

Comune di Schiavon (VI)

RELAZIONE GEOLOGICA ED INDAGINE GEOTECNICA E SISMICA



Il Relatore

Geol. Lilia Viero



Sede: Viale Vicenza 93/I – Bassano del grappa (VI)
Mail : liliaviero@gmail.com – cell 338 4840070

Progetto:

Nuova edificazione per
ampliamento struttura ricettiva ad
uso alberghiero previa demolizione
edifici esistenti

Ubicazione:

Via Chiesa – Longa di Schiavon

Proprietà:

Hotel Ristorante “Alla Veneziana”

Ottobre 2019

INDICE

PREMESSA	2
RELAZIONE GEOLOGICA	3
1. CARATTERISTICHE IDROGRAFICHE E MORFOLOGICHE.....	3
<i>UBICAZIONE AREA D'INTERVENTO</i>	<i>4</i>
<i>PLANIMETRIA GENERALE DEL LOTTO.....</i>	<i>5</i>
<i>ESTRATTO TAVOLA DEL PAT - FRAGILITÀ DEL TERRITORIO.....</i>	<i>6</i>
2. CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE DEL SOTTOSUOLO	7
3. CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE DEL SOTTOSUOLO	7
<i>OSSERVAZIONI FREATIMETRICHE DELL'ARPAV</i>	<i>8</i>
<i>ESTRATTO CARTA IDROGEOLOGICA DEL TERRITORIO COMUNALE.....</i>	<i>9</i>
4. CLASSIFICAZIONE SISMICA.....	10
<i>ESTRATTO MAPPA DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DEL TERRITORIO NAZIONALE</i>	<i>10</i>
INDAGINE GEOTECNICA	11
1. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE	11
<i>UBICAZIONE PROVE GEOGNOSTICHE E SCAVI NEL LOTTO</i>	<i>13</i>
• ANALISI STATISTICA DEI PARAMETRI GEOTECNICI.....	16
2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMO E DI ESERCIZIO (NTC 2018).....	17
• VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO	18
• VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO	20
3. STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE.....	21
4. RISPOSTA SISMICA LOCALE	22
5. VERIFICA DI STABILITÀ DEL FRONTE DI SCAVO	24
<i>VERIFICA FATTORE DI SICUREZZA FS - PARETE VERTICALE</i>	<i>26</i>
<i>VERIFICA FATTORE DI SICUREZZA FS - PARETE INCLINATA $\beta = 49^\circ$ (valore medio).....</i>	<i>28</i>
CONCLUSIONI.....	29
<i>DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA.....</i>	<i>31</i>
ALLEGATO : RELAZIONE SISMICA	

PREMESSA

La presente indagine geologica e caratterizzazione geotecnica del sottosuolo è stata eseguita in relazione al progetto per *l'ampliamento della struttura alberghiera ricettiva* denominata Hotel Ristorante "alla Veneziana", previa demolizione di edifici residenziali esistenti, ubicati nella frazione di Longa del comune di Schiavon.

Lo scopo principale dello studio è quello di determinare l'andamento delle caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni di fondazione, in osservanza alle Norme Tecniche emanate con D.M. 17.01.18 e alla circolare Ministeriale n°7 del 21.01.19 che riporta le relative applicazioni tecniche. La presente indagine riassume la caratterizzazione sia geologica che geotecnica del sottosuolo dell'area d'intervento in quanto intrinsecamente correlate fra loro e documentate da indagini in sito oltre che dall'esperienza maturata dalla sottoscritta in zona.

Inoltre facendo riferimento alla normativa vigente (NTC 2018) in materia di **rischio sismico**", si è provveduto a classificare il terreno di fondazione in base alla velocità di propagazione delle onde sismiche V_{seq} che sono state misurate in sito mediante due prospezioni sismiche passive.

Pertanto, dopo aver consultato gli allegati progettuali, sono state dapprima individuate le caratteristiche idrografiche e morfologiche del territorio in esame, procedendo poi attraverso l'analisi stratigrafica dei depositi alluvionali presenti nel sottosuolo del lotto d'intervento; quindi sulla base dei risultati ottenuti da alcune *Prove Penetrometriche Dinamiche* (DPM) e dalle prospezioni sismiche condotte all'interno dell'area edificabile, sono stati individuati i parametri geotecnici e sismici del substrato di fondazione della nuova struttura ricettiva ad uso alberghiero in progetto.

RELAZIONE GEOLOGICA

1. CARATTERISTICHE IDROGRAFICHE E MORFOLOGICHE

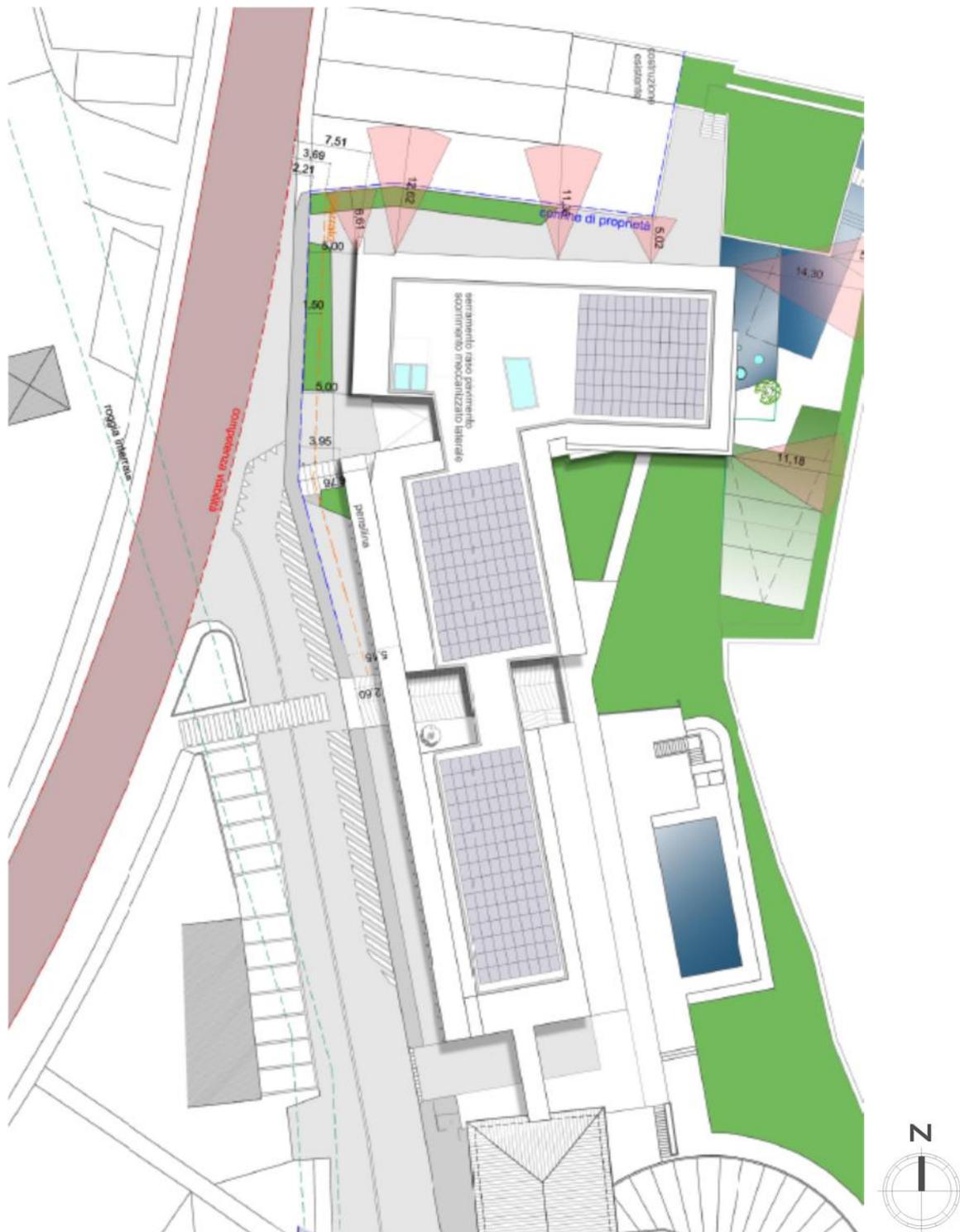
L'area in esame è ubicata nel tratto di pianura alluvionale racchiuso fra il fiume Astico ed il Brenta, che scorrono a 4-5 Km di distanza rispettivamente ad ovest e ad est del sito d'intervento.

Entrambi i corsi d'acqua hanno generato a partire dal loro punto di sbocco a valle due ampi coni di deiezione, divagando ed incidendo ora in destra ora in sinistra le proprie alluvioni, che vanno così ad intersecarsi lateralmente creando una potente successione di depositi alluvionali sciolti.

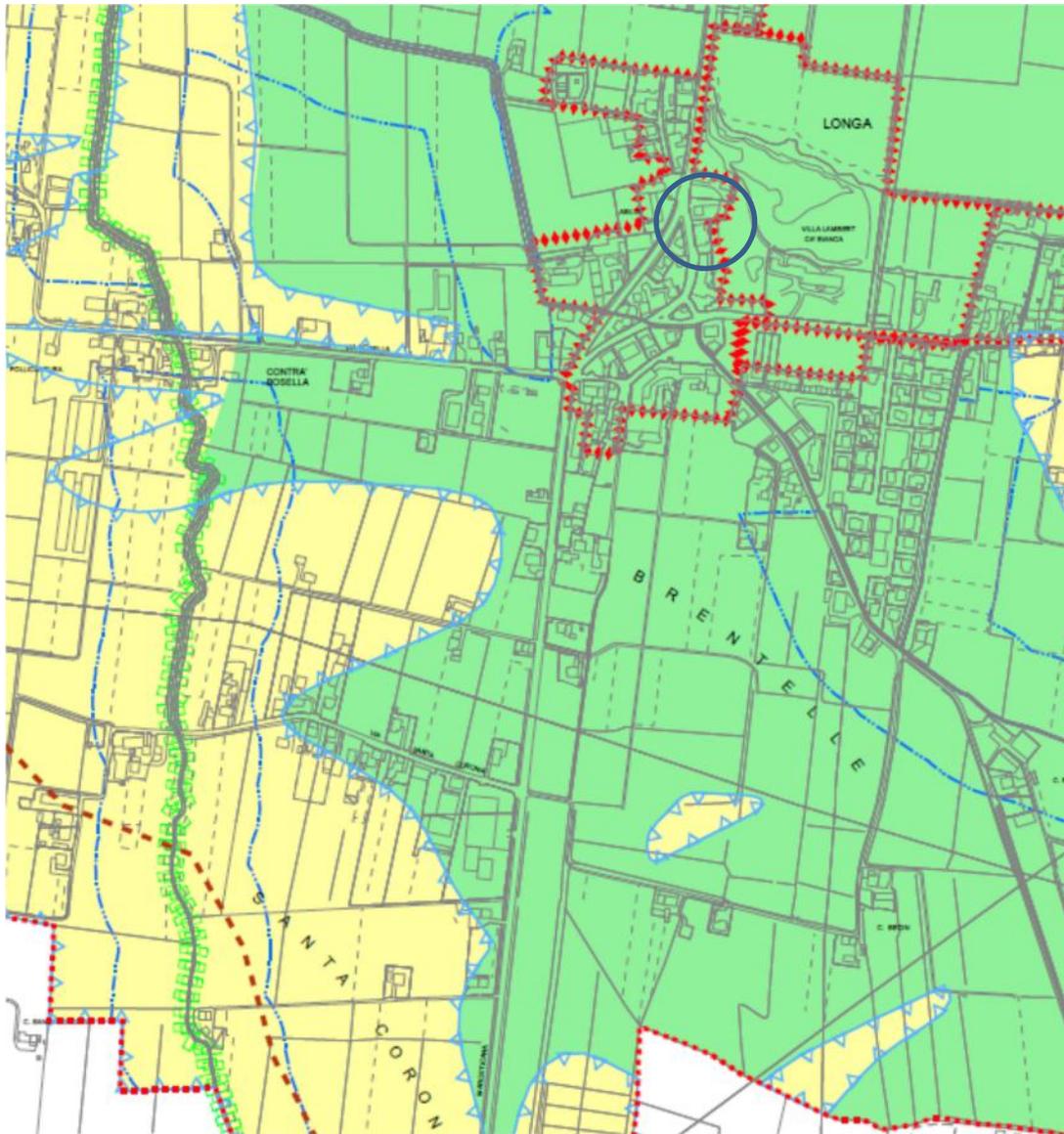
Il territorio è quindi pianeggiante, anche se esiste una lieve pendenza dello 0.2%-0.3% circa verso sud, ed è attraversato da numerosi canali, fossi e rogge aventi usi essenzialmente irrigui. Anche il lotto d'intervento è delimitato verso est da un fosso di scolo privato mentre verso ovest, parallelamente alla strada provinciale, passa una roggia d'irrigazione denominata *Roggia Ca' Bianca*, proveniente da nord che confluisce proprio nel centro abitato di Longa con la *Roggia Moraretto*, a sua volta derivazione del vicino torrente *Ghebbo*.

Il progetto di *ampliamento* della struttura turistico-ricettiva "Alla Veneziana" prevede l'inserimento di un nuovo edificio che occuperà una superficie coperta di circa 1.500 mq e che si svilupperà su tre piani fuoriterza con un ampio piano interrato. Quest'ultimo sarà adibito in parte ad autorimessa in parte a locali per i servizi alberghieri (zona spa e wellness) e sarà spinto ad una profondità di - 3.5 m rispetto la quota media attuale del p.c.; la porzione a sud ovest, quale collegamento tra l'attuale ed il nuovo Hotel, sarà realizzata sul sedime del parcheggio in essere, e sarà composta anch'essa da tre piani di cui quello interrato già esistente.

PLANIMETRIA GENERALE DEL LOTTO



ESTRATTO TAVOLA DEL PAT - FRAGILITÀ DEL TERRITORIO



LEGENDA

Compatibilità geologica

-  Area idonea
-  Area idonea a condizione
-  Area non idonea

Zone di tutela

-  Fascia di tutela fluviale
-  Aree di interesse storico, ambientale artistico e centri storici

Aree a dissesto idrogeologico

-  Area esondabile o a ristagno idrico idonea a condizione (IDR)
-  Area sottoposta a miglioria fondiaria

2. CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE DEL SOTTOSUOLO

Il sottosuolo della zona in studio è contraddistinto da una potente serie di materiali alluvionali che poggiano su un basamento roccioso di età terziaria, presente ad alcune centinaia di metri di profondità.

Questo materasso di alluvioni si compone prevalentemente di materiali ghiaioso-ciottolosi, ben classati e puliti, con locali intercalazioni in sabbia medio-fine in genere di spessore metrico; più a valle invece all'interno della successione sedimentaria si trovano delle intercalazioni argillose variabili da alcuni decimetri a qualche metro che suddividono l'acquifero ghiaioso più grossolano in un sistema multifalde fra loro sovrapposte e confinate all'interno di tali depositi impermeabili (acquifero differenziato).

3. CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE DEL SOTTOSUOLO

Nel sottosuolo dell'area in esame ha sede una falda acquifera alimentata principalmente dalle dispersioni in alveo dei vicini corsi d'acqua e in minor misura dagli apporti delle precipitazioni dirette o dalle infiltrazioni idriche della rete d'irrigazione.

La zona si colloca in prossimità della cosiddetta fascia delle risorgive, posta qualche km più a sud (1.5 - 2.0 km ca) in cui si originano il fiume *Tesina* ed il Rio *Ghebissolo* che passano poco più ad ovest del sito d'intervento; il deflusso idrico sotterraneo è quindi collegato con la rete idrica superficiale che influenza, nelle sue immediate vicinanze, le escursioni della falda freatica.

La quota della superficie freatica si colloca a intorno ai - 5 m dal p.c. attuale in corrispondenza dei depositi ghiaiosi più grossolani, quale livello acquifero *indifferenziato* contraddistinto da una buona continuità spaziale; va inoltre considerato che tale quota s'innalza rapidamente durante i periodi di ricarica

ovvero in occasione di eventi meteorici intensi e duraturi (primavera - autunno)
 fino a raggiungere anche i - 2.0 m ca dal p.c..

Questa circostanza trova conferma anche dalle misure effettuate dall'Arpav e pubblicate negli *annali freatimetrici dal 2007 al 2011* da cui sono state estratte le tabelle qui di seguito allegate. L'annualità di riferimento è quella del 2011 durante la quale è stata registrata una escursione annua dell'ordine dei 5,8 ml tra la fase di minima e di massima risalita della falda.

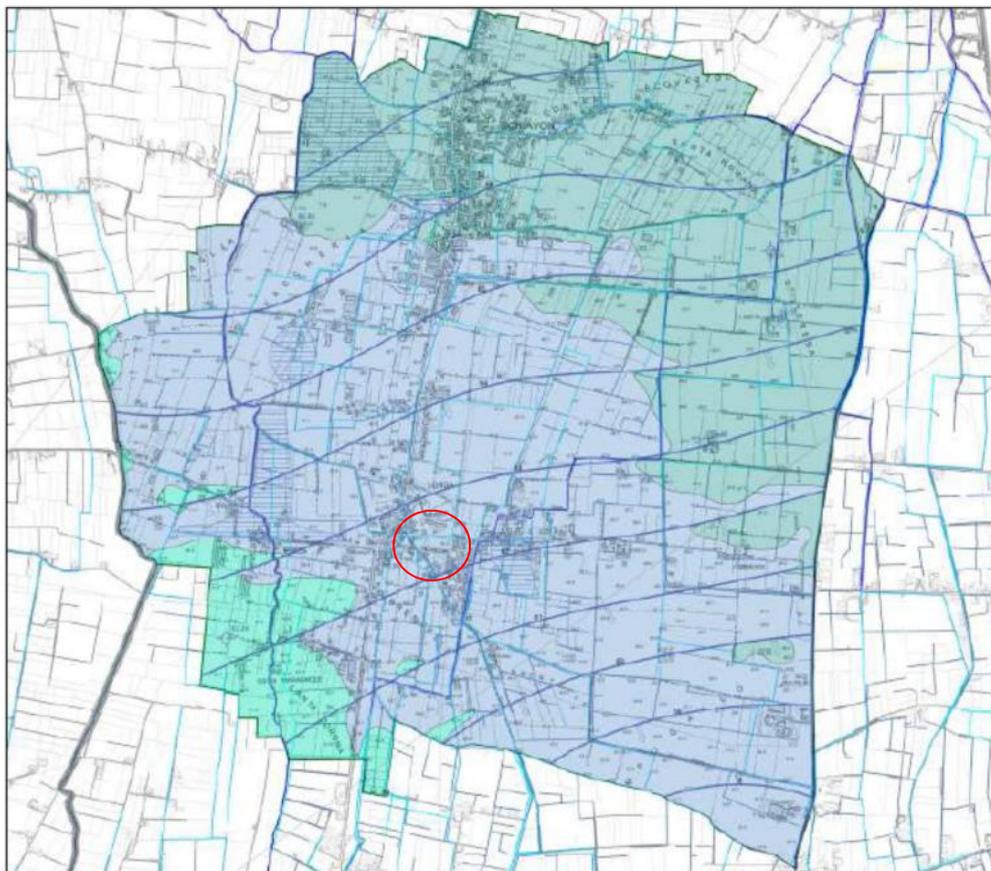
OSSERVAZIONI FREATIMETRICHE DELL'ARPAV

Anno 2011

ID	BACINO IDROGEOLOGICO E STAZIONE	Escursione annua (m)	GEN (m)	FEB (m)	MAR (m)	APR (m)	MAG (m)	GIU (m)	LUG (m)	AGO (m)	SET (m)	OTT (m)	NOV (m)	DIC (m)	ANNO (m)
22	Duesiglio	2.22	56.10	55.55	55.06	54.85	54.41	54.27	54.22	54.12	53.92	53.42	54.11	54.07	54.52
53	Schiavon	5.80	68.88	67.58	66.63	66.54	65.97	65.69	65.92	65.22	64.55	63.82	63.97	64.89	65.80
83	Montecchio Precalcino ⁽¹⁾	4.99	70.97	69.69	70.53	69.06	68.16	68.12	67.81	67.57	67.43	67.41	69.00	68.37	68.68
1100	Zugliano (C. Dal Santo)	5.38	141.51	140.13	140.73	139.77	138.14	138.25	137.62	137.08	-	-	139.36	138.42	139.10

STAZIONE 53 - SCHIAVON												
(F)	Bacino: ALTA PIANURA DI VICENZA											(73,51 m s.l.m.)
Giorno	GEN	FEB	MAR	APR	MAG	GIU	LUG	AGO	SET	OTT	NOV	DIC
2	<u>69.21</u>	68.31	66.81	66.51	66.41	65.61	65.96	65.51	64.81	64.26	63.51	64.81
5	69.11	68.11	66.71	66.51	66.31	65.41	66.01	65.51	64.71	64.21	63.61	64.91
8	69.06	67.91	66.61	66.61	66.21	65.51	65.96	65.41	64.81	64.01	63.71	65.01
11	69.01	67.81	66.51	66.51	66.11	65.61	65.91	65.31	64.71	63.91	63.91	64.96
14	68.91	67.61	66.31	66.51	65.91	65.71	66.01	65.26	64.61	63.81	64.01	64.91
17	68.86	67.51	66.61	66.61	65.81	65.81	65.91	65.21	64.51	63.71	64.21	64.91
20	68.81	67.41	66.81	66.61	65.81	65.76	65.81	65.11	64.41	63.61	64.21	64.91
23	68.71	67.31	66.81	66.56	65.71	65.71	65.91	65.01	64.31	63.51	64.21	64.71
26	68.61	67.01	66.61	66.51	65.61	65.81	66.01	64.96	64.31	<u>63.41</u>	64.16	>>
29	68.51	66.81	66.51	66.46	65.81	65.91	65.71	64.91	64.31	63.71	64.11	>>
Medie	68.88	67.58	66.63	66.54	65.97	65.69	65.92	65.22	64.55	63.82	63.97	64.89

ESTRATTO CARTA IDROGEOLOGICA DEL TERRITORIO COMUNALE



Acque sotterranee



Area con profondità falda freatica compresa tra 0 e 2 m. dal p.c.



Area con profondità falda freatica compresa tra 2 e 5 m. dal p.c.



Area con profondità falda freatica compresa tra 5 e 10 m. dal p.c.

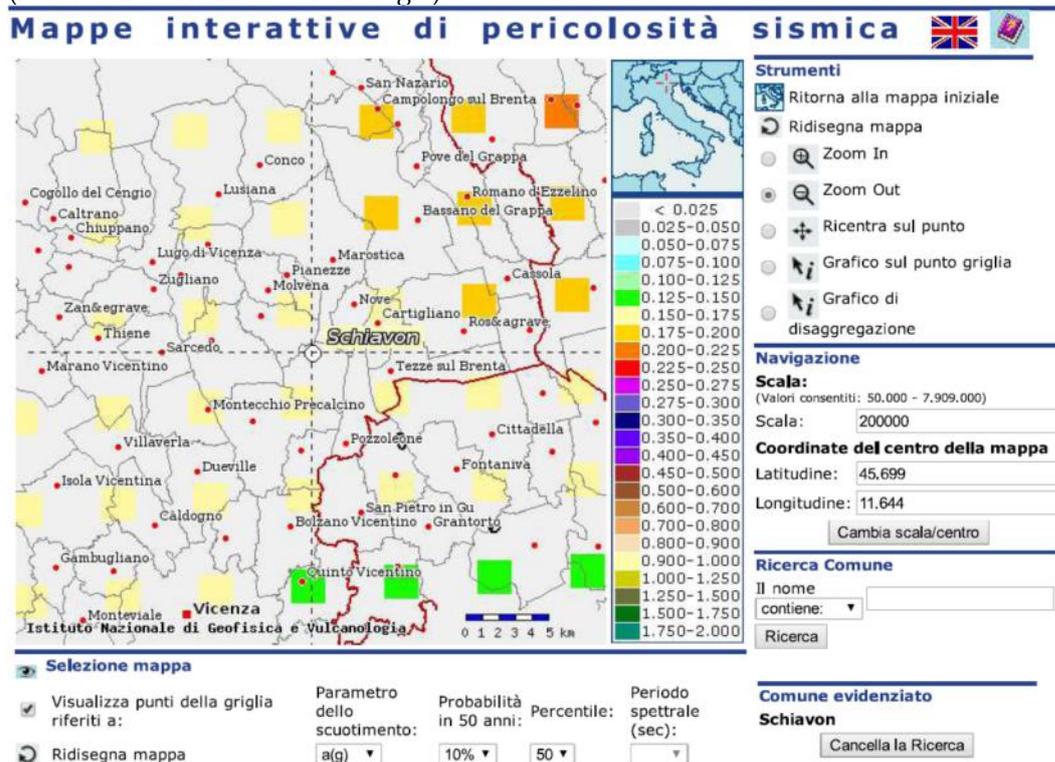
4. CLASSIFICAZIONE SISMICA

Nell'Ordinanza del Consiglio dei Ministri 3274/2003 l'intero territorio nazionale è stato suddiviso in 4 ambiti a pericolosità sismica decrescente (da 1 a 4). Il comune di Schiavon, come per la quasi totalità dei comuni Veneti, è stato inserito nella **zona 3** che corrisponde ad una *pericolosità sismica* medio-bassa.

Questa zona prevede un'accelerazione orizzontale dello spettro di risposta elastica di picco pari a **0,15 g** rispetto il suolo rigido di riferimento, con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni. Più recentemente nella mappa della *pericolosità sismica* elaborata dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia il territorio comunale è compreso entro la fascia di accelerazione massima al suolo **0,15 - 0,175 g** (cfr. allegato).

ESTRATTO MAPPA DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DEL TERRITORIO NAZIONALE

(Istituto di Geofisica e Vulcanologia)



RELAZIONE GEOTECNICA

1. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Al fine di verificare la successione stratigrafica nel sito d'intervento e risalire così alle caratteristiche geotecniche del substrato di fondazione, sono state eseguite 3 prove penetrometriche dinamiche, una nel settore sud, una in quello centrale e l'altra nella porzione ad est del lotto (cfr. planimetria generale allegata), confrontando poi i dati con i risultati di altre prove penetrometriche condotte in zona oltre che un paio di saggi esplorativi a mezzo scavatore meccanico (cfr. doc. fotografica).

I dati di campagna forniti dalle prove oltre che dagli scavi hanno confermato la presenza di alluvioni ghiaiose a partire da - 2.0 m circa dal p.c., contraddistinte da un grado di compattazione variabile, a seconda del contenuto in sabbia e da una buona continuità spaziale in quanto si estendono lateralmente nel lotto d'intervento mantenendo pressochè invariato sia lo spessore che la loro ubicazione nel sottosuolo. Locali differenze sono state invece riscontrate nei depositi sabbioso-limosi più superficiali in quanto il loro spessore sembra diminuire passando da ovest ad est del lotto.

DPL 1-2-3

LE PROVE 2 E 3 RISULTANO AD UNA QUOTA DI CIRCA + 0.80 M RISPETTO ALLA PROVA N.1

LIVELLO A: Terreno vegetale e riporti superficiali (sottofondi e ghiaie)

DPL (n°)	TOP (-m)	BOT (-m)
1	p.c.	0.80

LIVELLO B: Limi, limi sabbiosi limi argillosi argille e intercalazioni sabbiose fini

DPL (n°)	TOP (-m)	BOT (-m)	Rpd min	Rpd max	N _{SPT} Med
1	0.80	2.20	7	18	3
2	0.00	0.80	11	19	3

3	0.00	1.20	16	37	5
---	------	------	----	----	---

Considerando per il livello un comportamento coesivo risulta un valore di coesione non drenata → **Cu = 50 kPa**

LIVELLO B: Sabbie, sabbie con ghiaia e ghiaia con ciottoli con presenza di lenti sabbiose fini

DPL (n°)	TOP (-m)	BOT (-m)	Rpd min	Rpd max	N _{SPT} Med
1	2.20	3.80	25	>100	15
2	0.80	1.20	44	>100	15
3	1.20	2.30	55	>100	31

$$\varphi \geq 34^\circ$$

$$Dr \cong 70\%$$

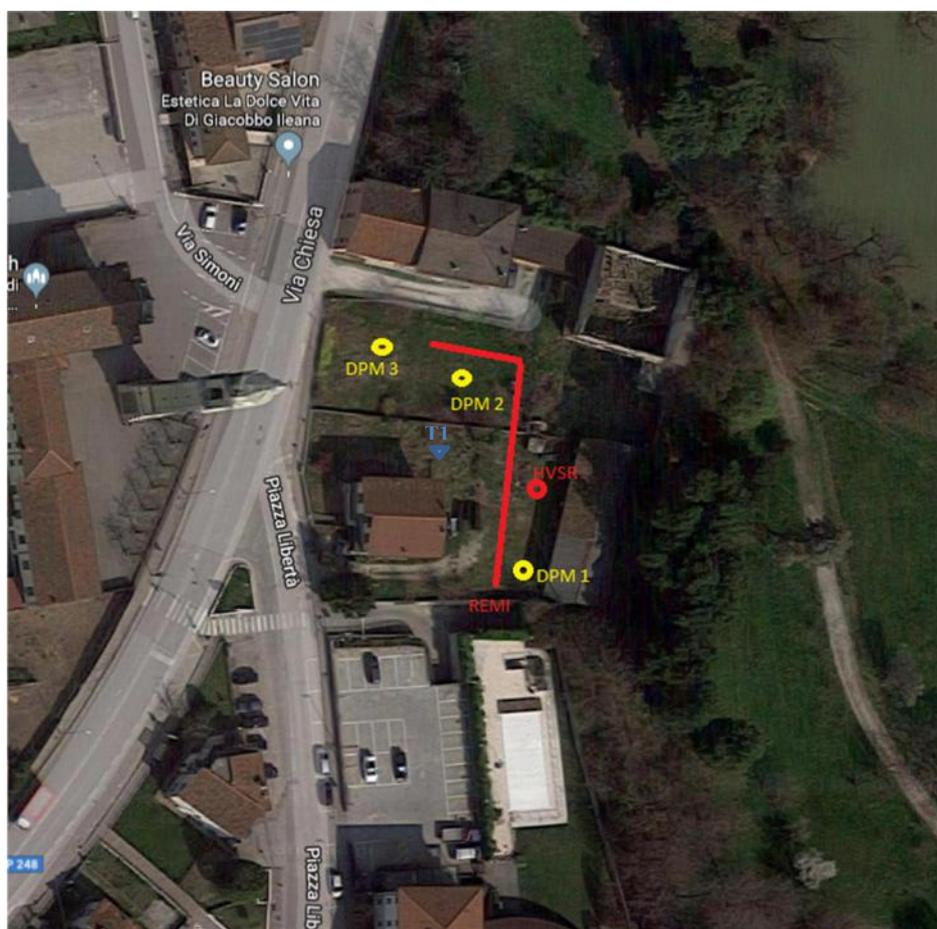
TRINCEA GEOGNOSTICA T1

LIVELLO	STRATIGRAFIA	PROFONDITÀ
Livello A	Riporti: terreno argilloso limoso marrone con riporti (clasti e frammenti di laterizio)	da p.c a - 0.60 m
Livello B	Limo argilloso marrone	da - 0.60 m a - 1.80 m
Livello C	Sabbia fine pulita di colore nocciola	da - 1.80 m a - 2.30 m
Livello D	Sabbia con ghiaia e ciottoli	da - 2.30 m a - 2.80 m
Livello E	Ghiaia con ciottoli anche di grandi dimensioni in abbondante matrice sabbiosa	da - 2.80 a - 3.60 m

FALDA

Nel corso delle indagini in sito **non è stata riscontrata alcuna presenza di falda entro i fori di prova né venute d'acqua entro la trincea geognostica**. Va comunque considerato che le prove sono state eseguite in un periodo "siccitoso" (mese di dicembre) dominato dalla totale assenza di precipitazioni meteoriche anche di tipo nevoso; questa circostanza ha determinato un forte abbassamento delle falda acquifera sotterranea che ha registrato un valore di minimo storico.

UBICAZIONE PROVE GEOGNOSTICHE E SCAVI NEL LOTTO



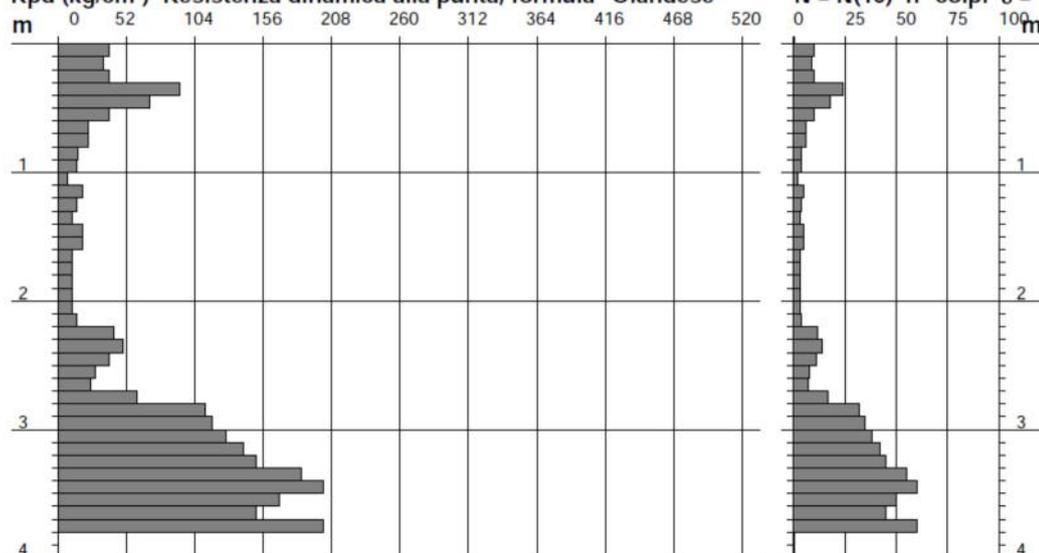
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
 DIAGRAMMA RESISTENZA DINAMICA PUNTA

n° 1

Scala 1: 50

- indagine : Nuova struttura ricettiva alberghiera
 - cantiere : Hotel Ristorante alla Veneziana
 - località : Longa di Schiavon - VI
 - data : 18/12/2018
 - quota inizio : + 80 cm dal p.c.
 - prof. falda : non rilevata

Rpd (kg/cm²) Resistenza dinamica alla punta, formula "Olandese" N = N(10) n° colpi δ = 10



- indagine : Nuova struttura ricettiva alberghiera
 - cantiere : Hotel Ristorante alla Veneziana
 - località : Longa di Schiavon - VI
 - note : prova lato sud
 - data : 18/12/2018
 - quota inizio : + 50 cm dal p.c.
 - prof. falda : non rilevata
 - pagina : 1

n°	Profondità (m)	PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA							VCA	β	Nspt
			M	min	Max	½(M+min)	s	M-s	M+s			
1	0,00 0,40	N	13,3	9	24	11,1	---	---	---	13	0,77	10
		Rpd	51,4	35	93	43,2	---	---	---			
2	0,40 0,90	N	8,8	4	18	6,4	---	---	---	9	0,77	7
		Rpd	34,1	16	70	24,8	---	---	---			
3	0,90 2,20	N	3,6	2	5	2,8	1,0	2,7	4,6	4	0,77	3
		Rpd	13,2	7	18	10,3	3,6	9,6	16,8			
4	2,20 3,00	N	18,9	7	50	12,9	14,8	4,1	33,7	19	0,77	15
		Rpd	65,4	25	168	45,0	49,8	15,6	115,1			

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio
 N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento δ = 10 cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β: Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico β = 0,77) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento δ = 10 cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

n°	Prof.(m)	LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
				DR	φ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
1	0,00 0,40	terreno agrario argilloso	10	35,0	30,0	268	1,93	1,50	0,63	1,90	33	0,892
2	0,40 0,90	sabbia-limosa poco addensata	7	25,0	28,8	245	1,90	1,45	0,44	1,86	36	0,972
3	0,90 2,20	sabbia sciolta	3	11,3	27,2	214	1,86	1,38	0,19	1,78	44	1,194
4	2,20 3,00	sabbia e ghiaia mista	15	42,5	30,0	307	1,96	1,54	---	---	---	---

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento δ = 30 cm)

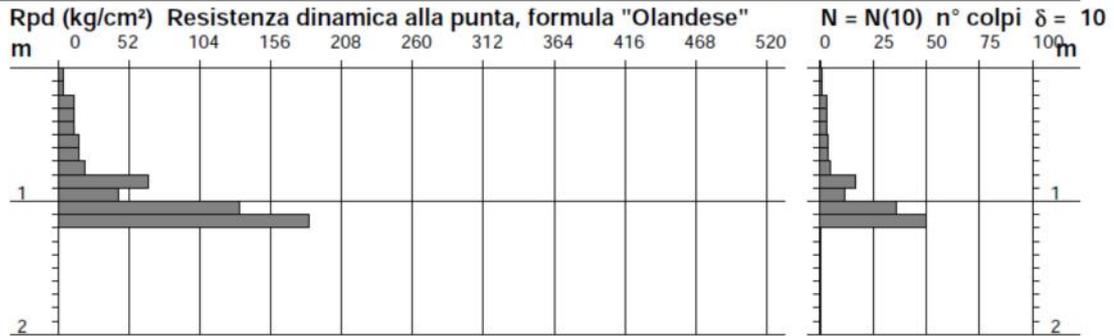
DR % = densità relativa φ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
 e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
 DIAGRAMMA RESISTENZA DINAMICA PUNTA**

n° 2

Scala 1: 50

- indagine : Nuova struttura ricettiva alberghiera - data : 18/12/2018
 - cantiere : Hotel Ristorante alla Veneziana - quota inizio : piano campagna
 - località : Longa di Schiavon - VI - prof. falda : non rilevata

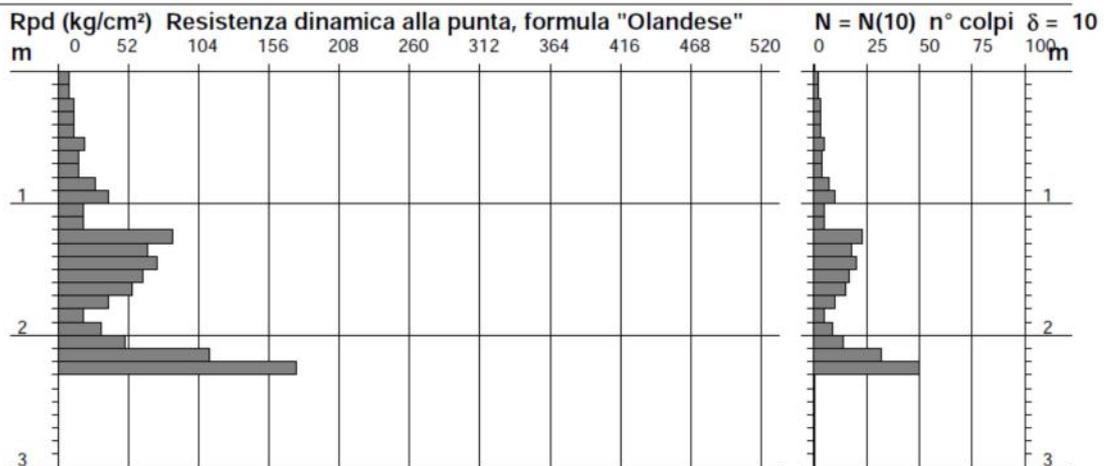


**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
 DIAGRAMMA RESISTENZA DINAMICA PUNTA**

n° 3

Scala 1: 50

- indagine : Nuova struttura ricettiva alberghiera - data : 18/12/2018
 - cantiere : Hotel Ristorante alla Veneziana - quota inizio : piano campagna
 - località : Longa di Schiavon - VI - prof. falda : non rilevata



Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

n°	Prof.(m)		LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
					DR	σ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
1	0.00	0.50		2	----	----	----	----	----	0.13	1.75	47	1.267
2	0.50	1.20	suolo agrario	5	----	----	----	----	----	0.31	1.83	39	1.061
3	1.20	1.70	limo sabbioso	15	42.5	31.5	307	1.96	1.54	0.94	1.96	29	0.773
4	1.70	2.10	sabbia sciolta	8	28.3	29.2	253	1.91	1.46	0.50	1.87	35	0.945
5	2.10	2.30	ghiaia sabbiosa	31	66.0	36.6	430	2.06	1.70	----	----	----	----

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento δ = 30 cm)

DR % = densità relativa σ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
 e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno

ANALISI STATISTICA DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Il valore caratteristico dei parametri di resistenza al taglio dei **livelli coesivi A e B** si stima correlando tali parametri al valore caratteristico della resistenza alla punta del penetrometro statico o comunque a quello cautelativamente assunto.

L'analisi statistica si effettua fissando una probabilità di non superamento del 5% come indicato dall'Eurocodice 7 e dalle NTC2018 utilizzando le seguenti formule:

$$R_{pk} = R_{pm} - X \times \sigma(x) \quad \text{distribuzione normale}$$

$$R_{pk} = R_{pm} - X \times \sigma(x) / \sqrt{n} \quad \text{distribuzione normale (resistenze compensate)}$$

$$R_{pk} = R_{pm} - t \times \sigma(x) \quad \text{distribuzione di Student}$$

$$R_{pk} = R_{pm} - t \times \sigma(x) / \sqrt{n} \quad \text{distribuzione di Student (resistenze compensate)}$$

Dove:

R_{pk} valore caratteristico della resistenza alla punta del penetrometro statico;

R_{pm} valore medio della resistenza alla punta del penetrometro statico;

$\sigma(x)$ scarto quadratico medio del campione;

X parametro dipendente dalla legge di distribuzione e dalla probabilità di non superamento (per una distribuzione di tipo gaussiano e probabilità di non superamento 5% $X = -1,645$).

t t di Student.

La distribuzione normale si applica quando i valori del campione della popolazione superano le 30 unità, nel caso contrario si applica la distribuzione di Student.

Le resistenze compensate sono applicabili quando le opere coinvolgono variazioni tensionali grandi volumi di terreno

L'indagine non ha fornito un numero sufficiente di valori di R_p necessari per poter eseguire l'analisi statistica, pertanto:

Nelle valutazioni che il progettista deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti.

Nelle ns verifiche, si utilizzerà in via cautelativa, in assenza di prove di laboratorio un angolo d'attrito medio, competente al livello ghiaioso sabbioso al di sotto dei 3.50 m dal livello terreni pari a:

$$\varphi_k = 33^\circ$$

2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMO E DI ESERCIZIO (NTC 2018)

In ottemperanza a quanto previsto dal nuovo DM 17/01/2018, le **verifiche geotecniche** necessarie ai fini di un corretto dimensionamento delle strutture da realizzare, sia per le opere di fondazione che in elevazione, riguardano:

- Lo stato limite ultimo (SLU) , che equivale alla verifica geotecnica della capacità portante del sottosuolo (Q_{amm}); il collasso della struttura si ha infatti per raggiungimento del carico limite (Q_{lim}) quale valore di progetto della resistenza del *sistema geotecnico*.
- Lo stato limite di esercizio (SLE), che equivale al calcolo dei cedimenti sotto il piano di posa delle fondazioni. La verifica si basa sulle deformazioni del terreno compatibili e non, rispetto al valore di progetto delle azioni.

In pratica è essenziale conoscere già a priori le scelte strutturali previste dal tecnico progettista dell'opera al fine di produrre un *modello geotecnico* oltre che *geologico* compatibile con i requisiti e le prestazioni attese dalle strutture da realizzare.

Nel caso in esame si prevede la realizzazione di un edificio con un piano interrato e tre piani in elevazione; viste le caratteristiche dei terreni, il planivolumetrico del fabbricato e la profondità della falda (assente fino a - 3.60 m al momento dell'indagine) si sono effettuate verifiche geotecniche di capacità portante (SLU) e cedimenti (SLE) per una *fondazione a platea con piano di posa a - 3.50 m su un livello ghiaioso sabbioso uniformemente distribuito* (compatibile con la genesi della pianura Veneta).

– VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

La verifica *SLU* verrà eseguita secondo l'*approccio 2* unico previsto dalla normativa vigente, in quanto più severo per il dimensionamento strutturale; tale verifica denominata per l'appunto anche "strutturale" (STR) diventa significativa solo se sono noti i carichi permanenti e variabili di progetto e pertanto si rimanda al progettista il calcolo appropriato con questa combinazione di coefficienti (A1-M1-R3).

La resistenza di progetto si determina a partire dal carico limite utilizzando la seguente espressione:

$$Rd = \frac{1}{\gamma_R} \cdot q \text{ lim}$$

Il carico limite si calcola applicando la formula di Vesic:

$$q \text{ lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot (s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \cdot d_\gamma \cdot h_\gamma) + c \cdot N_c \cdot (s_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot d_c \cdot h_c) + N_q \cdot \gamma \cdot D \cdot (s_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot d_q \cdot h_q)$$

Dove (rif. Allegato 1):

$N_\gamma; N_c; N_q$ fattori di capacità portante;

$B'; L'$ dimensioni della fondazione equivalente per carico eccentrico;

$s_\gamma; s_c; s_q$ fattori correttivi dipendenti dalla forma della fondazione;

$i_\gamma; i_c; i_q$ fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del carico;

$b_\gamma; b_c; b_q$ fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione della base della fondazione;

$g_\gamma; g_c; g_q$ fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna;

$d_\gamma; d_c; d_q$ fattori correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa;

$h_\gamma; h_c; h_q$ fattori correttivi che tengono conto dell'azione sismica (Maugeri e Novità).

Nel calcolo, per semplificare, si pone: $b_\gamma; b_c; b_q = g_\gamma; g_c; g_q = d_\gamma; d_c; d_q = 1$

Si riporta di seguito una tabella con la sintesi dei risultati ottenuti.

Si considera:

$\phi'k = 33^\circ$ (cautelativo)

$\gamma = 18$ kN/mc

D = 0.50 m (spessore presunto della fondazione)

B* = base fittizia (striscia di larghezza pari a 1.00 m)

Nq = 26.09

Nc = 38.64

N γ = 24.44 (Hansen 1970)

FATTORI DI FORMA

sq = 1,00

s γ = 1,00

sc = 1,00

FATTORI DI INCLINAZIONE DEL CARICO

iq = 1,00

i γ = 1,00

ic = 1,00

FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE COND. SISMICHE

(MAUGERI E NOVITA')

hq = 1,00

h γ = 1,00

hc = 1,00

RISULTATI

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

qlim = 454.88 kPa carico limite

coefficiente di capacità portante NTC 2018

$\gamma_P = 2,3$

resistenza di progetto

Rd = 198 kPa

Si ricorda che la resistenza di progetto dipende anche dall'inclinazione e dal punto di applicazione del carico. Le verifiche di capacità portante dovranno essere pertanto rifatte dall'Ing. Calcolatore delle strutture alla luce delle reali sollecitazioni agenti (considerando anche le procedure, le ipotesi ed i parametri geomeccanici contenuti nella presente relazione).

Si ricorda altresì che tutte le verifiche agli SLU SLV e SLE dovranno essere prodotte dal progettista strutturale e riportate in una specifica relazione geotecnica sulle fondazioni.

– VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

La seconda verifica SLE riguarda il calcolo dei cedimenti in condizioni statiche, al di sotto del piano di posa della fondazione, per la cui determinazione si utilizzeranno i dati riportati nella tabella precedente desunti dalla prova penetrometrica dinamica SPT. Tali parametri rimangono infatti invariati in quanto il coefficiente di sicurezza parziale introdotto dalla normativa (γ_M) è unitario, così come quello riferito alle azioni di progetto (γ_F).

La profondità complessiva del terreno analizzato è quella raggiunta dalla prova n° 1 ovvero la più profonda che ha raggiunto i - 3.6 m dal p.c. La stima dei cedimenti di consolidazione si effettua applicando la teoria monodimensionale di Terzaghi, trascurando gli strati a medio alta densità, con la formula:

$$\Delta H = H \cdot CR \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta p}{\sigma'_{vo}}\right)$$

Nel caso di appoggio su terreni granulari a medio alto addensamento presenti oltre la - 3.20 m dal piano campagna, **non sono previsti cedimenti di consolidazione**. Eventuali cedimenti di natura elastica sono stimabili sulla base delle resistenze di punta con l'equazione:

$$\Delta H = \frac{H * \Delta P}{\alpha * R_p}$$

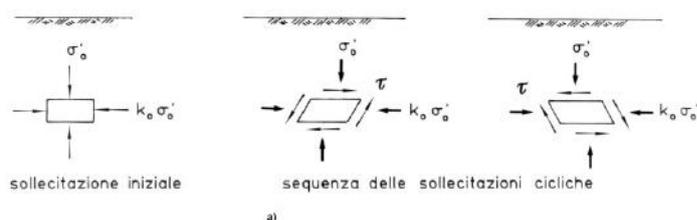
e sono quantificabili nell'ordine del centimetro. Essi andranno esaurendosi presumibilmente al completamento del carico. Sarà cura dell'Ing. Calcolatore, alla luce della reale struttura di progetto e della stima dei cedimenti, verificare che agli $SLE \rightarrow Cd \geq Ed$

Si consiglia in ogni caso di prevedere una platea sufficientemente rigida da trasmettere un carico pressochè uniforme su tutta l'impronta dell'edificio ed indipendente dalle strutture preesistenti (Piano interrato dell'Hotel "Alla Veneziana").

3. STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

Il fenomeno della liquefazione interessa quei depositi sabbiosi saturi che, nel corso di un terremoto o più genericamente durante e immediatamente dopo una sollecitazione di tipo ciclico, subiscono una drastica riduzione della resistenza al taglio.

La causa principale della liquefazione dei terreni non coesivi saturi, che si verifica nel corso dei terremoti, è il sorgere dell'eccesso delle pressioni interstiziali indotte dalle sollecitazioni di taglio cicliche che sono attribuite alla propagazione nel terreno delle onde di taglio:



La verifica viene effettuata alla procedura proposta da Robertson & Wride (1997) per il quale il fattore di sicurezza FSL risulta:

$$FSL = \frac{CRR_{7.5}}{CSR_{7.5}}$$

Nel caso in studio vista la presenza di terreni granulari ben addensati, **non si riscontrano le ipotesi che possono portare a fenomeni di liquefazione dei terreni in sito.**

4. RISPOSTA SISMICA LOCALE

Sulla base dei risultati ottenuti dalle *prospezioni sismiche passive* condotte in sito, mediante la tecnica Re.Mi. e la tecnica HVSR (cfr. Relazione Sismica allegata), la categoria di sottosuolo viene identificata correlando i valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio con la resistenza alla punta del penetrometro dinamico (qc).

Premesso che la profondità del *bedrock sismico* è risultata essere superiore ai 30 m , i valori della V_{seq} corrispondono alla V_{s30} della precedente normativa tecnica. Pertanto, la correlazione viene effettuata con l'espressione di Iyisian (1996):

argilla	$V_s = 55.3 \cdot qc^{0.377}$
sabbia	$V_s = 0.70 \cdot qc + 218$

mentre il valore di $V_{s,30}$ si determina con la formula

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

Dove

h_i = spessore (in metri) dell' i -esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità;

$V_{s,i}$ = velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

Sulla base dei risultati delle indagini effettuate mediante tecnica HVSR, nell'ipotesi di appoggio della fondazione a circa 3.60 m dal piano campagna attuale, si classifica il terreno come appartenente alla categoria suolo di fondazione **tipo B**.

In allegato a fine testo è riportata la relazione sismica specifica completa dei risultati ottenuti.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

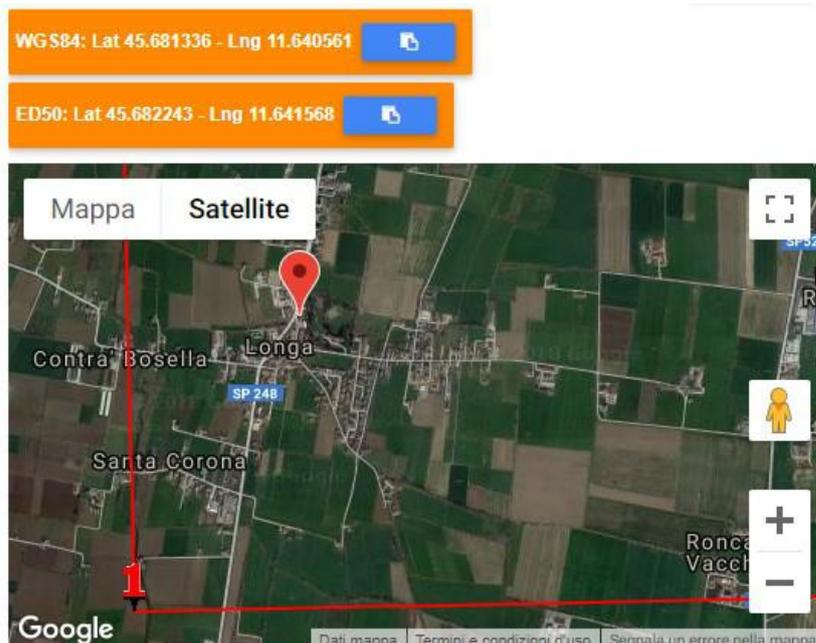
Inoltre si evidenzia che il sito d'indagine rientra nella categoria topografica T1.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

Infine il sito d'indagine è caratterizzato dai seguenti parametri sismici di progetto.

CLASSE USO II			Cu=1			
VITA NOMINALE			50	anni		
CATEGORIA SUOLO DI FONDAZIONE			B			
CATEGORIA TOPOGRAFICA			T1			
STATO LIMITE	TR (s)	ag (m/s ²)	Fo	T*c (s)	Ss	St
SLO	30	0,44	2,48	0,238	1,20	1,00
SLD	50	0,59	2,472	0,252	1,20	1,00
SLV	475	1,64	2,399	0,292	1,20	1,00
SLC	975	2,15	2,41	0,295	1,19	1,00



5. VERIFICA DI STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO

Considerato che per la realizzazione dell'ampliamento in progetto l'altezza del fronte di scavo sarà di circa 3.5 m e che i terreni attraversati sono costituiti da depositi alluvionali sabbiosi e ghiaiosi a differente stato di addensamento, verranno qui di seguito analizzate le *altezze critiche* oltre le quali non è assicurata la stabilità di tali fronti.

Dai risultati ottenuti dalle prove penetrometriche, il sottosuolo del sito d'intervento può essere suddiviso in due strati principali : una porzione più superficiale composta da sabbie-limose poco addensate, intercettate fino ad una profondità massima di - 2.10 m, e un sottostante deposito in ghiaia e sabbia sciolte a maggior stato di addensamento, che raggiunge i - 3.5 m dal .p.c. (spessore 1.4 m).

Il calcolo dell'angolo di equilibrio limite verrà eseguito suddividendo la scarpata di scavo in queste due porzioni, contraddistinte dai seguenti parametri geotecnici significativi:

parametri	Sabbia-limosa sciolta	Sabbia e ghiaia mediamente addensata
angolo attrito efficace	$\varphi' = 27^\circ$	$\varphi' = 33^\circ$
Peso di volume	$\gamma = 1,7 \text{ t/mc}$	$\gamma = 1,8 \text{ t/mc}$
Coesione	$C = 0$	$C = 0$
Spessore	2.1 m	1.4 m

il valore da determinare sarà quello dell'angolo β , quale **inclinazione della scarpata di scavo rispetto il piano orizzontale (angolo di scarpa)**. Le condizioni di equilibrio limite sono quelle in cui le forze stabilizzanti e quelle de-stabilizzanti si equivalgono, secondo la seguente relazione empirica che individua così un coefficiente di sicurezza F:

$$F_s = (C + \gamma \times Z \times \cos\beta \times \text{tg } \varphi) / \gamma \times Z \times \text{sen}\beta$$

La normativa vigente (D.M. 17/1/2018) prevede che venga rispettata la condizione limite $F_s \geq 1,1$.

Le verifiche qui di seguito riportate sono state eseguite utilizzando un nuovo programma per la *verifica di stabilità dei pendii* creato dal Prof. Borselli, ricercatore del CNR_IRPI di Firenze, ora docente all'Università di San Luis Potosi in Mexico, che ha elaborato un codice di calcolo avanzato ed innovativo basato sul *metodo di calcolo dell'equilibrio limite (LEM)*. Il programma può in realtà utilizzare 7 differenti metodi rigorosi, a partire dal metodo di Morgenstern & Price del 1965 al più recente metodo del Prof. Borselli datato 2016, **ed ha lo scopo di individuare le aree del pendio in cui il fattore F_s assume un valore minimo.**

Nel primo caso la verifica di stabilità del pendio è stata fatta considerando una scarpata di scavo "verticale" che attraversa i due depositi alluvionali sopraccitati; nella verifica lo strato superficiale che individua il piano campagna (livello 1) è stato interpretato come un livello coesivo ($C_u = 10 \text{ KPa}$), ma la porzione sottostante (livello 2) è quella più a rischio di cedimento in quanto è attraversata dal "cerchio di rottura" critico il cui **valore minimo è $F_s = 0.8 < 1.1$.**

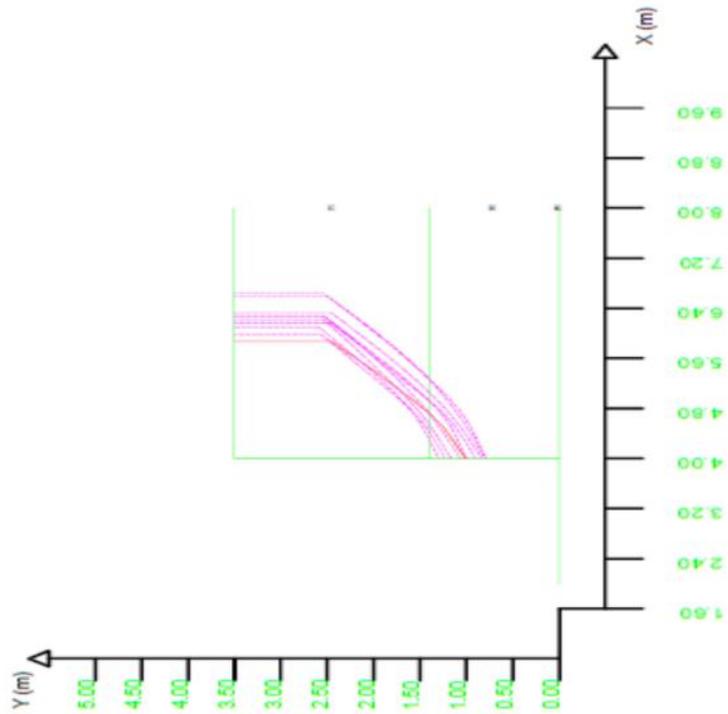
VERIFICA FATTORE DI SICUREZZA FS - PARETE VERTICALE

Parametri Sototecnici degli strati

N.	phi°	C'	Cu	Gamm	GammSat	sgoi	GSI	mi	D
--	deg	kPa	kPa	kN/m3	kN/m3	MPa	--	--	--
1	0	0	10.00	17.00	18.00	0	0	0	0
2	27.00	0	0	17.00	18.00	0	0	0	0
3	33.00	0	0	19.00	20.00	0	0	0	0

SSAP 4.9.8 (2018) - Slope Stability Analysis Program
 Software by Dr. Geol. L. Boselli - www.lorenzo-boselli.eu
 SSAP70XP generator nel 1.5.2 (2018)
 Data : 15/1/2019
 Localita' :
 Descrizione :
 [n] = N. strato o lente

Modello di calcolo : Morgenstern - Price (1965)



DATI 10 SUP. CON MINOR Fs

Fs minimo : 0.8531
 Range Fs : 0.8531 - 0.9833
 Differenza % Range Fs : 14.11
 Coefficiente Sismico orizzontale - K_h: 0.0000

GENERAZIONE SUPERFICCI RANDOM

Campione Superfici - N.: 10000
 Lunghezza media segmenti (m) : 0.2
 Range X inizio generazione : 2.1 - 7.5
 Range X termine generazione : 2.7 - 7.9
 Livello Y minimo considerato : 0.0

La seconda verifica è stata fatta considerando una scarpata tipo di altezza pari a 3.50 m ed arretramento 3.00 m in cui l'angolo di scarpa $\beta = 49^\circ$ (valore medio). Dai risultati ottenuti è emerso che per tale inclinazione il fattore di sicurezza minimo **$F_s = 1.65$ quindi superiore al limite previsto dalla normativa vigente ($F_s \geq 1.1$)**. Da notare, anche in questo caso, come il "cerchio di rottura" critico non si innesti nello strato in ghiaia basale ma coinvolga quasi totalmente il livello soprastante in sabbia-limoso fine. Pertanto il rischio di cedimento della scarpata risulta più elevato proprio in corrispondenza della porzione superiore del pendio rispetto quella sottostante ad elevata frazione ghiaiosa.

Non è stata però contemplata la presenza di un eventuale filtrazione d'acqua laterale o dal basso dovuta, nel primo caso, a fenomeni di dispersione delle vicine rogge d'irrigazione o, nel secondo, alla risalita della falda idrica sotterranea. Queste circostanze possono determinare un rapido allentamento nei terreni attraversati con l'innescò di cedimenti e franamenti dei fronti di scavo. Si consiglia pertanto di valutare prima dell'inizio degli scavi l'opportunità di un impianto di aggettamento della falda e/o un sistema di allontanamento delle acque circolanti dalle pareti dello scavo e dall'interno dello stesso.

Nel caso non fosse possibile eseguire le scarpe come da schema si dovranno sostenere le pareti dello scavo con opportune opere provvisorie di sostegno anche tenendo conto di eventuali sovraccarichi dovuti alla presenza della strada e di edifici limitrofi. Si consiglia inoltre di impermeabilizzare il piano interrato e di porre particolare attenzione alle zone di collegamento, evitando qualsiasi discontinuità nella platea che potrebbero fungere da conduttore di eventuali acque circolanti.

VERIFICA FATTORE DI SICUREZZA FS - PARETE INCLINATA $\beta = 49^\circ$ (valore medio)

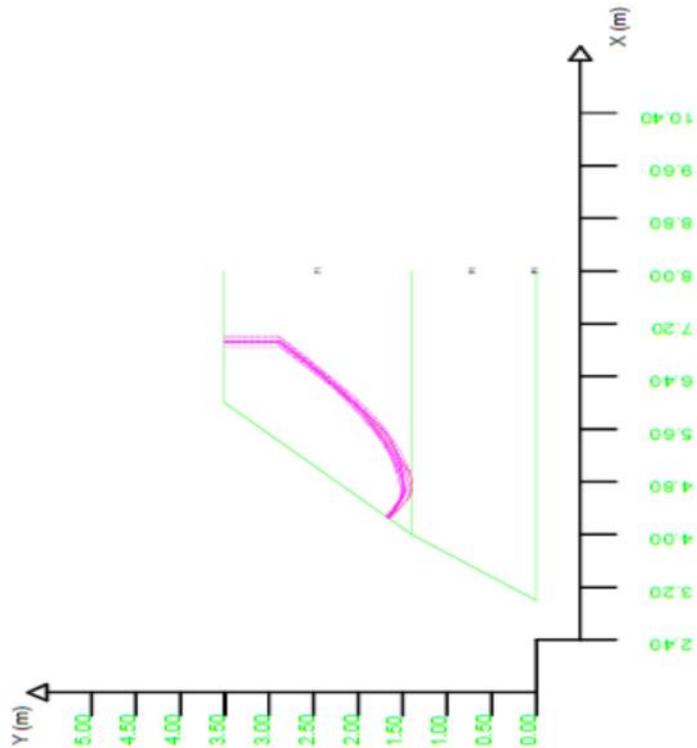
SSAP 4.0.8 (2018) - Slope Stability Analysis Program
 Software by Dr.Geol. L.Borselli - www.lorenzo-borselli.eu
 SSAP/DXF generator rel. 1.5.2 (2018)

Data : 15/1/2019
 Localita' :
 Descrizione :
 [n] = N, strato o lente

Parametri Geotecnici degli strati

N.	phi'	C'	Cu	Gamm	GammSat	sgci	GSI	mi	D
--	deg	kPa	kPa	MNm3	MNm3	MPa	--	--	--
1	0	0	10.00	17.00	18.00	0	0	0	0
2	27.00	0	0	17.00	18.00	0	0	0	0
3	33.00	0	0	19.00	20.00	0	0	0	0

Modello di calcolo : Morgenstern - Price (1965)



DATI 10 SUP. CON MINOR Fs

Fs minimo : 1.6567
 Range Fs : 1.6567 - 1.6951
 Differenza % Range Fs : 2.27
 Coefficiente Sismico orizzontale - Kh: 0.0000

GENERAZIONE SUPERFICI RANDOM

Campione Superfici - N: 10000
 Lunghezza media segmenti (m) : 0.2
 Range X inizio generazione : 3.1 - 7.6
 Range X termine generazione : 3.6 - 7.9
 Livello Y minimo considerato : 0.0

CONCLUSIONI

Nel sottosuolo dell'area d'indagine è presente una successione caotica di depositi alluvionali a granulometria ghiaioso-sabbiosa mista contraddistinta da una buona continuità spaziale, in quanto i singoli livelli deposizionali si estendono lateralmente ed in profondità nel sito d'intervento mantenendo pressochè invariate le loro caratteristiche granulometriche e sedimentarie.

Locali differenze sono state invece individuate nei depositi sabbioso-limosi più superficiali, ovvero presenti a partire dal piano campagna fino ai - 2.0 m circa di profondità in quanto, da un lato il lotto d'intervento presenta un evidente dislivello tra la sua porzione nord e quella sud pari a circa un metro, dall'altro nella zona centrale è stata riscontrata la presenza di terreno di riporto a granulometria sabbioso-ghiaiosa mista per il primi 60 - 80 cm ca. Si può comunque confermare che dopo tale profondità i depositi campionati denotano caratteristiche geotecniche progressivamente migliori verso il basso, con l'aumentare della frazione ghiaioso-sabbiosa a spese di quella limosa fine; infatti dai - 1.5 ai - 2.3 m dal p.c. si passa da depositi in *Sabbia-limosa fine localmente sciolta* (livello C) a *Ghiaia medio-grossa in scarsa matrice sabbiosa addensata* (livello D), in grado quest'ultima di sopportare un carico strutturale decisamente più elevato.

Pertanto considerando che il fabbricato ad uso turistico-ricettivo in progetto si svilupperà su quattro piani fuoriterza con un ampio piano interrato, **si prevede di posizionare le opere di fondazione ad una profondità di - 3.5 m dalla quota del p.c. attuale, ovvero a contatto con i depositi in ghiaia e sabbia ben addensata.** Le verifiche agli *stati limite* previsti dalla normativa vigente (NTC 2018) sono state eseguite considerando un metro quadrato di fondazione continua (capacità portante unitaria) ed il carico massimo ammissibile per tale tipologia strutturale è risultato $Q_{amm} = 19,8 \text{ t/mq}$ (per posa a - 3.5 m dal p.c.). Nel caso di appoggio su terreni granulari a medio alto addensamento presenti oltre la - 3.20 m dal piano campagna, non sono previsti cedimenti di consolidazione. Eventuali

cedimenti di natura elastica, stimabili sulla base delle resistenze di punta, si esauriranno presumibilmente al completamento del carico e sono quantificabili nell'ordine del centimetro.

Si consiglia comunque di prevedere una **fondazione "a platea"** sufficientemente rigida in grado di distribuire il sovraccarico strutturale su tutta l'impronta dell'edificio (scollegandolo dall'edificio esistente), oltre che di contrastare le possibili interferenze con le oscillazioni della superficie piezometrica sotterranea. *Si rimanda comunque le verifiche SLU e SLE al progettista delle opere strutturali in quanto, attualmente, non sono noti i carichi permanenti, variabili ed accidentali di progetto né i punti di applicazione degli stessi (cfr. carichi eccentrici).*

In merito alla sismicità del sottosuolo, si allega la relazione sismica effettuata dai colleghi dello Studiosisma di Vicenza mediante l'esecuzione di n°1 prospezione sismica con tecnica passiva Re.Mi accompagnata da n°2 prospezioni sismiche a stazione singola HVSR con tromometro digitale. Le prove sono state posizionate in modo da indagare tutto l'ambito d'intervento ed hanno confermato la presenza di un substrato in ghiaia e sabbia mista da moderatamente addensato a mediamente addensato che, per piano di posa oltre i 2.0 m di profondità, è contraddistinto da una $V_{S30} > 360$ m/s ma $V_{S30} < 800$ m/s; pertanto nel caso in esame esso rientra nella **Categoria di sottosuolo B** della normativa vigente (cfr. allegato).

Infine sono state condotte le verifiche di stabilità della scarpata di scavo considerando che si prevedono fronti di altezza media pari a 3.5 m. Data la natura granulare dei depositi attraversati e la presenza di un deposito limoso-sabbioso superficiale di circa 2.0 m di spessore, *non è possibile mantenere un fronte verticale in quanto il fattore di sicurezza che ne misura la sua stabilità è inferiore al limite previsto dalla normativa vigente ($F_s = 0.8 < 1.1$).* La seconda verifica è stata fatta considerando una scarpata tipo di altezza pari a 3.50 m ed arretramento 3.00 m in cui l'angolo di scarpa $\beta = 49^\circ$ (valore medio). Dai risultati ottenuti è emerso che per tale inclinazione il fattore di sicurezza minimo **$F_s = 1.65$ quindi superiore al limite previsto dalla normativa vigente ($F_s \geq 1.1$)**. Da notare come il "cerchio di rottura" critico non si innesti nello strato in ghiaia basale ma coinvolga quasi

totalmente il livello n°1 in sabbia-limoso fine. Pertanto il rischio di cedimento della scarpata risulta più elevato proprio in corrispondenza della porzione superiore del pendio rispetto quella sottostante ad elevata frazione ghiaiosa.

Non è stata però contemplata la presenza di un eventuale filtrazione d'acqua laterale o dal basso dovuta, nel primo caso, a fenomeni di dispersione delle vicine rogge d'irrigazione o, nel secondo, alla risalita della falda idrica sotterranea. Queste circostanze possono determinare un rapido allentamento nei terreni attraversati con possibili cedimenti e franamenti dei fronti di scavo. Si consiglia pertanto di valutare prima dell'inizio degli scavi l'opportunità di un impianto di aggottamento della falda e/o un sistema di allontanamento delle acque circolanti dalle pareti dello scavo e dall'interno dello stesso.

Nel caso non fosse possibile eseguire le scarpe come da schema si dovranno sostenere le pareti dello scavo con opportune opere provvisorie di sostegno anche **tenendo conto di eventuali sovraccarichi dovuti alla presenza della strada e di edifici limitrofi**. Si consiglia inoltre di impermeabilizzare il piano interrato e di porre particolare attenzione alle zone di collegamento, evitando qualsiasi discontinuità nella platea che potrebbero fungere da conduttore di eventuali acque circolanti.

Bassano li,16.01.19

Dr. Geol. Lilia Viero



Allegato: INDAGINE GEOFISICA

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA - SAGGIO ESPLORATIVO SPINTO A - 3.6 M DA P.C.



Dr.Geol. Lilia Viero
Viale Vicenza, 93/I
36061 Bassano del Grappa (VI)
