10 m

Laghetti

Confine Comunale

Cordone morenico

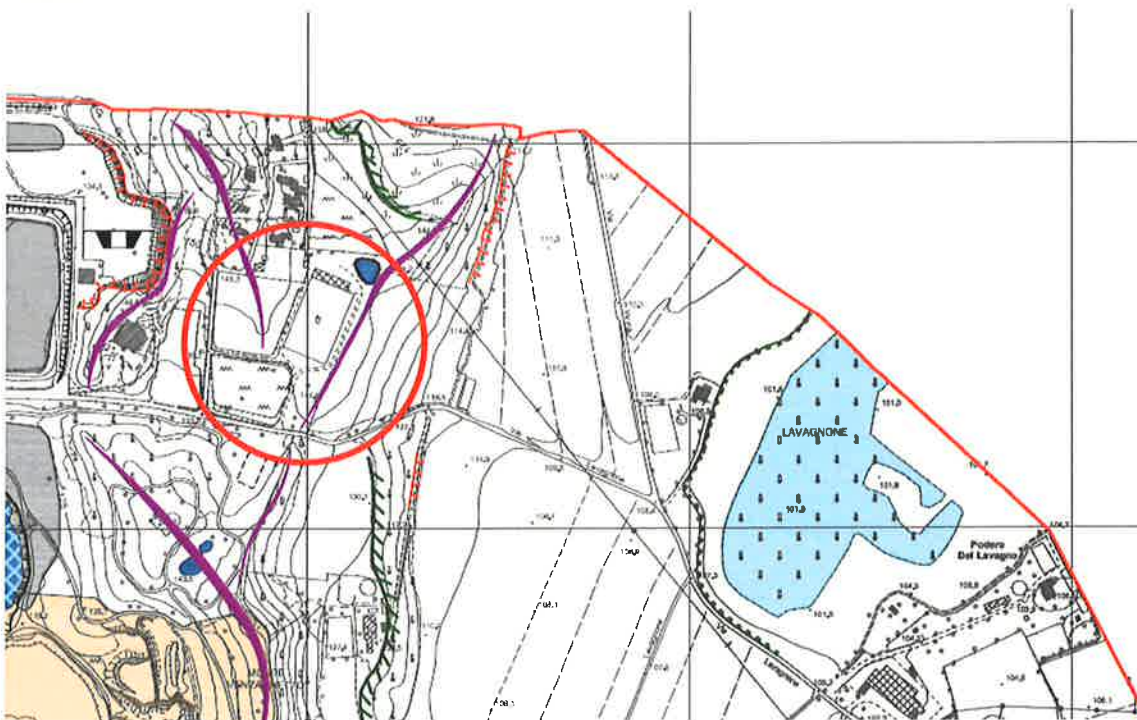
Conoide di deposizione

Conoide di deposizione antico

1.3 Forme del terreno e processi geomorfologici

Complessivamente il territorio sul quale insiste l'area d'intervento si presenta collinare il che consegue dall'attività glaciale.

A seguire si riporta uno stralcio dalla Carta Geomorfologica del Comune Di Lonato nel quale si evidenziano le principali morfostrutture di questo settore di territorio; in particolare, sono segnalati due cordoni morenici.



ELEMENTI GEOMORFOLOGICI

STRUTTURE GEOMORFOLOGICHE

FORME NON ATTIVE FORME ATTIVE



Cordone morenico



Orlo di scarpata di contatto glaciale < 10 m

Orlo di scarpata di contatto glaciale > 10 m



Conoide alluvionale



Conoide alluvionale antico

FORME LEGATE ALLO SCORRIMENTO DELLE ACQUE SUPERFICIALI

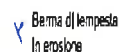
FORME NON ATTIVE FORME ATTIVE



Orlo di scarpata di erosione inattiva < 10 m



Orlo di scarpata di erosione attiva > 10 m



Ruscigliamento superficiale



Punto critico della rete idrografica per accumulo di materiale lungo le sponde e/o in alveo che può ostacolare il deflusso delle acque di piena.



Tratto di corso d'acqua con situazioni di degrado dell'alveo e/o delle sponde per mancanza di manutenzione.



Zona umida



Aree di possibile distacco d'acqua



Aree potenzialmente erodibili



Laghetto

FORME LEGATE ALL'AZIONE DELLA GRAVITA'

FORME NON ATTIVE FORME ATTIVE



Decorticamento



Orlo di scarpata morfologica < 10 m



Orlo di scarpata morfologica > 10 m

FORME ANTROPICHE



Orlo di scarpata antropica



Terrazzo antropico



Cava in attività



Cava dismessa



Laghetto di cava

Piano Privilegiato Cava "Cava di recupero Rgt"

Materiale di riporto



Area di ex discarica non controllata (inerti, rifiuti inert e speciali derivati inert)



Area di ex discarica R.S.U.

RETICOLO IDROGRAFICO



Corso d'acqua appartenente al reticolo idrografico principale (D.G.R. 7/13953 del 01/08/2003 all. A).



Corso d'acqua appartenente al reticolo idrografico minore di competenza comunale (D.G.R. 7/13953 del 01/08/2003 all. B).



Corso d'acqua appartenente al reticolo idrografico minore di competenza comunale con alveo e/o sponde artificiali (D.G.R. 7/13953 del 01/08/2003 all. B).



Corso d'acqua appartenente al reticolo idrografico minore poco marcato.



Confine Comunale

Corso d'acqua appartenente al reticolo idrografico minore di competenza consortile (D.G.R. 7/20552 del 11/02/2005).

Canale in terra

Canale in prefabbricato

Tratto di corso d'acqua intubato

1.4 Rischi geologici, naturali e indotti

L'area non appare interessata da fenomeni di dissesto in atto o potenziali; il territorio su cui è previsto l'intervento appare assolutamente stabile.

1.5 Idrografia

L'idrografia superficiale è praticamente assente.

Nelle vicinanze si rileva la presenza di corsi effimeri quasi sempre asciutti che riescono a svilupparsi per la bassa permeabilità del suolo della zona morenica, la presenza d'acqua in alveo è molto saltuaria e legata a fenomeni piovosi intensi e prolungati.

1.6 Idrogeologia

Dal punto di vista idrogeologico l'area è caratterizzata dalla presenza di un materasso alluvionale anidro di rilevante spessore.

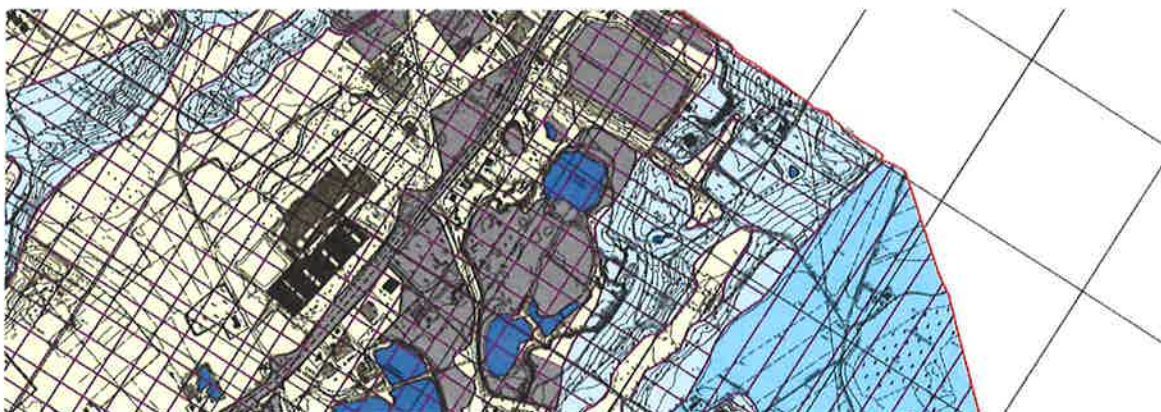
Non esistono circolazioni idriche a debole profondità e quindi l'intervento non determina alcuna influenza sul deflusso delle acque sotterranee.

1.7 Quota di falda

Alla data di esecuzione delle indagini (03.12.2015) la falda non è stata rilevata almeno fino alla quota di circa $-4,00$ m dall'attuale piano campagna; il dato rilevato è coerente con la cartografia idrogeologica consultata che consente di dedurre una soggiacenza media di oltre 50 m.

1.8 Vincoli, sicurezza idraulica

L'area in tempi recenti non ha subito esondazioni o altri episodi di dissesto idrogeologico ed è da ritenersi sicura sotto il profilo idraulico; a tal proposito si osservino le successive cartografie tematiche del Comune Di Lonato dalle quali si evince la bassa permeabilità del sito con la relativa vulnerabilità sotterranea e la totale assenza di vincoli.



LEGENDA

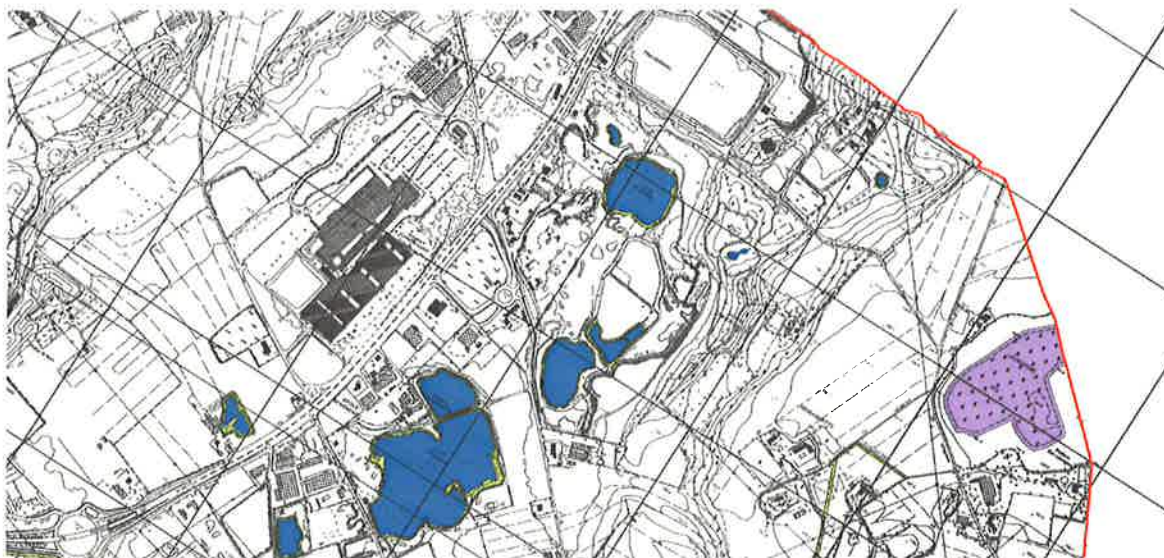
UNITA' PERMEABILI PER POROSITA'

-  Materiali di riporto
-  Depositi grossolani (prevalentemente ghiaioso-sabbiosi) a permeabilità elevata
-  Depositi grossolani (prevalentemente ghiaioso sabbiosi) a permeabilità da media a medio-elevata.
-  Depositi fini (prevalentemente limoso-sabbiosi e limoso-argillosi) a permeabilità da medio-bassa a bassa
-  Depositi glaciali a permeabilità complessivamente da bassa a molto bassa

CLASSI DI VULNERABILITA' DEGLI ACQUIFERI SUPERFICIALI

-  Vulnerabilità mediamente alta.
-  Vulnerabilità alta
-  Vulnerabilità molto alta

-  Laghetti



AMBITI SOGGETTI A VINCOLI NORMATIVI DI CARATTERE GEOLOGICO, AI SENSI DELLA D.G.R. 8/7374 DEL 28/05/2008

AREE SOGGETTE A VINCOLI DERIVANTI DALLA PIANIFICAZIONE DI BACINO AI SENSI DELLA L. 183/89

Quadro del dissesto proposto in aggiornamento al vigente, (procedura "in itinere"), come riportato nella Carta del Dissesto con legenda uniformata PAI

 Area di conoidi non recentemente riattivati o completamente protetta (Cn)

AREE SOGGETTE A VINCOLI DI POLIZIA IDRAULICA

 Area di pertinenza del corso d'acqua esondabile in concomitanza di piene ordinarie e/o soggetta a fenomeni erosivi collegati all'attività idrica. Fasce ad alto grado di tutela del reticolo idrico principale di competenza regionale e minore di competenza comunale.

 Aree di pertinenza dei corsi d'acqua. Fasce a medio grado di tutela del reticolo idrico minore di competenza comunale

 Area di pertinenza dei canali di bonifica del Consorzio di Bonifica Medio Chiese
Area di pertinenza dei canali di bonifica del Consorzio di Bonifica "Alta e Media Pianura Mantovana"

AREE SOGGETTE A VINCOLI DI SALVAGUARDIA DELLE CAPTAZIONI AD USO IDROPOTABILE

Aree di salvaguardia dei pozzi comunali di Lonato d/G e del pozzo Drugolo

 Zona di tutela assoluta.

 Zona di rispetto.

 Laghetti

 Confine Comunale

2. RILEVAMENTO GEOLOGICO-TECNICO

2.1 Indagini in sito

Per la valutazione litologica, la determinazione dei principali parametri geotecnici del terreno e per la determinazione della quota della falda è stato eseguito uno scavo esplorativo (denominato S13), ubicato in corrispondenza dell'ingombro dell'edificio in progetto.

Le indagini sono state spinte fino alla quota max di -4,00 m da piano campagna attuale, profondità ritenuta sufficiente sia in funzione dei terreni intercettati sia della semplicità strutturale dell'intervento in progetto.

2.2 Scavo esplorativo

Di seguito si riporta la ricostruzione litostratigrafica rilevata nella trincea di scavo assieme alla vista fotografica della parete ed alla tipologia di materiali estratti.

Litostratigrafia	Descrizione	Vista trincea di scavo
	0,00 Terreno agrario limoso (colore bruno) 0,50 Argille molli con matrice organica (colore nocciola) 3,50 Sabbia fine/media (colore grigio-nocciola) con ghiaietto ($\varnothing_{med} = 3\text{ cm}$) 4,00 m da p.c.	

Vista dei materiali estratti dalla trincea di scavo



2.3 Unità litotecniche e valori medi di caratterizzazione

Le prove penetrometriche eseguite hanno rilevato fino alla max profondità indagata la presenza di un comune motivo deposizionale con sedimenti morenici di granulometria variabili dalle argille alle ghiaie.

Di seguito si riporta la sequenza litologica rilevata in campagna.

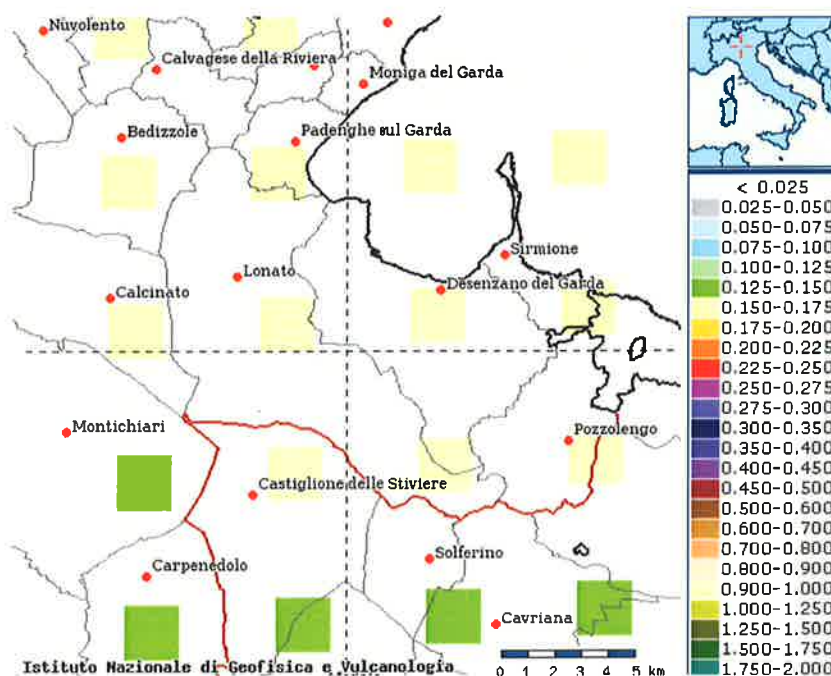
PROFONDITÀ (m da p.c.)	LITOLOGIA ORIENTATIVA	Ø' medio	C _U	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE
0,00 – 0,50*	<i>Terreno agrario limoso</i>	--	--	--
0,50 – 3,50*	<i>Argille molli talora organiche</i>	--	30 KPa	<i>Basse</i>
3,50 – 4,00*	<i>Sabbia fine con ghiaietto</i>	35°	--	<i>Molto buone</i>

Per gli intervalli granulari (sabbie s.l.) si è considerato il solo parametro angolo di attrito ϕ' mentre per gli intervalli argillosi/limosi si è considerato il solo parametro coesione c_u ; in assenza di prove di laboratorio i valori assegnati sono da considerarsi orientativi e cautelativi.

3. ASPETTI GEODINAMICI E SISMICITA'

3.1 Zonazione sismica

La zona sismica del territorio in esame viene definita, in accordo con quanto disposto dall'O.P.C.M. 3519/2006 e dalla D.G.R. 3308/2008 del Veneto, a partire dal valore dell'accelerazione massima attesa al suolo con probabilità di superamento del 10% in 50 anni (riferita a suoli rigidi caratterizzati da $V_{S30} > 800$ m/s); secondo la mappa di pericolosità sismica elaborata a tale scopo dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, e recepita dalla normativa nazionale e regionale, il territorio in esame è compreso in un'area con valori di accelerazione compresi tra $0,150 < a_g < 0,175$ e pertanto in **ZONA SISMICA 3** a cui si associa un **GRADO DI SISMICITÀ 6**.



Dal punto di vista amministrativo, la zonazione sismica è definita su scala comunale ed in particolare il Comune di Lonato Del Garda ricade in Zona 3.

3.2 Determinazione categoria suolo di fondazione

La normativa classifica i suoli di fondazione sulla base del parametro Vs30 ossia la velocità media di propagazione delle onde sismiche nei primi 30 m di profondità; per la determinazione del Vs30 si è utilizzata una tecnologia a sismica passiva con misura del rumore sismico.

La strumentazione impiegata (Tromino®) misura le frequenze di microtremore comprese tra 0,1 e 200 Hz; tali rilevazioni consentono di stimare il valore di Vs30 mediante l'inversione dei valori H/V (spessore strato/velocità).

TROMINO® Grilla
www.tromino.it

Strumento: TRZ-0021/01-09

Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN

Dato GPS non disponibile

Durata registrazione: 0h14'00". Analizzato 98% tracciato (selezione manuale)

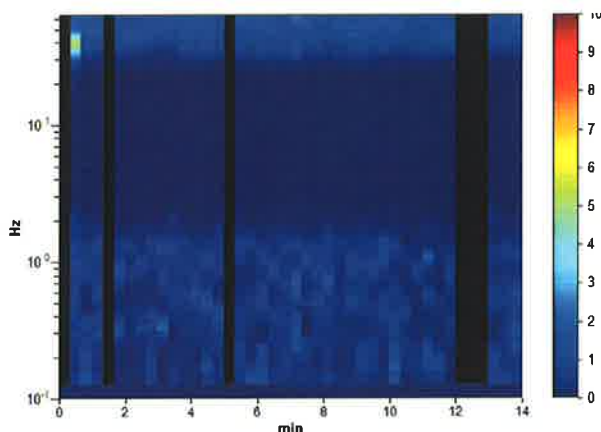
Freq. campionamento: 128 Hz

Lunghezza finestre: 20 s

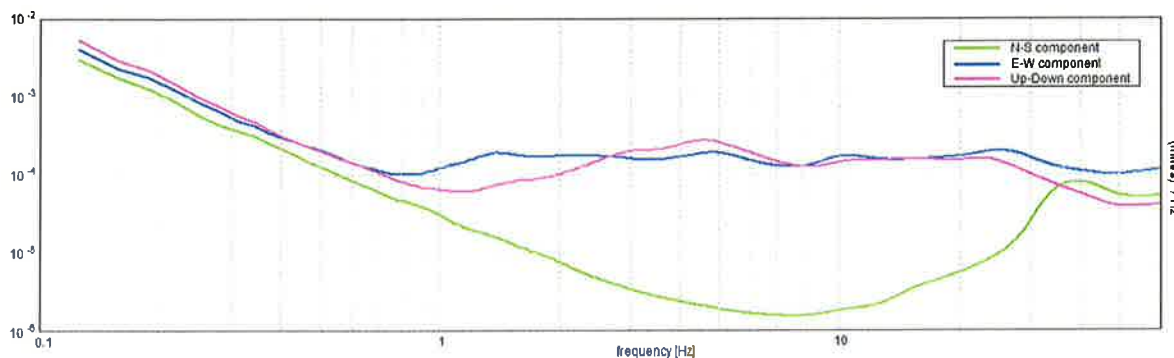
Tipo di lisciamento: Triangular window

Lisciamento: 20%

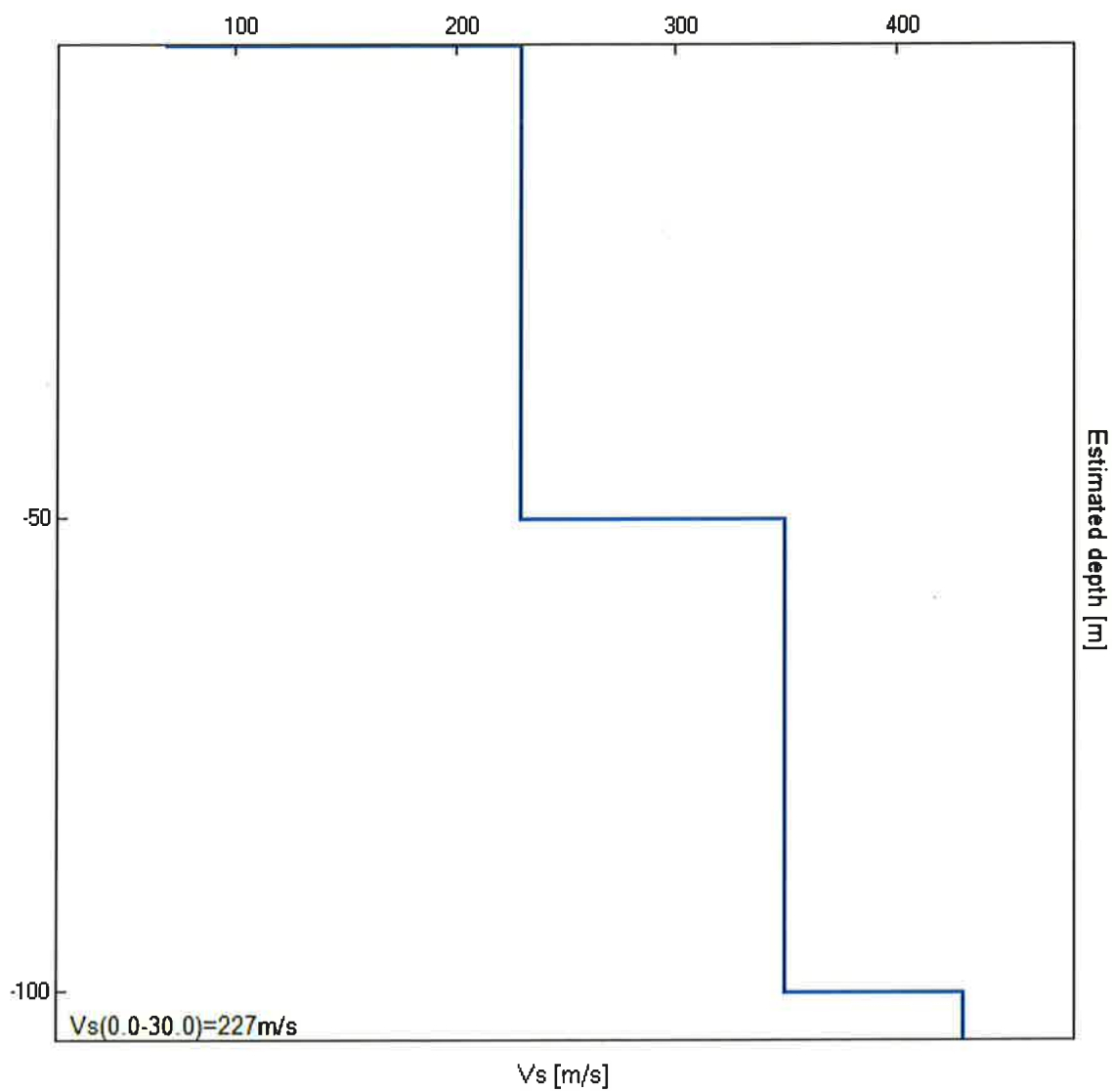
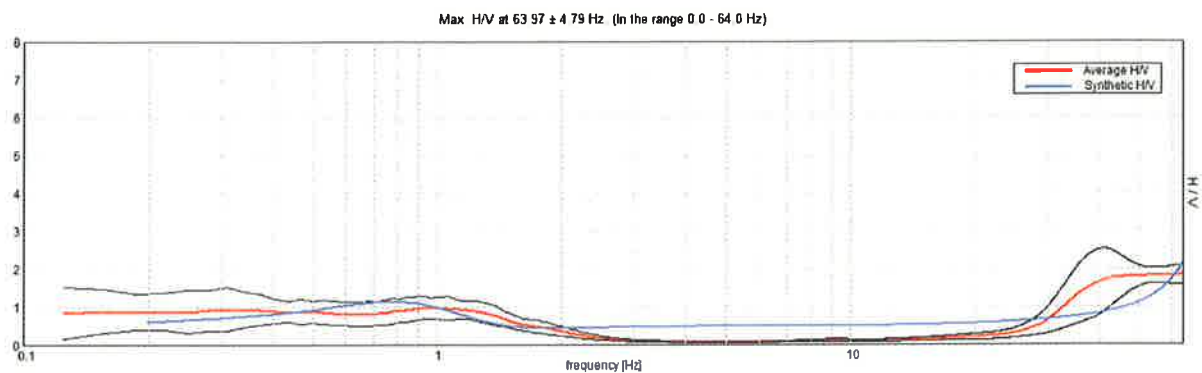
SERIE TEMPORALE H/V



SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
0,20	0,20	70	0.35
50,20	50,00	230	0.35
100,20	50,00	350	0.35
inf.	inf.	430	0.35

Vs(30.0) = 259 m/s

Da questo ne deriva un terreno classificabile come **categoria suolo di fondazione: C** – depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati 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 V_{S30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT} < 50$; $70 < C_U < 250$ kPa).

3.3 Dati sismici per le verifiche degli stati limite

Le verifiche progettuali devono essere effettuate applicando i dati di azione sismica specifici per ciascun sito; tali dati sono determinati a partire dalla posizione geografica (latitudine/longitudine), dalla categoria topografica, dalla categoria del suolo di fondazione, dalla classe d'uso dell'edificio (C_U) e dalla vita nominale (V_N); pertanto, sulla scorta delle informazioni fornite dal Progettista, è possibile, avvalendoci dei dati elaborati dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, fornire i successivi dati di azione sismica utilizzabili nelle Verifiche agli Stati Limite ossia delle condizioni superate le quali la struttura in esame non soddisfa più i requisiti per i quali è stata progettata.

CAT. SOTTOSUOLO C	CAT. TOPOGRAFICA T1	PERIODO RIFERIMENTO 50anni	COEFFICIENTE C_U 1
STATO LIMITE		PARAMETRI SISMICI	COEFFICIENTI SISMICI
SLO (Operatività)	Prob. di superamento:	81 [%]	Ss: 1,500
		Tr: 30 [anni]	Cc: 1,710
		ag: 0,040 g	St: 1,000
		Fo: 2,596	Kh: 0,012
		Tc*: 0,227 [s]	Kv: 0,006
			Amax: 0,589
			Beta: 0,200
SLD (Danno)	Prob. di superamento:	63 [%]	Ss: 1,500
		Tr: 50 [anni]	Cc: 1,660
		ag: 0,055 g	St: 1,000
		Fo: 2,487	Kh: 0,016
		Tc*: 0,247 [s]	Kv: 0,008
			Amax: 0,802
			Beta: 0,200
SLV (salvaguardia Vita)	Prob. di superamento:	10 [%]	Ss: 1,470
		Tr: 475 [anni]	Cc: 1,610
		ag: 0,156 g	St: 1,000
		Fo: 2,448	Kh: 0,055
		Tc*: 0,275 [s]	Kv: 0,027
			Amax: 2,243
			Beta: 0,240
SLC (prevenzione Collasso)	Prob. di superamento:	5 [%]	Ss: 1,400
		Tr: 975 [anni]	Cc: 1,600
		ag: 0,202 g	St: 1,000
		Fo: 2,484	Kh: 0,079
		Tc*: 0,277 [s]	Kv: 0,040
			Amax: 2,773
			Beta: 0,280

3.4 Liquefazione dei terreni

La liquefazione denota una diminuzione di resistenza al taglio e/o di rigidezza causata dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante uno scuotimento sismico tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno; 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 limo-argillosa.

Secondo quanto disposto dalle NTC (rif. 7.11.3.4 *Stabilità nei confronti della liquefazione*) riguardo al rischio di liquefazione in presenza di terreni saturi prevalentemente sabbiosi, tale verifica può essere omessa qualora sussista almeno una delle seguenti condizioni:

1. *eventi sismici attesi di magnitudo $M < 5$;*
2. *accelerazione max attesa al suolo $a_g < 0,100 g$;*
3. *profondità media stagionale della falda $> 15 m$ da piano campagna;*
4. *sabbie pulite con resistenza $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{C1N} > 180$; i precedenti termini, relativi rispettivamente a risultanze di prove dinamiche e di prove statiche, si riferiscono a valori di resistenza normalizzati ad una tensione efficace verticale di 100 kPa.*

Nel caso in esame è verificato il punto 3 e quindi non è necessario procedere alla verifica del rischio di liquefacibilità dei suoli di fondazione; a questo si aggiunga che prevalgono depositi ghiaiosi, sedimenti in grado di dissipare le sovrappressioni esercitate dalla falda in seguito agli scuotimenti sismici.

4. VALUTAZIONI CONCLUSIVE DI CARATTERE GEOLOGICO

Dai rilievi eseguiti si deduce quanto segue:

- l'area appare stabile da un punto di vista geomorfologico e non presenta dissesti in atto o potenziali; l'area di intervento non insiste in zona di paleoalveo;
- l'area risulta sicura da un punto di vista idraulico;
- l'area non risulta gravata da vincoli geologici, idrogeologici, ambientali;
- i terreni di fondazione (nelle ipotesi di progetto considerate) presentano comportamento principalmente coesivo (limi argillosi);
- la falda non interferirà con le opere edili poiché è mediamente presente alla profondità di circa 50 m da piano campagna con oscillazioni di ordine metrico;
- l'area da un punto di vista sismico ricade in zona 3, grado di sismicità 6.
- i terreni di fondazione nelle ipotesi considerate non risultano soggetti a verifica del rischio di liquefazione.

RELAZIONE GEOTECNICA

(NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI D.M. 14.01.2008
– CIRCOLARE 2 FEBBRAIO 2009 N. 617, C.S.LL.PP.)

1. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche agli stati limite ultimi (SLU) è necessario verificare che l'azione agente di progetto sia non maggiore della resistenza di progetto disponibile ossia $E_d \leq R_d$

Il coefficiente di sicurezza non compare esplicitamente nella verifica, ma è introdotto attraverso più coefficienti parziali utilizzati per la valutazione delle azioni agenti e resistenti di progetto a partire dai valori caratteristici del terreno sul piano di posa delle fondazioni.

I coefficienti di sicurezza parziali amplificano i valori caratteristici delle *azioni instabilizzanti* (A) e riducono i valori caratteristici delle *proprietà meccaniche del terreno* (M) e della *struttura* (R).

Le tabelle successive riportano i valori caratteristici del terreno riscontrati in corrispondenza del piano di posa delle fondazioni, i coefficienti parziali di sicurezza per le azioni, per i parametri di resistenza del terreno e le verifiche agli stati limite:

Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

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_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_F (o γ_E)	(M1) STR	(M2) GEO
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

La normativa consente di eseguire le verifiche agli stati limite secondo due diversi approcci che combinano tra loro i coefficienti parziali sopra riportati.

Nel primo approccio progettuale (approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ed in cui la prima combinazione (A1+M1+R1) è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione (A2+M2+R2) è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (approccio 2) è prevista una unica combinazione di gruppi di coefficienti (A1+M1+R3), da adottare sia nelle verifiche strutturali che in quelle geotecniche.

Nel caso in esame, su richiesta del Progettista delle strutture, le verifiche verranno eseguite con entrambi gli approcci di verifica impiegando i carichi di esercizio e le ipotesi fondazionali fornite dallo stesso Progettista. Tali informazioni sono precedute dai valori dei parametri geotecnici del terreno in prossimità del piano di posa delle fondazioni.

VALORI CARATTERISTICI DEL TERRENO (f_k) SUL PIANO DI POSA

Angolo resistenza al taglio	ϕ'_k	= --
Resistenza non drenata	c_k	= 70 kPa
Peso volume terreno secco	γ_{dr}	= 16,00 kN/m ³
Peso volume terreno saturo	γ_{sat}	= 19,00 kN/m ³
Peso volume terreno immerso	γ_{imm}	= 9,19 kN/m ³ ($= \gamma_{sat} - 9,81$)

CARATTERISTICHE GENERALI FONDAZIONE

Tipologia fondale – PLATEA

Lati (B X L) 11,00 X 19,00 m

Piano di posa fondazione -0,60 m da p.c. attuale

CARICO DI ESERCIZIO NON FATTORIZZATO (E_d)

$E_d = 6.167,50 \text{ kN [0,30 kg/cm}^2\text{]}$

Seguono le verifiche SLU al collasso per raggiungimento del carico limite dei terreni di fondazione sia in condizioni statiche (tab.1) che in condizioni sismiche (tab. 2); si precisa che sulla scorta delle indicazioni fornite dalla Circolare n. 617/09 del C.S.LL.PP. l'analisi degli stati limite in condizioni sismiche eseguita con l'approccio 1 considera la sola combinazione 2 e l'applicazione alle forze agenti sulla fondazione di coefficienti parziali unitari; per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione della resistenza di progetto (R_d) vengono introdotti specifici fattori correttivi applicati alla resistenza del terreno R (Richards 1993; Maugeri 1994 et. al.).

Tabella 1. Verifiche SLU - collasso per carico limite dei terreni in condizioni STATICHE

FORZE AGENTI SULLA FONDAZIONE (A1)				COMBINAZIONE 1
Carichi non fattorizzati	Coeff. Parziali (γ_A)		Carichi fattorizzati	
CARICHI GRAVANTI IN TESTA ALLA FONDAZIONE				
permanenti strutturali	2500,00 kN	1,30	γ_{G1}	3250,00 kN
permanenti non strutturali	1200,00 kN	1,50	γ_{G2}	1800,00 kN
variabili	900,00 kN	1,50	γ_{Qi}	1350,00 kN
CARICHI GRAVANTI SUL FONDO SCAVO DELLA FONDAZIONE				
peso proprio fondazione	1567,50 kN	1,30	γ_{G1}	2037,75 kN
peso terreno sovrastante	0,00 kN	1,30	γ_{G1}	0,00 kN
				Ed = 8437,75 kN
PARAMETRI GEOTECNICI (M1)				
Valori non fattorizzati	Coeff. Parziali (γ_M)		Valori fattorizzati	
PARAMETRO CARATTERISTICO				
angolo di attrito (ϕ_k)	0,0 °	1,00	$(\tan \phi_k * \gamma_{\phi})$	0,0 °
coesione efficace (c'_k)	0 kPa	1,00	$\gamma_{c'}$	0 kPa
resistenza non drenata (c_{Uk})	70 kPa	1,00	γ_{CU}	70 kPa
RESISTENZA DI PROGETTO (R1)				
formula di Brinch-Hansen				
$q_{lim} = 0,5 * \gamma * B * N_{\gamma} * s_{\gamma} * i_{\gamma} + c * N_c * s_c * i_c + \gamma * h * N_q * s_q$		418,66 kN/m ²		4,19 kg/cm ²
Valore non fattorizzato	Coeff. Parziale (γ_R)		valore fattorizzato	
$R (= q_{lim} * A' = q_{lim} * B * L)$	87499,94 kN	1,00	$R/\gamma_R = R_d =$	87499,94 kN
Verifica Approccio 1 - Combinazione 1 (A1+M1+R1)				esito: VERIFICATA
Ed = 8437,8 kN < 87499,9 kN = R _d				
FORZE AGENTI SULLA FONDAZIONE (A2)				COMBINAZIONE 2
Carichi non fattorizzati	Coeff. Parziali (γ_A)		Carichi fattorizzati	
CARICHI GRAVANTI IN TESTA ALLA FONDAZIONE				
permanenti strutturali	2500,00 kN	1,00	γ_{G1}	2500,00 kN
permanenti non strutturali	1200,00 kN	1,30	γ_{G2}	1560,00 kN
variabili	900,00 kN	1,30	γ_{Qi}	1170,00 kN
CARICHI GRAVANTI SUL FONDO SCAVO DELLA FONDAZIONE				
peso proprio fondazione	1567,50 kN	1,00	γ_{G1}	1567,50 kN
peso terreno sovrastante	0,00 kN	1,00	γ_{G1}	0,00 kN
				Ed = 6797,50 kN
PARAMETRI GEOTECNICI (M2)				
Valori non fattorizzati	Coeff. Parziali (γ_M)		Valori fattorizzati	
PARAMETRO CARATTERISTICO				
angolo di attrito (ϕ_k)	0,0 °	1,25	$(\tan \phi_k * \gamma_{\phi})$	0,0 °
coesione efficace (c'_k)	0 kPa	1,25	$\gamma_{c'}$	0 kPa
resistenza non drenata (c_{Uk})	70 kPa	1,40	γ_{CU}	50 kPa
RESISTENZA DI PROGETTO (R2)				
formula di Brinch-Hansen				
$q_{lim} = 0,5 * \gamma * B * N_{\gamma} * s_{\gamma} * i_{\gamma} + c * N_c * s_c * i_c + \gamma * h * N_q * s_q$		301,79 kN/m ²		
Valore non fattorizzato	Coeff. Parziale (γ_R)		Valore fattorizzato	
$R (= q_{lim} * A' = q_{lim} * B * L)$	63074,11 kN	1,80	$R/\gamma_R = R_d =$	35041,17 kN
Verifica Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2)				esito: VERIFICATA
Ed = 6797,50 kN < 35041,17 kN = R _d				

Tabella 2. Verifiche SLU - collasso per carico limite dei terreni in condizioni SISMICHE

FORZE AGENTI SULLA FONDAZIONE (A2)				COMBINAZIONE 2
Carichi non fattorizzati		Coeff. Parziali (γ_A)		Carichi fattorizzati
CARICHI GRAVANTI IN TESTA ALLA FONDAZIONE				
permanenti strutturali	2500,00 kN	1,00	γ_{G1}	2500,00 kN
permanenti non strutturali	1200,00 kN	1,00	γ_{G2}	1200,00 kN
variabili	900,00 kN	1,00	γ_{Q1}	900,00 kN
CARICHI GRAVANTI SUL FONDO SCAVO DELLA FONDAZIONE				
peso proprio fondazione	1567,50 kN	1,00	γ_{G1}	1567,50 kN
peso terreno sovrastante	0,00 kN	1,00	γ_{G1}	0,00 kN
				Ed = 6167,50 kN
PARAMETRI GEOTECNICI (M2)				
Valori non fattorizzati		Coeff. Parziali (γ_M)		valori fattorizzati
PARAMETRO CARATTERISTICO				
angolo di attrito (ϕ^k)	0,0 °	1,25	$(\tan \phi^k * \gamma_{\phi^k})$	0,0 °
coesione efficace (c^k)	0 kPa	1,25	γ_{c^k}	0 kPa
resistenza non drenata (c_{Uk})	70 kPa	1,40	γ_{CU}	50 kPa
RESISTENZA DI PROGETTO (R2)				
formula di Brinch-Hansen				
$q_{lim} = 0,5 * \gamma * B * N_{\gamma} * s_{\gamma} * i_{\gamma} * h_{\gamma f} + c * N_c * s_c * i_c * h_{c f} + \gamma * h * N_q * s_q * i_q * h_{q f} =$				257,54 kN/m ²
Valore non fattorizzato		Coeff. Parziali (γ_R)		valore fattorizzato
$R (= q_{lim} * A' = q_{lim} * B * L)$	53825,86 kN	1,80	$R/\gamma_R = R_d =$	29903,26 kN
Verifica Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2)				esito: VERIFICATA
Ed = 6167.50 kN < 29903.26 kN = R_d				

2. VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

2.1 Calcolo dei cedimenti

Le verifiche relative alle deformazioni (cedimenti) si effettuano considerando i valori dei parametri geotecnici caratteristici (non fattorizzati) ed utilizzando come sollecitazione sul terreno il carico di esercizio Ed.

Per la calcolazione dei cedimenti si utilizza un programma di calcolo basato sull'elaborazione dei dati ricavati da prove penetrometriche statiche eseguite in sito sul volume di terreno significativo; la verifica allo schiacciamento dei diversi strati del sottosuolo (spessore $h = 20$ cm) viene condotta secondo la teoria dell'elasticità (*Boussinesq*); il calcolo dei cedimenti (esteso all'intero banco comprimibile H_c) viene condotto valutando per ciascuno strato h , la tensione verticale σ_v (al centro della superficie di carico), nonché il relativo valore del modulo edometrico M_o , in base all'espressione :

$$\text{cedimento } S = \sum (h \sigma_v / M_o)$$

IPOTESI: - consolidazione monodimensionale (schema edometrico)

- tensioni verticali nel sottosuolo secondo la teoria dell'elasticità (*Boussinesq*)
- valutazione dei cedimenti nell'ambito della profondità H_c del banco comprimibile
- modulo edometrico $M_o = \alpha q_c$ valutato in base alla natura litologica (presunta).

CEDIMENTI (Verifiche SLE)

TIPOLOGIA FONDALE:	PLATEA
LATI (B X L):	11,00 X 19,00 m
PIANO DI POSA:	-0,60 m da p.c. attuale
CARICO DI ESERCIZIO Ed:	6.167,50 kN (<i>per metro lineare</i>)
PRESSIONE DI ESERCIZIO:	0,30 kg/cm ² [= Ed / (B x L)]
CEDIMENTO S (cm)	3,44

3. VALUTAZIONI CONCLUSIVE DI CARATTERE GEOTECNICO

3.1 Stati Limite Ultimi

Le verifiche agli SLU hanno evidenziato la correttezza delle scelte progettuali considerate; di seguito si riassumono le risultanze di tali verifiche:

TIPO DI VERIFICA	Esito
<i>Collasso per carico limite dei terreni di fondazione – condizioni STATICHE</i>	VERIFICATA
<i>Collasso per carico limite dei terreni di fondazione – condizioni SISMICHE</i>	VERIFICATA

3.2 Stati Limite di Esercizio

I valori prevedibili dei cedimenti assoluti calcolati **sono accettabili** e ritenuti tali dalla più accreditata letteratura geotecnica in relazione alla tipologia edile da realizzare; di fatto, per la tipologia edile in progetto, la letteratura geotecnica considera ammissibili cedimenti dell'ordine di 5,0 cm (cfr. *Sowers, 1962*). Considerata la sostanziale corrispondenza laterale dei depositi si prevedono cedimenti differenziali contenuti, in ogni caso saranno minimizzati dalla rigidità delle opere di fondazione eseguite a regola d'arte.

3.3 Accorgimenti e precauzioni da adottare

Alla data d'esecuzione dell'indagine esplorativa (02.12.2012) la falda non è stata rilevata almeno fino alla quota di circa -4,00 m da piano campagna; la cartografia idrogeologica disponibile indica la presenza della falda a profondità di oltre 50 m e pertanto si esclude possa interferire con gli scavi per la realizzazione delle opere fondali qui ipotizzate.

BIBLIOGRAFIA

Riferimenti bibliografici e Normativi

- *Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche*, Associazione Geotecnica Italiana – A.G.I. (1977).
- *Elementi di Geotecnica*, Zanichelli Ed. (1996) – P. Colombo, F. Colleselli;
- *Geotecnica*, Zanichelli Ed. (1993) – R. Lancellotta.
- *Il Manuale del Geologo*, Pitagora Ed. (1995) – M. Casadio, C. Elmi, F. Francavilla.
- Ord. C.M. n. 3274 del 20.03.03: *primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica*.
- D.M. 14.01.2008: *Norme Tecniche per le Costruzioni*.
- CIRCOLARE 2 FEBBRAIO 2009 n. 617, C.S.LL.PP.
- Nunziante Marino, maggio 2006: *Manuale di geotecnica per l'ingegneria civile aggiornato agli Eurocodici 7 e 8 – effetti sismici*; Maggioli Editore.

Riferimenti cartografici

- TAVOLETTA I.G.M. – Pescantina – scala 1:25.000
- CARTA TECNICA REGIONALE (C.T.R.) – Palazzolo – scala 1:5.000.
- CARTA GEOLOGICA D'ITALIA, F. 48 Peschiera del Garda – scala 1:100.000, redatta a cura dell'Ufficio Idrografico del Magistrato delle Acque di Venezia.
- CARTA GEOLOGICA DELL'ANFITEATRO MORENICO DEL GARDA – scala 1:40.000, Venzo (1965)
- CARTA DELLE UNITÀ GEOMORFOLOGICHE DEL VENETO – scala 1:250.000, a cura della Regione Veneto.
- CARTA IDROGEOLOGICA DELL'ALTA PIANURA DELL'ADIGE – scala 1:30.000, a cura del Dip. Di geologia dell'Università di Padova (rilievi freaticometrici settembre 1986).

CALCOLO DELLA PERMEABILITÀ

1. Fasi di cantiere

La preparazione della piazzola di prova è stata effettuata tramite escavatore meccanico che ha permesso di decorticare il primo orizzonte costituito da terreno vegetale e mettere a nudo lo strato di terreni che saranno interessati dalla realizzazione delle opere di scarico delle acque.

Sono seguiti i rilevamenti della stratigrafia e la classificazione stratigrafica di ciascun punto investigato.

RIFERIMENTI APPLICATIVI: NORME A.G.I. 1977 .

All'interno di ogni piazzola successivamente sono stati posati n. 3 pozzetti di diametro differente per la verifica della permeabilità in sito e l'abbassamento è stato rilevato tramite freatimetro elettrico OTR a intervalli di rilievo predefiniti (vedi successive tabelle).

PROFONDITÀ INVESTIGATA: 1,00 m da attuale p.c.



2. Descrizione dei terreni di intervento

Segue la scheda tecnica descrittiva degli intervalli analizzati.

Punto prova	DESCRIZIONI/CONSIDERAZIONI
Punto 1 quota -1,00 m da p.c.	Argille

Orizzonte sabbioso - ghiaioso

Parametro	Valutazione					
GRANULOMETRIA	Limi argillosi					
PLASTICITÀ	nessuna	leggera	media	alta		
COLORAZIONE	chiaro	scuri	giallo	grigio	marrone	
ODORE	nessuno		terroso	organico		Altro:
CONTENUTO D'ACQUA	secco		umido	bagnato		saturo
CONSISTENZA	soffice	sodo	compatto	molto compatto	duro	altro:
STRUTTURA	stratificato	laminato	fessurato	blocchi	lenti	omogeneo altro:
CEMENTAZIONE	debole		forte	assente		

3. Metodica di valutazione della permeabilità e algoritmo di calcolo utilizzato

Le prove in pozzetto sono adatte soprattutto per terreni prevalentemente granulari e vengono eseguite in pozzetti a base circolare o a base quadrata.

Si suddividono in prova a carico costante e a carico variabile.

Le prove a carico costante si eseguono riempiendo d'acqua il pozzetto e misurando la portata necessaria per mantenere costante il livello.

Le prove a carico variabile si eseguono misurando la velocità di abbassamento in funzione del tempo. Nel caso in esame si è impiegato il metodo a carico variabile di cui si riporta la formula di calcolo.

Pozzetto circolare

$$k = \frac{d(h_2 - h_1)}{32(t_2 - t_1)h_m}$$

dove:

h_m = altezza media dell'acqua nel pozzetto ($h_m > d/4$);

$t_2 - t_1$ = intervallo di tempo;

$h_2 - h_1$ = variazione di livello dell'acqua nell'intervallo $t_2 - t_1$;

d = diametro del pozzetto.

4. Dati di campagna

Segue il riepilogo dei valori ottenuti.

Punto prova n. 1		sub strato: sabbia con ghiaietto profondità sub strato: 2,50 m da p.c.		
	rilievo	n° 1	n° 2	n° 3
h₁ (cm) altezza iniziale del livello dell'acqua	90	70	85	
h₂ (cm) altezza finale del livello dell'acqua	80	60	75	
t₂ - t₁ (sec) tempo per il raggiungimento di h ₂	500	450	480	
h_m (cm) altezza media tra h ₁ e h ₂	85	65	80	
d (cm) diametro del pozzetto/ tubo	20	30	50	valore medio
K (cm/sec) coefficiente di permeabilità	1,47E-04	3,21E-04	4,07E-04	2,91E-04
K (m/sec) coefficiente di permeabilità	1,47E-06	3,21E-06	4,07E-06	2,91E-06

5. Conclusioni

Le verifiche eseguite hanno condotto ai seguenti risultati di campagna:

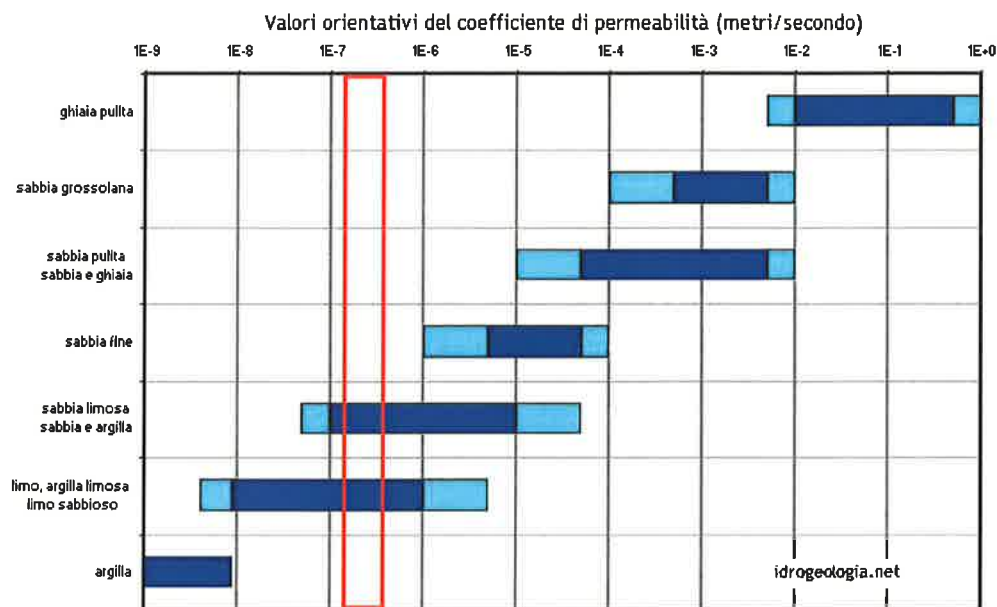
PROVA DI RIFERIMENTO

Coefficiente K (m/sec) medio

P1

$K = 2,91 \cdot 10^{-6} \text{ m/sec}$

Tale coefficiente di permeabilità viene anche evidenziato nella seguente tabella dove è possibile classificare i terreni come segue:



□ campo di esistenza dei terreni investigati

L'intervallo evidenziato in colore blu rappresenta il range dei valori di permeabilità più usuali per ciascuna tipologia di terreno, mentre la fascia azzurra indica i valori di permeabilità meno frequenti.

Vista la permeabilità riscontrata, i terreni superficiali saranno in grado di disperdere le acque piovane in tempi relativamente lunghi, si consiglia ad ogni modo di inserire uno sfioratore nel sistema disperdente che colleghi l'acqua in esubero alla rete di raccolta stradale