

Nuovo Campus Scolastico con strutture sovracomunali per l'aggregazione, lo sviluppo e la socialità permanente dei minori

SCUOLA PRIMARIA E SCUOLA SECONDARIA DI PRIMO GRADO

CUP F15E21000070006

Realizzato con il contributo di:

REGIONE LOMBARDIA

Direzione Generale Istruzione, Università, Ricerca, Innovazione e Semplificazione

UNITA' ORGANIZZATIVA EDILIZIA SCOLASTICA,

ASSE I POR FESR 2014-2020 E INTERVENTI PER LA RIPRESA ECONOMICA

PIANO LOMBARDIA - BANDO "SPAZIO ALLA SCUOLA"

(Decreto n. 17935 del 21/12/2021)



Regione
Lombardia



R.U.P.

Ing. Fabio Carminati

PROGETTO ESECUTIVO



FRN_E_RS_001

RELAZIONE GEOLOGICA

PROGETTISTI

SETTANTA7 s.r.l

arch. Daniele Rangone

arch. Elena Rionda

ing. Fabio Corbani

ing. Ferruccio Galmozzi



Goggia & Associati Studio di Ingegneria

ing. Bruno Naldini



OPERA MISTA s.r.l

ing. Carlo Micheletti



COLLABORATORI E CONSULENTI

arch. Giuseppina Vastola, ing. Simone Donato, arch. Stefano Scotti

Consulente tecnico in acustica: geom. Arianna De Ferrari Roller

REV.

Data

Descrizione

00

03/09/2024

Prima Emissione

Committente:

**Comune di Forno San Giovanni
Provincia di Bergamo**

Commessa:

**Progetto nuova scuola Primaria e scuola Secondaria di primo grado
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA**

Oggetto dell'elaborato:

**RELAZIONE GEOLOGICA
RELAZIONE GEOTECNICA**

* * *

Relatore
Dott. Geol. Matteo Rota

Direttore Tecnico
Dott. Geol. Luigi Corna

Comm. 010/22
Ed. 1
Data di stampa 09.04.2024

Aprile 2024



Indice

1) Premessa.....	3
1.1) Attività svolte.....	3
1.2) Normativa principale di riferimento	3
2) Ubicazione geografica e descrizione dell'opera in progetto.....	3
3) RELAZIONE GEOLOGICA.....	5
3.1) Dati bibliografici.....	5
3.1.1) Caratteristiche geologiche.....	5
3.1.2) Caratteristiche idrogeologiche.....	8
3.1.3) Caratteristiche idrologiche.....	8
3.1.4) Caratteristiche sismiche	9
3.2) Risultanze indagini sito specifiche	10
3.3) Modello geologico locale.....	13
3.4) Fattibilità geologica del progetto	14
3.5) Componente geologica del progetto	14
3.5.1) Esecuzione degli scavi.....	14
3.5.2) Realizzazione terrapieni - massicciate	15
3.5.3) Drenaggi ed impermeabilizzazioni	15
3.5.4) Scarico acque meteoriche.....	15
3.5.5) Realizzazione delle opere di fondazione.....	16
3.6) Componente sismica del progetto	16
3.6.1) Analisi quantitativa della risposta sismica locale (RSL) – analisi terzo livello	17
3.6.2) Verifica compatibilità spettri di norma	23
3.7) Amplificazione litologiche – Categoria di sottosuolo	24
3.7.1) Amplificazioni topografiche	24
3.7.2) Fenomeni di liquefazione - cedimenti.....	25
4) RELAZIONE GEOTECNICA.....	26
4.1) Modello geotecnico dei luoghi.....	26
4.1.1) Correlazioni utilizzate per la ricostruzione del modello geotecnico.....	26
4.2) Componente geotecnica del progetto	28
4.2.1) Componente sismica.....	28
4.2.2) Opere di fondazione.....	28
5) Conclusioni	30

Allegati interni alla relazione

- 1) Parametri sismici di sito per la struttura in progetto - azione sismica
- 2) Valutazione della resistenza dei terreni e cedimenti delle fondazioni

Allegati esterni alla relazione

Nota sulle indagini geologiche e geognostiche del progetto Campus scolastico di Fornovo datate Novembre 2022 (redatta dagli scriventi)



1) Premessa

Su incarico del Comune di Forno San Giovanni, provincia di Bergamo, attribuito con CIG 904572993B7 è stata redatta la presente relazione geologica e geotecnica per il Progetto di fattibilità tecnico economica del “Progetto nuova scuola Primaria e scuola Secondaria di primo grado a servizio del nuovo campus scolastico di via Caravaggio”.

1.1) Attività svolte

Le attività condotte nell'espletamento dell'incarico hanno previsto:

- acquisizione dati disponibili ed in particolare delle relazioni geologiche e di invarianza redatte dagli scriventi a supporto dei progetti di fattibilità delle restanti aree del progetto del Campus scolastico e datate febbraio – marzo 2022;
- analisi delle indagini geologiche sito specifiche eseguite dagli scriventi e riportate nella “Nota sulle indagini geologiche e geognostiche” del progetto Campus scolastico di Forno datate Novembre 2022, a cui si rimanda per qualsiasi approfondimento;
- inquadramento geologico, geomorfologico ed idrogeologico del sito;
- verifica della fattibilità e compatibilità geologica del progetto;
- definizione del modello geologico e geotecnico del sottosuolo e delle caratteristiche sismiche locali;
- valutazioni per la componente geologica, sismica e geotecnica del progetto.

1.2) Normativa principale di riferimento

Per quanto riguarda la componente geologica e sismica la presente ha considerato principalmente:

- D.lgs. 152/2006 recante “Norme in materia ambientale”;
- D.M. 17.01.2018 “Norme Tecniche per le costruzioni”;
- D.G.R. della Regione Lombardia n. IX/2616 del 30 Novembre 2011 e s.m.i. in particolare D.G.R. della Regione Lombardia n. X/2129 del 11/07/2014;
- Componente geologica comunale PGT e studio del Reticolo idrico Minore.

Per quanto riguarda la componente geotecnica la presente ha considerato principalmente:

- D.M. 17.01.2018 “Norme Tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 21.01.2019 n. 7 C.S.L.PP. “Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”;
- UNI ENV 1997 – 1 – Eurocodice 7 “Progettazione Geotecnica” parte 1.

2) Ubicazione geografica e descrizione dell'opera in progetto

L'area di intervento si colloca nella pianura Bergamasca al margine Ovest del centro abitato di Forno San Giovanni nell'area a verde posta a valle della strada Provinciale, Via Cavour, interessando il quarto SW del comparto (vedi Figura 1).

Comune di Forno San Giovanni Provincia di Bergamo	Progetto nuova scuola Primaria e scuola Secondaria di primo grado a servizio del nuovo campus scolastico di via Caravaggio	Rd./Rev 1	Pag. 3
--	---	-----------	--------



In questo settore è in corso la realizzazione del polo dell'infanzia posto nel settore NE dell'area, dei parcheggi posti a nord, mentre nella zona SE è in fase di valutazione la realizzazione di una vasca di laminazione ottenuta mediante un laghetto.

Il presente progetto prevede la costruzione di una struttura di forma stretta ed allungata ad S di due piani senza interrati, con piano di calpestio leggermente rialzato rispetto alla quota del piano campagna allo stato di fatto, allineandosi con quello del polo dell'infanzia.

L'opera sarà molto leggera utilizzando prevalentemente una struttura intelaiata con acciaio e legno.

La fondazione sarà costituita da una platea in cemento armato alta 30 cm e posta a - 1 m dalla quota di calpestio (quindi circa 50 cm interrata rispetto alla quota del piano campagna naturale allo stato di fatto). Sotto la platea sarà ricollocato uno strato di 10 cm di magrone in cemento appoggiato su un ulteriore strato di 20 cm di ghiaia rullata.

Le acque meteoriche previa laminazione in una vasca di laminazione costituita da un laghetto a cielo aperto posto nel settore SE, saranno recapitate nel reticolo idrico superficiale in quanto il recapito nel sottosuolo non è fattibile per la presenza della falda già a 2 m (la quota di riferimento è il piano campagna attuale posto a +0,2 m riferito al rilievo topografico di progetto del progetto, quindi corrispondente alla testa della platea) e di argilla impermeabile nei livelli superficiali del sottosuolo.

Le acque meteoriche drenate saranno raccolte in una vasca di raccolta per il riutilizzo come innaffio nelle aree a verde e in parte per i servizi, mentre le eccedenze saranno convogliate in una vasca di laminazione unica per l'intero comparto e collocata nella fascia centrale sviluppata N-S dove vi saranno i camminamenti interni.



3) RELAZIONE GEOLOGICA

3.1) Dati bibliografici

3.1.1) Caratteristiche geologiche

L'area in studio si colloca nella porzione meridionale della pianura bergamasca ad ovest del perimetro edificato del comune di Fornovo San Giovanni dove iniziano le aree agricole, in zona pianeggiante con leggera pendenza verso Sud.

Dai dati noti in letteratura in questa area affiora, secondo quanto indicato dalla "Carta Geologica" del PGT comunale e nella "Carta Geologica di Bergamo" (vedi Figura 1), affiorano i depositi noti in letteratura geologica con il nome di "Unità Postglaciale" nella facies dei depositi di conoide, costituiti da materiali limosi argillosi e sabbiosi nei livelli più superficiali e scendendo in profondità con graduale aumento della componente sabbiosa e ghiaiosa.

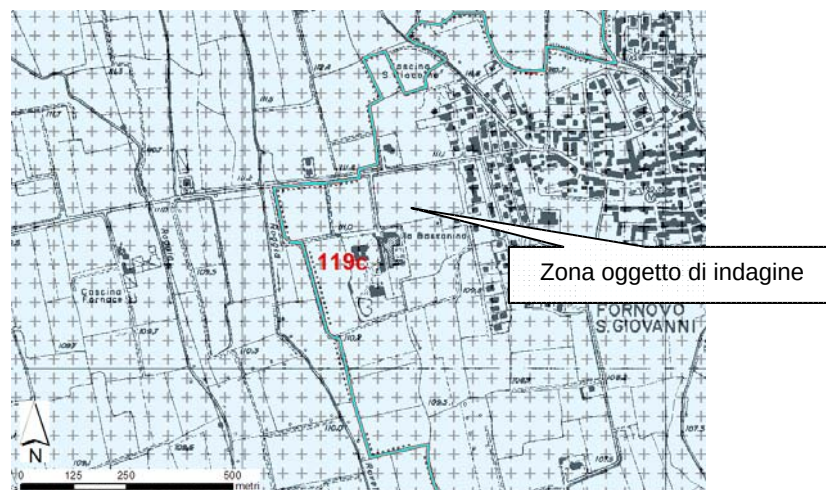


Figura 1: Estratto della "Carta Geologica di Bergamo". 119c= Unità Postglaciale – facies depositi alluvionali

Per quanto concerne le caratteristiche del terreno più superficiale nel PGT si indica la presenza di terreni limosi sabbiosi argillosi con le caratteristiche indicate in Figura 2.

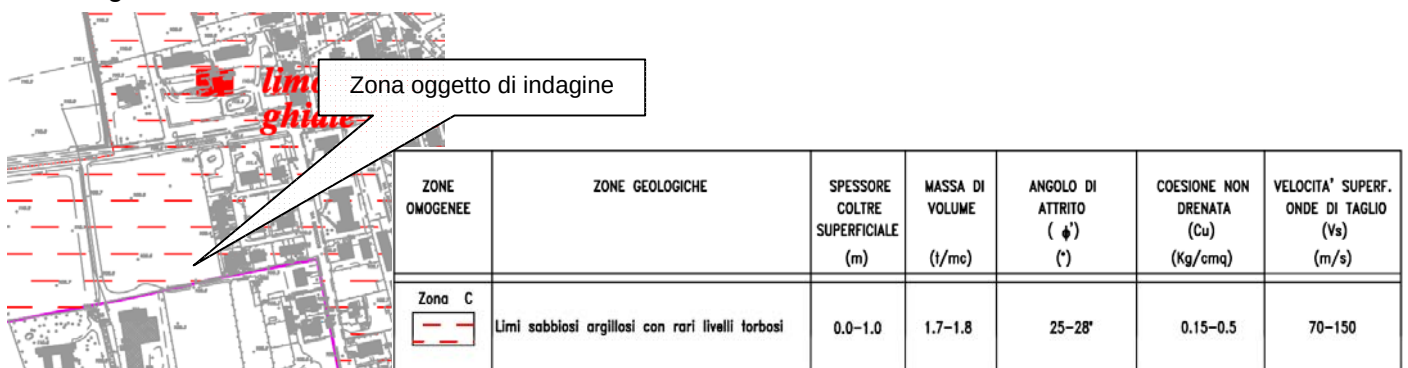
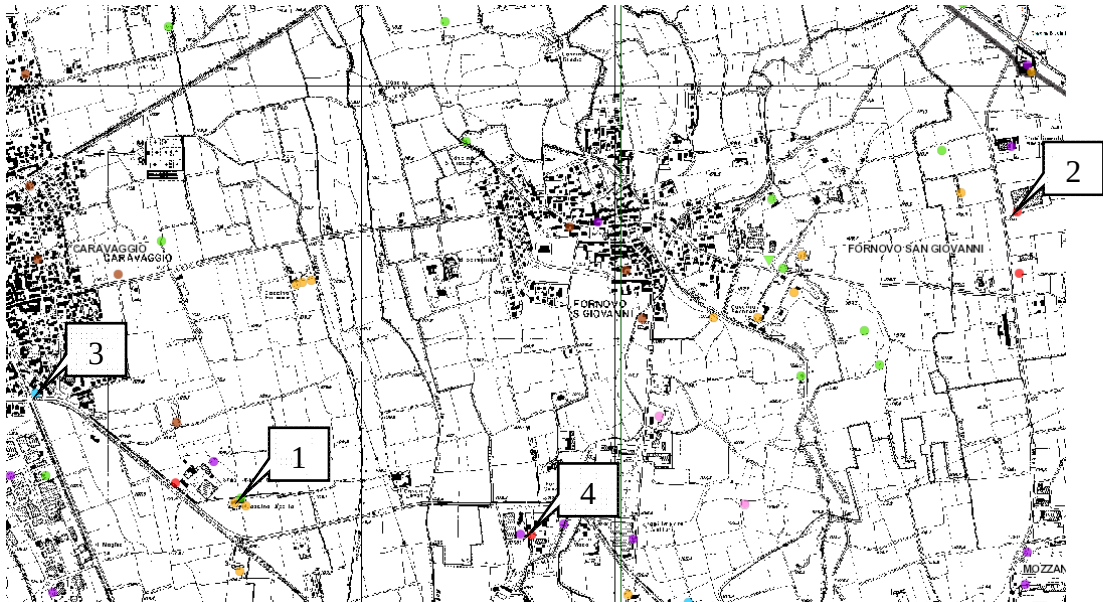


Figura 2: estratto della Carta geotecnica del PGT di Fornovo San Giovanni.



Per la zona non sono presenti molti dati relativi alla stratigrafia del sottosuolo ma è possibile far riferimento ai dati delle stratigrafie dei pozzi per acqua disponibili e pubblicati sul sito della Provincia di Bergamo al Servizio acque.



Pozzo n. 1

Portata media (l/s)	Potenza media (kW)	Uso
0	0	Aree verdi/aree sportive
1,77	0	Pompa di calore

Titolari

Concessionario	Domicilio	Comune	Prov.
G.M.P. S.P.A.	VIA TONALE 15	ALBANO SANT'ALESSANDRO	BG

Stratigrafia

N. livello	Inizio livello (cm)	Spessore livello (cm)	Descrizione
1		150	TERRENO DI COPERTURA
2	150	2650	SABBIA E GHIAIA LIMOSA
3	2800	200	TORBA NERA

Note prelievo LS 2,96 m da p.c. (16/04/2012)

Pozzo n. 2

Portata media (l/s)	Potenza media (kW)	Uso
10	0	Antincendio

Titolari

Concessionario	Domicilio	Comune	Prov.
OSIO GIAMPIETRO	VIA SS CREMASCA 6	FORNOVO SAN GIOVANNI	BG

Informazioni colonna

n. colonna	Profondità (m dal p.c.)	Diametro (cm)	n. filtri	Profondità inizio primo filtro (m)	Profondità fine ultimo filtro (m)
1	34	40	1	24	34

Stratigrafia

N. livello	Inizio livello (cm)	Spessore livello (cm)	Descrizione
1		100	Materiale di riporto
2	100	200	Ghiaia
3	300	200	Argilla limosa grigio scura
4	500	1700	Ghiaia mista a sabbia con tracce di argilla
5	2200	200	Argilla gialla
6	2400	1000	Ghiaia pulita con acqua

Note prelievo L.S. = -2,80 m; L.D. = -4,40 m

Comune di Forno San Giovanni Provincia di Bergamo	Progetto nuova scuola Primaria e scuola Secondaria di primo grado a servizio del nuovo campus scolastico di via Caravaggio	Rd./Rev 1	Pag. 6
--	--	-----------	--------



Pozzo n. 3

Portata media (l/s)	Potenza media (kW)	Uso
50	0	Potabile

Titolari

Concessionario	Domicilio	Comune	Prov.
CO.GE.I.DE. S.P.A.	VIA CREMA	MOZZANICA	BG

Informazioni colonna

n. colonna	Profondità (m dal p.c.)	Diametro (cm)	n. filtri	Profondità inizio primo filtro (m)	Profondità fine ultimo filtro (m)
1	59	29	3	25,2	55,1

Stratigrafia

N. livello	Inizio livello (cm)	Spessore livello (cm)	Descrizione
1		200	Terreno vegetale ghiaioso
2	200	2050	Ghiaia e ciottoli con sabbia
3	2250	150	Conglomerato fessurato
4	2400	620	Ghiaia grossa e poca sabbia
5	3020	200	Argilla gialla
6	3220	750	Conglomerato fessurato
7	3970	490	Ghiaia grossa e sabbia
8	4460	240	Conglomerato fessurato
9	4700	100	Sabbia gialla argilla
10	4800	750	Conglomerato fessurato
11	5550	320	Argilla gialla
12	5870	30	Conglomerato

Note prelievo L.S.=-0,9 m; L.D.=-1,3 m (20.01.1950)

Pozzo n. 4

Portata media (l/s)	Potenza media (kW)	Uso
30	0	Industriale
0	0	Antincendio

Titolari

Concessionario	Domicilio	Comune	Prov.
BIDACHEM	STRADA STATALE 11 N° 8	FORNOVO SAN GIOVANNI	BG

Informazioni colonna

n. colonna	Profondità (m dal p.c.)	Diametro (cm)	n. filtri	Profondità inizio primo filtro (m)	Profondità fine ultimo filtro (m)
1	61	55	2	28	53,5

Stratigrafia

N. livello	Inizio livello (cm)	Spessore livello (cm)	Descrizione
1		30	Terreno di coltura
2	30	320	Argilla grigia
3	350	2150	Ghiaia e sabbia
4	2500	300	Ghiaia argillosa
5	2800	1550	Ghiaia e sabbia
6	4350	250	Sabbia con ghiaietto
7	4600	100	Argilla
8	4700	350	Conglomerato
9	5050	300	Ghiaia con sabbia
10	5350	150	Argilla gialla
11	5500	600	Argilla cenere

Note prelievo L.S.=-1,00 m; L.D.=-4,55 m (16.11.1979)

Seppur siano presenti innumerevoli pozzi pochi presentano dati sulla stratigrafia o sulle caratteristiche dei filtri.

Dalle stratigrafie della zona emerge come fino a 1,5 3 m dal piano campagna sono presenti terreni sabbiosi ghiaiosi contenenti limo e argilla a cui seguono materiali granulari a principale componente ghiaiosa con rari livelli metrici di conglomerato, a circa 25 – 30 m si intercetta un livello di argilla dello spessore di 2 – 3 m. Ad oltre 35 m riprendono i materiali ghiaiosi con più frequenti livelli conglomeratici, a circa 55 m si intercetta un ulteriore livello argilloso dello spessore di 2 – 3 m. Non si hanno dati oltre i 60 m.



3.1.2) Caratteristiche idrogeologiche

Sulla base dei dati del PGT confermati dalle stratigrafie dei pozzi (vedi cap. precedente) la falda freatica si colloca a circa 2 – 3 m dal piano di campagna (vedi Figura 3) con un gradiente diretto circa N - S. La superficie piezometrica presenta una fluttuazione anche di +/- 1 m con innalzamenti soprattutto nei periodi molto piovosi e durante le fasi di irrigazione dei campi.

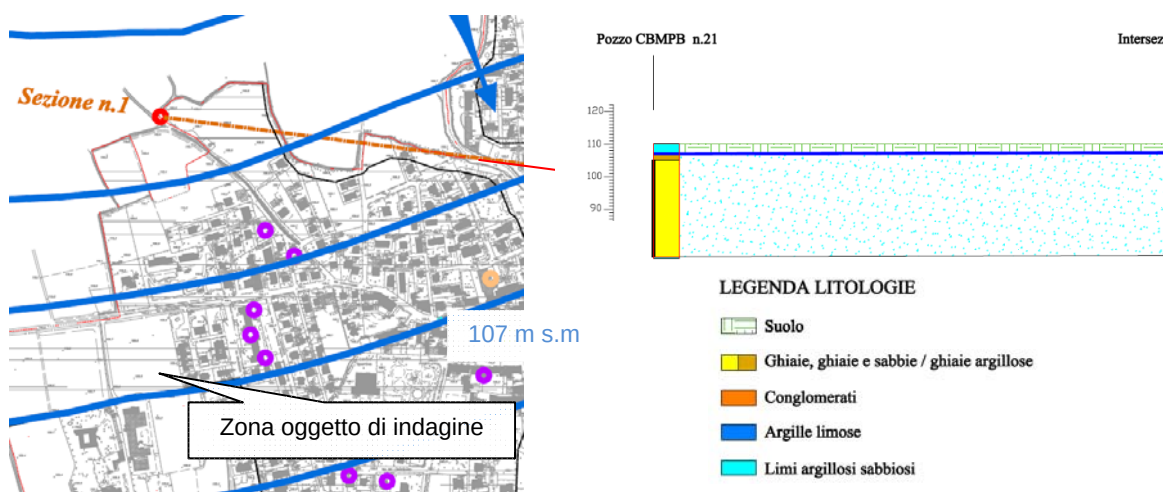


Figura 3: estratto della carta idrogeologica del PGT di Fornovo San Giovanni.

Facendo riferimento anche ai dati dei pozzi riportati nel capitolo precedente risulta che in tutti i pozzi si conferma la presenza di una falda a pochi metri dal piano campagna con abbassamenti del livello in fase di pompaggio dell'ordine dei decimetri a 1 m fino a portate emunte di 10 l/s, arrivando a oltre 3 m per portate di 30 l/s.

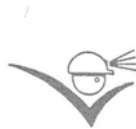
Per quanto concerne le portate di norma i pozzi emungono meno di 1 l/s, ma si presume che siano pozzi di piccolo diametro, mentre per pozzi di maggiore diametro, es. 50 cm si possono raggiungere portate di oltre 10 l/s e, utilizzando più di 1 filtro anche portate di alcune decine di litri. In un pozzo è indicata una portata di 200 l/s.

In generale si evidenzia che per prelevare portate di pochi litri al secondo si possono fare pozzi di piccolo diametro e profondi 20 – 30 m, mentre per portate di decine di litri si deve prevedere gradualmente un aumento delle dimensioni, es. 40 – 50 cm, della profondità ma di norma entro i 60 m e del numero di filtri.

Scendendo poco più a Sud del centro abitato si intercetta la fascia dei fontanili.

3.1.3) Caratteristiche idrologiche

Dal punto di vista idrologico tutta la zona della pianura ed in particolare questo settore ancora adibito alle attività agricole è caratterizzata dalla presenza di una fitta rete di fossi e canali irrigui atti a drenare e irrigare i terreni agricoli. In particolare lungo i



perimetri (ad eccezione del fronte confinante con la zona urbanizzata) della proprietà sono presenti dei fossi ancora attivi che si collegano con le adiacenti rogge.

Il reticolo idrico è qui rappresentato dalla Roggia Rovella che scorre a circa 280 m con deflusso N-S lungo il confine comunale occidentale con Caravaggio, mentre ad Est nel centro abitato scorre a 150 m, sempre con deflusso N-S lungo, la Roggia Rognola.

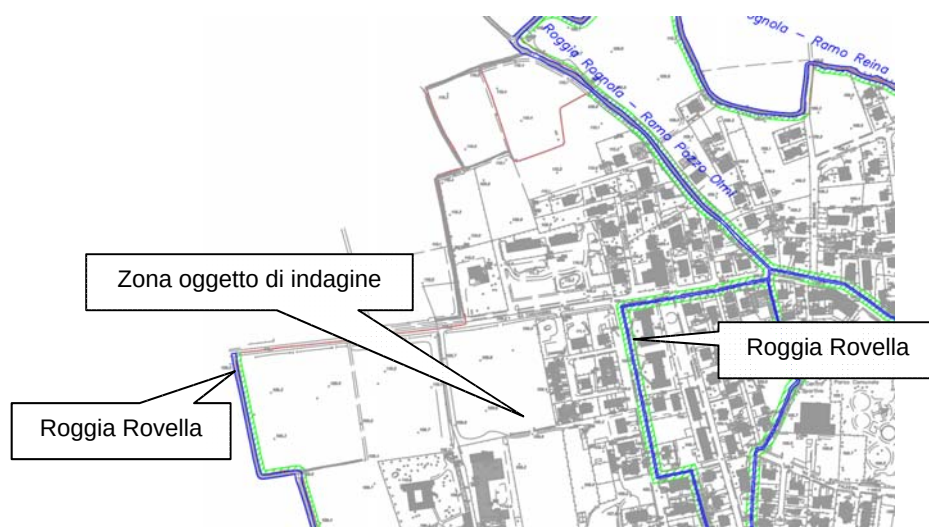


Figura 4: estratto della Carta dei Vincoli del PGT di Fornovo San Giovanni.

Lungo il perimetro al confine con le aree agricole scorrono dei fossi attivi utilizzati per drenare e ridistribuire le acque superficiali.

In generale nelle aree agricole la presenza delle attività agricole favorisce l'infiltrazione delle acque nel terreno ma, in occasione delle piogge intense o critiche si ha la tracimazione delle stesse nel fitto reticolo di fossi e rogge presente nella zona.

La presenza di argilla nel primo 1 – 2 m di spessore limita la capacità di infiltrazione nel sottosuolo delle acque.

3.1.4) Caratteristiche sismiche

Per quanto concerne le caratteristiche sismiche i PGT della zona identificano come scenario la Zona Z4a “zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali” per i quali si identifica una amplificazione litologica”.

Nel PGT di Fornovo non vi sono dati specifici mentre per il comune di Caravaggio vi sono due studi con approfondimenti di secondo livello di cui una in particolare è posta a circa 1,2 km dall'area di interesse laddove si intercettano le prime case del centro abitato.



Dall'analisi di secondo livello qui svolta, per i cui risultati sintetici ed ubicazione del sito si rimanda alla Figura 5, è emerso che seppur il terreno sia attribuibile ad una categoria di sottosuolo B di fatto poiché il fattore di amplificazione calcolato è pari a 1,55, di poco superiore a quello massimo pari a 1,5, risulti necessario utilizzare lo spettro di una classe superiore e nello specifico la C, oppure in alternativa è possibile eseguire una analisi di terzo livello. I medesimi risultati sono stati ottenuti anche per il sito B posto più a Sud nell'area industriale.

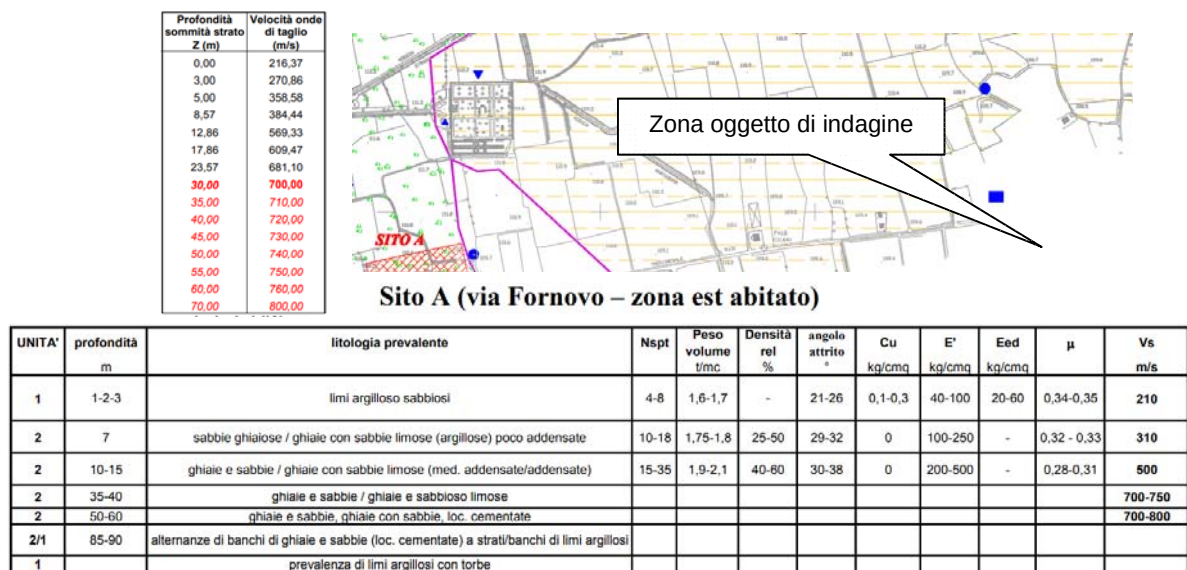


Figura 5: estratto delle risultanze dell'analisi di secondo livello svolta nel sito A dal PGT di Caravaggio.

3.2) Risultanze indagini sito specifiche

A supporto della progettazione dell'intero polo scolastico gli scriventi hanno svolto una campagna di indagini sito specifiche che hanno previsto l'esecuzione di:

- n. 17 prove penetrometriche dinamiche egualmente distribuite sull'intera area;
- posa di n. 2 piezometri lungo gli spigoli del comparto, collocati nei fori delle prove penetrometriche;
- n. 2 prove di permeabilità a carico variabile entro i primi 2,5 m per la verifica della permeabilità dello strato più superficiale di terreno;
- esecuzione di indagini geofisiche su uno stendimento comprendente le tecniche della sismica a rifrazione (in onde P), MASW (sia con onde Rayleigh che Love), e HVSR;
- sondaggio geognostico spinto fino a 15 m con n. 4 prove SPT e posa di piezometro con prova di portata.

Per il dettaglio delle tecniche di indagine e dei risultati si rimanda alla "Nota sulle indagini geologiche e geognostiche" del progetto Campus scolastico di Forno datata Novembre 2022 allegata alla presente (allegato esterno).



Dalle prove è stata confermata la presenza della falda già a 2,2 m dal piano di campagna con un gradiente pressochè orizzontale. La permeabilità dei terreni superficiali è molto bassa per la presenza di argille marroni, di fatto l'acqua immessa nei tubi di prova non si infila, pertanto si ha un coefficiente di permeabilità dell'ordine dei 10^{-8} m/s. In superficie le acque sono drenate dal livello di terreno agricolo che presenta una permeabilità media grazie ai rimaneggiamenti del terreno derivante dalle pratiche agricole

Dal sondaggio sviluppato (collocato nel punto mediano del fronte est del confine di proprietà) fino a 15 m ed attrezzato con piezometro da 3 pollici, è emersa la presenza di uno strato di argilla marrone tra il piano campagna e 1,5 m, a cui seguono sabbie con graduale aumento della componente ghiaiosa con la profondità. La falda si attesta alla profondità di 2,3 m (rispetto al piano campagna originario posto a + 0,2 m corrispondente alla testa della platea). Le misura eseguite nell'anno 2023 hanno permesso di evidenziare che la falda

Le prove SPT hanno evidenziato un numero di colpi almeno doppio rispetto a quello misurato nelle prove penetrometriche dinamiche. La prova di portata ha permesso di verificare che per portate di 1,5 l/s l'abbassamento del livello piezometrico è dell'ordine dei 7 cm.

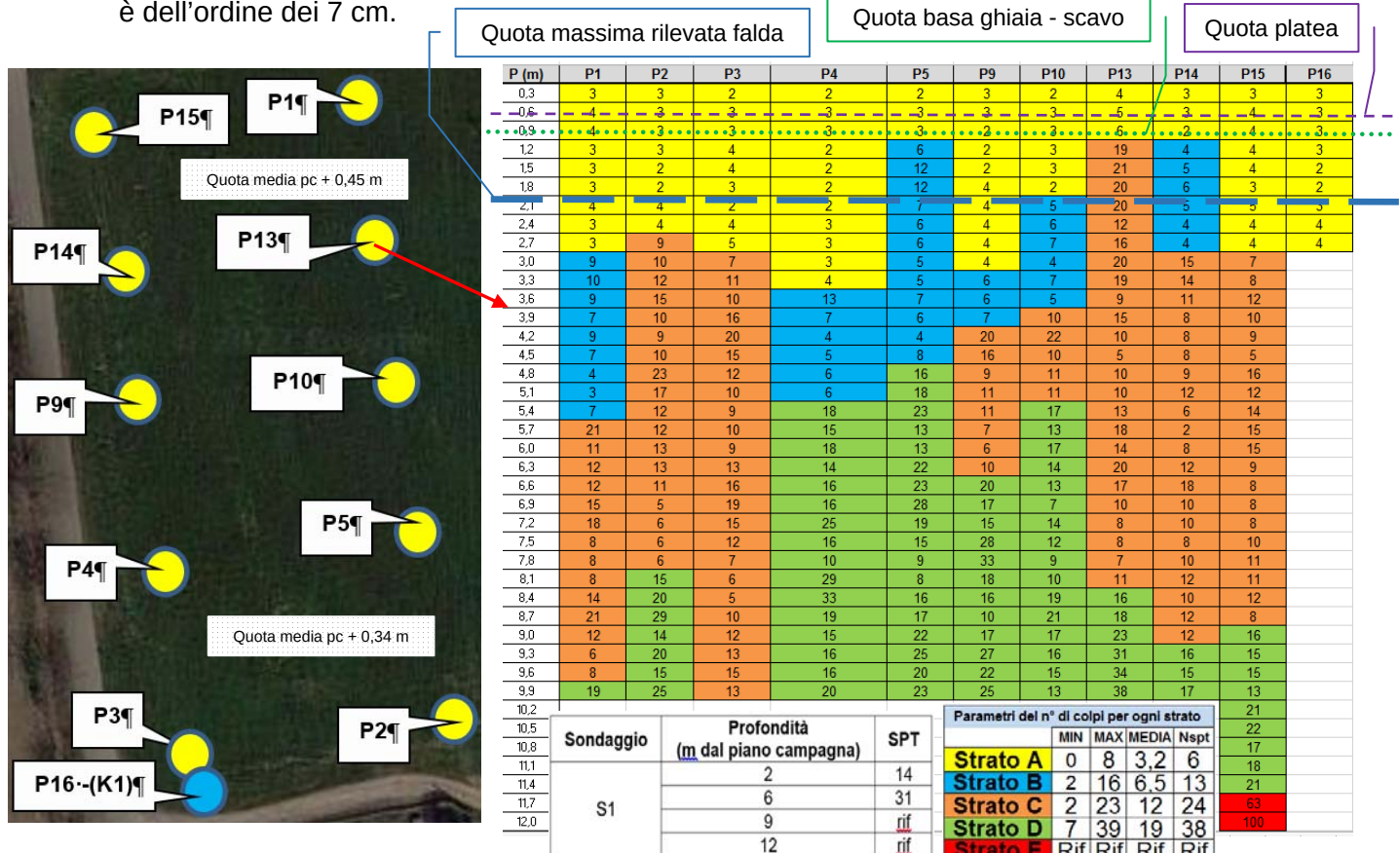


Tabella 1: risultati delle prove penetrometriche e delle SPT per l'area di intervento.

La quota di inizio prova (media) è di + 0,2 m rispetto al rilievo topografico del progetto.



Le prove penetrometriche hanno permesso di confermare che nell'insieme i terreni presentano una stratigrafia abbastanza uniforme (vedi Tabella 1).

Seppur i terreni presentino livelli eteropici in considerazione del basso livello di sforzo applicato dalla struttura si è ritenuto comunque possibile semplificare il modello approssimandolo a livelli con limiti suborizzontali.

Fino a 2,7 m terreni sciolti sabbiosi contenenti limo con un N_{dpsh} medio di 3-4 (corrispondente a $SPT=6$) a cui seguono fino a circa 4,5 m sabbie ghiaiose limose con un N_{dpsh} medio di 6 (corrispondente a $SPT=13$), alla base fino a 7,5 m sono presenti ghiaie sabbiose con strati variabili da addensati a poco addensati ma con un N_{dpsh} medio di 12 (corrispondente a $SPT=24$), alla base sino a 13 m, dove si registra il rifiuto della strumentazione, sono presenti alternanze di strati di ghiaia e sabbia addensati con un N_{dpsh} medio di 19 (corrispondente a $SPT=38$).

Tutte le prove spinte oltre i 9 m hanno presentato il rifiuto entro i 13 m.

Dalle indagini geofisiche si conferma la presenza della falda a circa 3 m di profondità, individuano valori di V_s pari a 150 m/s fino a 2 m, valori di 290 m/s fino a 7 – 8 m a cui seguono strati con valori in graduale aumento da 380 a 460 m/s fino a 22 – 28 m, nei seguenti metri fino a 35 – 45 (come è possibile identificare con la HVSr) dove si intercetta il *bedrock* sismico la velocità aumenta a 550 m/s e 750 m/s.

Come per le indagini geofisiche del limitrofo comune di Caravaggio (vedi cap. n. 3.1.4) anche quelle qui svolte confermano terreni caratteristici di categorie di sottosuolo B seppur vi si rientri restando al limite con la successiva C.

Al fine di fornire maggiori indicazioni utili, si riportano le risultanze del sopralluogo eseguito in data 18/01/2024 in cui è stato possibile prendere diretta visione del livello di terreno più superficiale nello scavo eseguito sino alla quota di 1,3 m dal piano campagna (vedi Figura 6) naturale nella zona di posa della gru dell'area dell'asilo nido in fase iniziale di esecuzione.

Nel livello escavato affiorano terreni limosi argillosi debolmente sabbiosi contenenti sparsi ciottoli. Il deposito presenta una coesione a breve termine che permette il sostegno delle pareti di scavo che però, localmente, dopo pochi giorni presentano locali collassi dello strato corticale.

Alla base dello scavo a tratti si individuano ciottoli arrotondati calcarei delle dimensioni anche di alcuni centimetri sino a 10 cm, appartenenti al livello sottostante ove anche la percentuale di sabbia aumenta.

Alla base dello scavo è presente acqua di ristagno, che evidenzia la scarsa permeabilità dei terreni.



Figura 6: vista del fronte nord dello scavo alla data del 18 gennaio 2024 eseguito per la posa della gru nell'area del nuovo asilo nido.

3.3) Modello geologico locale

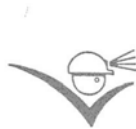
Sulla base della documentazione acquisita pertanto è possibile ricostruire il seguente modello geologico dell'area come riportato in tabella.

Unità	Profondità base (m dal p.c.)	Descrizione litologica
A	2	Limo sabbioso argilloso
B	6	Sabbia limosa
C	13	Ghiaia sabbiosa debolmente limosa
D	25	Alternanze di strati ghiaiosi e sabbiosi
E	35	Ghiaie con strati conglomeratici e argillosi

Tabella 2: Modello geologico dell'area in esame.

La falda si attesta a 2 - 3 m di profondità con escursioni stagionali che possono comportare la risaliti per brevi periodi fino a 1,5 m dal piano campagna (riferito allo stato di fatto).

La presenza di materiale limoso favorisce la risalita capillare e l'umidità.



3.4) Fattibilità geologica del progetto

L'area oggetto di intervento nella "Componente geologica" del PGT comunale risulta classificata come;

- "Carta dei vincoli" – PAI e PGRA; nessun vincolo;
- "Carta di Sintesi", scadenti caratteristiche geotecniche – terreni sabbiosi argillosi fino a max 5 m, e zone con soggiacenza della falda inferiori a 5 m;
- "Carta di fattibilità geologica delle azioni di piano" classe 3 "fattibilità con consistenti limitazioni";
- per quanto concerne la componente sismica l'area rientra nello scenario Z4a "zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali" per i quali si identifica una amplificazione litologica". Non sono stati eseguiti approfondimenti i secondo livello.

Sulla base delle indagini svolte risulta che l'intervento di realizzazione del polo dell'infanzia è fattibile e compatibile con le condizioni geologiche locali ma che la presenza della falda già a 2 m di profondità limita l'utilizzo dei terreni in profondità e richiede l'adozione di tecniche ed attenzioni costruttive di cui nei capitoli 3.5) e 3.6) si forniscono le indicazioni.

3.5) Componente geologica del progetto

La principale problematica di cui si deve e si è tenuto conto è la presenza della falda già a 2 m di profondità e l'eterogeneità degli strati di terreno che comportano spessori variabili da 1 a 5 m del primo strato che presenta caratteristiche più scadenti.

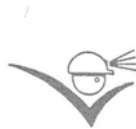
Al fine di monitorare il livello della superficie piezometrica e aumentare il grado di sicurezza dei lavoratori e delle attività edili, si è lasciato proteggendolo con un coperchio il piezometro realizzato nel foro di sondaggio in modo che anche in eseguito (soprattutto in occasione dell'inizio dei lavori) sia possibile procedere alla misura in tempo reale della quota freaticometrica.

3.5.1) Esecuzione degli scavi

In considerazione della presenza di terreni poco addensati di natura argillosa e della falda, si è previsto di mantenere le opere sopra la quota del piano campagna attuale senza realizzare opere interrato o seminterrate.

Si prevede l'asportazione del terreno più superficiale per uno spessore di circa 80 cm, ricoprendoli con uno strato di ghiaia di 20 cm che verrà compattato meccanicamente ed un ulteriore strato di cemento di 10 cm.

In tali condizioni risulta che gli scavi saranno estremamente limitati senza di fatto mai interessare i livelli saturi e risultando stabili; come rilevato in occasione del sopralluogo svolto in occasione degli scavi del gennaio 2024 (vedi Figura 6), si segnala



comunque l'instabilità della cotica superficiale che richiede l'allargamento del fronte dello scavo di alcuni decimetri al fine di non avere interferenze con i getti dei c.a.

La posa dello strato di ghiaia oltre che migliorare il livello di appoggio delle opere di fondazione permetterà di contenere le acque di ristagno mantenendo all'asciutto la platea.

Per le quote di scavo previste non si individuano particolari indicazioni per gli scavi a breve termine.

3.5.2) Realizzazione terrapieni - massicciate

Per la realizzazione dei terrapieni – massicciate si prevede la regolarizzazione del piano di posa e la compattazione mediante mezzi meccanici della superficie. Al fine di contenere i fenomeni di risalita capillare e garantire la stabilità nel tempo dei manufatti in rilevato si dovranno utilizzare materiali granulari di natura sabbiosa e ghiaiosa, riportati per strati successivi pianoparalleli dello spessore massimo di 20 – 30 cm regolarmente compattati. La compattazione dovrà avvenire con adeguati mezzi, es. rulli vibranti, prevedendo più fasi – passaggi fino all'ottenimento di un grado di compattazione di almeno il 60% (non si prevede la realizzazione di massicciate per zone con transito veicolare).

La verifica dell'ottenimento di un adeguato grado di compattazione potrà avvenire mediante l'esecuzione di prove di carico su piastra.

Nelle aree a verde si raccomanda di prevedere la posa di uno strato di terreno di coltivo adeguato oltre che alla crescita delle essenze erbacee anche al drenaggio, per infiltrazione, delle acque meteoriche.

3.5.3) Drenaggi ed impermeabilizzazioni

Nella progettazione si è tenuto in considerazione che le opere a diretto contatto con i terreni saranno interessate da un elevato grado di umidità e per tale motivo si è prevista la messa in opere di massicciate in ghiaia e opere di contenimento del fenomeno di risalita capillare delle acque.

Le opere non interesseranno il livello saturo.

3.5.4) Scarico acque meteoriche

Dalle indagini svolte è emerso che i terreni superficiali di natura argillosa non sono adeguati allo scarico delle acque drenate da grandi superfici come quelle in progetto, mentre la presenza della falda già a 2 m impedisce lo scarico negli strati superficiali e profondi del terreno.



Per tali motivi si è previsto di recapitare le acque meteoriche nel limitrofo cavo – canale posto al limite dell'area di intervento previa laminazione in una vasca - laghetto comune all'intero comparto. Per la progettazione di tali manufatti si rimanda al progetto di invarianza delle opere di urbanizzazione mentre per la rete di drenaggio interna al polo dell'infanzia si rimanda al progetto di invarianza specifico ed allegato al progetto.

Tutte le opere fognarie, ad eccezione della vasca di raccolta dell'acqua, si manterranno nel livello insaturo lambendo la fascia che per transitori potrebbe essere saturata.

3.5.5) Realizzazione delle opere di fondazione

In considerazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni e delle caratteristiche strutturali del manufatto, lo strutturista ha previsto l'utilizzo di una fondazione superficiale a platea mantenute ad una profondità di circa 70 cm rispetto al piano campagna attuale e interrata 1 m a lavori ultimati.

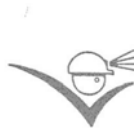
Con tali geometrie ed in particolare carichi estremamente contenuti, seppur il piano di appoggio delle fondazioni interessi terreni superficiali si otterranno condizioni adeguate a garantire la stabilità dei manufatti nei confronti della rottura per carico limite che mantenere contenuti gli assestamenti.

Per quanto concerne i terreni più superficiali nei quali sono stati misurati numeri di colpi con le prove penetrometriche dinamiche di 3 – 4 colpi si evidenzia che:

- dalle prove SPT è stato verificato che per i livelli granulari (quindi da oltre 2 m) il fattore di correlazione è pari ad almeno di 2. Per il livello superficiale a prevalente componente fine si prevede comunque cautelativamente un fattore di 1,5;
- pur appoggiandosi la fondazione sul livello superficiale che presenterà spessori del livello più scadente sotto la fondazione per ulteriori 160 – 180 cm, i livelli sottostanti saranno di natura prevalentemente sabbiosa con ghiaia che, sottoposti al sovraccarico in graduale aumento per via della prosecuzione dei lavori, si compatterà seppur di poco, comportando un miglioramento delle caratteristiche geotecniche del terreno e limitando o annullando i cedimenti a lungo termine.

3.6) Componente sismica del progetto

Poiché il PGT di Fornovo San Giovanni è rientrato con la D.g.r. 11 luglio 2014 n. X/2129 in classe comunale n. 3, e poiché l'opera presenta un T_R pari a 712 anni, si è previsto di eseguire una analisi di terzo livello - analisi della Risposta Sismica Locale (RSL) al fine di verificare la possibilità di utilizzare una categoria di sottosuolo prevista dalle NTC2018.



3.6.1) Analisi quantitativa della risposta sismica locale (RSL) – analisi terzo livello

L'esecuzione dello studio di terzo livello - analisi della Risposta Sismica Locale (RSL) si applica nella fase di progettazione ed ha lo scopo di definire gli effetti di amplificazione dell'impulso sismico locale al suolo, per ottimizzare le opere e gli eventuali interventi di mitigazione della pericolosità sismica. Tale analisi è di tipo quantitativo, a differenza di quelle semi-quantitative e semplificate, legate alla sola definizione del valore di V_{seq} per l'ingresso in una delle categorie di sottosuolo previste da normativa. In particolare l'analisi di 3° livello prevede la modellazione delle caratteristiche geofisiche e geotecniche specifiche del sito, del periodo di ritorno di progetto e della tipologia di sismi attesi che consentono di definire con maggior precisione la curva dello spettro di risposta elastica.

La procedura ha previsto l'utilizzo di un approccio di tipo numerico che consiste nella modellazione della situazione reale mediante un'appropriata e dettagliata caratterizzazione geometrica e meccanica del sito e nella valutazione della risposta sismica locale tramite un codice di calcolo matematico, definendo un modello geofisico, litostratigrafico e geotecnico specifico per il sito e con l'adozione di sismogrammi naturali opportunamente selezionati.

I concetti fondamentali su cui si basano il codice di calcolo numerico riguardano la teoria della propagazione delle onde sismiche nel sottosuolo e la teoria del comportamento non lineare e dissipativo dei terreni in condizioni dinamiche.

In considerazione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche dei luoghi, con terreno a stratificazione abbastanza piano – parallela ed omogenea lateralmente seppur entro spazi di qualche centinaio di metri, l'analisi è stata condotta adottando modelli monodimensionali 1D basati su opportune semplificazioni e riduzioni del problema, necessarie ma comunque di influenza abbastanza trascurabile sul risultato finale. Non si è previsto comunque di usare modelli bidimensionali poiché non vi sarebbero in disponibilità dati sufficienti a garantire il risultato del modello.

Per l'individuazione dei sismogrammi è stato utilizzato il software REXELWEB 2.0 del febbraio 2022 (prodotto dalla Quality S.r.l. per il Gruppo di lavoro ITACA1 I dell'INGV – Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia). Questo software consente di estrarre 7 accelerogrammi spettro-compatibili da diverse banche dati, quali ITACA (Italian Accelerometric Archive) e ESD (European Strong-motion Database), per individuare sismogrammi idonei alle condizioni di progettazione previste per una struttura da considerarsi strategica. Gli accelerogrammi estratti sono spettro-compatibili, nel senso che rispettano parametri quali accelerazione massima attesa, Stato Limite (in questo caso SLV) e intervalli di magnitudo e distanza epicentrale. Lo



spettro medio di questa settupla di accelerogrammi si approssima, entro dei limiti di tolleranza definiti, a quello caratteristico del sito per il suolo rigido (Cat. A).

Per l'elaborazione dei sismogrammi, al fine di sviluppare l'analisi numerica, si è utilizzato il software FAD1 prodotto dalla ProgramGeo di Brescia e confrontato anche con STRATA (analisi non riportata nella presente), distribuito sotto la GNU General Public License versione 3 (GPLv3).

In conclusione, è stato effettuato un confronto tra lo spettro medio ricavato e lo spettro di normativa definito per il sito alle condizioni previste dal progetto, ricavato dall'applicativo Spettri NTC ver 1.0.3 fornito dal ministero. L'analisi è stata svolta agli SLV.

3.6.1.1) Parametri di input

Le indicazioni progettuali relative alla struttura in progetto indicano una vita nominale di 50 anni ed una classe d'uso dell'edificio di tipo III – affollamenti significativi. Di conseguenza il periodo di riferimento, definito come $V_r = V_n \cdot \text{Classe d'uso}$, risulta uguale a 75 anni.

In funzione di queste indicazioni è stato ricavato lo spettro di risposta elastico specifico del sito di riferimento al suolo rigido (categoria A).

Stato Limite	Tr (anni)	a_g (g)	F_0	T_c^*
Vita (SLV)	712	0,129	2,451	0,277

Figura 7: parametri dello spettro di risposta elastico di sito su suolo rigido.

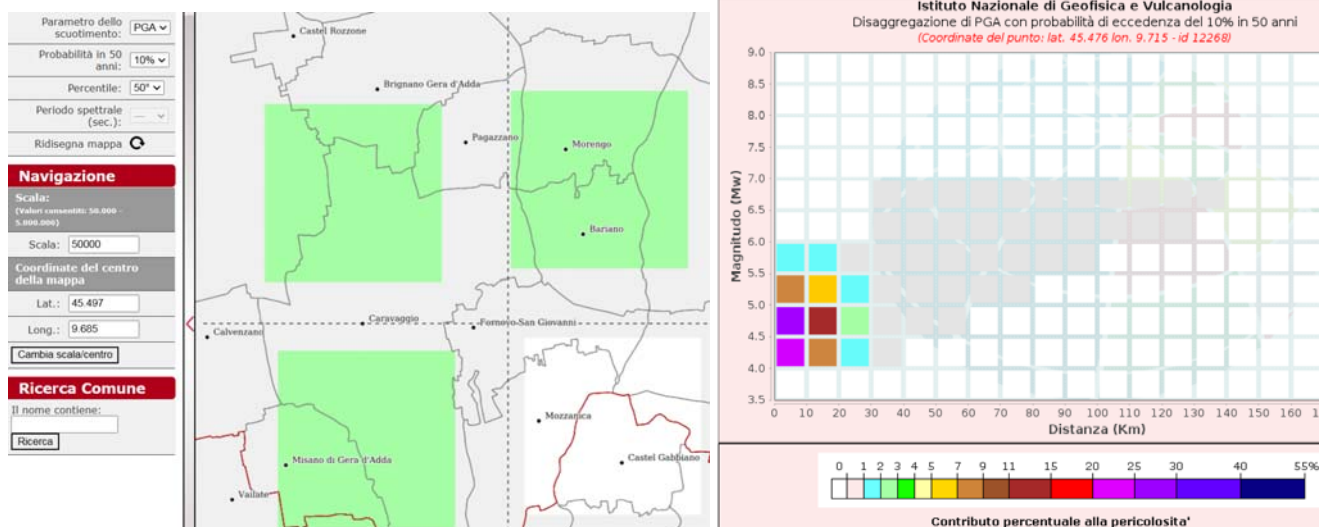
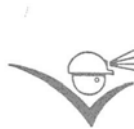


Figura 8: (a sinistra) mappa della pericolosità sismica e (a destra) diagramma di disaggregazione per lo Stato di Vita. Fonte INGV.

È stato quindi possibile ottenere il diagramma di disaggregazione attraverso il sito <http://esse1-gis.mi.ingv.it> e visibile in Figura 8. In funzione dei grafici di disaggregazione e dello spettro elastico di progetto sono stati dimensionati i limiti di



magnitudo e distanza epicentrali utilizzati in REXELWEB v 2.0 per la ricerca degli accelerogrammi spettro-compatibili riferiti alla componente orizzontale del sisma.

3.6.1.2) Definizione combinazioni di accelerogrammi naturali compatibili

L'analisi effettuata tramite il software REXELWEB v 2.0. ha restituito il grafico di Figura 9, all'interno del quale sono visibili gli spettri di risposta elastica di 7 sismi i cui parametri sono visibili all'interno della tabella di Figura 10. I sismogrammi riferiti allo SLV sono stati ricavati dal ESD (European Strong-motion Database) e sono confrontati con lo spettro target riferito categoria di suolo A e topografia T1, per un $T_r = 712$ anni.

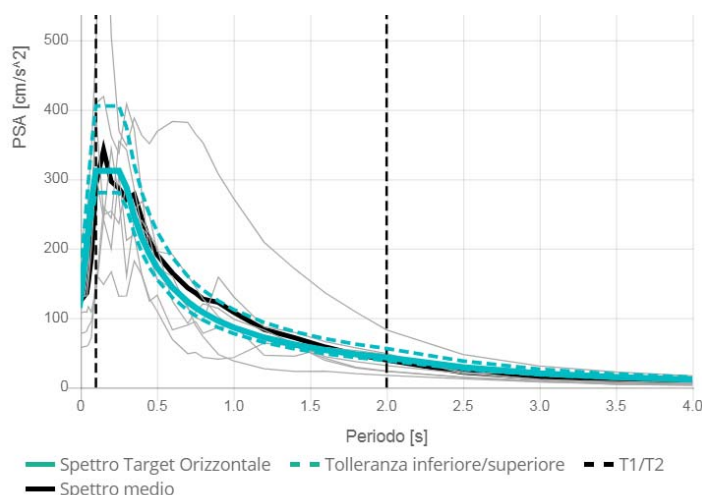
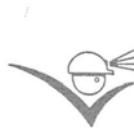


Figura 9: spettri di risposta elastici dei sismogrammi allo Stato Limite di Vita ricavato con il software REXELWEB ver. 2.0.

Essi sono compatibili con lo spettro target e compresi entro un limite di tolleranza superiore del 30% ed un limite di tolleranza inferiore del 10%. Sono state ricavate più settuple di accelerogrammi tra le quali è stata selezionata quella con una deviazione standard statistica minore rispetto allo spettro di riferimento di Cat. A, definito dal programma stesso.

Combinazione	ID registrazione	ID ITACA	Codice rete	Codice stazione	ID sensore	Strumento	Orientamento	ML	MW	Tipologia di faglia	Distanza epicentrale [km]	Classe EC8	Vs30 [m/s]	Punteggio	Fattore di scala
1	IV.T0819..HN.IT-2012-0012	IT-2012-0012	IV	T0819		HN	N	5.1	4.9	Thrust faulting	4.1	C	208	N: 1.489	N: 1.000
1	IT.NVL.00.HN.IT-1996-0003	IT-1996-0003	IT	NVL	00	HN	N	4.9	5.4	Thrust faulting	7.5	C	190	N: 0.239	N: 1.000
1	IT.MRN.00.HN.IT-2012-0009	IT-2012-0009	IT	MRN	00	HN	E	5.0	5.1	Thrust faulting	7.4	C	208	E: 0.405	E: 1.000
1	IT.BOJ.00.HG.IT-2013-0019	IT-2013-0019	IT	BOJ	00	HG	N	5.0	5.0	Normal faulting	10.4	C	306	N: 0.448	N: 1.000
1	4A.MI03..HN.IT-2009-0102	IT-2009-0102	4A	MI03		HN	E	5.4	5.5	Normal faulting	2.8	B	378	E: 0.183	E: 1.000
1	IT.CSA.00.HN.IT-1997-0091	IT-1997-0091	IT	CSA	00	HN	E	5.4	5.4	Normal faulting	21.1	C	200	E: 0.266	E: 1.000
1	IT.CSA.00.HN.IT-1997-0091	IT-1997-0091	IT	CSA	00	HN	N	5.4	5.4	Normal faulting	21.1	C	200	N: 0.269	N: 1.000

Figura 10: accelerogrammi identificati per l'analisi allo Stato Limite di Vita.



3.6.1.3) Modellazione numerica monodimensionale

3.6.1.3.1 Scelta del software per l'analisi monodimensionale

Al fine di sviluppare l'analisi numerica si è utilizzato il software Fad1D della ProgramGeo di Mantova che adotta una serie di scelte di modellazione:

Tipo di modello	monodimensionale
Discretizzazione	a strati continui
Modello terreno	visco elastico lineare
Analisi	sforzi totali
Implementazione non linearità	equivalente lineare
Tipo di soluzione	funzione trasferimento
Dominio di analisi	frequenze
Tipo frontiera basale	assorbente – deformabile
Tipo oscillazione terreno	orizzontale
Tipo taglio	taglio puro

Il programma prevede la seguente procedura per ricavare l'amplificazione dal bedrock al suolo:

- A. Caricamento di sismi al bedrock (accelerogramma di input);
- B. Calcolo dello spettro di risposta elastico e di Fourier al badrock;
- C. Stima della funzione di trasferimento;
- D. Calcolo dell'accelerogramma e dello spettro di risposta elastico in superficie.

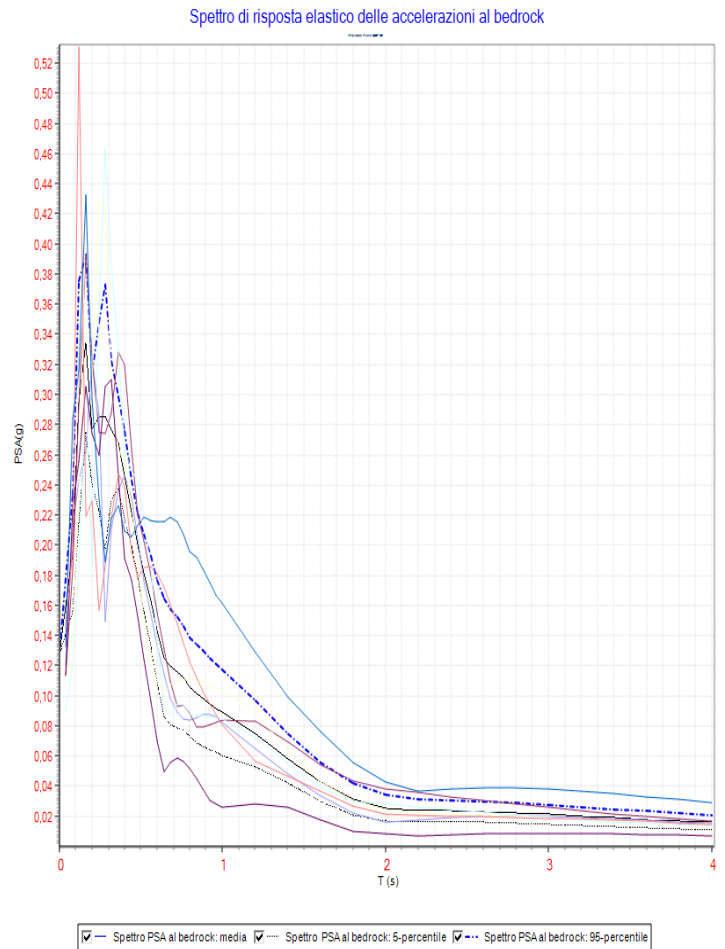
3.6.1.3.2 Accelerogramma di input sismico

L'input sismico è stato definito facendo riferimento agli accelerogrammi derivati da Rexelweb e riportati al cap. n. 3.6.1.2).

Dagli accelerogrammi è possibile ricavare lo spettro di risposta elastico corrispondente (vedi figura sopra), considerando il fattore di smorzamento, considerato al 5 %, e il valore massimo del periodo di oscillazione (T) pari a 4 s.



T(s)	PSA(g)	PSV(cm/s)	lh(cm)
0,0	0,128	0,0	0,0
0,08	0,195	2,4355	0,1
0,12	0,2948	5,5231	0,32
0,16	0,3342	8,3477	0,65
0,2	0,2775	8,6654	1,0
0,24	0,2851	10,6824	1,43
0,28	0,2852	12,4662	1,92
0,32	0,2762	13,7989	2,48
0,36	0,2681	15,0707	3,08
0,4	0,2462	15,373	3,69
0,44	0,2213	15,2019	4,3
0,48	0,1999	14,9809	4,9
0,52	0,1815	14,7321	5,49
0,56	0,1626	14,2168	6,06
0,6	0,1429	13,3852	6,6
0,64	0,1252	12,5076	7,1
0,68	0,1195	12,6871	7,6
0,72	0,1155	12,9845	8,12
0,76	0,1116	13,2454	8,65
0,8	0,1058	13,2131	9,18
0,84	0,1014	13,3036	9,71
0,88	0,0982	13,4919	10,25
0,92	0,0945	13,5802	10,8
0,96	0,0916	13,7257	11,34
1,0	0,0888	13,8592	11,9
1,2	0,0745	13,9644	14,69
1,4	0,0582	12,7168	17,24
1,6	0,0426	10,6537	19,37
1,8	0,0311	8,7481	21,12
2,0	0,0255	7,9622	22,71
2,2	0,0236	8,1022	24,33
2,4	0,0234	8,7568	26,08
2,6	0,023	9,318	27,94
2,8	0,0221	9,6806	29,88
3,0	0,0211	9,8951	31,86
3,2	0,02	10,0081	33,86
3,4	0,0189	10,0334	35,87
3,6	0,0178	10,0153	37,87
3,8	0,0168	9,941	39,86
4,0	0,0157	9,8262	41,8



3.6.1.3.3 Stima della funzione di trasferimento

Una volta elaborati i dati del moto sismico al *bedrock* è possibile effettuare la stima dell'amplificazione sismica attraverso la funzione di trasferimento con il metodo lineare equivalente.

L'operazione richiede la definizione del modello sismotecnico del sottosuolo fino al *bedrock* sismico (o comunque fino a valori di V_s superiori a 700 m/s, vedi cap. C11.3.1.2.1 della Circolare allegata alle NTC2008).

A tal fine si sono considerati i dati acquisiti nella campagna di indagini geofisiche.

I dati disponibili hanno permesso di definire un modello sismotecnico con un grado di affidabilità molto elevato fino al *bedrock*.

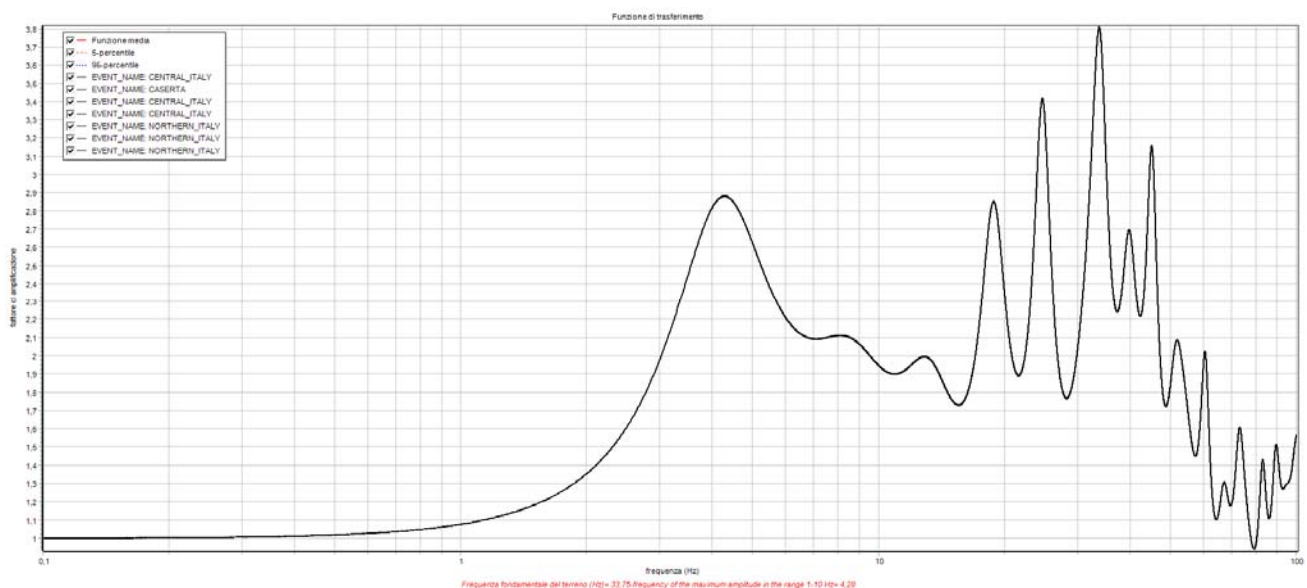
Sulla base della documentazione reperita ed in particolare dell'indagine geofisica sito specifica è stato definito il seguente modello sismotecnico (la profondità degli strati ha considerato la quota di imposta dell'edificio):



Strati	Base strato (m dal p.c.)	Numero curva di decadimento	Peso di volume naturale (kN/m ³)	Velocità di taglio (Vs)	Fattore smorzamento iniziale - D0%
A	1	1	17,0	150,0	2
B	9	2	18,0	260,0	1
C	14	2	19,0	350,0	1
D	23	2	19,0	490,0	1
E	40	2	20,0	730,0	1
E		3	22,0	870,0	0,4

Per la definizione del fattore smorzamento e il modulo dinamico di taglio (G0) non avendo in disponibilità specifiche analisi di laboratorio su provini prelevati in sito, si è fatto riferimento alle curve di decadimento dei materiali fornite dalla Regione Lombardia (ricavate da Seed e Idriss e altri) nell'ambito delle "Analisi sismica secondo i criteri regionali" nella sezione Banche dati da utilizzare per le analisi sismiche di 2° e 3° livello (DGR n. 2616/2011).

Il grafico della funzione di trasferimento in funzione della frequenza è di seguito riportata.



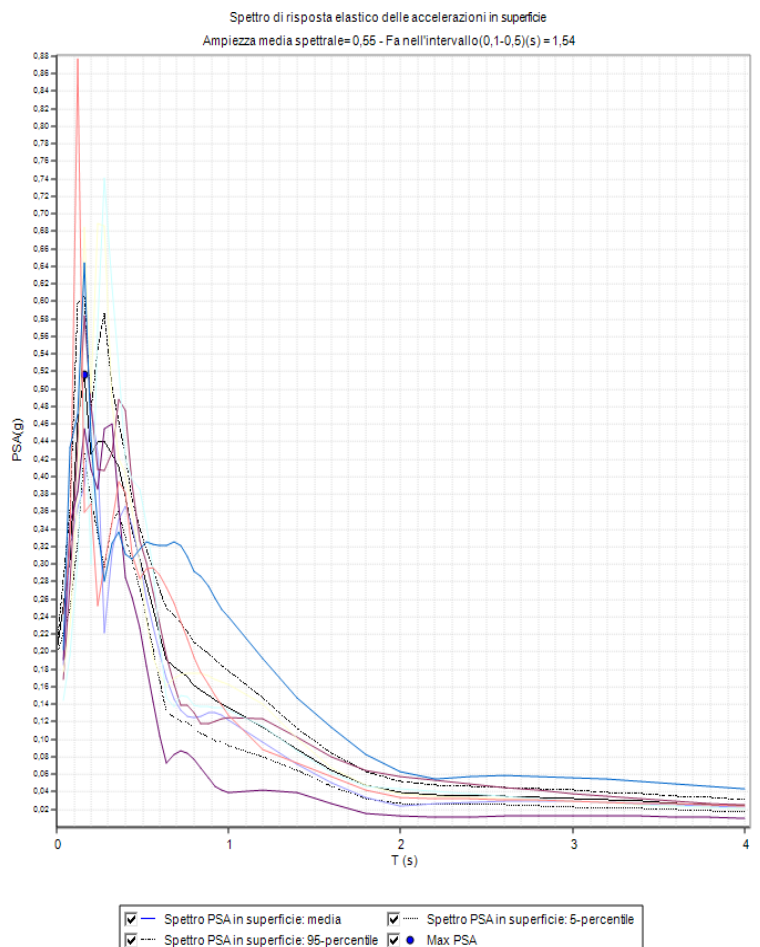
3.6.1.3.4 Spettro elastico delle accelerazioni

Effettuato il calcolo della funzione di trasferimento è possibile procedere alla stima dei parametri fondamentali della risposta in superficie ed in particolare alla pseudoaccelerazione spettrale (PSA). Viene mostrato il comportamento dell'accelerazione spettrale attraverso i diversi strati che compongono la colonna litologica tipo, utilizzata nella modellazione per diversi valori di periodo, da 0 a 4 secondi (valori equiparabili ad edifici di altezza variabile da un piano fino a torri molto alte).



Il programma ricalcola per ogni stazione di misura l'andamento in superficie delle accelerazioni, delle velocità e degli spostamenti. Tali grafici, sia per il loro numero che in considerazione della scarsa utilità ai fini prestabiliti, non sono stati riportati.

T(s)	PSA(g)	PSV(cm/s)	lh(cm)
0,0	0,198	0,0	0,0
0,08	0,3041	3,7985	0,15
0,12	0,4613	8,6422	0,5
0,16	0,516	12,8896	1,01
0,2	0,4251	13,275	1,54
0,24	0,4397	16,4757	2,2
0,28	0,4413	19,2905	2,97
0,32	0,4248	21,2219	3,82
0,36	0,4116	23,1325	4,75
0,4	0,3775	23,5771	5,69
0,44	0,3394	23,3127	6,62
0,48	0,3064	22,9624	7,54
0,52	0,278	22,5698	8,45
0,56	0,2491	21,7782	9,32
0,6	0,2188	20,5	10,14
0,64	0,1914	19,1255	10,9
0,68	0,1828	19,4073	11,68
0,72	0,1768	19,8781	12,47
0,76	0,1709	20,2758	13,28
0,8	0,1619	20,2256	14,09
0,84	0,1552	20,3573	14,91
0,88	0,1502	20,643	15,73
0,92	0,1447	20,7786	16,56
0,96	0,1401	21,0033	17,4
1,0	0,1358	21,2045	18,25
1,2	0,114	21,3512	22,52
1,4	0,0889	19,4346	26,41
1,6	0,0651	16,2672	29,66
1,8	0,0475	13,3543	32,33
2,0	0,039	12,1636	34,77
2,2	0,0361	12,3841	37,24
2,4	0,0357	13,376	39,92
2,6	0,035	14,2205	42,76
2,8	0,0338	14,7664	45,72
3,0	0,0322	15,0896	48,73
3,2	0,0305	15,26	51,79
3,4	0,0288	15,3143	54,85
3,6	0,0272	15,2879	57,91
3,8	0,0256	15,1757	60,94
4,0	0,024	15,0013	63,94



3.6.2) Verifica compatibilità spettri di norma

Al fine di comparare lo spettro derivato dall'analisi di terzo livello con quelli della normativa, lo stesso è stato inoltre "normalizzato" alla forma dello spettro di normativa (DM 2008) e confrontato con quelli della normativa.

Dal confronto con lo spettro normalizzato derivato dall'analisi di RSL è risultato che gli spettri delle categorie B e C hanno il tratto orizzontale inferiore a quello derivato dall'analisi RSL, mentre quello della categoria D (vedi Figura 11) lo supera per tutto lo spettro del periodo risultando adeguato.

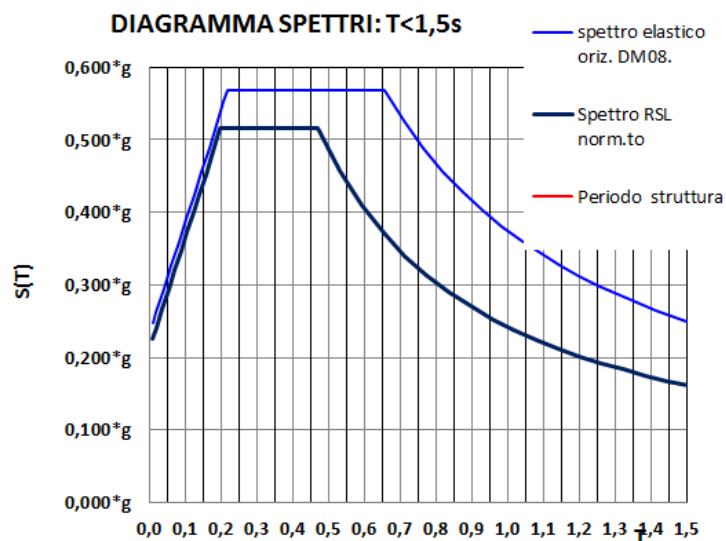


Figura 11: confronto tra lo spettro della categoria D delle NTC2018 e quello derivato dall'analisi RSL.

3.7) Amplificazione litologiche – Categoria di sottosuolo

Sulla base dell'analisi di risposta sismica locale svolta nel cap. n. 3.6.1) è risultato è possibile attribuire al sito la categoria di suolo D "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 graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s".

3.7.1) Amplificazioni topografiche

Per quanto concerne invece l'amplificazione topografica collocandosi in zona a pianeggiante, si è attribuito cautelativamente il valore di $S_T = T1$.



4) RELAZIONE GEOTECNICA

La presente relazione, per quanto attiene alle componenti geotecniche, definisce, sulla base dei dati acquisiti e della relazione geologica, il modello geotecnico del sottosuolo ed esegue la verifica geotecnica delle opere di fondazione.

4.1) Modello geotecnico dei luoghi

Il modello geotecnico (Vedi tabella 2) è stato definito considerando le valutazioni riportate al cap. n. 3.5.5) e i risultati delle indagini geotecniche, utilizzando le correlazioni riportate nel cap. n. 4.1.1).

Nella definizione del valore caratteristico, inteso come valore che meglio permette di descrivere le caratteristiche del terreno o il suo comportamento in quel determinato stato limite adottando un valore cautelativo (D.M. 17/1/18 paragrafo 6.2.2) si sono considerati i risultati delle prove penetrometriche misurate in loco (non riportate nella presente in quanto ancora in fase di elaborazione). In considerazione della tipologia di opere che interesseranno grandi volumi di terreno (es. platee, plinti e travi collegate rigidamente, portata laterale pali), il valore caratteristico è stato considerato prossimo al valore medio dei valori misurati (resistenze compensate). Per il peso di volume è stata utilizzata una media matematica.

U	P	P _m	Descrizione	Caratteristiche geotecniche							Addensamento
				N _{spt}	σ' _v	D _r	φ	γ _n	γ _s	E _s	
1	2,9	2	Limo sabbioso	6	35	40	31	17,5	20	15	Poco add.
2	4,7	3,6	Sabbia limosa	13	58	48	37	18,5	21	25	Mediamente add
3	7,7	6,6	Ghiaia sabbiosa debolmente limosa	24	93	54	39	19,5	22	35	Mediamente add.
4	13	8	Ghiaia sabbiosa	38	110	67	44	20	23	50	Addensato

U = Unità geotecnica

P = profondità dell'unità geotecnica (m)

P_m = profondità media rappresentativa dell'unità geotecnica (m)

N_{spt} = numero di colpi medio standardizzato (N_{spt}) considerando la presenza della falda freatica

σ'_v = pressione geostatica efficace alla profondità media rappresentativa dell'unità geotecnica (kPa)

D_r = densità relativa (%)

φ = angolo di attrito (°)

γ_n = peso di volume naturale (kN/m³)

γ_s = peso di volume saturo (kN/m³)

E_s = modulo elastico (MPa)

N.B. = le quote sono riferite alla quota finale del progetto.

Tabella 2: caratteristiche delle unità geotecniche.

La falda la si considera a 1,5 m, tale condizione è comunque la più sfavorevole e di fatto condizione rara e solo per brevi transitori.

4.1.1) Correlazioni utilizzate per la ricostruzione del modello geotecnico

Il valore di N_{scpt}, numero di colpi necessario per far avanzare le aste per l'intervallo di riferimento definito, correlato al N_{spt} costituisce un indice dello stato di addensamento dei terreni e quindi anche alle sue caratteristiche tecniche. Pertanto da



tale valore viene calcolato l'angolo di attrito e la densità relativa del terreno. Inoltre il valore di N_{spt} viene utilizzato per valutare, tramite formule e abachi di progetto, i risultati relativi alla capacità portante e ai cedimenti delle fondazioni.

Le correlazioni tra i dati ottenuti ed i parametri geotecnici possono essere ricavate come di seguito specificato:

- risalendo dai valori di N_{scpt} a quelli N_{spt} (standard penetration test) da $N_{spt} = N_{dpt} * 0,8$ (come indicato da Cestari F. Deel 1987 in "Prove geotecniche in situ ed indicato dalla casa costruttrice);
- utilizzando le correlazioni tra i parametri geotecnici e $N_{spt} - V_s$ come di seguito illustrato.

Densità relativa (D_r)

La densità relativa è ricavata mediante la correlazione:

- $N_{spt}-D_r$ proposta da Peck - Terzaghi ('48) e Bazaraa ('67) tenendo conto anche della pressione geostatica verticale efficace (peso del terreno);
- Mayne et alii (2002) con la V_s

Angolo di attrito (ϕ)

L'angolo di attrito drenato viene calcolato mediante la correlazione tra $N_{spt}-\phi$ di Peck - Hanson - Thornburn ('74), Meyerhof o partendo dal valore di D_r ($\phi=f(D_r)$) mediante la correlazione proposta da:

- De Mello V.F.B. (1971) sulla base dei valori di N_{spt} ;
- NAVFAC DM-7 (1971) in funzione della D_r ;
- Collotta et al. (1989) noti il contenuto di argilla, il limite liquido, l'indice di plasticità;
- di Prakoso (2010) con la V_s

Coesione drenata (C')

La coesione drenata viene calcolato mediante la correlazione di Mesri e Abdel-Ghaffar (1993) con la V_s , calcolando OCR sulla base del calcolo della pressione di preconsolidazione (σ'_p) con la formula di Mayen (1987).

Peso di volume γ

Viene stimato sulla base della granulometria del materiale e Tezcan et. Al. 2009 dal valore della V_s .

Modulo elastico E_s

Il valore del modulo elastico è stato stimato attraverso la correlazione proposta da D'Appolonia (1970), che lega i valori di E a quelli di N_{spt} .



4.2) Componente geotecnica del progetto

4.2.1) Componente sismica

In riferimento a quanto indicato al cap. n. 3.6) è stata attribuita una categoria di sottosuolo D ed un valore $S_T=T1$, escludendo fenomeni di liquefazione.

Le opere si andranno ad impostare su un suolo con caratteristiche ragionevolmente omogenee.

Per il calcolo dell'azione sismica di progetto si veda l'allegato n. 1.

4.2.2) Opere di fondazione

Per le valutazioni sulle scelte progettuali si rimanda al cap. n. 3.5.5).

Da progetto si prevede la realizzazione di una platea di forma curvilinea della larghezza variabile da 30 - 28 m lungo i fronti nord – Sud e 15 m al centro. I carichi applicati saranno estremamente contenuti tali da non comportare problematiche o cedimenti significativi.

Di seguito al fine di supportare le verifiche dello strutturista sono state riportate i calcoli eseguiti per la porzione centrale della platea ove si verificheranno le condizioni più sfavorevoli.

4.2.2.1) Verifiche preliminari nei confronti degli stati limite ultimi SLU – GEO – resistenza (capacità portante)

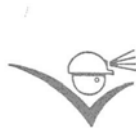
Le verifiche agli SLU-GEO sono state eseguite considerando l'approccio 2 per le opere di fondazione come specificato al capitolo 6.4.2.1. del D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" in cui è prevista una combinazione di gruppi di coefficienti ($M1+R3$).

Il calcolo della resistenza del terreno è stato condotto con la formula di Brinch Hansen modificata ipotizzando una fondazione di tipo superficiale a platea, a comportamento elastico, in condizioni "a lungo termine" sia statico che cinematico per sisma.

A differenza della formula di Terzaghi, la relazione di Brinch Hansen può essere impiegata per qualunque tipo di terreno e per profondità di posa fino a $D=4B$. Può essere utilizzata inoltre per fondazioni su pendio o per fondazioni con base ruotata.

Nelle valutazioni delle condizioni sismiche nel calcolo della resistenza è stata applicata la correzione di Sano e Okamoto che permette di considerare oltre alle caratteristiche del terreno anche l'intensità del fenomeno sismico.

Nel calcolo si è considerato un carico assiale con momento nullo (alla base d'appoggio) mentre nelle condizioni cinematiche i momenti inerziali sono stati calcolati considerando l'inclinazione della risultante attraverso la stima dello spettro di progetto della componente orizzontale sulla base dei parametri sismici di situ (vedi allegato n. 2), calcolando il periodo di vibrazione della struttura, ed infine, ricavato il valore di k_{hi}



(letto sull'asse delle ordinate dello spettro), si ricava l'inclinazione del carico attraverso la formula:

$$\vartheta = \arctg(k_{hi})$$

In considerazione dei limitatissimi valori di carico applicati, variabili tra 10 – 55 kPa agli SLU e 10 – 35 agli SLV, al solo fine di eseguire la verifica geotecnica è stato eseguito il calcolo per la platea del settore centrale, dove presenta una larghezza di 15 m e presenta le condizioni più sfavorevoli.

Dai calcoli eseguiti e riportati nell'allegato n. 2 è risultato che la resistenza a rottura dei terreni sia in condizioni statiche che dinamiche (sismiche) è sempre superiore a 250 kPa, e pertanto di circa un ordine di grandezza maggiori rispetto alle azioni di progetto calcolate dallo strutturista.

4.2.2.2) Verifica preliminare nei confronti degli stati limite di esercizio SLE – GEO – cedimento dei terreni

Per quanto concerne la verifica agli stati limite di esercizio del sistema geotecnico delle opere di fondazione, si deve procedere alla valutazione, con metodi empirici o analitici, delle deformazioni dei terreni soggetti ad azioni trasmesse dalle fondazioni che provocano spostamenti del piano di posa.

I valori delle proprietà meccaniche da utilizzare nell'analisi sono quelli caratteristici e i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno sono sempre unitari.

I cedimenti calcolati devono risultare ammissibili con riferimento ai limiti imposti dal comportamento e dalla funzionalità dell'opera e anche sulle strutture adiacenti; tale verifica dovrà essere eseguita dal progettista delle strutture.

Per quanto concerne i terreni oggetto dell'intervento, a comportamento incoerente, i cedimenti immediati (sviluppati nell'arco dei primi anni dopo la costruzione) costituiranno la prevalenza dei cedimenti totali, mentre risultano più limitati quelli differiti.

Nell'allegato n. 2 sono stati riportati i risultati delle verifiche.

I carichi applicati variano pochissimo e dell'ordine dei 5 – 32 kPa, per semplificare il modello è stato utilizzato un valore cautelativo uniforme di 20 kPa (valore comunque ben superiore a quello applicato).

Per il carico uniforme di 20 kPa è stato stimando un cedimento massimo di 3,6 mm, confermando che non si verificheranno particolari problematiche legate ai cedimenti delle opere di fondazione.

Indicativamente la costante di Winkler del terreno è stimabile in valori dell'ordine dei 1,5 – 2 kg/cm³.



5) Conclusioni

Sulla base delle indagini svolte risulta che l'intervento di realizzazione del polo dell'infanzia è fattibile e compatibile con le condizioni geologiche locali ma che la presenza della falda già a 2 m di profondità limita l'utilizzo dei terreni in profondità e richiede l'adozione di tecniche ed attenzioni costruttive di cui nei capitoli 3.5) e 3.6) si forniscono le indicazioni.

Le scelte progettuali pertanto sono state orientate eliminando qualsiasi opera interrata ed adottando sistemi adeguati a contenere i fenomeni di umidità.

Per quanto concerne lo scarico delle acque meteoriche non risulta fattibile recapitarle negli stati superficiali del suolo o nel sottosuolo, e pertanto dovranno essere recapitate nel reticolo idrico superficiale previa laminazione.

Per quanto concerne la componente sismica del progetto sulla base delle analisi svolte i terreni, in riferimento alle NTC 2018, sono attribuibili ad una categoria di sottosuolo D e un coefficiente topografico S_T pari a T1. E' escluso il potenziale di liquefazione dei terreni.

Per le fondazioni si è previsto di utilizzare una fondazione a platea che permetterà di mantenere i carichi applicati entro valori estremamente contenuti con cedimenti di pochi millimetri.

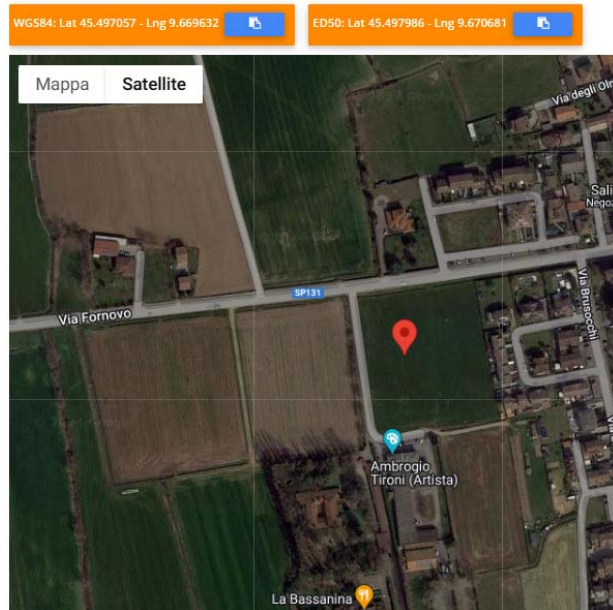
Aprile 2024

ALLEGATO N. 1

Parametri sismici di sito per la struttura in progetto Azione sismica di progetto

Calcolo eseguito con il Programma PS della GeoStru di Milano
(valori calcolati facendo riferimento alla pericolosità sismica del territorio Italiano fornita dal Ministero e da quanto prescritto nel cap. n. 3.2.3 del DM 17/1/18 "testo unico delle Costruzioni")

Parametri sismici



Stati limite

Classe Edificio

III. Affollamento significativo...

Vita Nominale 50

Interpolazione Media ponderata

CU = 1.5

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	45	0.038	2.470	0.214
Danno (SLD)	75	0.050	2.431	0.237
Salvaguardia vita (SLV)	712	0.130	2.451	0.276
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0.167	2.488	0.283
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75			

Coefficienti sismici

Tipo Stabilità dei pendii e fondazioni

☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m) us (m)

1 0.1

Cat. Sottosuolo D

Cat. Topografica T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,80	1,80	1,80	1,78
CC Coeff. funz categoria	2,70	2,57	2,38	2,35
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²] 0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.014	0.018	0.056	0.071
kv	0.007	0.009	0.028	0.036
Amax [m/s ²]	0.672	0.875	2.298	2.917
Beta	0.200	0.200	0.240	0.240

ALLEGATO N. 2

Valutazione preliminare della resistenza dei terreni e cedimenti per fondazioni superficiali a platea

Il programma di calcolo utilizzato "QSB della ProgramGeo" di Brescia.
(Calcolo eseguito allo stati limite ultimo secondo quanto disposto
dal D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni")

RELAZIONE DI CALCOLO

Calcolo della portanza

Il calcolo della portanza della fondazione è stato condotto con la formula di Brinch Hansen. Deriva dalla formula di Meyerhof, dalla quale differisce per i valori dei fattori correttivi di forma, di approfondimento, d'inclinazione dei carichi e per il fattore di portanza N_q e per l'introduzione di fattori correttivi relativi al caso di fondazione su pendio e di fondazioni con base ruotata. Ha la seguente espressione:

$$Q = c N_c s_c d_c i_c b_c g_c + s_q g_1 D N_q d_q i_q b_q g_q + 0.5 g_2 B N_g s_g d_g i_g b_g g_g (j > 0);$$

$$Q = 5.14 c_u (1 + s_c + d_c - i_c - b_c - g_c) + g_1 D (j = 0);$$

dove N_c e N_q hanno la stessa forma dei corrispondenti parametri della relazione di Meyerhof e N_g è dato da:

$$N_g = 2 (N_q - 1) \tan j$$

s_c, s_q, s_g = fattori di forma, dati da:

in presenza di carichi inclinati:

$$s_c = 0.2 (1 - i_c) B/L \text{ per } j = 0;$$

$$s_c = 1 + (N_q/N_c)(B/L) \text{ per } j > 0;$$

$$s_q = 1 + (B/L) \tan j;$$

$$s_g = 1 - 0.4(B/L) \tan j;$$

dove i_c, i_q e i_g sono i fattori correttivi per carichi inclinati;

con carichi esclusivamente verticali:

$$s_c = 0.2 B/L \text{ per } j = 0;$$

$$s_c = 1 + (N_q/N_c) (B/L) \text{ per } j > 0;$$

$$s_q = 1 + (B/L) \tan j;$$

$$s_g = 1 - 0.4 (B/L) \tan j;$$

d_c, d_q, d_g = fattori correttivi per l'approfondimento, dati da:

$$d_c = 0.4k \text{ per } j = 0;$$

dove $k = D/B$ per $D/B \leq 1$ e $k = \arctg(D/B)$ per $D/B > 1$

$$d_c = 1 + 0.4k \text{ per } j > 0;$$

$$d_q = 1 + 2k \tan j [1 - \tan j]^2 ;$$

$$d_g = 1.$$

i_c, i_q, i_g = fattori correttivi per carichi inclinati, dati da:

$$i_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - H/(A c)} \text{ per } j = 0;$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1) \text{ per } j > 0;$$

$$i_q = [1 - 0.5H/(V + A c \cot j)]^5;$$

$$i_g = [1 - 0.7H/(V + A c \cot j)]^5 \text{ per } b^\circ = 0;$$

$$i_y = [1 - (0.7 - b^\circ/450) H/(V + A c \cot j)]^5 \text{ per } b^\circ > 0;$$

dove H = componente longitudinale del carico;

V = componente assiale del carico;

b° = inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale in gradi;

A = area effettiva della fondazione;

b_c, b_q, b_g = fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione, dati da:

$$b_c = b^\circ/147 \text{ per } j = 0;$$

$$b_c = 1 - b^\circ/147 \text{ per } j > 0;$$

$$b_q = \exp[-2 b \tan j];$$

$$b_g = \exp[-2.7 b \tan j];$$

con b in radianti e b° in gradi.

g_c, g_q, g_g = fattori correttivi per fondazioni su pendio, dati da:

$$g_c = p^\circ/147 \text{ per } j = 0;$$

$$g_c = 1 - p^\circ/147 \text{ per } j > 0;$$

$$g_q = g_g = (1 - 0.5 \tan p^\circ)^5$$

dove p° è l'inclinazione del pendio in gradi.

A differenza della formula di Terzaghi, la relazione di Brinch Hansen può essere impiegata per qualunque tipo di terreno e per profondità di posa fino a $D=4B$. Può essere utilizzata inoltre per fondazioni su pendio o per fondazioni con base ruotata.

Effetti cinematici sul terreno di fondazione - Criterio di Sano

L'Autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$\Delta\varphi = \arctg\left(\frac{a_g}{\sqrt{2}}\right)$$

dove a_g è l'accelerazione sismica orizzontale massima al piano di posa delle fondazioni.

Questo criterio, rispetto a quello di Vesic, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica.

Altri Autori suggeriscono un approccio diverso, caratterizzato dall'applicazione di coefficienti riduttivi ai fattori di portanza N_q , N_c e N_γ . Paolucci e Pecker, per esempio, introducono i seguenti fattori:

$$z_q = z_\gamma = \left(1 - \frac{k_{hk}}{tg\varphi}\right)^{0.35} \quad z_c = 1 - 0.32k_{hk}$$

dove k_{hk} è il coefficiente sismico orizzontale riferito al piano di posa delle fondazioni (vedi sotto). I nuovi fattori di portanza saranno quindi dati dalle seguenti espressioni:

$$N_q' = z_q N_q \quad N_\gamma' = z_\gamma N_\gamma \quad N_c' = z_c N_c.$$

Le istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche (D.M. 14.01.2008) suggeriscono di applicare la correzione, con le formule viste sopra, solo al fattore N_γ , ponendo quindi $z_q = z_c = 1$.

Per quanto riguarda la coesione (drenata e non), le osservazioni confermano che le sollecitazioni sismiche vi inducono effetti del tutto trascurabili.

Per quanto riguarda la stima di k_{hk} , si riporta di seguito quanto previsto dal D.M.17/01/2018.

Il valore a_g (accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni), si ricava dalla seguente relazione:

$$a_g = S_s S_t a_{bedrock}$$

dove $a_{bedrock}$ è l'accelerazione sismica orizzontale al bedrock che, nel caso si applichi il D.M. 14/01/2008, va ricavato direttamente dall'allegato relativo alla pericolosità sismica del decreto. Questi valori devono essere moltiplicati per un fattore correttivo S_s (amplificazione stratigrafica) e per un fattore S_t (amplificazione topografica).

Per il calcolo del fattore S_s secondo il D.M.17/01/2018 si procede considerando la classe di suolo

D	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 graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s	0.90 ≤ 2.40 - 1.50 $F_0 a_{bedrock}$ ≤ 1.8 0
---	--	--

F_0 è l'amplificazione spettrale massima, su bedrock orizzontale, e ha un valore minimo di 2.2; si ricava, come $a_{bedrock}$, dalla tabella allegata al D.M..

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	Ubicazione dell'opera	S_t
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.	-	.00

Effetti inerziali sulle sovrastrutture (inclinazione dei carichi).

La componente orizzontale della sollecitazione sismica conduce ad una risultante del carico inclinata rispetto alla verticale.

L'inclinazione della risultante da inserire nel calcolo della portanza, nell'ipotesi che in condizioni statiche il carico sia perfettamente verticale, può essere valutata in modo conservativo con la relazione:

$$\theta = \arctg(a_g)$$

a_g = accelerazione sismica orizzontale massima al piano di posa delle fondazioni;

Un modo più corretto di valutare l'inclinazione del carico dovuta al sisma è quello che passa per la stima dello spettro di progetto dell'opera. Inizialmente si calcola il periodo di vibrazione fondamentale della struttura con la relazione:

$$T_1(s) = C_1 H^{\frac{3}{4}}$$

in cui C_1 è un fattore che dipende dalla tipologia costruttiva e H l'altezza dell'edificio rispetto al piano di posa delle fondazioni.

Tipologia	C_1
Costruzioni con struttura a telaio in acciaio	0,085
Costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato	0,075
Costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura	0,050

La relazione è valida per edifici con H non superiore ai 40 metri e massa distribuita, approssimativamente, in maniera uniforme lungo l'altezza.

Quindi si entra nello spettro di progetto orizzontale, leggendo sull'asse delle ordinate il valore di k_{hi} che corrisponde al periodo T_1 lungo l'asse delle ascisse. L'inclinazione del carico dovuto al sisma è dato, in questo caso, dalla relazione:

$$\theta = \arctg(k_{hi})$$

Eccentricità della componente verticale del carico.

Va infine considerata nel calcolo anche l'eccentricità del carico dovuta alla presenza dei momenti indotti dal sisma lungo il lato B e lungo il lato L della fondazione. L'eccentricità si calcola con la relazione:

$$e = \frac{M}{N}$$

dove M è il momento e N la componente verticale del carico applicato sulla fondazione.

Calcolo del bulbo di pressione

Il calcolo del bulbo delle pressioni indotte nel terreno dal carico fondazionale è stato condotto con il criterio di Boussinesq.

Il metodo si basa sul presupposto che il terreno di fondazione possa essere assimilato ad uno spazio semiinfinito a comportamento perfettamente elastico, omogeneo e isotropo.

In pratica l'incremento di pressione netta indotta dal carico applicato dalla fondazione alla quota z sotto il piano di posa, lungo la verticale che passa per uno degli angoli dell'area $B \times L$, è dato da:

$$p_z = [Q/(4 \times \pi)] \times (m_1 + m_2);$$

$$\text{in cui: } m_1 = [2 \times M \times N \times \sqrt{V} \times (V + 1)] / [(V + V_1) \times V];$$

$$m_2 = \text{atang}[(2 \times M \times N \times \sqrt{V}) / (V - V_1)];$$

$$\text{dove: } M = B/z;$$

$$N = L/z;$$

$$V = M^2 + N^2 + 1;$$

$$V_1 = (M \times N)^2;$$

$$\pi = \pi \text{ greco.}$$

Per stimare la diffusione del sovraccarico nel terreno lungo più verticali, si divide l'area $B \times L$ in più rettangoli o quadrati con gli spigoli coincidenti al punto di passaggio della verticale, calcolando e quindi sommando i contributi delle singole aree.

Calcolo dei cedimenti

Sulla base del bulbo delle pressioni calcolato è stato eseguito il calcolo dei cedimenti della fondazione.

La fondazione è stata considerata rigida.

La stima dei cedimenti degli strati coesivi è stata eseguita con la teoria della elasticità.

Si tratta di un metodo speditivo utile per avere una prima indicazione dell'ammontare del cedimento. La relazione è la seguente:

$$S = DH \times Q_z / E_d;$$

$$\text{in cui: } DH = \text{spessore dello strato};$$

$$Q_z = \text{incremento di pressione dovuto al sovraccarico applicato dalla fondazione a metà strato};$$

$$E_d = \text{modulo di deformazione dello strato.}$$

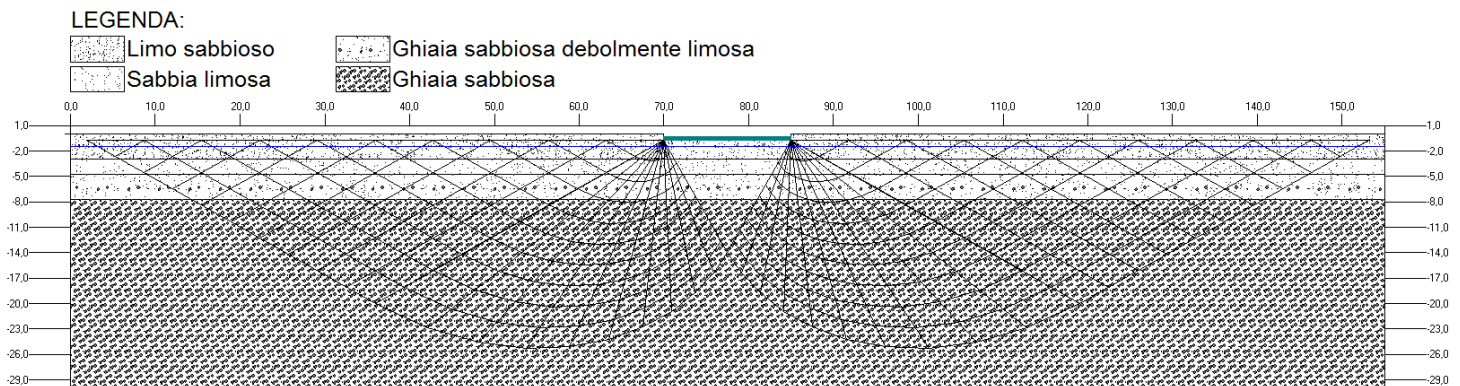
Il procedimento fornisce in genere valori a favore della sicurezza. Il cedimento calcolato corrisponde alla sola componente immediata, quella secondaria viene considerata trascurabile. Il valore del cedimento calcolato è valido per fondazioni flessibili; per fondazioni rigide questo valore va moltiplicato per un fattore generalmente posto uguale a 0.75. Inoltre il metodo va applicato solo negli strati dove è soddisfatta la condizione:

$$DH < B;$$

con B = lato corto della fondazione.

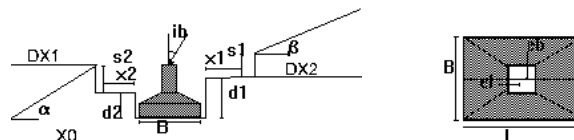
In caso contrario lo strato va suddiviso nel calcolo in più sottostrati e il calcolo ripetuto per ognuno di essi.

Geometria fondazione (platea, settore centrale rappresentativo per l'intera struttura)



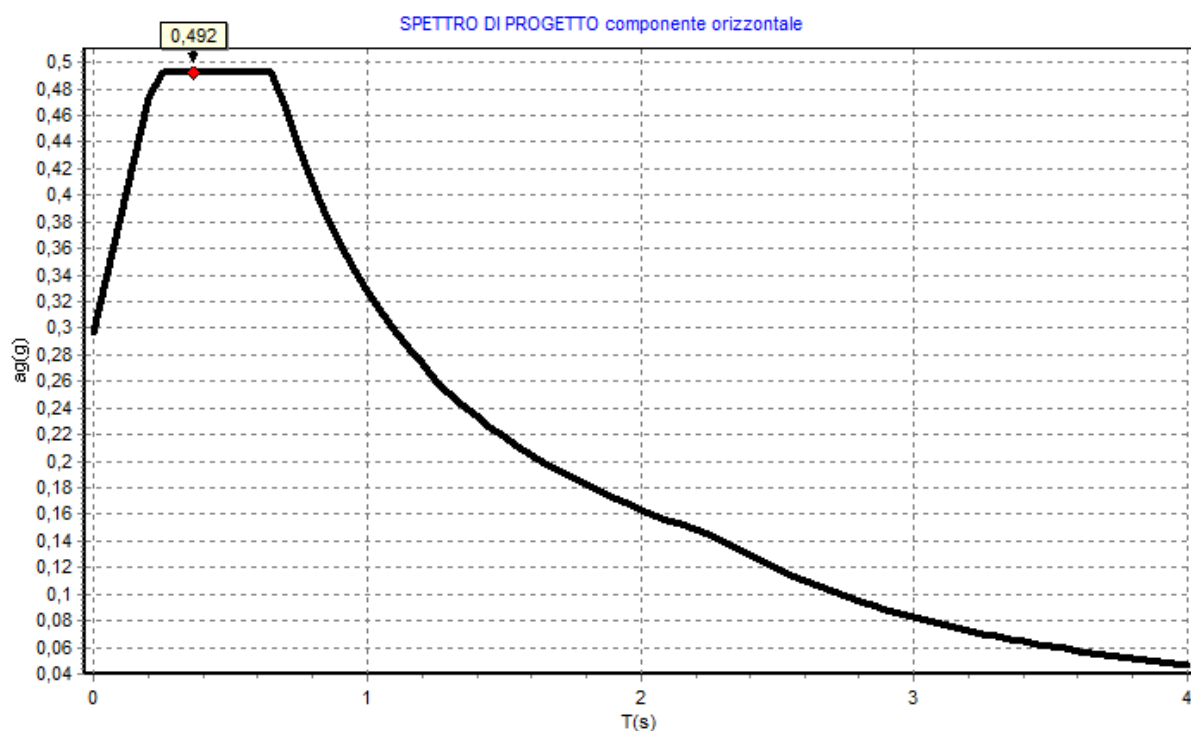
Geometria della fondazione

Fondazione n.	1
Larghezza o diametro base B (m):	15
Lunghezza della base L (m):	15
Profondità di posa lato destro d1(m):	0,3
Profondità di posa lato sinistro d2(m):	0,3
Profondità scavo destro s1(m):	0,4
Profondità scavo sinistro s2(m):	0,4
Inclinazione pendio a valle a(°):	0
Inclinazione pendio a monte b(°):	0
Distanza bordo scavo destro x1(m):	0
Distanza bordo scavo sinistro x2(m):	0
Inclinazione base lato B(°):	0
Inclinazione base lato L(°):	0
Inclinazione carico lato B ib(°):	0
Inclinazione carico lato L (°):	0
Eccentricità carico su B in condizioni statiche(m):	0
Eccentricità carico su L in condizioni statiche(m):	0
Eccentricità carico su B in condizioni sismiche(m):	0
Eccentricità carico su L in condizioni sismiche(m):	0
Peso di volume del cls (kg/mc):	2500
Peso di volume terrapieno (kg/mc):	1800
Altezza del terrapieno Ht (m):	0
Larghezza sommità terrapieno Ls(m):	0
Tipologia fondazionale:	Platea



Parametri geotecnici del terreno di fondazione

Strato n.	1	2	3	4
Descrizione litologica:				
Limo sabbioso				
Angolo di attrito (°):	31	37	39	44
Densità relativa (%):	40	48	54	67
Coesione(kg/cm ^q):	0	0	0	0
Peso di volume sopra falda(kg/mc):	1750	1850	1850	2000
Peso di volume sotto falda(kg/mc):	2000	2100	2200	2300
Modulo di Young o edometrico (terreni coesivi) (kg/cm ^q):	150	250	350	500
Coefficiente di Poisson:	0,35	0,35	0,35	0,35
O.C.R.:	1	1	1	1
Indice di compressione:				
Indice di compressione secondaria:				
Indice di ricomprensione:				
Indice dei vuoti iniziale:				
Coefficiente di consolidazione verticale (cm ^q /s):				
Numero di colpi Spt medio:				
Resistenza alla punta media (C.P.T.)(kg/cm ^q):	0	0	0	0
R.Q.D. (%)				
Limite di liquidità (%):				
Contenuto naturale d'acqua (%):				
Fattore di portanza N _q :	15,95	52,78	0	0
Fattore di portanza N _c :	27,28	69,08	0	0
Fattore di portanza N _y :	16,39	51,89	0	0
Comportamento meccanico:	Livello incoerente			
Caratteristiche idrogeologiche:	Livello permeabile			



Accel.sismica max terreno(g):0,297 Coef.sismico orizzontale struttura (khi)(g):0,492 Inclinazione del carico dovuta al sisma(°):26,216
 Categoria sottosuolo:D Categoria topografica:T1Fattore di amplificazione spettrale F0:2,49 Periodo inizio velocità costante $t_c(s)$:0,283

Calcolo resistenza terreni (SLU)

Condizioni statiche

Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni

Secondo NTC2008/NTC2018 App.II Combinazione: fondamentale

Fondazione n.	1
Larghezza della fondazione (m):	15
Lunghezza della fondazione (m):	15
Profondità di posa lato destro (m):	0,3
Profondità di posa lato sinistro (m):	0,3

Metodo di calcolo: Brinch Hansen modificato stato limite ultimo

Fattori di forma

Sc:	1,97	Sq:	1,69	Sy:	0,6
-----	------	-----	------	-----	-----

Fattori di profondità

Dc:	1,01	Dq:	1	Dy:	1
-----	------	-----	---	-----	---

Fattori inclinazione carico

lc:	1	lq:	1	ly:	1
-----	---	-----	---	-----	---

Fattori inclinazione pendio

Gc:	1	Gq:	1	Gy:	1
-----	---	-----	---	-----	---

Fattori inclinazione base

Bc:	1	Bq:	1	By:	1
-----	---	-----	---	-----	---

Fattori correttivi per gli effetti cinematici del sisma

Zc:	1	Zq:	1	Zy:	1
-----	---	-----	---	-----	---

RISULTATO

Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito:	1
Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione:	1
Coefficiente di sicurezza globale:.....	2,3
Correzione di Terzaghi:	non applicata
Capacità portante S.L.U. (kg/cmq):	4,41
Profondità del cuneo efficace (m):	13,26
Accelerazione sismica orizzontale (g):	0,297

Condizioni dinamiche

Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni

Secondo NTC2008/NTC2018 App.II Combinazione: sismica

Fondazione n.	1
Larghezza della fondazione (m):	15
Lunghezza della fondazione (m):	15
Profondità di posa lato destro (m):	0,3
Profondità di posa lato sinistro (m):	0,3

Metodo di calcolo: Brinch Hansen modificato stato limite ultimo

Fattori di forma

Sc:	1,94	Sq:	1,69	Sy:	0,6
-----	------	-----	------	-----	-----

Fattori di profondità

Dc:	1,01	Dq:	1	Dy:	1
-----	------	-----	---	-----	---

Fattori inclinazione carico

lc:	1	lq:	1	ly:	0,51
-----	---	-----	---	-----	------

Fattori inclinazione pendio

Gc:	1	Gq:	1	Gy:	1
-----	---	-----	---	-----	---

Fattori inclinazione base

Bc:	1	Bq:	1	By:	1
-----	---	-----	---	-----	---

Fattori correttivi per gli effetti cinematici del sisma

Zc:	1	Zq:	1	Zy:	1
-----	---	-----	---	-----	---

RISULTATO

Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito:	1
Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione:	1
Coefficiente di sicurezza globale:.....	2,3
Correzione di Terzaghi:	non applicata
Capacità portante S.L.U. (kg/cmq):	2,59
Profondità del cuneo efficace (m):	13,26
Accelerazione sismica orizzontale (g):	0,297

Stima cedimenti (SLE)

Riassunto del calcolo dei cedimenti

Fondazione n.	1
Verifica allo Stato Limite d'Esercizio	
Larghezza della fondazione (m):	15
Lunghezza della fondazione (m):	15
Carico applicato sulla fondazione (kg/cmq):	0,2

Livelli incoerenti

Metodo di calcolo dei cedimenti nei livelli incoerenti:	Teoria dell'elasticità
Tempo di calcolo dei cedimenti secondari (anni):	30
Carico statico o pulsante (Burland e Burbridge):	n.c.
Nspt crescente o decrescente (Burland e Burbridge):	n.c.

	Vertice sinistro	Punto centrale	Vertice destro
Cedimento immediato (mm):	2,8	3,6	2,8
Cedimento secondario (mm):	0	0	0
Somma ced. incoerenti (mm):	2,8	3,6	2,8

Livelli coesivi

Metodo di calcolo dei cedimenti nei livelli coesivi:	Teoria dell'elasticità
Tempo di calcolo cedimenti di consolidazione(anni):	20

	Vertice sinistro	Punto centrale	Vertice destro
Ced. di consolidazione (mm):	0	0	0
Cedimento secondario (mm):	0	0	0
Somma ced. coesivi (mm):	0	0	0

Cedimenti complessivi (incoerenti+coesivi)

	Vertice sinistro	Punto centrale	Vertice destro
Cedimento complessivo (mm):	2,8	3,6	2,8
Max cedim. differenziale(mm):	0,8		
Massima distorsione (%):	0,00726		
Fondazione rigida o flessibile:	Fondazione flessibile		

Software di calcolo utilizzato	QSB2 della ProgramGeo
Luogo e data	11.03.2024
Progettista	Dott. Geol. Matteo Rota