

Città di Stradella

Provincia di Pavia



Piano Attuativo in variante al PGT "via Bottini n. 20" ai sensi dell'art. 14 LR n. 12/05 e art. 30 L n. 457/78

Progetto urbanistico



ALLEGATO D - Relazione geologica-geotecnica

committenti

Giuseppe Morabito

via F.lli Cervi n. 8 - 27049 Stradella (Pv)

Valeria Morabito

via F.lli Cervi n. 8 - 27049 Stradella (Pv)



COMUNE DI STRADELLA

Provincia di Pavia

**DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE CON AMPLIAMENTO DI
IMMOBILE RESIDENZIALE - VIA BOTTINI, 20**

RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA

COMMITTENTE:

Sig. Giuseppe Morabito

Via F.lli Cervi, 8

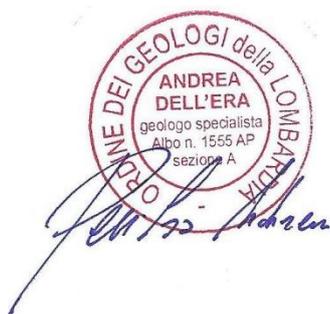
27049 Stradella (PV)

Redatta da:

Dott. Geol. Andrea Dell'Era

Rivista ed approvata da:

Dott. Geol. Andrea Dell'Era



Broni (PV), aprile 2021

INDICE

1. PREMESSA.....	1
1.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	1
2. STATO DI FATTO E DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO.....	3
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO	4
3.1 CONFRONTO CON GLI STRUMENTI URBANISTICI LOCALI.....	6
4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	10
4.1 CARATTERISTICHE MACROSISMICHE DELL'AREA.....	10
4.2 DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE	12
4.3 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CATEGORIA TOPOGRAFICA.....	12
4.4 PARAMETRI SISMICI DI RIFERIMENTO.....	13
5. INDAGINI GEOGNOSTICHE	19
6. DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI	20
7. VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	22
8. FONDAZIONI - SCELTA DELLA TIPOLOGIA E VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO	24
9. CONCLUSIONI.....	29
ALLEGATO 1.....	30
ALLEGATO 2.....	33

1. PREMESSA

La presente relazione tecnica costituisce il supporto geologico-geotecnico preliminare ai lavori di demolizione e ricostruzione con ampliamento di immobile residenziale sito entro i confini comunali di Stradella (PV), in Via Bottini al civico 20.

Finalità dello studio è in particolare quella di individuare le problematiche di ordine geologico-geotecnico connesse all'equilibrio fondazionale della struttura. L'acquisizione diretta dei dati di campagna è avvenuta attraverso un'indagine geognostica effettuata nel giorno 07/04/2021 e caratterizzata da n.2 prove penetrometriche dinamiche spinte fino alla profondità di 10,0 m rispetto al p.c..

I dati raccolti sono stati quindi integrati con quelli esistenti, derivanti da studi pregressi in zone limitrofe, dalla letteratura di riferimento e dalla cartografia tecnica disponibile.

Pertanto, considerando gli obiettivi sopra esposti, l'indagine si è articolata attraverso la successione delle seguenti fasi:

- esame dei dati geologici ed idrogeologici pregressi della zona, disponibili tramite bibliografia;
- rilevamento morfologico-idrologico speditivo dell'area e del suo relativo intorno;
- esecuzione delle prospezioni geognostiche in situ e misura dei valori di resistenza penetrometrica;
- verifica dell'eventuale presenza di acqua di falda;
- ricostruzione dell'assetto litostratigrafico e caratterizzazione geologico-tecnica dei terreni di fondazione con la definizione dei parametri geomeccanici;
- valutazione delle scelte fondazionali in relazione alle possibili interazioni tra terreno e sovrastruttura.

1.1 *NORMATIVA DI RIFERIMENTO*

Lo studio è stato condotto in accordo con quanto previsto dalla normativa vigente:

- ✓ **D.M. LL.PP. 11.03.88** *“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”*;
- ✓ **D.M. LL.PP. 14.01.08** *“Norme tecniche per le costruzioni”*;
- ✓ **Circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici 02.02.09** *“Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni”*;
- ✓ **Eurocodice 7** *“Progettazione geotecnica – parte I: Regole Generali (1997) – parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002) – parte III: progettazione assistita con prove in sito (2002)”*;
- ✓ **Eurocodice 8 (1998)** *“Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture – parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”*;
- ✓ **O.P.C.M. n.3274 20.03.03** *“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”*;
- ✓ **O.P.C.M. n.3519 28.04.06** *“Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone”*;
- ✓ **Allegato al voto n.36 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici 27.07.07** *“Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale”*;
- ✓ **D.G.R. 11 luglio 2014 n. X/2129** *“Aggiornamento della classificazione sismica dei Comuni della Lombardia, in attuazione della Legge 112/1998, della L.R. 1/2000 Art.3 comma 108 lett.d), del D.P.R. 380/2001”*;
- ✓ **D.G.R. 30 marzo 2016 n. X/5001** *“Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (artt. 3, comma 1, e 13, comma 1, della L.R. 33/2015)”*;
- ✓ **DECRETO 17 gennaio 2018** *“Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”*.

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

Il territorio comunale di Stradella (PV) è caratterizzato da un aspetto geomorfologico misto pianeggiante e collinare con altimetrie comprese fra 50,0 m s.m. e 200,0 m s.m. circa; il contesto geologico di pertinenza è stato desunto dall'esame del Foglio 59 (Pavia) della Carta Geologica d'Italia, alla scala 1:100.000, come rappresentato in Figura 3.1.

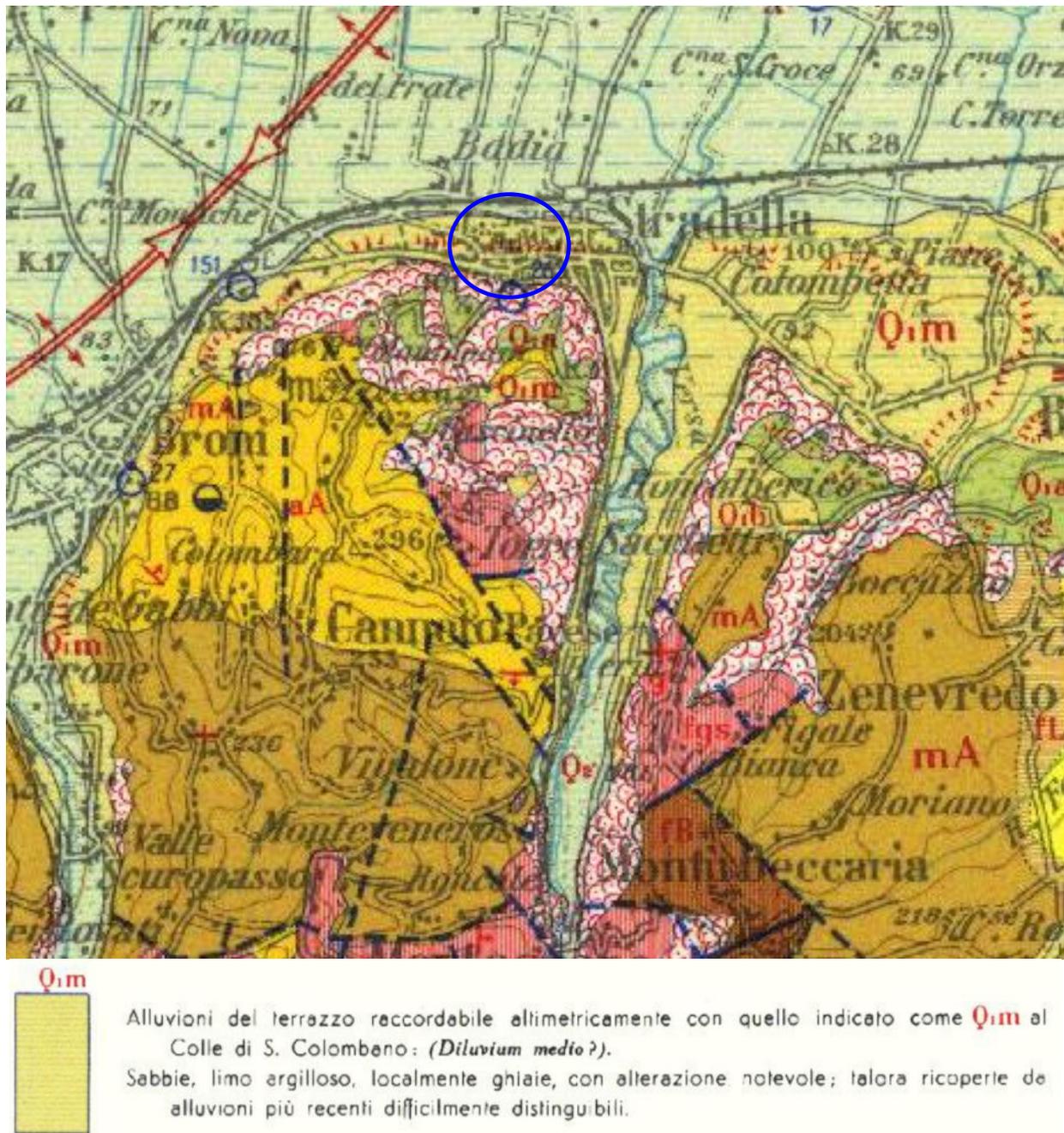


Figura 3.1: Estratto Carta Geologica d'Italia - Foglio 59 (Pavia)

Dall'esame della Carta di Inquadramento Geolitologico e Strutturale allegata al PGT si evince la presenza di depositi ascrivibili al Fluviale Medio, caratterizzati da limi sabbiosi, sabbie e localmente ghiaie e ciottoli, la coltre di copertura risulta costituita da argille sabbiose.

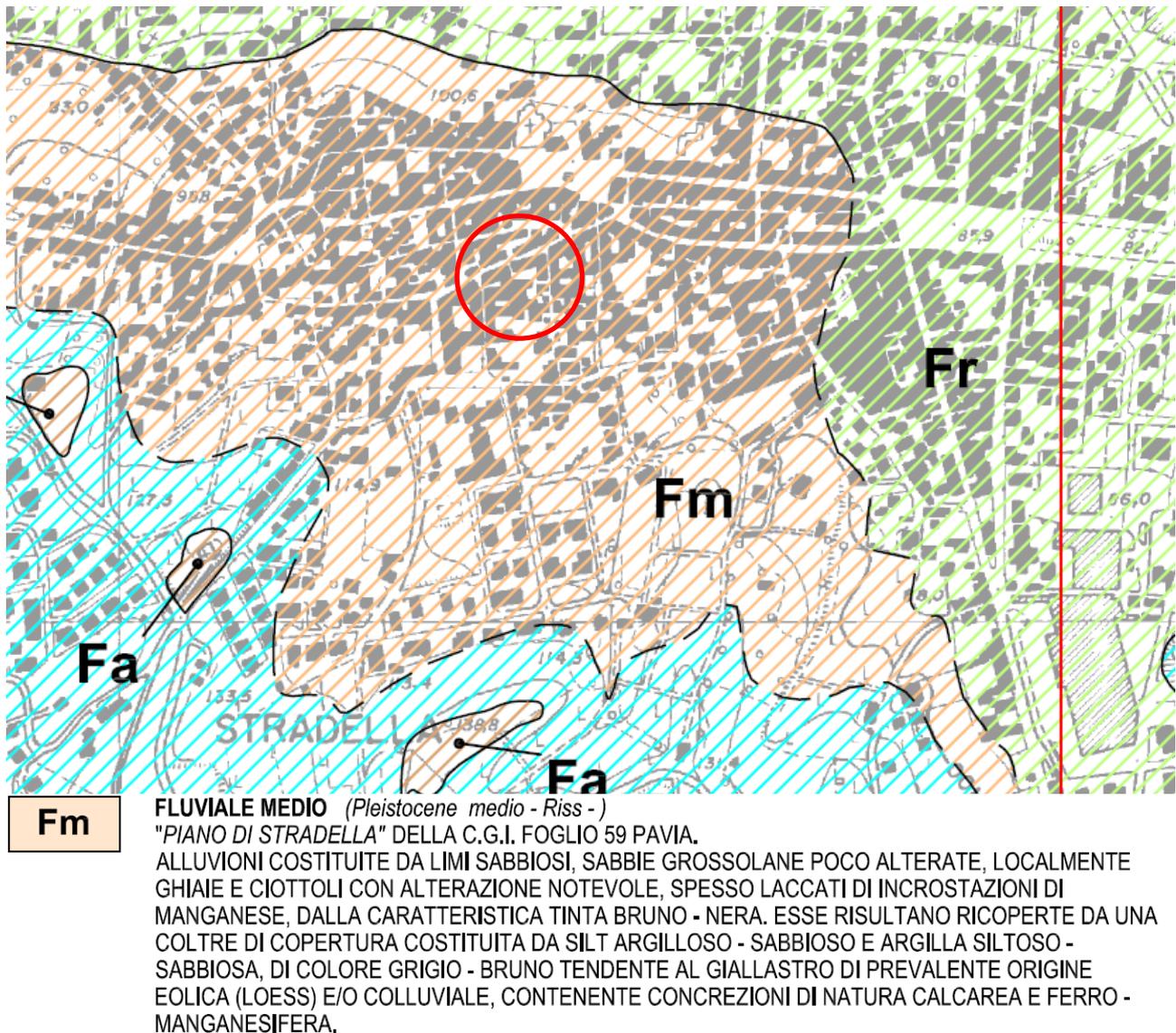
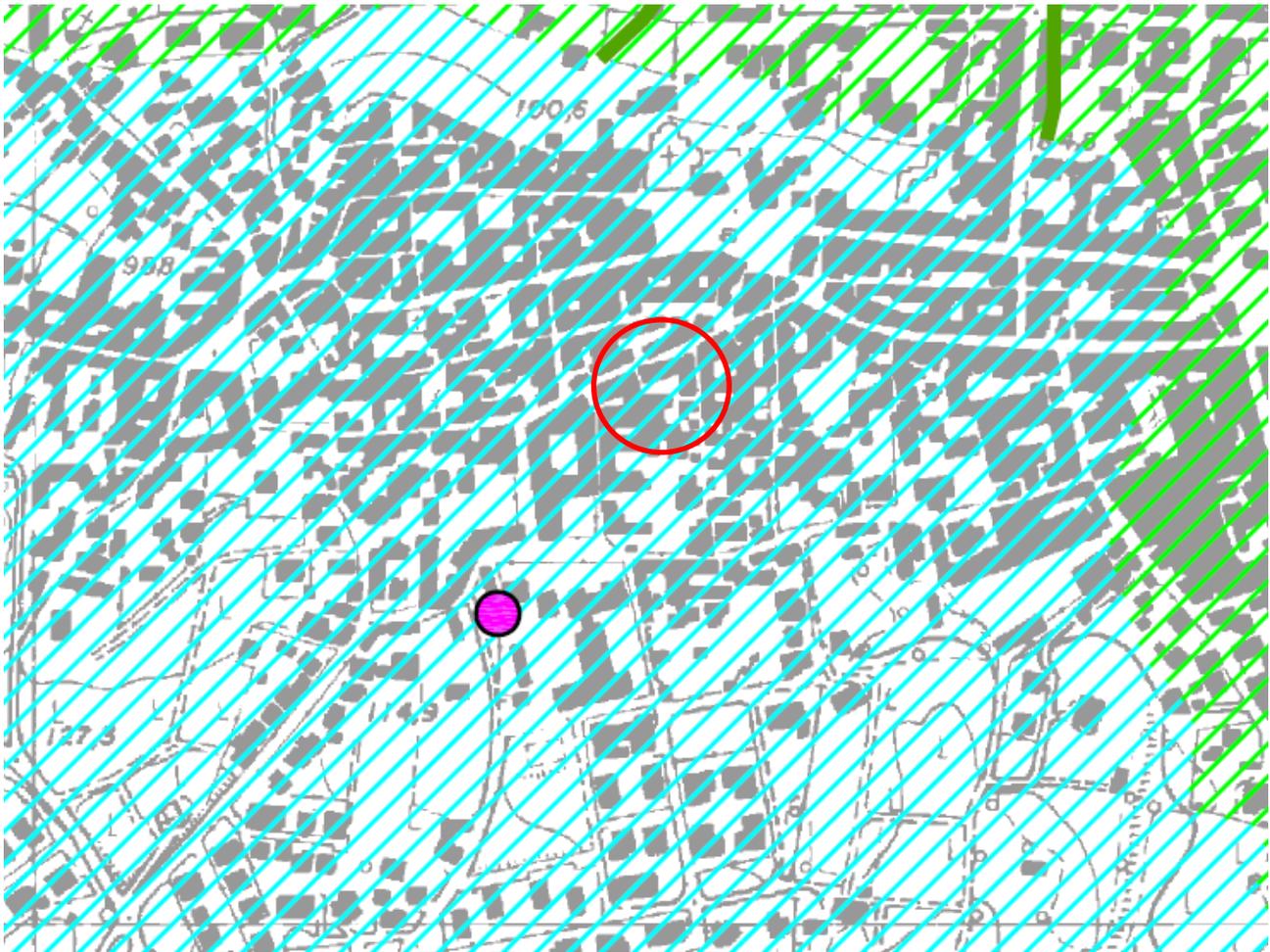


Figura 3.2: Estratto Carta di Inquadramento Geolitologico e Strutturale allegata al PGT (Tav.1)

Dall'esame della Carta Idrogeologica e del Sistema Idrografico allegata al Piano di Governo del Territorio, si evince come l'area sia caratterizzata da terreni a permeabilità bassa o nulla e la soggiacenza media della superficie piezometrica in corrispondenza dell'area in studio sia compresa tra i 2,0 e 4,0 m da p.c..

Durante le indagini la falda non è stata intercettata.



PERMEABILITA'

BASSA O NULLA



Argille di Lugagnano; membro marnoso - argilloso basale delle Marne di Sant'Agata Fossili.

Presenza di un substrato a dominante argilloso - marnosa poco permeabile o praticamente impermeabile.

Depositi continentali del fluviale Medio e del fluviale Antico.



SOGGIACENZA DELLA PRIMA FALDA ACQUIFERA (ISOLINEE DEI VALORI MINIMI)

Tratto da: " Idrogeomorfologia e insediamenti a rischio ambientale ", a cura di G. Marchetti, F.Cavanna, P.L. Vercesi, - 1998.

Figura 3.3: Estratto Carta Idrogeologica e del Sistema Idrografico allegata al PGT (Tav.4)

3.1 CONFRONTO CON GLI STRUMENTI URBANISTICI LOCALI

Confrontando il sito con gli strumenti urbanistici locali (PGT in vigore), si nota come l'area sia esente da vincoli edificatori, ed il contesto di fattibilità geologica sia assimilabile alla *Classe di fattibilità 2, sottoclasse 2a FATTIBILITÀ CON MODESTE LIMITAZIONI, che comprende aree pianeggianti o sub-pianeggianti ascrivibili ai depositi alluvionali di fondovalle del torrente Versa:*

stabili, non inondabili e situate a distanza di sicurezza da orli di scarpata di erosione fluviale. Aree pianeggianti o sub-pianeggianti ascrivibili al "livello fondamentale della Pianura Padana" o Piano Generale Terrazzato (depositi alluvionali del Fluviale Recente), comprendenti parte del conoide alluvionale del torrente Versa e situate nella zona a Nord del rilevato autostradale della A21 Torino - Piacenza. Stabili, non inondabili.

Per quanto riguarda lo scenario di amplificazione sismica locale, non si rileva alcuno scenario.

Nelle seguenti figure sono riportati gli stralci delle tavole estratte dal PGT riportanti l'indicazione dei vincoli e della fattibilità.



CLASSE 2A



RIPIANI TERRAZZATI MODELLATI ALL'INTERNO DI DEPOSITI CONTINENTALI ASCRIVIBILI AL FLUVIALE MEDIO E AL FLUVIALE ANTICO, DA SUB-PIANEGGIANTI A PIANEGGIANTI E SEDE DEI PRINCIPALI NUCLEI ABITATI E DI NUMEROSI INSEDIAMENTI SPARSI; SCARPATE DI TERRAZZO CON ACCLIVITÀ DA BASSA A MODERATA ($10^\circ < \beta < 30^\circ$). AREE PIANEGGIANTI O SUB-PIANEGGIANTI ASCRIVIBILI AI DEPOSITI ALLUVIONALI DI FONDOVALLE DEL TORRENTE VERSA; STABILI, NON INONDABILI E SITUATE A DISTANZA DI SICUREZZA DA ORLI DI SCARPATA DI EROSIONE FLUVIALE.

AREE PIANEGGIANTI O SUB-PIANEGGIANTI ASCRIVIBILI AL "LIVELLO FONDAMENTALE DELLA PIANURA PADANA" O PIANO GENERALE TERRAZZATO (DEPOSITI ALLUVIONALI DEL FLUVIALE RECENTE), COMPREDENTI PARTE DEL CONOIDE ALLUVIONALE DEL TORRENTE VERSA E SITUATE NELLA ZONA A NORD DEL RILEVATO AUTOSTRADALE DELLA A21 TORINO - PIACENZA. STABILI, NON INONDABILI.

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DISCRETE DEI TERRENI SUPERFICIALI.

PRESENZA DI COPERTURE ARGILLOSE E/O ARGILLOSO - LIMOSE AD ELEVATA PLASTICITÀ E RIDOTTA COESIONE, CON BASSA SUSCETTIBILITÀ A FENOMENI DI RITIRO-RIGONFIAMENTO PER VARIAZIONI STAGIONALI DEL CONTENUTO IN ACQUA.

AREE A VULNERABILITÀ IDROGEOLOGICA DA BASSA O NULLA A MEDIA, CON GRADO DI PROTEZIONE IDROGEOLOGICA DELL'ACQUIFERO SFRUTTATO AD USO IDROPOTABILE (SETTORE PIANEGGIANTE) DA MEDIO AD ELEVATO.

LOCALMENTE POTENZIALE INTERFERENZA DELLA FALDA ACQUIFERA SULLE OPERE DI FONDAZIONE, IN RELAZIONE ALLE ESCURSIONI STAGIONALI.

Figura 3.4: Estratto Carta Di Fattibilità per le Azioni di Piano – Componente Geologica, Idrogeologica e Sismica del PGT (Tav.10)

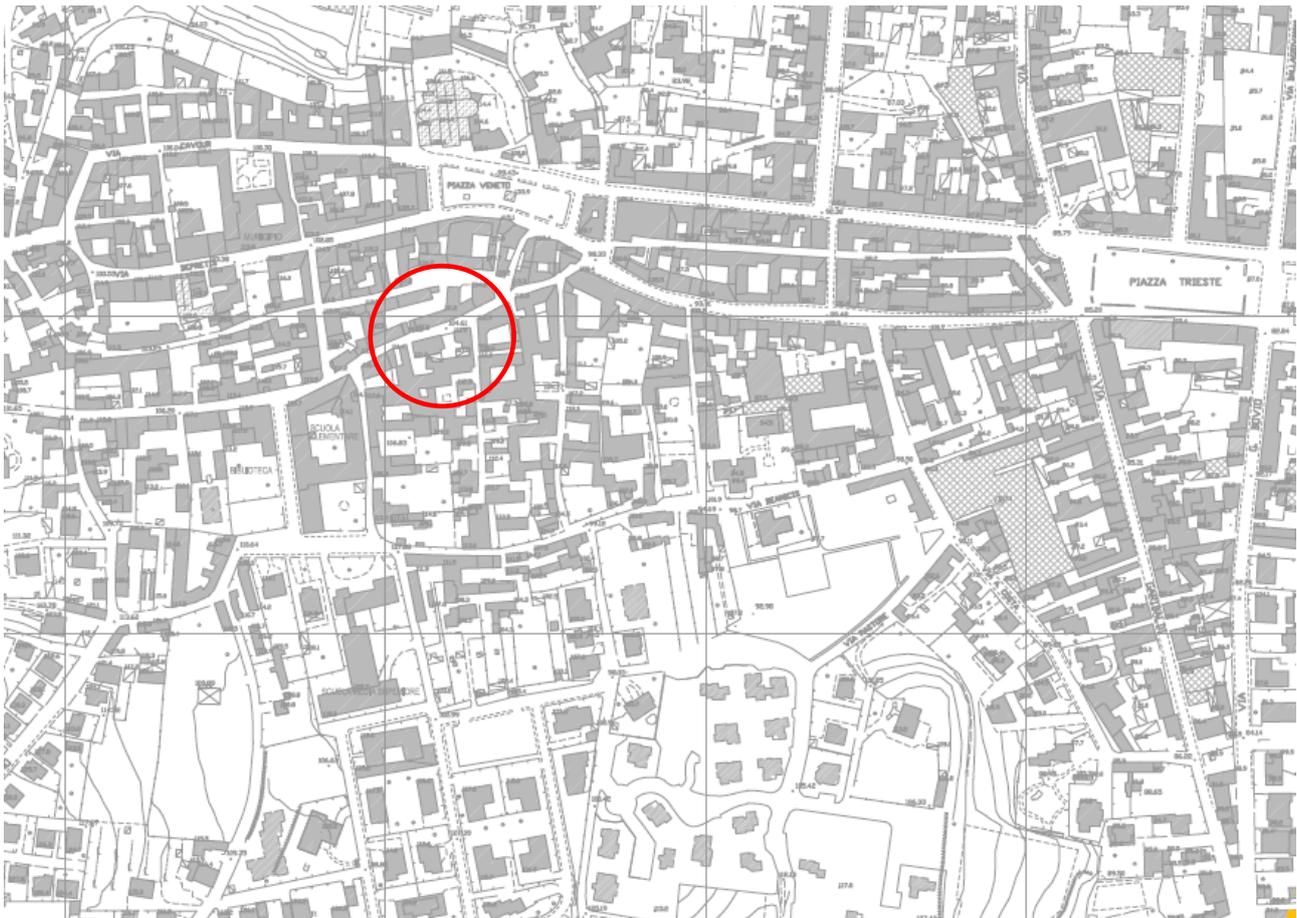


Figura 3.5: Estratto Carta Dei Vincoli Esistenti – Componente Geologica, Idrogeologica e Sismica del PGT (Tav.8)

4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

4.1 CARATTERISTICHE MACROSISMICHE DELL'AREA

La nuova classificazione sismica del territorio nazionale, in relazione alla vigente O.P.C.M. n.3274 - 11.03.03 e successive modificazioni, è articolata in quattro zone, ciascuna contraddistinta da un diverso valore dell'accelerazione di picco orizzontale (a_g) su suolo di categoria A con probabilità di superamento del 10% in 50 anni. Sulla base di tale classificazione, recepita dalla Regione Lombardia tramite la D.G.R. n. X/2129 - 11.07.14 (pubblicata sul BURL del 16/07/2014), il territorio comunale di Stradella (PV) è classificato in **zona sismica 3**.

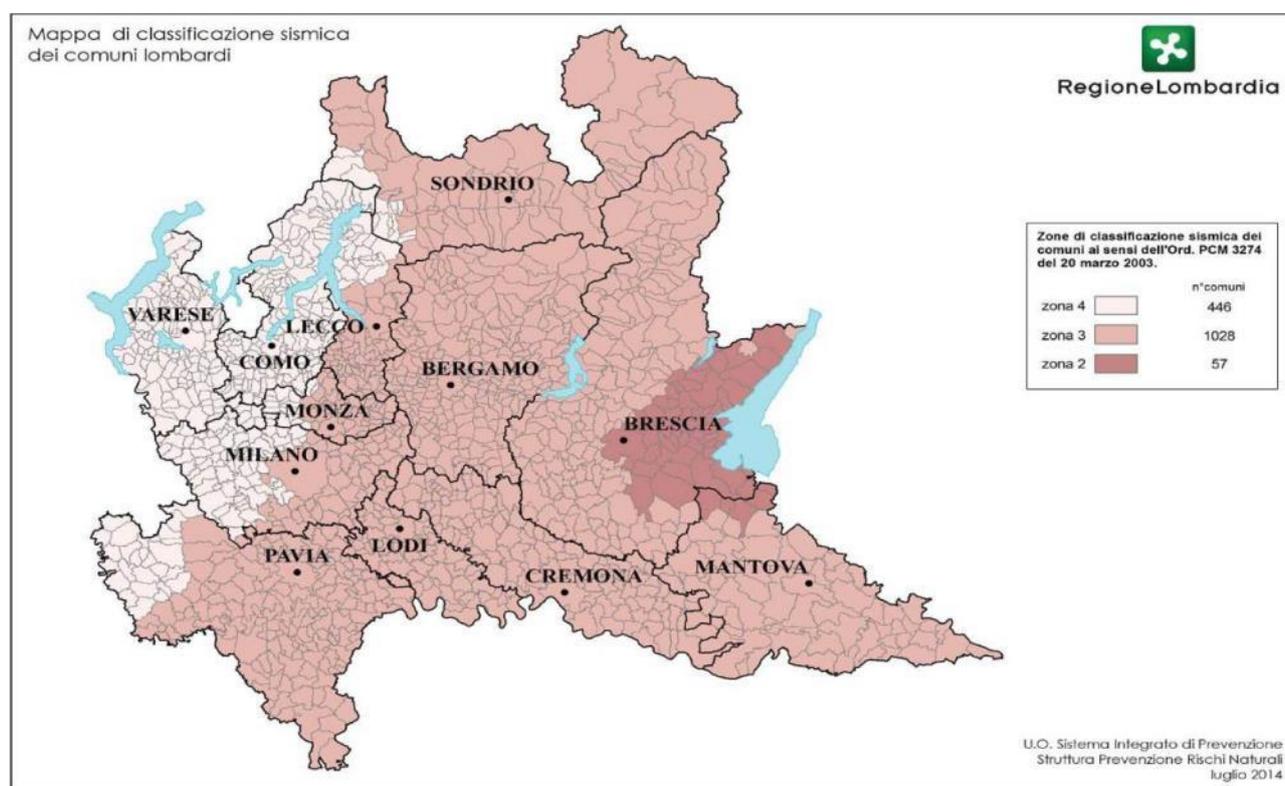


Figura 4.1: Classificazione sismica dei comuni della Lombardia a seguito all'ordinanza 3274/2003 (recepita dalla D.G.R. n.X/2129 – 11.07.2014)

Con D.G.R. 10 ottobre 2014 n. X/2489, la Giunta Regionale ha provveduto al differimento dei termini per l'entrata in vigore della nuova classificazione sismica dei comuni lombardi; tale proroga riguarda le nuove disposizioni regionali inerenti le procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie, mentre per le costruzioni nuove si attuano le indicazioni previste dalla D.G.R. n. X/2129.

Successivamente, con D.G.R. 30 marzo 2016 n. X/5001 "Approvazione delle linee di indirizzo e

coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (artt. 3, comma 1, e 13, comma 1, della L.R. 33/2015)", la nuova zonazione sismica è entrata ufficialmente in vigore a partire dal 10 aprile 2016.

Secondo l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3519 del 28 aprile 2006 – "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone" riferita all'intero territorio nazionale (recepita dalla Regione Lombardia tramite la D.G.R. n.7/14964 - 07.11.03), l'area in esame ricade all'interno di una porzione di territorio in cui il valore di a_g risulta compreso tra 0,075g e 0,100g, pertanto incluso nel range $0,05g < a_g \leq 0,15g$ che identifica la **zona sismica 3** a "sismicità bassa" (Figura 4.2).

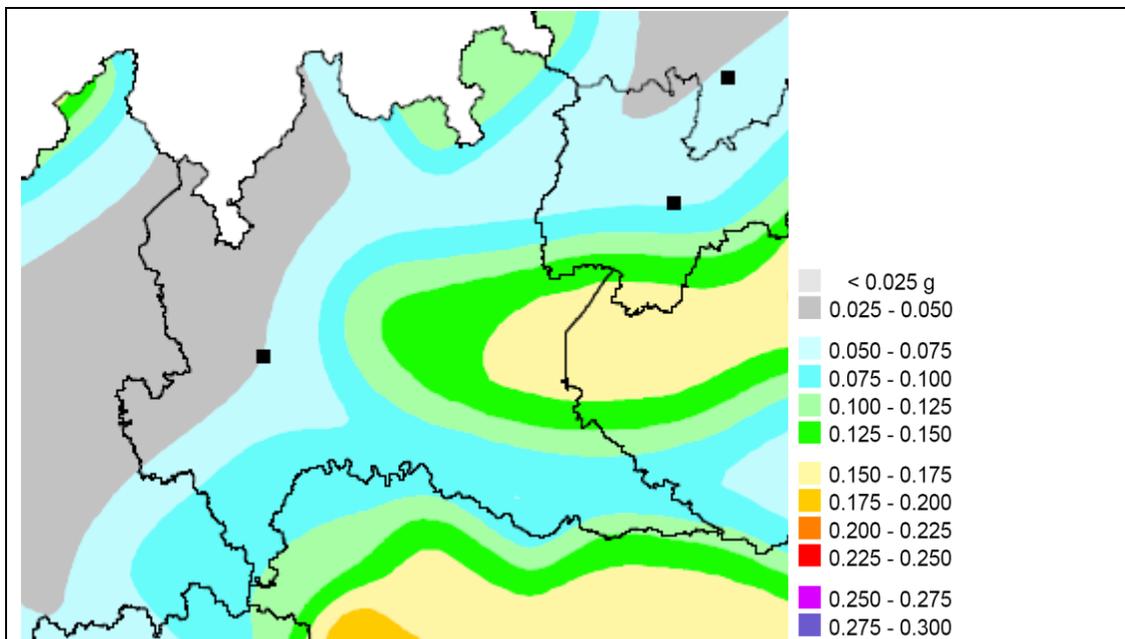


Figura 4.2: Estratto mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale, riferimento ordinanza 3519/2006, all. 1b

Allo stesso modo i valori di a_g agli SLU dinamici, calcolati secondo il D.M. 14.01.08 "Norme tecniche per le costruzioni" (e riportati nei successivi paragrafi) per le coordinate che identificano il sito ovvero lat. 45,0762520 e long. 9,2980957, risultano compresi nel range $0,05g < a_g \leq 0,15g$ relativo alla **zona sismica 3** (Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Allegato al Voto n.36 del 27.07.2007 – "Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale").

4.2 DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

La nuova normativa prevede che le azioni sismiche di progetto agenti su una costruzione si definiscano a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione, la quale è rappresentata dalla probabilità che in un fissato lasso di tempo (periodo di riferimento V_R espresso in anni) nel sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; tale probabilità è denominata “Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento” (P_{VR}).

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell'area della costruzione.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_C valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per i valori di a_g , F_o e T^*_C , necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti.

4.3 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CATEGORIA TOPOGRAFICA

Per quanto riguarda la determinazione della categoria di sottosuolo il D.M. 17.01.18 prevede una classificazione in cinque categorie principali riportate nella tabella 3.2.11 definite in base ai valori della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s . Nel caso in cui tale parametro non sia

disponibile la classificazione può essere effettuata in base ai risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

Dall'elaborazione di tali dati il terreno di fondazione può essere assunto di categoria C *“Depositi a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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”*.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, 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.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, 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.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Figura 4.3: Tabella 3.2.II “Categorie di sottosuolo” (NTC 2018)

In riferimento alle categorie topografiche riportate nella tabella 3.2.III del D.M. (Figura 4.4), il sito può essere classificato nella categoria T1.

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 $i > 30^\circ$

Figura 4.4: Tabella 3.2.III “Categorie topografiche” (NTC 2018)

4.4 PARAMETRI SISMICI DI RIFERIMENTO

Di seguito si riportano i parametri di riferimento, propri del sito in questione, per la definizione della pericolosità sismica di base ed i parametri sismici necessari per la valutazione delle azioni sismiche di progetto attese.

Nel caso in esame il sito presenta le seguenti coordinate (sistema di riferimento ED50):

Latitudine	Longitudine
45,0762520	9,2980957

I quattro vertici della maglia di riferimento entro i quali ricade l'area presentano le seguenti coordinate:

Vertice	Numero identificativo	Latitudine	Longitudine	Dist. dal sito di interesse (m)
1	14037	45,059800	9,245879	4490.26
2	14038	45,062270	9,316476	2121.41
3	13816	45,112220	9,312995	4167.05
4	13815	45,109740	9,242307	5748.51

Per il calcolo delle grandezze a_g , F_0 e T^*_c si devono considerare i seguenti parametri:

- **Classe d'uso:** classe nella quale sono suddivise le opere, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso;
- **Vita nominale dell'opera V_N :** intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata (da questo valore viene calcolato il Periodo di riferimento per l'azione sismica V_R come: $V_R = V_N * C_U$, dove C_U è il coefficiente d'uso);
- **Probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR:** in funzione dello stato limite di riferimento.

Nel caso dell'opera in oggetto per i parametri citati sono stati utilizzati i seguenti valori:

- **Classe d'uso: II** - Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti;
- **Vita nominale V_N : ≥ 50 anni** (tabella 2.4.I - tipologie costruttive classe 2): Opere ordinarie,

ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale;

- **Coefficiente d'uso C_U :** 1.0 relativo alla classe d'uso II.
- **Periodo di riferimento per l'azione sismica:** $V_R = V_N * C_U = 50 * 1,0 = 50$ anni.

Parametri di pericolosità sismica per TR diversi da quelli previsti nelle NTC18, per i nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento:

Punto 1

Stato limite	T_r [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0.026	2.499	0.194
SLD	50	0.034	2.525	0.215
SLV	475	0.091	2.439	0.275
SLC	975	0.121	2.452	0.279

Punto 2

Stato limite	T_r [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0.027	2.510	0.195
SLD	50	0.035	2.534	0.216
SLV	475	0.093	2.440	0.277
SLC	975	0.123	2.455	0.280

Punto 3

Stato limite	T_r [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0.026	2.507	0.193
SLD	50	0.033	2.536	0.215
SLV	475	0.089	2.448	0.277
SLC	975	0.118	2.450	0.281

Punto 4

Stato limite	T_r [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0.025	2.495	0.199
SLD	50	0.032	2.528	0.213
SLV	475	0.086	2.453	0.276
SLC	975	0.115	2.448	0.280

Punto d'indagine

Stato limite	T_r [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_{c^*} [s]
SLO	30	0.027	2.504	0.195
SLD	50	0.034	2.531	0.215
SLV	475	0.090	2.444	0.276
SLC	975	0.120	2.452	0.280

PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ : 5 %

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

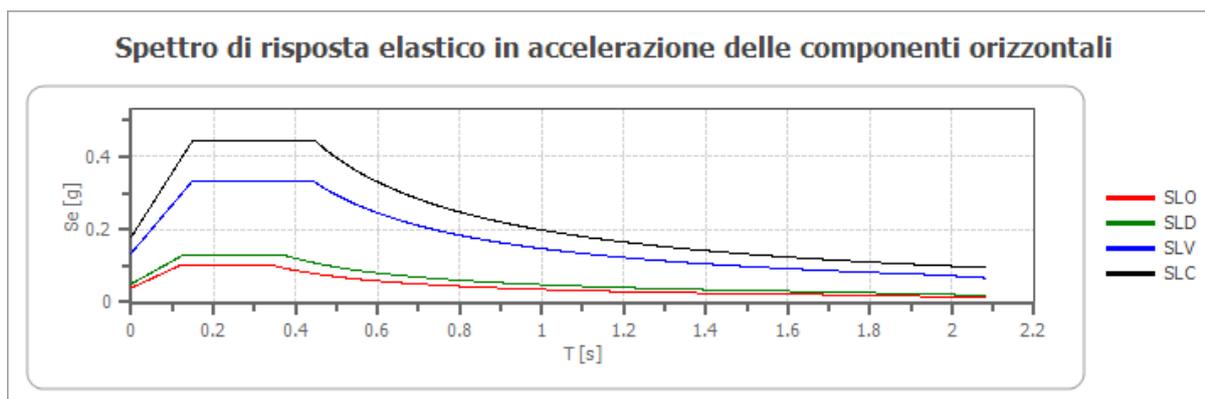
Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Coefficienti sismici stabilità di pendii e fondazioni

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
k_h	0.008	0.010	0.027	0.043
k_v	0.004	0.005	0.014	0.022
a_{max} [m/s ²]	0.391	0.498	1.329	1.771
Beta	0.200	0.200	0.200	0.240

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

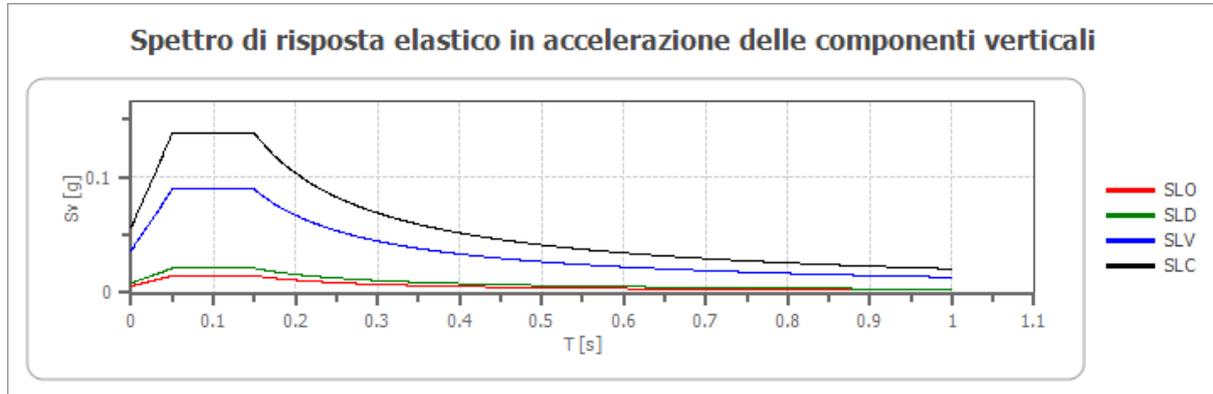


	c_u	a_g [g]	F_0 [-]	T_{c^*} [s]	S_s [-]	C_c [-]	S_t [-]	S [-]	η [-]	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]	$S_{e(0)}$ [g]	$S_{e(TB)}$ [g]
SLO	1.0	0.027	2.504	0.195	1.500	1.800	1.000	1.500	1.000	0.117	0.351	1.706	0.040	0.100
SLD	1.0	0.034	2.531	0.215	1.500	1.740	1.000	1.500	1.000	0.125	0.375	1.735	0.051	0.129
SLV	1.0	0.090	2.444	0.276	1.500	1.610	1.000	1.500	1.000	0.148	0.445	1.962	0.136	0.331
SLC	1.0	0.120	2.452	0.280	1.500	1.600	1.000	1.500	1.000	0.149	0.448	2.082	0.181	0.443

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ : 5 %

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



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	Tc [s]	Td [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1.0	0.027	2.504	0.195	1	1.800	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.006	0.015
SLD	1.0	0.034	2.531	0.215	1	1.740	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.008	0.021
SLV	1.0	0.090	2.444	0.276	1	1.610	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.037	0.090
SLC	1.0	0.120	2.452	0.280	1	1.600	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.056	0.138

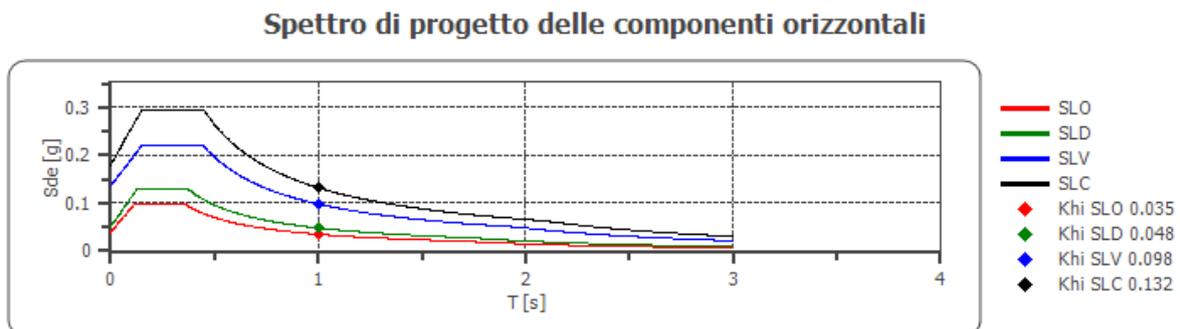
Spettro di progetto

Fattore di struttura spettro orizzontale q: 1,50

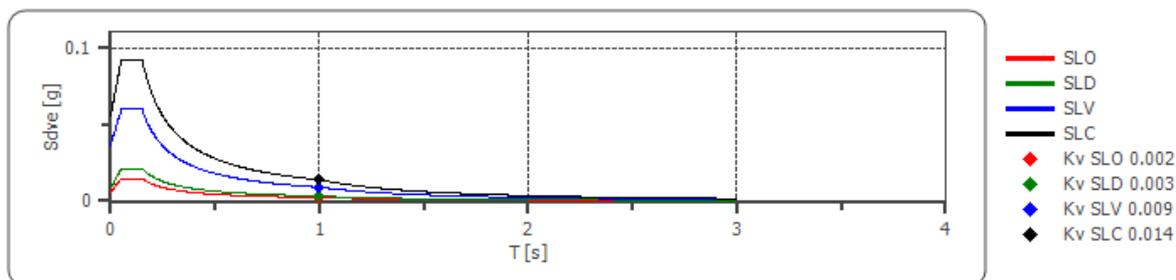
Fattore di struttura spettro verticale q: 1,50

Periodo fondamentale T: 1,00 [s]

	SLO	SLD	SLV	SLC
$k_{hi} = S_{de(T)}$ Orizzontale [g]	0.035	0.048	0.098	0.132
$k_v = S_{dve(T)}$ Verticale [g]	0.002	0.003	0.009	0.014



Spettro di progetto delle componenti verticali



	C_u	a_g [g]	F_0 [-]	T_{c^*} [s]	S_s [-]	C_c [-]	S_t [-]	S [-]	q [-]	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]	$S_{d(0)}$ [g]	$S_{d(TB)}$ [g]
SLO orizzontale	1.0	0.027	2.504	0.195	1.500	1.800	1.000	1.500	1.000	0.117	0.351	1.706	0.040	0.100
SLO verticale	1.0	0.027	2.504	0.195	1.500	1.800	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.006	0.015
SLD orizzontale	1.0	0.034	2.531	0.215	1.500	1.740	1.000	1.500	1.000	0.125	0.375	1.735	0.051	0.129
SLD verticale	1.0	0.034	2.531	0.215	1.500	1.740	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.008	0.021
SLV orizzontale	1.0	0.090	2.444	0.276	1.500	1.610	1.000	1.500	1.500	0.148	0.445	1.962	0.136	0.221
SLV verticale	1.0	0.090	2.444	0.276	1.500	1.610	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.037	0.060
SLC orizzontale	1.0	0.120	2.452	0.280	1.500	1.600	1.000	1.500	1.500	0.149	0.448	2.082	0.181	0.295
SLC verticale	1.0	0.120	2.452	0.280	1.500	1.600	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.056	0.092

5. INDAGINI GEOGNOSTICHE

L'indagine geognostica di riferimento è consistita nell'esecuzione di n.2 prove penetrometriche dinamiche, la prospezione ha avuto inizio dal piano campagna attuale ed ha permesso di raggiungere una profondità massima di investigazione di 10,00 m.

Nel corso della prova è stato riscontrato il numero di colpi N del maglio necessari per infliggere lo scandaglio di intervalli consecutivi di 10 cm.

Le caratteristiche dell'attrezzatura sono le seguenti:

- Peso Massa battente 30 Kg
- Altezza di caduta libera 0,20 m
- Peso sistema di battuta 21 Kg
- Diametro punta conica 35,68 mm
- Area di base punta 10 cm²
- Lunghezza delle aste 1 m
- Peso aste a metro 2,9 Kg/m
- Profondità giunzione prima asta 0,80 m
- Avanzamento punta 0,10 m
- Numero colpi per punta N(10)
- Coeff. Correlazione 0,761
- Rivestimento/fanghi No
- Angolo di apertura punta 60°

I risultati riscontrati in campagna sono riportati in Allegato 1.

6. DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Scegliendo il tipo di interpretazione litologica si ha in automatico la stratigrafia con il passo dello strumento ed interpolazione automatica degli strati. L'utilizzo dei dati dovrà comunque essere trattato con spirito critico e possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

PROVA ... Nr.1

Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI
Prova eseguita in data 07/04/2021
Profondità prova 6,40 mt
Falda non rilevata

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm ²)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Tensione efficace (Kg/cm ²)	Coeff. di correlaz. con N _{spt}	N _{SPT}	Descrizione
0.6	5.44	9.83	1.83	1.89	0.05	1.15	6.27	riporto: macerie e ghiaia
6.4	6.99	51.13	1.9	1.91	0.66	1.15	8.06	argilla debolmente sabbiosa

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1

Strato	Prof. (m)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Angolo di resistenza al taglio (°)	Coesione non drenata (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson
riporto: macerie e ghiaia	0.00-0.60	1.83	1.89	--	0.39	65.74	62.70	--
argilla debolmente sabbiosa	0.60-6.40	1.90	1.91	--	0.54	84.00	80.60	--

PROVA ... Nr.2

Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI
Prova eseguita in data 07/04/2021
Profondità prova 10,0 mt
Falda non rilevata

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm ²)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Tensione efficace (Kg/cm ²)	Coeff. di correlaz. con N _{spt}	N _{SPT}	Descrizione
0.6	3.66	7.76	1.71	1.87	0.05	1.15	4.22	riporto: macerie e ghiaia
7	5.16	39.09	1.81	1.89	0.68	1.15	5.95	argilla debolmente sabbiosa
10	13.9	66.2	2.08	2.29	1.57	1.15	16.03	argilla sabbiosa

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.2

Strato	Prof. (m)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Angolo di resistenza al taglio (°)	Coesione non drenata (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson
riporto: macerie e ghiaia	0.00-0.60	1.71	1.87	--	0.26	44.83	42.20	--
argilla debolmente sabbiosa	0.60-7.00	1.81	1.89	--	0.37	62.48	59.50	--
argilla sabbiosa	7.00-10.00	2.08	2.29	--	1.08	165.29	160.30	--

7. VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Il fenomeno della liquefazione interessa generalmente depositi sabbiosi e/o sabbioso-limosi sciolti, saturi e a granulometria uniforme, i quali a seguito di una sollecitazione sismica passano dallo stato solido a quello fluido, denotando una diminuzione della resistenza al taglio a causa dell'aumento delle pressioni interstiziali (u), tale da generare deformazioni permanenti significative o persino dell'annullamento delle pressioni efficaci (σ') nel terreno.

La verifica della suscettibilità alla liquefazione deve essere effettuata quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda. Secondo il D.M. 14.01.08 tale verifica può invece essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$, dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 KPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometriche esterne alle zone indicate nella Figura 7.1, nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.2, nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

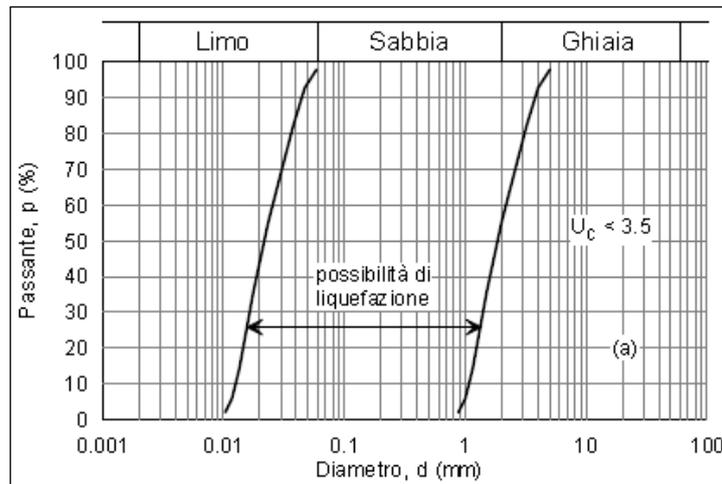


Figura 7.1: Fusi granulometrici di terreni suscettibili a liquefazione con $U_c < 3,5$

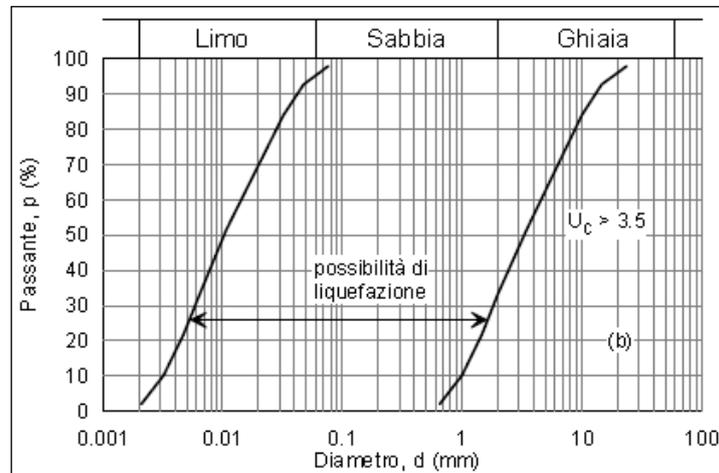


Figura 7.2: Fusi granulometrici di terreni suscettibili a liquefazione con $U_c > 3,5$

Nel caso in esame si esclude il rischio di liquefazione, in ragione della natura coesiva dei materiali pertinenti agli orizzonti individuati e precedentemente descritti, costituiti principalmente da argille, la cui distribuzione granulometrica ricade all'esterno delle fasce indicate nelle precedenti figure.

8. FONDAZIONI - SCELTA DELLA TIPOLOGIA E VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO

Le principali equazioni sviluppate per il calcolo della capacità portante considerano una rottura del terreno provocata dal cedimento verticale della fondazione, che cede solidale con un cono di terra sottostante e che provoca perciò la rottura del terreno laterale lungo una superficie arcuata.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione, il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione.

In altre parole, l'attrito e l'adesione fra terreno e base della fondazione impediscono l'espansione laterale; perciò il terreno, come indicato in Figura 8.1, entro la regione *a-b-c* rimane in uno stato elastico, agisce come se fosse una parte della fondazione e penetra nel terreno come un cono.

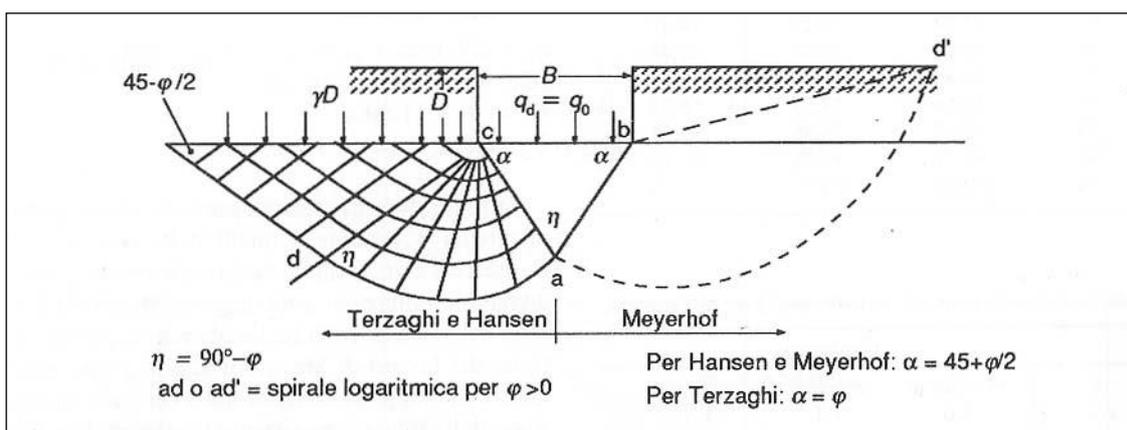


Figura 8.1: Schema di rottura del terreno sotto la fondazione

Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Le equazioni più diffusamente utilizzate sono quelle di Terzaghi, Meyerhof, Hansen e Vesic. Queste equazioni sono composte da tre termini che rappresentano rispettivamente il contributo dovuto alla coesione, all'angolo di attrito interno e al sovraccarico dello strato di terreno sopra al piano fondale.

In tutte le equazioni, oltre ai parametri geotecnici caratterizzanti il terreno, compaiono tre

caratteristici coefficienti di portanza, funzione dell'angolo di attrito interno (φ') e indicati con le lettere N_c , N_q , N_γ e fattori di forma dipendenti della geometria fondazionale scelta.

L'equazione generale è del tipo:

$$q_{ult.} = (c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma)$$

dove:

D = approfondimento del piano di posa fondazionale dal più vicino piano di calpestio;

B = larghezza del piano di posa;

L = lunghezza del piano di posa;

N_c - N_q - N_γ = fattori adimensionali funzione di φ' .

Il calcolo per la verifica della resistenza di progetto R_d , valutata sulla base dei valori di progetto della resistenza dei materiali ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate, è stato effettuato con l'utilizzo del software LoadCap di Geostru.

Tramite tale software, una volta inseriti i dati relativi alla stratigrafia del terreno, alla geometria delle fondazioni e ai carichi di progetto, è stata verificata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione esercitata e R_d è il valore di progetto della resistenza calcolata del sistema geotecnico.

I risultati ottenuti sono riportati di seguito:

DATI GENERALI

=====	
Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	0.7 m
Lunghezza fondazione	12.0 m
Profondità piano di posa	0.7 m
=====	

SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.04
Effetto sismico secondo	EC7/8
Coefficiente sismico orizzontale	0.008

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m ³]	Peso unità di volume saturo [Kg/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm ²]	Coesione non drenata [Kg/cm ²]	Modulo Elastico [Kg/cm ²]	Modulo Edometrico [Kg/cm ²]	Poisson
0.6	1710.0	1870.0	0.0	0.0	0.264	42.2	44.83	0.0
6.4	1810.0	1890.0	0.0	0.0	0.372	59.5	62.48	0.0
3.0	2080.0	2290.0	0.0	0.0	1.082	160.3	165.29	0.0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	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. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	1.8	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: MEYERHOF (1963)

Carico limite [Qult]	2.45 Kg/cm ²
Resistenza di progetto [Rd]	1.07 Kg/cm ²
Tensione [Ed]	1.0 Kg/cm ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	2.45
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)
Costante di Winkler 0.98 Kg/cm³

A1+M1+R3

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	1810.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1890.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	0.0°
Coesione	0.372 Kg/cm ²

=====

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.01
Fattore profondità [Dc]	1.2
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	2.45 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.07 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

SISMA

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	1810.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1890.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	0.0°
Coesione	0.372 Kg/cm ²

=====

Fattore [Nq]	1.0
--------------	-----



Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.01
Fattore profondità [Dc]	1.2
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	2.45 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.36 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

CEDIMENTI ELASTICI

=====

Pressione normale di progetto	0.75 Kg/cm ²
Spessore strato	6.4 m
Profondità substrato roccioso	25.0 m
Modulo Elastico	59.5 kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0.25

=====

Coefficiente di influenza I1	0.96
Coefficiente di influenza I2	0.11
Coefficiente di influenza Is	1.03

=====

Cedimento al centro della fondazione 11.22 mm

=====

Coefficiente di influenza I1	0.72
Coefficiente di influenza I2	0.14
Coefficiente di influenza Is	0.82
Cedimento al bordo	4.43 mm

=====

9. CONCLUSIONI

L'indagine condotta ha permesso di definire un modello geotecnico del sottosuolo utilizzato per il calcolo delle pressioni ammissibili e del cedimento.

L'indagine ha sostanzialmente messo in evidenza la presenza di un sottosuolo da valutarsi complessivamente idoneo. Durante le prove la falda non è stata rilevata.

Il suolo di fondazione è come **classe C**: *“Depositi a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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”.*

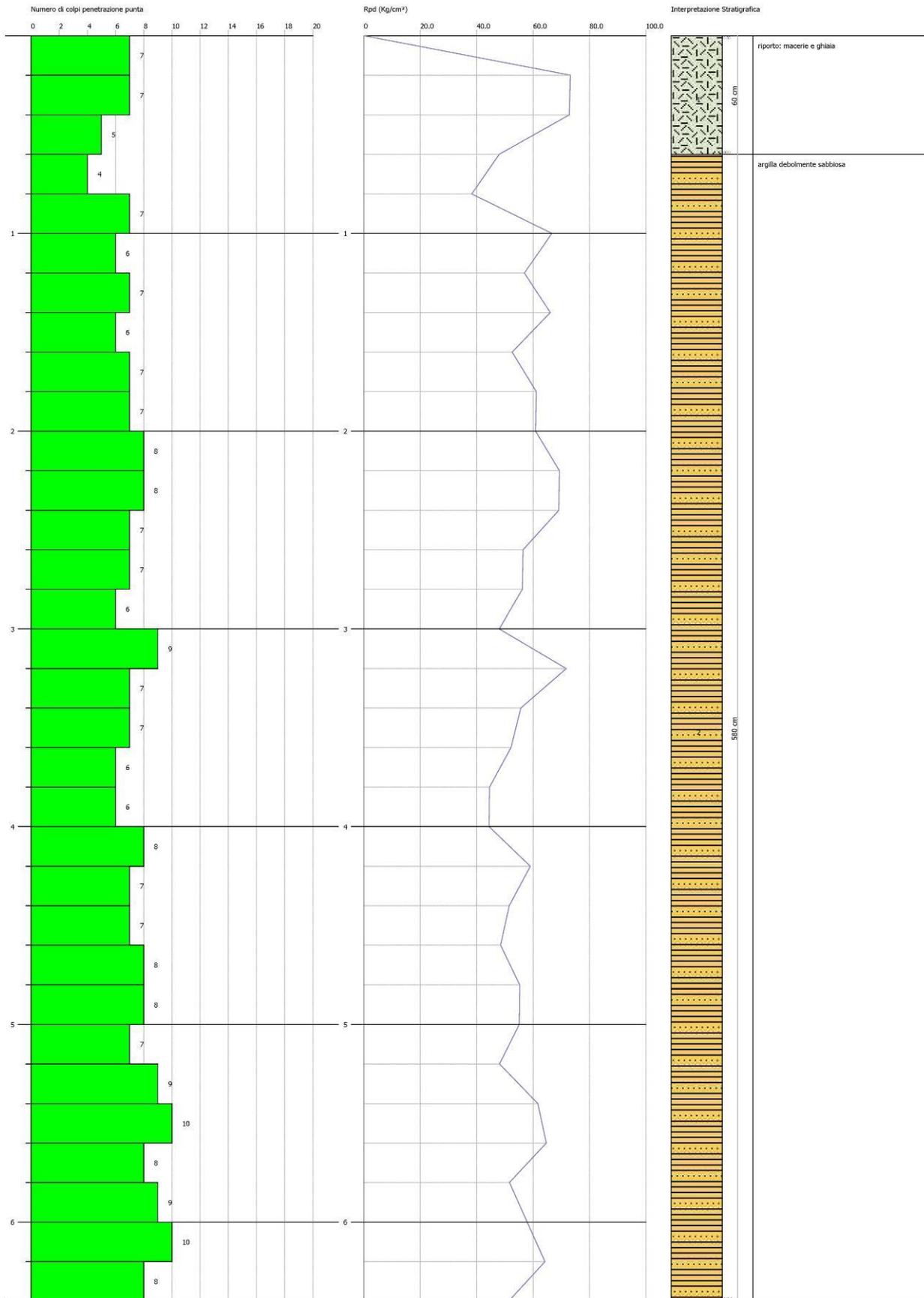
Si raccomanda di non superare i carichi verificati, al fine di contenere i cedimenti che comunque, a lungo termine, possono essere significativi.

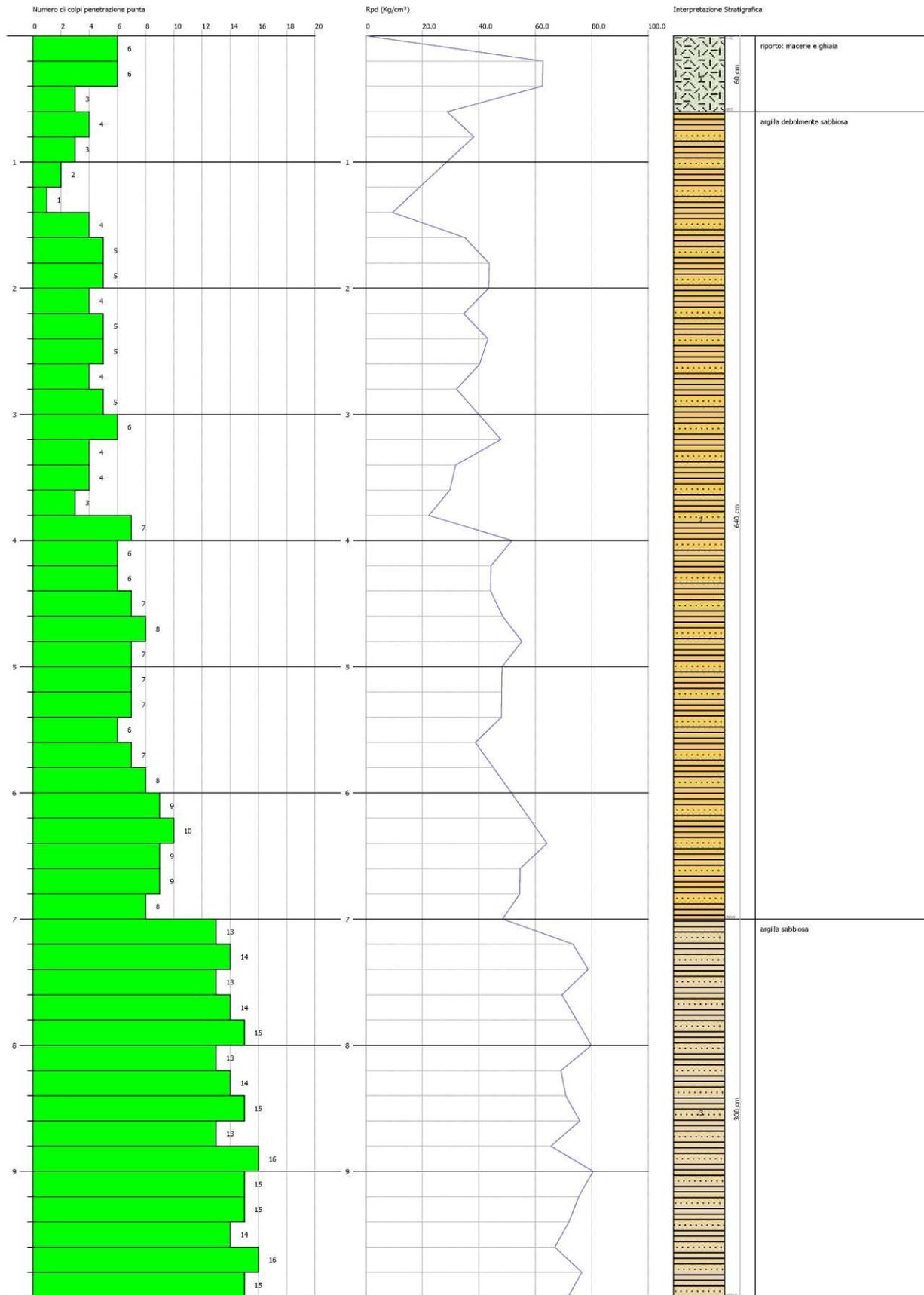
Si segnala inoltre:

- ✓ nell'esecuzione di tutti gli scavi, dovrà essere assicurato e regolamentato il deflusso delle acque scorrenti sulla superficie del terreno, allo scopo di evitare il loro riversamento negli scavi aperti;
- ✓ isolare le fondazioni dall'infiltrazione delle acque superficiali (di origine meteorica), in modo da evitare il peggioramento delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni prodotte dall'imbibizione idrica, sia in fase di cantiere che a costruzione ultimata;
- ✓ si raccomanda di utilizzare, per eventuali riempimenti, materiali idonei adeguatamente compattati e costipati con rulli vibrocompattatori.

ALLEGATO 1

Grafici prove penetrometriche dinamiche





ALLEGATO 2

Documentazione fotografica delle indagini



Prova n.1



Prova n.2