



Dott. Renzo Bombardelli

geologo

Viale S. Francesco 17 - Tel./Fax 0464/553255
38066 Riva del Garda (Trento)

COMUNE DI RIVA DEL GARDA

Allegato alla deliberazione del Consiglio Comunale di data
8.03.2022 n. 74 e firmato digitalmente
IL PRESIDENTE IL SEGRETARIO GENERALE REGGENTE
Salvatore Mamone Anna Cattoi

**PROVINCIA AUTONOMA DI TRENTO
COMUNE DI RIVA DEL GARDA**

**OPK845 – REALIZZAZIONE NUOVO “PARCO DELLA
LIBERTA' ” CON SOTTOSTANTE PARCHEGGIO
INTERRATO (EX CIMITERO RIVA CENTRO).**

La relazione è corredata dallo studio di Compatibilità, ai sensi del
Capitolo IV delle norme di attuazione del PUP (L.P. 27 maggio 2008
n°5)

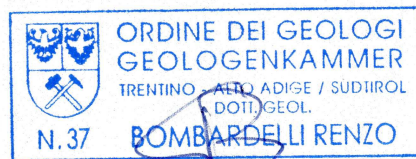
**RELAZIONE GEOLOGICA GEOTECNICA
IDROGEOLOGICA DEFINITIVA**

**Completa delle analisi chimiche sulle terre e rocce di scavo,
e del fascicolo delle prove di laboratorio geotecnico .**

**COMMITTENTE : Comune di Riva del Garda
Servizio Lavori Pubblici**

RELATORE : geologo dr. Renzo Bombardelli

Riva del Garda, Febbraio 2022



**Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU**

INDICE

RELAZIONE GEOLOGICA	3
1. PREMESSA.....	3
2. DESCRIZIONE DEL PROGETTO.....	6
3. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA.....	7
3.1 CARATTERI GEOMORFOLOGICI.....	7
3.2 INDAGINI GEOLOGICHE E GEOFISICHE.....	8
3,3 INDAGINI GEOLOGICHE	8
3.4 INDAGINI GEOFISICHE.....	10
4. VINCOLI GEOLOGICI E IDROGEOLOGICI.....	11
5. MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO.....	12
6. GESTIONE TERRE E ROCCE DI SCAVO.....	13
7. CARATTERIZZAZIONE IDROGEOLOGICA.....	15
7.1 PERMEABILITA'	15
7.2 LIVELLO FALDA IN POSTO	16
7.3 SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE E NERE	18
8. MODELLAZIONE SISMICA	21
9. ANALISI RISCHIO GEOLOGICO PER IMPREVISTI	23
10. CONCLUSIONI	24
1.. RELAZIONE GEOTECNICA.....	25
1.. PREMESSA.....	25
2. DESCRIZIONE INTERVENTO IN PROGETTO	26
3. MODELLO GEOTECNICO.....	27
3.1 PARAMETRAZIONE GEOTECNICA.....	27
3.2 INTERPRETAZIONE RISULTATI PROVE IN SITO	28
3.3 PARAMETRIGEOMECCANICI.....	29
4.. VERIFICHE GEOTECNICHE.....	30
4.1 STABILITA' FRONTI DI SCAVO.....	30
4.2 CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO.....	30
4.3 STIMA CEDIMENTI.....	31
4.4 STABILIZZAZIONE PIANO DI APPOGGIO.....	32
5. CONCLUSIONI.....	33
ALLEGATI.....	35
A – STRATIGRAFIA DEL TERRENO CON PENETROMETRO.....	35
B – TABELLA STATO DI ADDENSAMENTO PROVE”.....	35
C – ANALISI RISCHIO GEOLOGICO.....	35
D – INDAGINE SISMICA E GEOLETTRICA.....	35

E – CARTE TEMATICHE PAT.....	35
F - SONDAGGI ESPLORATIVI	35
G - SONDAGGIO BANCA DATI P.A.T.....	35
H - ANALISI CHIMICHE (TERRALAB)	35
I - FASCICOLO PROVE GEOTECNICHE (GEOLABOR)	35
L – CARICHI DI PROGETTO	35

RELAZIONE GEOLOGICA

Sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito (contiene la relazione sulla modellazione sismica)

1. PREMESSA

Per incarico del Comune di Riva del Garda, viene svolto in modo approfondito, questo studio geologico, geotecnico ed idrogeologico, finalizzato alla caratterizzazione e modellazione del sito di interesse.

Per fare questo, prima di iniziare i lavori, sono state visionate le Carte tematiche fornite dalla P.A.T.,(consultazione dati S.I.A.T.); i sondaggi geognostici disponibili, e le opere realizzate nelle immediate vicinanze, attraverso i vari studi della zona, e alle conoscenze personali.

In particolare sono stati consultati :

- La banca dati dei sondaggi della PAT.
- le relazioni geologiche della PAT – Servizio Opere Civili redatte per la costruzione (ora in corso) dell'ampliamento del Liceo Maffei di Riva del Garda, a firma del geologo dr. Andrea Franceschini.
- Lo studio geologico per la ristrutturazione del ex Bowlings in via Damiano Chiesa , a firma del compianto geologo dr. Ceschini Vincenzo.
- Lo studio dello scrivente, per la realizzazione della ristrutturazione della ex Agraria di Riva, in via Alberti Lutti.

Il lavoro è mirato a definire le caratteristiche geomorfologiche, geologiche ed idrogeologiche , allo scopo di valutare la propensione del territorio a sostenere le opere in progetto, in rapporto alle potenziali interazioni prodotte dalle stesse.

In ottemperanza alle “*Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche*” (A.G.I. 1977) per conoscere la stratigrafia del posto , sono state predisposte dallo scrivente, delle indagini geofisiche; e sei prove penetrometriche dinamiche continue DPSH-B (*Super Heavy*) nel mese di agosto 2021.

Successivamente abbiamo eseguito ulteriori n° 4 sondaggi esplorativi con escavatore meccanico in data 19 gennaio 2022, spinti fino alla profondità di – 5,00 m. per il completamento della caratterizzazione del sottosuolo, effettuando analisi chimiche su campioni di terreno (laboratorio Terralab di Rovereto); ed analisi con definizione dei parametri geomeccanici, (laboratorio Geolabor di Rovereto) .

Il report ed i certificati delle prove, con gli elaborati, sono esposte nei successivi capitoli allegati e fanno parte integrante del presente lavoro (vedi allegati).

Scopo dello studio è quello di verificare che lo stato di tensione indotto al terreno sia compatibile (ammissibile) con le caratteristiche di resistenza dello stesso e con l’assetto idrogeologico e rischio di gravosità del sito.

Il rilevamento e le indagini da realizzare, sono finalizzate alla ricostruzione e caratterizzazione del modello geologico del sito, a supporto del progetto per opere ed interventi soggetti a concessione e/o autorizzazione, conformi ed in osservanza alle norme:

- L. 02. 02. 1974 n° 64 : *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.*
- D. M. 11. 03. 1988 : *norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce di scavo.*
- D. M. 14. 01. 2008 : *approvazione delle norme tecniche per le costruzioni.*
- D.M. 17 gennaio 2018 : *nuove norme tecniche per le costruzioni.*
- Circolare 2 febbraio 2009 n° 617 istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 14.01.2008
- Direttive per la redazione della Relazione Geologica redatte dagli Ordini degli Ingegneri e dei Geologi della Regione Trentino Alto Adige: Trento , Bolzano, 08 novembre 2010 nuove Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 14 gennaio 2008 e D.M. 17 gennaio 2018 – e alla Circolare 2 febbraio 2009 n° 617 del C.S.L.L.P.P.
- Direttive operative per l'applicazione dell'art.15 del D.P.R. 11 maggio 2012 n°9- 84 leg. in materia di rischio geologico
- Norme di attuazione del P.U.P. L. P. 27. 05. 2008 n° 5 , art. 21, comma 3 – *Approvazione della Carta delle risorse idriche.*
- Delibera della G.P. N° 1317 del 04/09/ 2020 – dal 2 ottobre è in vigore la Carta di Sintesi della Pericolosità.
- Nel quadro di riferimento del Piano Urbanistico Provinciale (PUP) la legge provinciale per il piano di governo del territorio: l.p. n. 15 del 2015 , l'introduzione della nuova *Carta di Sintesi della Pericolosità*, che ha il compito di individuare le aree caratterizzate da diversi gradi di penalità ai fini dell'uso del suolo, in ragione della presenza dei pericoli idrogeologici, valanghivi e

sismici e di incendio boschivo. (vedi estratto Carte tematiche in allegato “E”).

Con l'entrata in vigore della nuova *Carta di Sintesi della Pericolosità* dal 2 ottobre 2020, cessano di applicarsi le disposizioni della carta di Sintesi Geologica e quella del P.G.U.A.P.

Dalla visione della Carta di Sintesi della pericolosità la zona in studio ricade in Classe di Penalità P2 – bassa – art.17, per possibili alluvioni torrentizie (vedi approfondimenti § - vincoli idrogeologici-).-

Mentre l'estratto della Carta delle Risorse Idriche indica la zona al di fuori di qualsiasi vincolo di salvaguardia delle acque destinate al consumo umano.

Il lavoro viene articolato come segue :

- descrizione del progetto,
- inquadramento geologico geomorfologico,
- gestione delle terre e rocce di scavo,
- caratterizzazione idrogeologica, permeabilità, smaltimento acque meteoriche e nere, prescrizione Deoliatore,
- indagini geologiche geotecniche: geofisiche e geologiche,
- modello geologico di riferimento
- modellazione sismica, categoria del sottosuolo e condizioni topografiche,
- conclusioni.

2. DESCRIZIONE DEL PROGETTO

Il progetto in studio prevede la realizzazione del nuovo parco della libertà, con sottostante parcheggio a un piano, per una profondità di scavo dal piano di campagna, da – 3,80 a – 4,00m .(per dare una pendenza al piano fondazionale) sulla p.f. 2043/2 in C.C. Riva.

L 'area di interesse è racchiusa tra via Riccamboni, via Galas e via Storch , formando un quadrilatero , con la superficie di interesse di circa 7.500 mq.

In fase progettuale, rispetto all'attuale piano di campagna, si è scelto di innalzare il livello del parco di 1 metro, per vari motivi tecnici, che sono:

- 1 – La carta di sintesi della Pericolosità, indica la zona in area – a bassa pericolosità P2 , art.17 - per possibili alluvioni torrentizie - (tematica sviluppata nello studio di Compatibilità).
- 2 – L'ingresso del parcheggio ubicato all'incrocio di viale Riccamboni con via Galas, viene ad avere una rampa di accesso, con minor pendenza.
- 3 – il piano di calpestio del nuovo interrato, viene edificato al di sopra del livello di oscillazione, della falda ipogea in posto.

3. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

Consiste nella ricostruzione dei caratteri geomorfologici, litologici, stratigrafici, idrogeologici, della pericolosità sismica, e più in generale della pericolosità geologica del territorio.

3.1 .CARATTERI GEOMORFOLOGICI

A supporto dello studio è stato eseguito un rilevamento geologico – geomorfologico di dettaglio, supportato da prove penetrometriche estese alla possibile area di influenza; completate da indagini sismiche e geofisiche (descritte nei capitoli successivi) ; e da n° 4 sondaggi esplorativi con escavatore meccanico spinti fino a – 5,00 m di profondità.

La zona in studio è caratterizzata dalla presenza a nord e nord ovest, del sedime in studio, da depositi alluvionali con formazione di tipico conoide, del torrente Albola ; mentre l'area in esame leggermente a quota inferiore, è stata plasmata dai corsi d'acqua tributari della zona, compreso un pale alveo del fiume Sarca, che sfociavano nelle acque del lago, con conseguente deposizione di materiale glacio lacustre (vedi estratto Carta geologica).

3.2. INDAGINI GEOLOGICHE E GEOFISICHE

Le indagini geologiche sono state effettuate per identificare la successione stratigrafica e le proprietà meccaniche dei terreni attraversati dalle verticali di esplorazione.

Mentre le indagini geofisiche, con le prove lineari (profilo ReMi) hanno la funzione di ottenere una stima preliminare della sismo stratigrafia del sottosuolo; mentre la tomografia elettrica consente di identificare il sottosuolo in base alle sue caratteristiche granulometriche, ed eventuale presenza di falda.

A completamento delle indagini sopra descritte, in data 19 gennaio 2022, sono stati eseguiti n° 4 sondaggi esplorativi, con escavatore meccanico, da parte della ditta Zampedri s.n.c. riportati allegato F.

3.3 INDAGINI GEOLOGICHE

Nei giorni 26 e 30 agosto 2021, sono state eseguite n° 6 prove penetrometriche dinamiche continue DPSH-B (Super Heavy), con un penetrometro contraddistinto da una massa battente di 63,5 kg ed una altezza di caduta di 75 cm. , per verificare lo stato di addensamento dei terreni interessati dal progetto del nuovo interrato.

Le prove sono state eseguite in n° di 3 nella zona adibita a parco e altre n° 3 nell'attuale parcheggio, (vedi ubicazione in allegato A pag. 2)

Tutte le prove sono state spinte fino alla profondità di 10,20 m.

I valori dei numero dei colpi registrati con avanzamento ogni 20 cm. mettono in evidenza una discreta omogeneità del terreno indagato, in tutti 6 sondaggi, con tre principali livelli di addensamento (vedi stratigrafie nel fascicolo in allegato A, con Tabella 1 di sintesi in allegato B)

Orientativamente da zero a – 5,20 di profondità il sedime in posto, (oltre il riporto superficiale) è costituito da depositi a grana medio fine, vale a dire limo, da sabbioso a debolmente argilloso, umido.

Si presenta da molto sciolto, a sciolto (classificazione AGI) con i seguenti parametri geomeccanici medi , a partire dal piano di campagna: da 0 (zero) a – 5,20 m – sopra falda -

Unità 1

β	=	0°	gradi	angolo di pendio
φ	=	20°- 22°	gradi,	angolo di attrito interno
c	=	0,20 -0,25 kg/cmq		coesione
γ	=	18,34 KN/m ³		peso di volume naturale
Dr	=	molto sciolto		grado di addensamento
Fw	=	- 6,50 m		falda

Da – 5,20 m a – 7,40 m si presenta in forma sciolta, con valori intermedi tra lo strato precedente e quello successivo.

Unità 2

β	=	0°	gradi	angolo di pendio
φ	=	22°- 24°	gradi,	angolo di attrito interno
c	=	0,20 – 0,25 kg/cmq		coesione sopra falda
γ	=	8,34 KN/m ³		peso di volume immerso da – 6,50 m
Dr	=	sciolto		grado di addensamento
Fw	=	- 6,50 m		falda

Unità 3

Da – 7,40 m, a – 10,20 m osserviamo questi valori medi in un terreno mediamente addensato , sotto falda :

β	=	0°	gradi	angolo di pendio
φ	=	25°- 27°	gradi,	angolo di attrito interno
c	=	0		coesione (granulare)
γ	=	9,22 KN/m ³		peso di volume immerso
Dr	=	mediamente addensato		grado di addensamento
Fw	=	- 6,50 m		falda

3.4 INDAGINI GEOFISICHE

Le indagini nel sito di interesse sono state eseguite attraverso due prove geofisiche (Masw e Remi) nel mese di agosto 2021, dalla ditta GG Service s.a.s. ai fini della caratterizzazione del sottosuolo.

La prima, trattasi di una tomografia elettrica, che consente di differenziare il sottosuolo in base alle sue caratteristiche granulometriche, e di saturazione (indica il livello della falda).

Mentre le prove lineari (profilo ReMi) hanno la funzione di ricavare la curva delle onde di superficie, ed ottenere una stima preliminare della sismostratigrafia del sottosuolo.

La sismografia effettuata mostra risultati analoghi ai sondaggi geognostici, con curva di dispersione di materiali poco addensati, fino a 5/6 m in ReMi 1 che tende ad approfondirsi verso NW, tra 4 m. e 7 m. in ReMi2 (vedi fascicolo sismica a pag 9, allegato **D**)

il modello verticale di velocità delle onde di taglio, con i profili sismici passivi, individua l'appartenenza del sito in studio alla categoria di sottosuolo di fondazione della categoria "C"(vedi fascicolo sismica a pag.9 in allegato **D**) e descritto al capitolo § 8, con le indagini della caratterizzazione sismica (fascicolo sismica in allegato **D**).

4. VINCOLI DI CARATTERE GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO

La Carta di Sintesi della Pericolosità rappresenta il nuovo strumento di pianificazione urbanistica, e con la sua entrata in vigore cessano di applicarsi le disposizioni della carta di Sintesi geologica e le

disposizioni in materia di uso del suolo del piano di Utilizzazione delle Acque pubbliche (comma 2 art.22 della L.P. 4 agosto 2015 n. 15).

Dall'estratto della Carta di Sintesi della Pericolosità, si evidenzia che la zona in studio, ricade in classe di penalità P2- bassa, art.17 , - per pericolo di alluvioni torrentizie, principalmente da parte del torrente Albola.

Viene a trovarsi inoltre in area a pericolosità lito geomorfologica H1 – trascurabile, inerente ai processi geomorfologici che hanno contribuito alla modellazione della superficie topografica, per fenomeni di propensione al dissesto.

La Carta delle Risorse idriche, indica la zona senza nessun vincolo di salvaguardia delle risorse idriche destinate al consumo umano (vedi Carte tematiche in allegato E).

Inoltre per la pericolosità sismica, si sono date indicazioni e prescrizioni precise nell'apposito capitolo.

La valutazione delle potenziali pericolosità viene esposta nello studio di compatibilità.

5. .MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO

La copertura pedogenica sciolta, evidenziata dai 6 sondaggi geognostici, eseguiti con penetrometro dinamico pesante DPSH-B (super Heavy) – normativa: UNI EN ISO 22476 -.2 (sotto il riporto di stabilizzato, fino a 40 cm) fino alla profondità di – 5,20 m (vedi allegato

A) un sedime con un dominio prevalente di limo, con livelli di sabbia e ghiaia, fino a – 3,50 m / 4,00 m. e poi più limoso fino a – 5,20 m.

Confermato anche dai sondaggi esplorativi con escavatore meccanico spinti fino a – 5,00 m. e riportati in (allegato F).

Da – 5,20 m. a – 7,40 m. i sondaggi mostrano una fase intermedia meno argillosa leggermente più limosa sabbiosa.

Da – 5,20 m. a – 7,40 m. i sondaggi evidenziano una fase intermedia meno argillosa leggermente più limosa sabbiosa.

Mentre da -7,40m e fino alla profondità indagata di – 10,20 m , i sondaggi indicano un aumento della granulometria litoide, costituita da sabbie con ghiaia, o ghiaie sabbiose, da mediamente addensate a addensate.

Anche il sondaggio a rotazione continua con estrazione delle carote, preso dalla Banca dati dei Sondaggi PAT, eseguito in data 15/12/1993, spinto fino a 30 m di profondità, indica a partire da – 7,40 sabbia con ghiaia, ed il livello della falda posta a – 6,50 m. dal piano di campagna.(vedi allegato G).

I sondaggi sismici, confermano la stessa tipologia di sedime , con aumento della granulometria con la profondità,posta a minore profondità nel quadrante di nord – est (vedi fascicolo sismica a pag. 9 allegato D) e la falda posta a - 6,50 m. dal piano di campagna..

I profili di velocità mostrano che il bedrock si pone a cavallo dei 200 m. di profondità;, ed è probabile che appartenga alla Formazione del Corna.

Ovvero, calcari dolomitici biancastri, in spesse bancate metriche, del periodo del Retico.

6. GESTIONE DELLE TERRE E ROCCE DI SCAVO

La normativa da applicare è Il DPR 120/2017 uscito sulla Gu del 7 agosto 2017, in vigore dal 22 agosto 2017, che ha cambiato e riordinato le procedure per la gestione delle terre e rocce di scavo, e da tale data sarà l'unica norma da utilizzare, con eventuali indicazioni APPA.

Il produttore deve attestare la sussistenza dei requisiti per la gestione come sottoprodotti dei materiali scavati mediante la presentazione del modulo riportato nell'allegato 6 al DPR stesso, al Comune del luogo di produzione e all'Agenzia di protezione ambientale competente per territorio (APPA) , almeno 15 giorni prima dell'inizio dei lavori di scavo (art. 21).

Lo stesso termine deve essere rispettato nel caso di modifiche sostanziali indicate all'art.15, comma 2.

I campioni di terreno da prelevare, e sottoporre ad analisi di laboratorio, con test di cessione (ex cimitero), sono di un (1) campione ogni 3000 mc. salvo deroghe per omogeneità del sedime; ricordando che il sedime fino a – 2,00 m di profondità è già stato vagliato e bonificato..

Infatti le analisi di laboratorio eseguite da TERRALAB sui campioni di terreno prelevati in data 19 gennaio 2022, a varie profondità, nei 4 sondaggi esplorativi effettuati, indicano valori al di fuori di uno, all'interno della colonna **A** (limite 1) - *ovvero terreno destinato a siti ad uso verde pubblico, privato, e residenziale-*

Ed infatti solamente nel sondaggio esplorativo **S2** a partire dal piano di campagna (quota 0,00 m, fino alla profondità - 1,50 m. per il solo valore di idrocarburi pesanti con $C > 12$ abbiamo un risultato di

128 mg/kg s.s. , che supera il limite della colonna **A**, codice Cer (catalogo europeo dei rifiuti) siglato 17.05.04 – terre e rocce non contenenti sostanze pericolose- che rientra con un valore ≤ 750 mg/kg s.s. nella colonna **B** (limite 2) - *terreno destinato a siti ad uso commerciale ed industriale* – (vedi allegato **H** analisi chimiche TERRALAB).

7. CARATTERIZZAZIONE IDROGEOLOGICA

L'assetto idrogeologico locale è intimamente connesso con le caratteristiche idrologiche, morfologiche e geologiche del territorio, le quali influenzano notevolmente l'alimentazione della falda di fondo valle, con la falda idrica (lago) che coincide con quella freatica.

Il piano fondazionale, dell'interrato sarà del tipo a platea armata impermeabilizzata.

Le mura perimetrali in elevazione saranno dotate sul retro di sistema di impermeabilizzazione e di drenaggio con riempimento di materiale lapideo grossolano..

Se confermate le venute d'acqua da nord (in fase di scavo) si provvederà ad installare un corpo dreno, in grado di raccogliere ed allontanare quest'acqua.

La Carta delle Risorse Idriche indica la zona senza nessun vincolo di salvaguardia, ovvero senza la presenza di zone di tutela assoluta, di rispetto o di protezione Idrogeologica., per le sorgenti destinate al consumo umano.

7.1 PERMEABILITA'

I litotipi presenti nel sedime in studio, sono caratterizzati da livelli di ghiaia pulita in S1 tra – 1,00 m e – 2,00 m); mentre negli altri 3 sondaggi esplorativi il livello di ghiaia e sabbia è esteso mediamente tra – 0,50 e – 2,50 / - 3,00 m di profondità. con un coefficiente di permeabilità valutato con l'equazione di Hazen , nella granulometria in S3 da -0,1 a - 3,00 m dove $K = C \times d^2$ con $C = 100$ e $d = 0,065$ mm (vedi curva granulometrica) $K = 0,4 \times 10^{-4}$ m/s.

Mentre la parte rimanente del sedime, alle stesse quote di profondità, con presenza di ghiaia, sabbia e limo, è stimata tra $K = 1,0 \times 10^{-5}$ m/s. e $K = 1 \times 10^{-7}$ m/s. simile alle prove di permeabilità tipo Lafranc , eseguite nelle immediate vicinanze..in terreni simili.

Al di sotto di questo livello di profondità, aumenta la quantità di fino , come indicato dalle analisi granulometriche riportate in allegato I (prove di laboratorio e di permeabilità GEOLABOR) dove in S4 a – 4,50 m di profondità abbiamo un contenuto di limo del 68,2 % e di argilla del 16,8% con un coefficiente di permeabilità $K = 3,9 \times 10^{-10}$ m/s. ; mentre nel sondaggio S1 alla profondità di – 5,00 m la permeabilità è di $K = 3,2 \times 10^{-9}$ m/s.

7.2 LIVELLO FALDA IN POSTO

La falda in posto legata alle escursioni delle acque del lago, è caratterizzata da un livello piezometrico che oscilla con ritmi stagionali,

E le varie misurazioni nel tempo della tavola ipogea, hanno evidenziato , che la piezometrica, può essere soggetta ad un'escursione, media di $w_h = +/-$ di 100 cm. considerando l'ampia superficie a

disposizione in tutta la piana del Basso Sarca, e da quanto indicato da relazioni idrogeologiche nelle vicinanze (recente ampliamento Liceo Maffei).

L'oscillazione della falda è legata all'azione equilibratrice delle acque del lago di Garda, che rappresenta il livello di base di tutte le acque sotterranee e superficiali.

Pur tenendo presente che il livello del lago è fortemente influenzato da diversi fattori, tra i quali :

- le manovre eseguite allo sbarramento di Salionze sul fiume Mincio;
- le modulazioni giornaliere, settimanali e stagionali delle centrali idroelettriche;
- dall'esercizio della galleria scolmatrice Mori – Torbole;
- dal prelievo per vari usi, in continuo aumento negli ultimi 50 anni.

A tale proposito il livello idrometrico di Peschiera, osservato in data 12/02/2022 segna una altezza $h = 105$ cm sopra lo zero idrometrico di 64,03 m. per una quota di livello d'acqua di 68,35 m.

Durante la campagna dei sondaggi geognostici, con penetrometro dinamico, nel sondaggio S4 (nord – ovest) si evidenziano infiltrazioni d'acqua a partire da $-4,50$ m. di profondità ; mentre I sondaggi esplorativi con escavatore effettuati in data 19 gennaio 2022, non hanno evidenziato questa presenza , tenendo presente però, che non piove da circa 2 mesi.

Il livello della falda evidenziata con il penetrometro dinamico è situata a $-7,00$ m. di profondità; mentre la tomografia elettrica colloca la

stessa a – 6,50 m di profondità, uguale a quello del sondaggio a rotazione a carotaggio continuo , della Banca dati della PAT (allegato G).

I due valori sono in sintonia, tenendo presente, che durante l'esecuzione dei sondaggi, in particolare il n° 4, le infiltrazioni, d'acqua sopra indicate , possono avere alterato in parte la misurazione

Mi viene riferito dalla ditta esecutrice dei sondaggi sismici la “GG service sas” che nei periodi di maggior portata (dal torrente Albola), ha evidenziato in lavori eseguiti in zona, la presenza di infiltrazione d'acqua di una certa entità, sul lato nord.

Nel progetto è previsto la realizzazione di un pozzo di prelievo dell'acqua, spinto fino alla profondità di circa 30 m.

7.3 SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE

Per quanto riguarda la dispersione delle acque bianche provenienti dalle superfici del parco e dai percorsi pedonali impermeabili, si vuole evidenziare che verranno disperse per infiltrazione nel sottosuolo, senza creare nessun aggravio alla rete delle acque bianche comunali.

Per smaltire le acque di infiltrazione piovane, provenienti dal parco pensile, e vialetti pedonali, non inquinate, in quanto non dilavano superfici in presenza di fonti contaminate, vengono progettati n° 8 pozzi drenanti , con diametro $\varnothing = 2,0$ m.

Causa la bassa permeabilità, i pozzi vengono realizzati sostituendo il terreno limoso in posto, a partire da – 4,00 m.(piano di appoggio della platea) con misto ghiaioso (tipo 2 – 6 cm)

creando un dreno filtrante fino al livello della ghiaia con sabbia in posto, ubicata sotto falda (di -0,90 m.) alla quota di - 7,40 m di profondità (vedi sondaggio dalla banca dati dei sondaggi P.A.T e Indagine Geofisica).

La sostituzione del terreno limoso, va eseguita anche lateralmente, nell'intorno del pozzo, per ulteriori 1,50 m. in modo da avere una corona drenante più efficiente, spinta alla stessa profondità.

I pozzi proseguono poi con gli anelli in verticale fino a raggiungere la prossimità del piano di campagna, per renderli ispezionabili.

Inoltre questi dispersori saranno collegati tra di loro con un tubo drenante di $\varnothing = 250$ mm. non forato, per dare modo al sistema di fare lavorare di più, i dispersori in settori con terreno più granulare.

I pozzi saranno avvolti esternamente da un geotessile precompresso tipo - Typar SF – a bassa deformazione delle tensioni di esercizio, che permette alle particelle fini di passare attraverso la sua struttura, senza rimanere intrappolate.

Oltre ai pozzi disperdenti, tutto lo spazio esistente, tra parete perimetrale di scavo dell'interrato, ed il profilo del terreno sbancato, viene riempito con materiale lapideo arido grossolano, (tipo 30 – 70 mm) che oltre a permettere una elevata superficie

filtrante, permette di realizzare una zona di accumulo delle acque piovane.

Verifica smaltimento con scroscio estivo, con durata convenzionale di 15 minuti

Gli eventi di piogge intense , concentrate in pochi minuti, sono quelle che maggiormente creano problemi al sistema di smaltimento.

Perciò per valutare i volumi di afflusso conseguenti alle precipitazioni meteoriche più intense, assumiamo per il calcolo, la curva di probabilità pluviometrica relativa alla zona 3 – Basso Sarca – della P.A.T. presi dal piano di utilizzazione delle acque pubbliche, con un tempo di ritorno di 25 anni , paria 250 l/s ha.

Considerando uno scroscio estivo di 250 l/s ha
abbiamo $S = 7500 \text{ mq} = 0,75 \text{ ha}$ quindi $Q = 250 \times 0,75 = 187 \text{ l/s}$.
così suddivise:

80 % prato, con coefficiente di deflusso $\Phi_i = 0,2$ (calcolato dallo studio Lotti);

20 % superficie pedonale impermeabile con coefficiente di deflusso $\Phi_i = 1$, quindi abbiamo:

$$Q = 187 \times 0,8 \times 0,2 = 29,9 \text{ l/s}$$

$$Q = 187 \times 0,2 \times 1 = 37,4 \text{ l/s}$$

$$Q \text{ totale} = 67,32 \text{ l/s}$$

poiché la durata convenzionale di uno scroscio è di 15 minuti, pari a 900 secondi, $67,32 \times 900 = 60,588$ litri circa 61 mc. totali di volume di accumulo.

Considerando che i pozzi disperdenti sono n° 8 quindi
 $61 \text{ mc} : 8 = 7,63 \text{ mc}$ per pozzo.

Ricordando che l'area del pozzo con $\varnothing = 2,0$ m. è di 3,14 mq quindi $7,63 : 3,14 = 2,40$ m. vale dire che il livello del pozzo dalla quota della falda risale fino ad un massimo di 2,40 m. quindi, in caso di scroscio intenso, la verifica è soddisfatta.

Verifica smaltimento acque con pioggia oraria

I dati pluviometrici, della stazione di Riva, in zona 3 danno per un tempo di ritorno T_r 25 anni è di 38,3 mm.

La superficie totale dell'intervento di 7.500 mq, con la stessa suddivisione:

80 % prato, con coefficiente di deflusso $\Phi_i = 0,2$ (calcolato dallo studio Lotti);

20 % superficie pedonale impermeabile con coefficiente di deflusso $\Phi_i = 1$, quindi abbiamo:

$$Q_{\text{prato}} = 38,2 \times 0,8 \times 0,2 = 6,1 \text{ l/mq ora};$$

$$Q_{\text{pedonale}} = 38,2 \times 0,2 \times 1 = 7,6 \text{ l/mq ora},$$

$$\text{Per un totale di } 6,1 + 7,6 = 13,7 \text{ l/mq ora}$$

La portata $Q = 7.500 \times 13,7 = 102.750$ l/ora, arrotondata a 103 mc/ora

Utilizzando 8 pozzi disperdenti posti perimetralmente alla struttura, con diametro di $\varnothing = 2,0$ m + corona di 1,40 m.

$$A_f = \pi \times 2,5^2 = 19,65 \text{ mq}$$

La portata filtrante è data dalla nota formula :

$Q \text{ filtrante} = K/2 \times J \times A_f$ dove $J = (L + hw/L + hw/2) = 1 + 2,50/1 + 1,25 = 3,50 / 2,25 = 1,50 \text{ m}$

con $L = 1 \text{ m.}$ da fondo pozzo e $hw = 2,50 \text{ m.}$ dreno in ghiaia

La permeabilità del dreno di una ghiaia pulita, è nell'ordine di $K = 1 \times 10^{-3} \text{ m/s}$, mentre noi usiamo prudenzialmente, un valore di $K = 4 \times 10^{-4} \text{ m/sec.}$ quindi :

$Q \text{ filtrante} = 4 \times 10^{-4} / 2 \times 1,50 \times 19,65 \times 3600 = 21,2 \text{ mc/ora}$

$Q \text{ totale pozzi} = 21,2 \times 8 = 169,7 \text{ mc/ora,}$ pari a 47 litri /sec.

Pertanto la verifica è ampiamente soddisfatta.

Contributo allo smaltimento del terreno perimetrale

Come evidenziato dalla stratigrafia dei sondaggi esplorativi dalla quota di $-3,00 \text{ m}$ dal piano di campagna, a salire verso la superficie, evidenziamo nei sondaggi esplorativi **S2** ed **S3** la presenza di livelli di ghiaia, o di sabbia con ghiaia gradata, che collaborano e concorrono a smaltire l'acqua, nel caso di precipitazioni intense e durature, che dovessero risalire nel corpo drenante e raggiungere occasionalmente questa quota di livello.

Prescrizione rampa garage

Le acque meteoriche della rampa garage, saranno raccolte e convogliate in un Deoliatore, per essere depurate da oli, idrocarburi e materiale flottante, e successivamente immesse nella rete delle acque bianche.

Ed inoltre come rilevato dallo studio di compatibilità è necessario dotarsi di una barriera antiacqua da installare in caso di necessità all'ingresso del parcheggio.

Acque reflue domestiche

Le acque reflue dei Servizi igienici ubicati al piano interrato, saranno sollevate con pompa elettrica e collegate alla rete delle acque nere comunali.

8. MODELLAZIONE SISMICA

Il Decreto del Ministero delle Infrastrutture (G. U. n° 29 del 04.02.2008 – supp. ordinario n° 30) ha introdotto i nuovi parametri sulla base della pericolosità sismica del sito in costruzione.

Come metodologie di calcolo delle strutture, è stato introdotto l'uso di coefficienti per la determinazione dello spettro elastico di risposta, che dipende dalla classificazione dei suoli, per la definizione dell'azione sismica di progetto, considerando 5 categorie di profilo stratigrafico (dalla A alla E), distinte sulla base del parametro $V_s 30$ o in alternativa del valore di N_{spt} .

Le nuove costruzioni devono essere dotate di un livello di protezione antisismica differenziata in funzione della loro importanza, per stabilire le risposte locali, al fine di valutare oggettivamente l'eventuale amplificazione del terremoto, dovuta proprio alle particolari caratteristiche geologiche dell'immediato sottosuolo del luogo.

A tale scopo sono state istituite diverse “categorie di importanza”, a ciascuna delle quali è stato introdotto un fattore detto - fattore di importanza - .

Per il Comune di Riva del Garda, nella zona in studio, a tutti gli edifici o strutture, di nuova costruzione o sottoposti a consolidamento, si raccomanda l'adozione delle norme antisismiche di 3° categoria ed ai fini della azione sismica di progetto, lo strutturista dovrà applicare ai fini della azione sismica di progetto, la seguente categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione – C – *depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con profondità del substrato superiore a 30 m., caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità con valori di velocità equivalente compresa tra 180 m/s. e 360 m/s.*

Valore dei parametri dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali :

$$T_E = 6,0 \quad T_F = 10,0$$

Valore dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale :

$$S_s > 1,40 \quad T_B = 0,05 \quad T_C = 0,15 \quad T_D = 1,00$$

- Categoria topografica -

Per le condizioni topografiche, in presenza di configurazioni superficiali semplici, si può adottare la seguente classificazione, come da Tab. 3.2.IV.

La categoria topografica del terreno in studio, è:

Categoria **T 1** - *superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\alpha \leq 15^\circ$ gradi.*

Per ulteriori dati della caratterizzazione sismica di interesse per lo strutturista, si veda (l' allegato D a pagina 7.- analisi dei dati-).

Sarà compito del progettista strutturale scegliere i parametri da utilizzare nei calcoli in funzione della “Strategia di progettazione” adottata una volta definita la Vita Nominale, la Classe d'uso ed il Periodo di riferimento assegnato alla struttura.

9. ANALISI DEL RISCHIO GEOLOGICO PER IMPREVISTO GEOLOGICO

Secondo le direttive del D.P.R. 11 maggio 2012 n° 9-84/leg in materia di rischio geologico, definito attraverso l'analisi di 5 elementi di incertezza, vengono espone nel fascicolo sull'analisi del rischio geologico (in allegato “C”) i motivi di incertezza, che a mio avviso, considerate le soluzioni adottate, sono incentrati maggiormente sull'incertezza di trovare nelle terre e rocce di scavo, dei terreni potenzialmente inquinati, dovuti alla presenza di materiale bellico, lasciato in posto o sotterrato, alla fine delle guerre mondiali,

10. CONCLUSIONI

I rilevamenti e le indagini svolte portano ad evidenziare che l'opera in progetto, ricade per la Carta di Sintesi della Pericolosità, in area a penalità P2 – bassa – per possibili alluvioni torrentizie del torrente Albola, art. 17, sviluppata nello studio di compatibilità.

Per la Carta delle Risorse Idriche, risulta inoltre esterna a qualsiasi vincolo di salvaguardia, quali : zone di tutela assoluta, zone di rispetto e/o di protezione Idrogeologica..

In osservanza alle normative vigenti, (riepilogate nell'estratto delle carte tematiche sopra citate), compatibili con il lavoro in studio e con le indicazioni di seguito riportate, il progetto risulta ammissibile con l'equilibrio idrogeologico del sito, senza aggravamento del rischio idrogeologico.

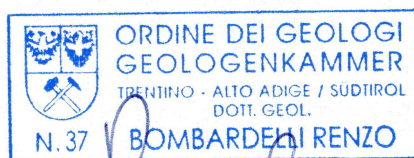
La categoria di profilo stratigrafico è la "C" e la categoria topografica è la T1.

Si fa presente la prescrizione, di installare un Deoliatore al piede della rampa garage, per assorbire le sostanze galleggianti (oli e idrocarburi), dalle acque meteoriche, prima di convogliarle nel drenaggio sottostante.

Il presente elaborato è redatto in ottemperanza ai contenuti del Decreto Ministeriale 2008 e del 17 gennaio 2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni" e soddisfa i requisiti urbanistici e normativi di rilevanza geologica per cui, costituisce documento progettuale idoneo per il rilascio della concessione e/o autorizzazione ad edificare, con la valutazione positiva dello studio di compatibilità.

In corso d'opera la Direzione lavori dovrà controllare la rispondenza tra il modello geologico di riferimento assunto in progetto e

la situazione effettivamente riscontrata, differendo di conseguenza il modello geotecnico ed il progetto esecutivo, così come previsto dalla normativa di settore.



RELAZIONE GEOTECNICA

Sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica di verifica della sicurezza e delle prestazioni attese (§ 6.2.3.) delle NTC.

1. PREMESSA

Per incarico del Comune di Riva del Garda, viene svolta la relazione geotecnica sui terreni in studio, secondo quanto previsto dalle norme tecniche del D.M. 14.01.2008 e del D.M. 17.01.2018.

Nella presente relazione geotecnica vengono raccolte tutte le informazioni di carattere geotecnico emerse dai rilievi e dalle indagini in sito, il cui programma è stato definito e diretto dallo scrivente.

Lo studio è finalizzato alla caratterizzazione ed alla modellazione geotecnica del volume significativo del terreno interessato dagli interventi in progetto.

La presente relazione fa esplicito riferimento al Modello Geologico di Riferimento definito nella Relazione Geologica.

Come previsto dalle NTC 2008 e dalle NTC 17 gennaio 2018, la progettazione geotecnica delle opere interagenti con il terreno è regolata

dal § 6 e va a costituire elemento di base per la redazione del progetto strutturale definitivo e delle relazioni di calcolo.

Nella presente relazione verranno trattati gli aspetti relativi alle indagini, alla caratterizzazione e alla modellazione del volume significativo del terreno del progetto previsto al § 6.2.2 delle NTC, focalizzando l'attenzione sulle problematiche geotecniche connesse con l'intervento in progetto.

Verranno inoltre eseguite le verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese previste dalle NTC relative alla resistenza di progetto (R_d) dei terreni di fondazione, ai cedimenti, e alla stabilità a breve termine dei fronti di scavo.

il lavoro viene esposto come segue:

- descrizione dell'intervento in progetto,
- modello geotecnico
- parametrizzazione geotecnica,
- verifiche geotecniche: stabilità fronti di scavo , cedimenti e stabilizzazione piano di appoggio,
- conclusioni.

2. DESCRIZIONE INTERVENTO IN PROGETTO

Il progetto in studio prevede la realizzazione del nuovo parco della libertà, con sottostante parcheggio a un piano, per una profondità di scavo di $-4,00$ m. dal piano di campagna attuale, sulla p.f. 2043/2 in C.C. Riva.

I terreni in posto interessati dallo sbancamento, sono costituiti in mediamente da una formazione di limo con livelli di ghiaia e sabbia fino a – 3,00/ - 3,50 m di profondità, mentre al di sotto di questo livello, prevale una formazione limoso argillosa, con una percentuale d'acqua, nell'ordine del 26% .

Dalla profondità di – 7,40 m (sotto falda) si passa a una formazione di ghiaia con sabbia.

La falda posto è situata a – 6,50 m. di profondità dal piano di campagna.

Per quanto riguarda la stabilità a breve termine dei fronti di scavo si rimanda la trattazione al § 4.1 della presente relazione.

3. MODELLO GEOTECNICO

E' uno schema semplificato della realtà fisica dei terreni in studio.

Sulla base dei risultati ottenuti dalle prove penetrometriche in sito, dalle indagini geofisiche eseguite nel sedime in fase di progettazione preliminare, supportate dalle osservazioni di ricognizione di campagna e dai dati del modello Geologico di Riferimento § 5 della Relazione Geologica, viene di seguito elaborato il Modello Geotecnico che sta alla base della progettazione delle opere.

Sono stati individuati 3 unità, e vengono forniti cautelativamente, i principali parametri geotecnici, dello strato di interesse

3.1 PARAMETRAZIONE GEOTECNICA

La caratterizzazione fisico -meccanica dei terreni nell'area di influenza del progetto è stata effettuata sulla base delle prove penetrometriche in sito, delle indagini geofisiche svolte nella fase preliminare., e con i sondaggi esplorativi eseguiti con escavatore meccanico in data 19 gennaio 2022 , con prelievo di campioni di terreno, da sottoporre a prove di laboratorio da parte di GEOLABOR.(vedi allegato **H**).

I parametri di progetto, sono stati attribuiti sulla base del rilevamento superficiale, con il contributo delle prove penetrometriche, delle indagini geofisiche svolte in sito, e dalle analisi di laboratorio sui campioni prelevati in posto.

Pertanto in corso d'opera si prescrive la presenza di un Geologo durante i lavori, che dovrà controllare la rispondenza tra caratterizzazione geologica e geotecnica assunta in progetto e la situazione effettiva riscontrata.

3.2 INTERPRETAZIONE RISULTATI PROVE IN SITO

L'interpretazione dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche continue DPSH, con la correlazione dei valori di N_{20} ed i valori di N_{spt} permettono di determinare i valori significativi dei terreni attraversati alle varie profondità, risalendo così ad parametri geomeccanici, quali : densità, angolo di attrito, peso di volume, classificazione AGI ecc.(vedi parametri geomeccanici in (allegato“**A**”) con dati riepilogativi di addensamento a colori in allegato “**B**”) e quindi risalire alla capacità portante dei terreni attraversati.

Gli angoli di resistenza al taglio sono stati confrontati anche

attraverso la relazione con N_{spt} ,

$$\varphi = 0,3 \cdot N_{spt} + 20 \quad \text{proposta da Peck}$$

Invece per la correlazione indicativa fra il numero di colpi N_{spt} e N_{20} del DPSH viene utilizzata la costante C pari a 1,5 visto il contesto locale è : $N_{spt} = C \times N_{20}$

3.3 PARAMETRI GEOMECCANICI

I parametri medi da utilizzare per il terreno in posto, sono quelli relativi allo strato dell'unità 1 :

Unità 1

β	=	0°	gradi	angolo di pendio
φ	=	$20^\circ - 22^\circ$	gradi,	angolo di attrito interno
c	=	$0,20 - 0,25$	kg/cmq	coesione breve periodo
γ	=	$18,34$	KN/m ³	peso di volume naturale
Dr	=	molto sciolto		grado di addensamento
Fw	=	- 6,50 m		falda

I parametri sopra riportati (parametri nominali) che caratterizzano le proprietà fisico – meccaniche dei litotipi descritti, sono derivati dall'interpretazione delle prove geofisiche, penetrometriche DPSH convertiti in valori N_{spt} (vedere grafici allegati) e con le prove di laboratorio.

E' da tenere presente che i terreni entro il “*volume significativo*” di sottosuolo interessati dall'appoggio fondazionale, sono costituiti da livelli di limi umidi da sabbiosi ad argillosi, plastici, non idonei ad un appoggio diretto della fondazione.

4. VERIFICHE GEOTECNICHE

Nell'ambito della modellazione geotecnica e delle verifiche della sicurezza e delle prestazioni attese, richieste dalle “Nuove Norme Tecniche delle Costruzioni ” entrate in vigore con D.M 14.01.2008 e il D.M. 17 gennaio 2018. in questo capitolo vengono analizzate:

- la stabilità dei fronti di scavo a breve termine.
- capacità portante,
- cedimenti,
- intervento di stabilizzazione del sedime in posto.
- Indicazioni e/o prescrizioni

4.1 - STABILITA' DEI FRONTI DI SCAVO

Il terreno in posto si presenta stabile, senza mostrare superficialmente, alcun cenno di cedimento o di movimento in atto o in potenziale evoluzione.

L'intervento in progetto, prevede uno sbancamento del terreno fino alla profondità di – 4,00 m. dal piano di campagna, in un sedime a tendenzialmente a grana medio fine, limoso .

Dalla verifica di stabilità del diagramma di Hoek & Bray, con i dati della coesione e angolo di attrito, si ricava l'angolo di profilatura da dare al versante, che avrà una inclinazione di 50° gradi.

I fronti di scavo, nei tratti di sud ovest e di sud est del parco, saranno sostenuti da micropali, per una lunghezza di 20 metri, ciascuno,

infissi fino alla profondità di 6 m. e sostenuti da pali inclinati di 30° gradi, con passo regolare di 4,00 m.

Durante la fase di scavo è da prevedere, specialmente se piove, che probabilmente negli strati di terreno a sedime compressibile, sarà necessario realizzare delle piste rinforzate in ghiaia e ciottoli grossolani (5 – 16 cm) per il transito dei mezzi gommati; e con piogge prolungate, ipotizzare che si avrà un effetto vasca, e quindi bisognerà togliere l'acqua con l'aiuto di pompe idrauliche.

4.2 CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

Sulla base dei parametri geotecnici dell'unità 1, ricavati anche da prove di laboratorio in terreno simile situato nelle immediate vicinanze, con il programma di calcolo Geostru otteniamo una pressione di rottura del terreno (cautelativa con angolo di attrito di $\phi = 20^\circ$ gradi) abbiamo una pressione normale di progetto di 114 KN/mq. (vedi carichi di progetto, allegato L) mentre in realtà la pressione effettiva di lavoro è quantificata in 95 KN/mq.

4.3 STIMA DEI CEDIMENTI

La stima dei cedimenti viene fatta sulla base dei cedimenti per consolidazione edometrica .

La sua valutazione viene eseguita calcolando le pressioni verticali esistenti nel terreno prima e dopo l'applicazione del carico e ricavando il

cedimento corrispondente alla variazione di pressione a mezzo dei parametri di compressione determinati sui campioni di terreno con le prove edometriche.

Il cedimento viene calcolato con la nota relazione seguente: ed espresso in centimetri, con una pressione di progetto di $10 \text{ t/mq} = 100 \text{ KN/mq}$.:

$c = H_o \times C_c / (1 + e_o) \times \log. (P_o + D_p / P_o)$ dove :

$H_o = 300 \text{ cm}$ -strato cedevole

$C_c = 0,2$ indice di compressione

$e_o = 0,71$ indice dei vuoti

$P_o =$ pressione effettiva $= 12,59 \text{ t/mq}$

$D_p =$ sovraccarico, differenza tra il carico trasmesso ed il peso del volume scavato, $D_p = 4,10 \text{ t/mq}$

$c = 0,2 / (1 + 0,71) \times 300 \log 1,328 = 4,34 \text{ cm.}$

Il rapporto fra cedimento immediato e finale, nella teoria elastica secondo Simons & Soms 1974, da risultati pratici è: $W_o / W_f = 0,6$ (media) ; quindi $W_o = 0,6 \times 4,34 = 1,73 \text{ cm}$. -cedimento immediato -

Mentre la seconda parte dovuta al fenomeno della consolidazione è $W_f = 2,61 \text{ cm.}$

4.4. STABILIZZAZIONE DEL PIANO DI APPOGGIO

Il terreno di appoggio delle fondazioni al di sotto di quota di $-4,00 \text{ m.}$ è costituito da una miscela di limo da sabbioso ad argilloso, con un grado di saturazione dal 94% al 98% . ed una umidità naturale dal 24% al 26% . (vedi prove geotecniche da parte di GEOLABOR su campioni in allegato I).

Questo comporta al passaggio, un sedime molle cedevole, ed appiccicoso, che necessita di intervento di stabilizzazione in sito.

Questo intervento si può realizzare o con la sostituzione del terreno, per lo spessore di circa 1 metro; od in alternativa con un trattamento a calce.

Quest'ultimo trattamento di consolidazione, ha tra l'altro una serie di vantaggi che brevemente sono:

- minor utilizzo di materie prime e riduzione dei trasporti;
- reimpiego dei materiali presenti in sito,
- abbattimento dei tempi di esecuzione.

Secondo il preventivo di una ditta specializzata nel settore – Ecovie s.r.l. -, dopo avere visionato le curve granulometriche del sedime, ha proposto questo intervento ,

- stabilizzazione in sito con apporto di calce in quantità del 3 – 4 % dello spessore di circa 40 cm;
- successivo strato granulare trattato a cemento di 20 cm di spessore.

Per quest'ultimo strato, considerato che la fondazione è a platea armata, dove quasi la metà dei cedimenti sono immediati , non avendo strutture fuori terra, al di fuori del parco pensile, ed un locale presidio a piano terra, con un cedimento totale piuttosto basso, tollerabile , nell'ordine di 4 cm per limi argillosi, si può ipotizzare di non effettuarlo.

Comunque dopo il trattamento di stabilizzazione con calce, un controllo con prove di carico su piastre, ci indicherà l'entità di eventuali cedimenti residui del sedime, e quindi la valutazione dell'ammissibilità.

5. CONCLUSIONI

I rilevamenti e le indagini svolte portano ad evidenziare che l'opera in progetto, ricade secondo le carte tematiche della fattibilità territoriale ed urbanistica, in area con penalità *P2* -bassa – alluvionale torrentizia, per possibile esondazione del torrente Albola.

Si è descritto il modello geotecnico del sottosuolo, la stima dell'azione sismica attraverso la descrizione della stratigrafia e della conseguente categoria di sottosuolo, la stima della pericolosità sismica con la determinazione dell'accelerazione orizzontale a_g ed i coefficienti sismici orizzontale e verticale, con infine la valutazione del carico limite e la resistenza di progetto.

Come indicato al capitolo 4.4- il sedime in posto necessita di un intervento di stabilizzazione per migliorare la capacità portante.

Il presente elaborato è redatto in ottemperanza ai contenuti del D.M. 14.01.2008 e D.M. 17 gennaio 2018 “Nuove Norme tecniche per le Costruzioni”, fa riferimento alla relazione geologica del progetto definitivo e costituisce documento progettuale idoneo per il rilascio della concessione ad edificare e costituisce la relazione geotecnica del progetto strutturale di cui al capitolo 6.4 delle NTC.

La presente relazione geotecnica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno riguarda la fase del progetto definitivo e dovrà essere integrata in fase operativa con tutte le

previste verifiche della sicurezza e delle prestazioni di cui al capitolo 6.2.3. delle NTC.

In corso d'opera la Direzione lavori dovrà controllare la rispondenza tra la caratterizzazione assunta in progetto e la situazione effettiva riscontrata, con adeguamento ulteriore di eventuali opere o interventi necessari.



Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto (kN/m ²)	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Hx (kN)	Hy (kN)	Tipo	ID
1	A1+M1+R1	91,54	0	0	0	0	0	Progetto	0
2	A2+M2+R2	91,54	0	0	0	0	0	Progetto	0
3	Sisma	91,54	0	0	0	0	0	Progetto	0
4	S.L.E.	91,54	0	0	0	0	0	Servizio	1
5	S.L.D.	91,54	0	0	0	0	0	Servizio	1

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica (NTC 2018)	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Ca pacità portante orizzontale
1	yes	1	1	1	1	1	1	1
2	yes	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
3	yes	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
4	yes	1	1	1	1	1	1	1
5	yes	1	1	1	1	1	1	1

Carico limite verticale

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (kN/m ²)	Resistenza di progetto [Rd] (kN/m ²)	Tensione [Ed] (kN/m ²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (kN/m ³)
A1+M1+R1	HANSEN (1970)	918,37	918,37	91,54	10,03	Verificata	* Rottura generale; Ir=34,556; Icrit=27,379	36734,98
	TERZAGHI (1955)	982,45	982,45	91,54	10,73	Verificata	* Rottura generale; Ir=34,556; Icrit=27,379	39297,91
	MEYERHOF (1963)	1012,28	1012,28	91,54	11,06	Verificata	* Rottura generale; Ir=34,556; Icrit=27,379	40491,18
	VESIC (1975)	996,36	996,36	91,54	10,88	Verificata	* Rottura generale; Ir=34,556; Icrit=27,379	39854,21
	Brinch - Hansen 1970	973,99	973,99	91,54	10,64	Verificata	* Rottura generale; Ir=34,556; Icrit=27,379	38959,73
*	Meyerhof and Hanna (1978)	274,62	274,62	91,54	3	Verificata	* Rottura generale; Ir=34,556; Icrit=27,379	38959,73
A2+M2+R2	HANSEN	546,31	303,51	91,54	5,97	Verificata	* Rottura	21852,59

Sisma	(1970)						generale; Ir=43,195; Icrit=20,43 2	
	TERZAGHI (1955)	603,92	335,51	91,54	6,6	Verificata	* Rottura generale; Ir=43,195; Icrit=20,43 2	24156,77
	MEYERHOFF (1963)	585,43	325,24	91,54	6,4	Verificata	* Rottura generale; Ir=43,195; Icrit=20,43 2	23417,12
	VESIC (1975)	597,57	331,98	91,54	6,53	Verificata	* Rottura generale; Ir=43,195; Icrit=20,43 2	23902,87
	Brinch - Hansen 1970	576,65	320,36	91,54	6,3	Verificata	* Rottura generale; Ir=43,195; Icrit=20,43 2	23065,91
	Meyerhof and Hanna (1978)	274,62	152,57	91,54	3	Verificata	* Rottura generale; Ir=43,195; Icrit=20,43 2	23065,91
	HANSEN (1970)	546,31	303,51	91,54	5,97	Verificata	* Rottura generale; Ir=43,195; Icrit=20,43 2	21852,59
	TERZAGHI (1955)	603,92	335,51	91,54	6,6	Verificata	* Rottura generale; Ir=43,195; Icrit=20,43 2	24156,77
	MEYERHOFF (1963)	585,43	325,24	91,54	6,4	Verificata	* Rottura generale; Ir=43,195; Icrit=20,43 2	23417,12
	VESIC (1975)	597,57	331,98	91,54	6,53	Verificata	* Rottura generale; Ir=43,195; Icrit=20,43 2	23902,87
	Brinch - Hansen 1970	576,65	320,36	91,54	6,3	Verificata	* Rottura generale; Ir=43,195; Icrit=20,43 2	23065,91
	Meyerhof and Hanna (1978)	274,62	152,57	91,54	3	Verificata	* Rottura generale; Ir=43,195; Icrit=20,43 2	23065,91

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto (kN/m²)	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Hx (kN)	Hy (kN)	Tipo	ID
1	A1+M1+R3	114,55	0	0	0	0	0	Progetto	0
2	Sisma	114,55	0	0	0	0	0	Progetto	0
3	S.L.E.	114,55	0	0	0	0	0	Servizio	1
4	S.L.D.	114,55	0	0	0	0	0	Servizio	1

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica (NTC 2018)	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Ca pacità portante orizzontale
1	yes	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	yes	1	1	1	1	1	2,3	1,1
3	yes	1	1	1	1	1	1	1
4	yes	1	1	1	1	1	1	1

Carico limite verticale

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (kN/m²)	Resistenza di progetto [Rd] (kN/m²)	Tensione [Ed] (kN/m²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (kN/m³)
A1+M1+R3								
	HANSEN (1970)	1647,44	716,28	114,55	14,38	Verificata	* Rottura generale; Ir=28,013; Icrit=27,379	65897,69
	TERZAGHI (1955)	1469,66	638,98	114,55	12,83	Verificata	* Rottura generale; Ir=28,013; Icrit=27,379	58786,35
	MEYERHO F (1963)	1575,73	685,10	114,55	13,76	Verificata	* Rottura generale; Ir=28,013; Icrit=27,379	63029,30
	VESIC (1975)	1706,51	741,96	114,55	14,9	Verificata	* Rottura generale; Ir=28,013; Icrit=27,379	68260,39
	Brinch - Hansen 1970	1665,16	723,98	114,55	14,54	Verificata	* Rottura generale; Ir=28,013; Icrit=27,379	66606,27
*	Meyerhof and Hanna (1978)	343,64	149,41	114,55	3	Verificata	* Rottura generale; Ir=28,013; Icrit=27,379	66606,27
Sisma								
	HANSEN (1970)	1647,44	716,28	114,55	14,38	Verificata	* Rottura generale; Ir=28,013; Icrit=27,379	65897,69

TERZAGHI (1955)	1469,66	638,98	114,55	12,83	Verificata	9 * Rottura generale; Ir=28,013; Icrit=27,379	58786,35
MEYERHOF (1963)	1575,73	685,10	114,55	13,76	Verificata	9 * Rottura generale; Ir=28,013; Icrit=27,379	63029,30
VESIC (1975)	1706,51	741,96	114,55	14,9	Verificata	9 * Rottura generale; Ir=28,013; Icrit=27,379	68260,39
Brinch - Hansen 1970	1665,16	723,98	114,55	14,54	Verificata	9 * Rottura generale; Ir=28,013; Icrit=27,379	66606,27
Meyerhof and Hanna (1978)	343,64	149,41	114,55	3	Verificata	9 * Rottura generale; Ir=28,013; Icrit=27,379	66606,27

ALLEGATI

**A – STRATIGRAFIA DELLE PROVE
PENETROMETRICHE CON PARAMETRI
GEOMECCANICI**

**B – TABELLA DI SINTESI
DELL'ADDENSAMENTO DEI VARI STRATI**

**C – ANALISI RISCHIO GEOLOGICO PER
IMPREVISTI**

**D – CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL
SOTTOSUOLO**

E - CARTE TEMATICHE DELLA PAT

**F - SONDAGGI ESPLORATIVI
CON ESCAVATORE**

G – SONDAGGIO BANCA DATI PAT

H – ANALISI CHIMICHE (TERRALAB)

**I – FASCICOLO PROVE GEOTECNICHE SU
CAMPIONI DI TERRENO (GEOLAB).**