

Comune di Pavullo n. F.

Provincia di Modena

RELAZIONE GEOLOGICA inerente la caratterizzazione e modellazione geologica del sito (6.2.1. NTC 2018)

RELAZIONE GEOTECNICA relativa alle indagini, alla caratterizzazione e alla modellazione geotecnica a supporto della progettazione strutturale (6.2.2. NTC 2018) nonché relativa alla verifica delle opere di fondazione (6.4. NTC 2018)

ANALISI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE relativa alla caratterizzazione geofisica del volume significativo di terreno (3.2.2 NTC 2018), valutazione dell'azione sismica di riferimento (3.2.3. NTC 2018), Risposta sismica locale e verifica della stabilità nei confronti della liquefazione (7.11.3. NTC 2018)



OGGETTO:

Studio del terreno di fondazione inerente il progetto di realizzazione di un nuovo polo scolastico in via Montepietro nel Comune di Pavullo nel Frignano (MO).



Dott. Geol. Pier Luigi Dallari

Novembre 2019

Rif. 693/19

ASSOCIATO



ASSOCIAZIONE
GEOTECNICA ITALIANA



ASSOCIAZIONE
ANALISTI AMBIENTALI



GEO GROUP s.r.l.

Via C. Costa, 182 - 41123 MODENA

Tel. 059/3967169 Fax. 059/5960176

E-mail: info@geogroupmodena.it

P.IVA e C.F. 02981500362

www.geogroupmodena.it



**AZIENDA CON SISTEMA
DI GESTIONE QUALITÀ
CERTIFICATO DA DNV
= ISO 9001 =**

Relazione Tecnica comprendente:

RELAZIONE GEOLOGICA inerente la caratterizzazione e modellazione geologica del sito (6.2.1. NTC 2018)

RELAZIONE GEOTECNICA relativa alle indagini, alla caratterizzazione e alla modellazione geotecnica a supporto della progettazione strutturale (6.2.2. NTC 2018) nonché relativa alla verifica delle opere di fondazione (6.4. NTC 2018)

ANALISI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE relativa alla caratterizzazione geofisica del volume significativo di terreno (3.2.2 NTC 2018), valutazione dell'azione sismica di riferimento (3.2.3. NTC 2018), risposta sismica locale e verifica della stabilità nei confronti della liquefazione (7.11.3. NTC 2018)

Oggetto:

Studio del terreno di fondazione di un'area sulla quale sorgerà un nuovo polo scolastico, sito in Via Montepietro nel Comune di Pavullo (MO)

Indice del contenuto

1. PREMESSE.....	3
2. RELAZIONE GEOLOGICA.....	5
2.1 MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO - GEOLOGIA.....	5
2.2 INDAGINI GEOTECNICHE	7
2.2.1 Prova penetrometrica dinamica media DPSH	7
2.3 CARATTERISTICHE LITOSTRATOGRAFICHE DEL SITO DI INDAGINE.....	9
3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO	10
3.1 INDAGINI GEOFISICHE	10
3.1.1 Indagine sismica con metodo MASW.....	10
3.1.2 Indagine sismica Horizontal to Vertical Spectral Ratio (<i>HVSR</i>)	11
3.2 AZIONE SISMICA E RISPOSTA SISMICA DEL SITO	14
3.3 AZIONE SISMICA: STUDIO DI RISPOSTA SISMICA LOCALE (III LIVELLO DI APPROFONDIMENTO) 17	
3.4 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE	24
4. RELAZIONE GEOTECNICA	24
5. VERIFICA DELLA STABILITÀ DEL PENDIO IN CUI SARA' REALIZZATO UN PARCHEGGIO A SERVIZIO DEL NUOVO POLO SCOLASTICO	26
5.1 ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE DEL VERSANTE - APPROCCIO LEM Slide (<i>Rocscience</i>) ...	26
6. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	30

Tavole

Tav. n. 1: “Carta Corografica”	scala 1: 25.000
Tav. n. 2: “Carta Topografica”	scala 1: 10.000
Tav. n. 3: “Ripresa fotografica generale dell'area di interesse”	scala grafica
Tav. n. 4: “Carta della litologia di superficie”	scala 1: 5.000
Tav. n. 5: “Carta del dissesto”	scala 1: 5.000
Tav. n. 6: “Indagini geognostiche”	scala grafica

Allegati

ALL. n. 1 Prova penetrometriche corredate di interpretazione geotecnica
ALL. n. 2 Indagini sismiche MASW
ALL. n. 3 Indagini sismiche HVSR
ALL. n. 4 Verifica di stabilità di versante

1. PREMESSE

Nel mese di novembre 2019 è stata eseguita la presente relazione geologica, geotecnica e sismica inerente la realizzazione di un nuovo polo scolastico, sito in Via Montepietro, in Comune di Pavullo nel Frignano (MO).

L'area in esame è sita ad ovest del Comune di Pavullo, come illustrato nella cartografia riportata in allegato.

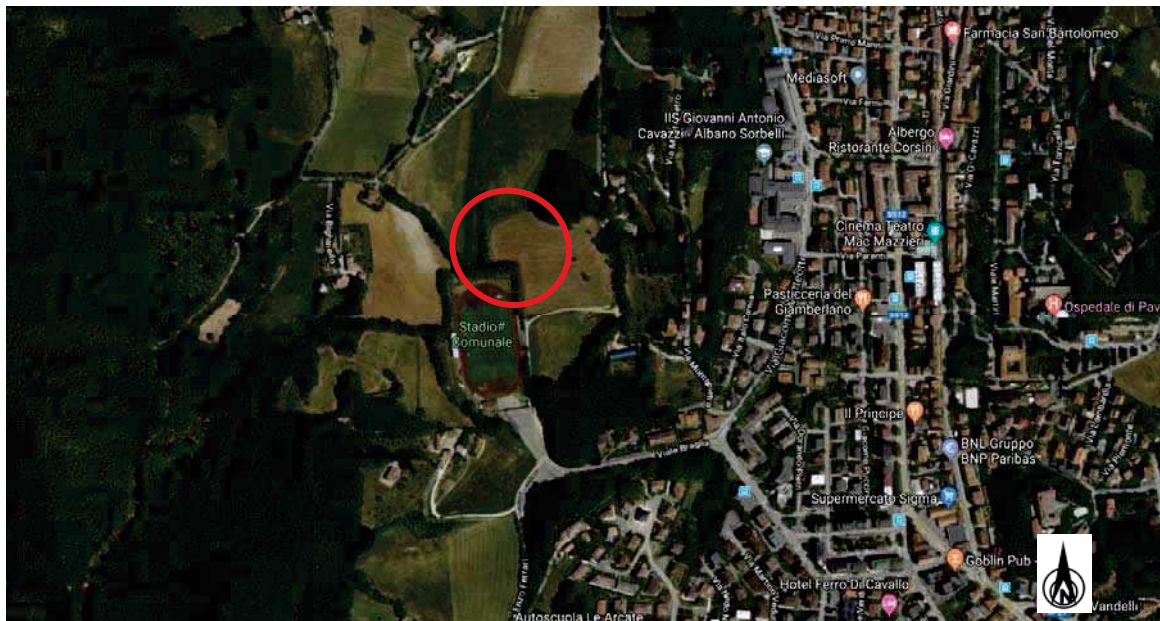


Fig. 1.1: Inquadramento su scala generale dell'area di interesse; immagine tratta da *Google Maps*.



Fig. 1.2: Riprese fotografiche dell'area oggetto di intervento.

2. RELAZIONE GEOLOGICA

2.1 MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO - GEOLOGIA

Da quanto si evince dalla “Carta geologica” allegata (**tav. n. 4**), tratta dal “Progetto CARG” della Regione Emilia-Romagna, Servizio Geologico Sismico e del Suolo, nell’area oggetto di studio affiora la seguente litologia:

UNITÀ EPILIGURI

CIG - FORMAZIONE DI CIGARELLO

Argille, argille marnose e argille siltose strutturalmente ordinate, stratificate con eventuale rara presenza di livelli arenitici.

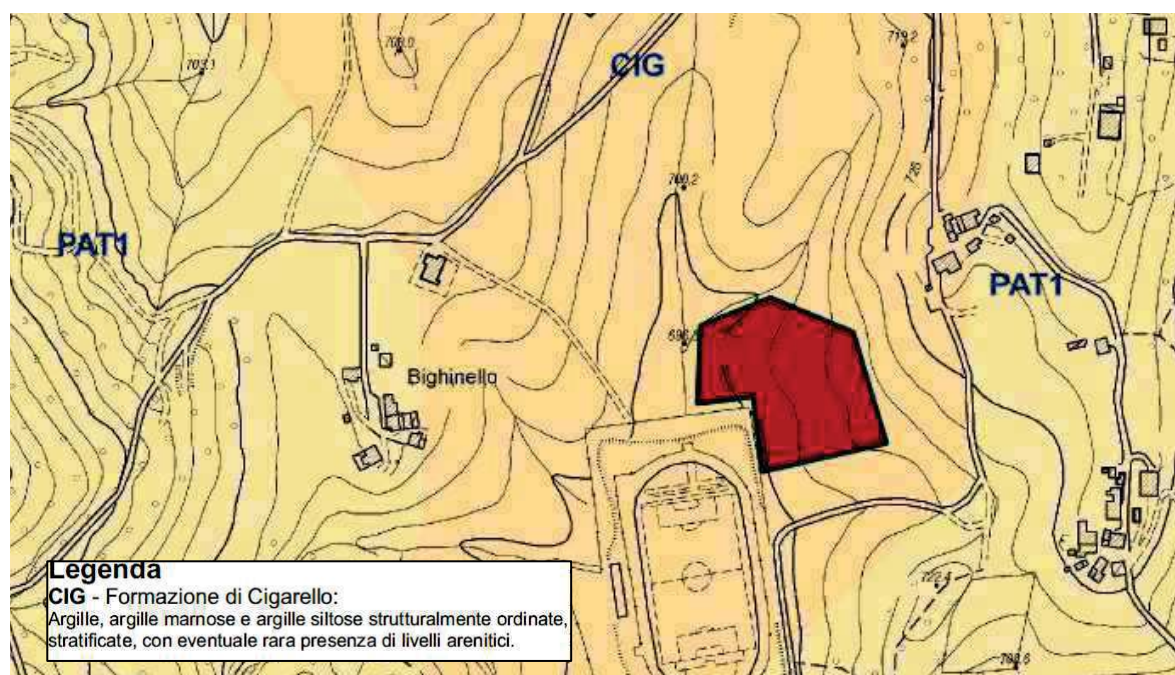


Fig. 2.1: Inquadramento geologico dell'area di interesse.

L'area oggetto di studio è posta nell'Appennino Modenese, alla quota topografica media di circa 700.00 m s.l.m. e si colloca in un versante che degrada in direzione NE-SO (come visibile in Fig.2.2) con una pendenza media pari a **18%**, corrispondente ad un'inclinazione di circa **10°**.

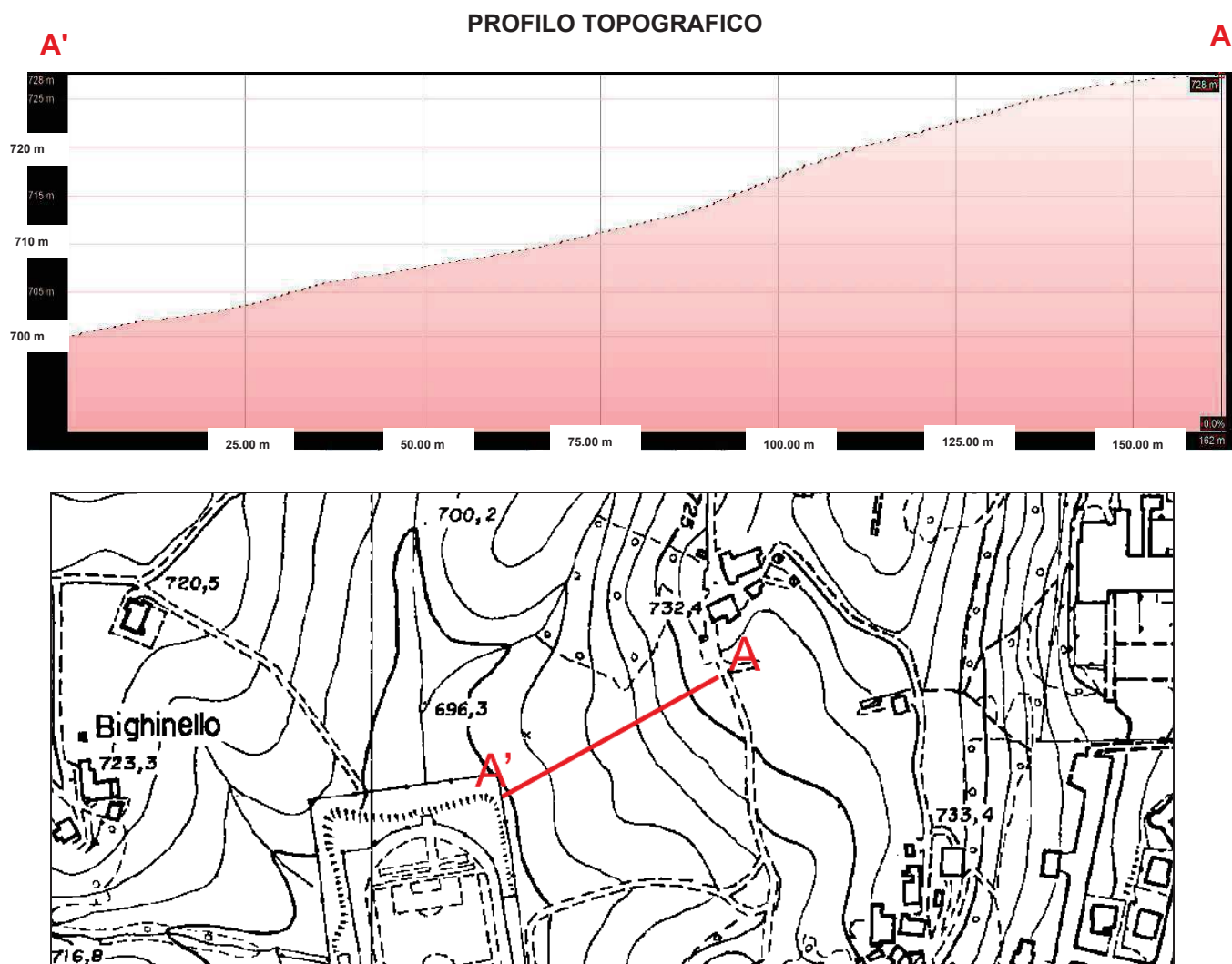


Fig. 2.2: Profilo topografico dell'area oggetto di intervento e traccia utilizzata per eseguire il profilo (A-A').

Dalla carta del dissesto (**tav. 5**) l'area non risulta essere interessata da fenomeni di instabilità (fig. 2.3).

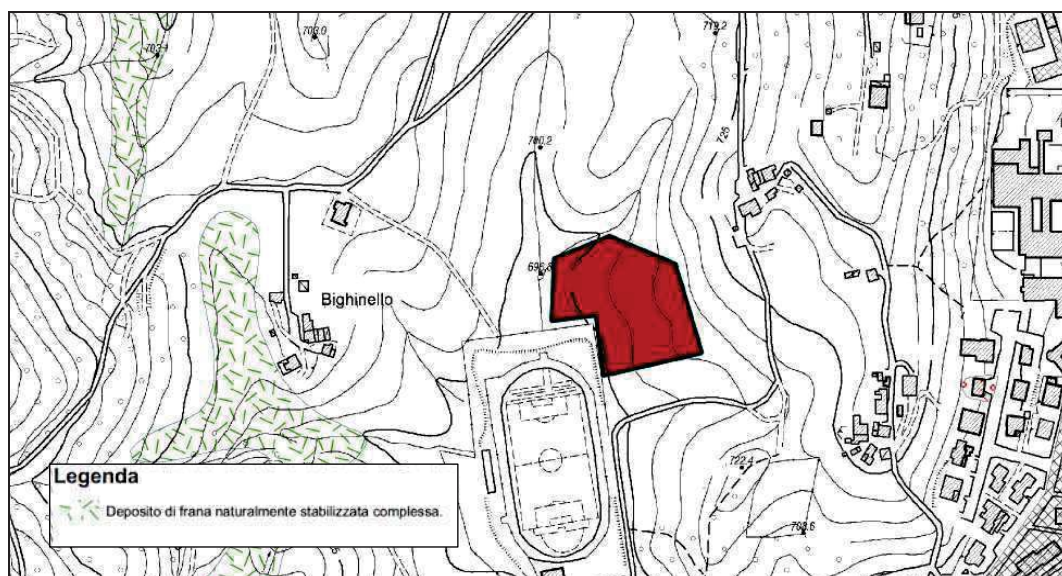


Fig. 2.3: Stralcio della carta del dissesto per l'area di interesse.

2.2 INDAGINI GEOTECNICHE

In relazione alla litologia presente nell'area e in base alla tipologia di intervento in progetto, la campagna geognostica è stata espletata mediante le seguenti indagini geotecniche:

- ***n. 2 prove penetrometriche dinamiche DPSH, eseguite in data 29/03/2005;***

L'ubicazione delle indagini geognostiche è illustrata nella **tav. n. 6**, riportata in allegato, mentre i diagrammi relativi alle prove penetrometriche eseguite, dotati d'interpretazione geotecnica, sono presenti nell'**allegato n. 1**.

2.2.1 Prova penetrometrica dinamica media DPSH

In prossimità del tratto di interesse sono state eseguite **n. 2 prove penetrometriche dinamiche super pesanti DPSH**, spinte fino alla profondità di -4.00 m da p.c. nella DPSH 1 e - 3.00 m da p.c. nella DPSH 2.

La prova dinamica consiste nell'infiggere una punta di acciaio posta all'estremità di una batteria di aste, mediante la caduta di un maglio da un'altezza costante e nel misurare il numero di colpi necessari a produrre avanzamenti delle aste e della punta stessa di una lunghezza prefissata nel terreno.

Tale prova penetrometrica dinamica misura in continuo la resistenza alla penetrazione della punta conica e, in particolare, fornisce una valutazione qualitativa del grado di addensamento e di consistenza dei terreni attraversati.

Esistono numerosi penetrometri in commercio che si differenziano principalmente sulla base del diverso peso del maglio, dell'altezza di caduta, del diametro e della forma della punta e dello step di approfondimento.

Lo strumento impiegato nel caso in studio è un penetrometro PAGANI TG63-100, montato su cingoli della Pagani Equipment di Piacenza che risponde alle norme **ISSMFE-DPSH (1988)**.

Le principali caratteristiche tecniche di tale strumento sono riassunte nella tabella seguente:

CARATTERISTICHE:	PENETROMETRO DINAMICO SUPER-PESANTE DPSH
Massa del maglio (kg):	63.5 ± 0.5
Altezza di caduta (cm):	75 ± 0.2
Diametro della punta (cm):	50.5 ± 0.05
Area della punta nominale (cm ²):	20
Apertura del cono:	90°
Diametro delle aste (cm) D:	3.2 ± 0.03
Peso del sistema di infissione, escluso il maglio (kg):	30
Penetrazione standard (cm):	20 (N ₁₀)

All'estremità inferiore della batteria di aste è collocata la punta conica, che può essere di due tipi: *fissa*, e quindi recuperabile al termine dell'indagine, oppure *"a perdere"* che quindi, alla estrazione delle aste, rimane nel terreno. Nella successiva figura è rappresentato lo schema della punta conica fissa:

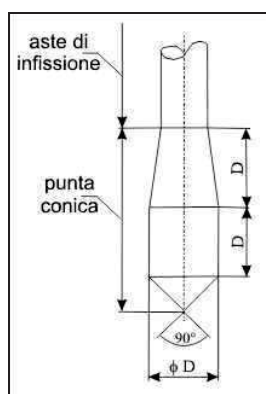


Fig. 2.2– Schema della punta conica.

Ulteriori specifiche tecniche dell'attrezzatura di prova sono illustrate in allegato.

Per le prove dinamiche eseguite è stato realizzato un modello grafico in cui sono riportati: il numero dei colpi, la profondità in metri (misure ricavate ogni cm. 20 di avanzamento del sondaggio) e la resistenza dinamica alla punta Rpd in Kg/cm² calcolata attraverso la "Formula olandese":

$$R_{pd} = M^2 * H / [A * e (M+P)] = M^2 * H * N / [A * \delta (M+P)]$$

Dove:

Rpd = Resistenza dinamica punta (Kg/cm^2);
A = area della punta (cm);
M = massa battente (kg);
H = altezza di caduta;
P = massa totale aste e sistema di battuta;
e = infissione per colpo = δ / N .

Sempre in allegato compaiono i grafici e le relative tabelle riportanti i dati rilevati in sito e la loro interpretazione geotecnica, desunta da correlazioni tra **Ndpsh** e **Nspt** (standard penetration test).

2.3 CARATTERISTICHE LITOSTRATOGRAFICHE DEL SITO DI INDAGINE

Le prove penetrometriche eseguite hanno evidenziato la presenza di **terreno vegetale con argilla limosa a scarsa consistenza** fino alla quota pari a - 1.20 m da p.c., seguiti, fino a - 2.20 m da p.c., da **argilla limosa a media consistenza**. Successivamente si rilevano **terreni argillosi limosi consistenti** fino a - 3.20 m da p.c.. Infine, fino alla massima profondità investigata, si rilevano **argille limose compatte** con la presenza di trovanti.

Al termine delle prove penetrometriche non è stata rilevata la presenza della falda freatica all'interno dei fori di sondaggio delle **DPSH**.

3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO

3.1 INDAGINI GEOFISICHE

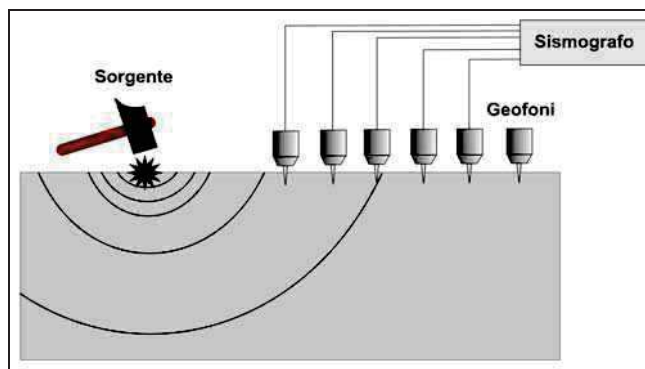
Per la classificazione sismica dell'area di studio è stata eseguita in sito la seguente indagine geofisica:

- *n. 2 indagini sismiche con metodo HVSR, eseguite in data 13/11/19;*
- *n. 1 indagine sismica con metodo MASW, eseguita in data 13/11/19.*

In allegato n. 2 e n. 3 sono presenti i grafici relativi ai risultati ottenuti dall'elaborazione dell'indagine sismica.

3.1.1 Indagine sismica con metodo MASW

Per misurare le velocità delle onde di taglio si possono eseguire prospezioni sismiche mediante stendimenti superficiali, utilizzando geofoni verticali da 4.5 Hz ed acquisendo attivamente i segnali delle onde rifratte alla superficie mediante una sorgente artificialmente provocata. Questa tecnica, nota con la sigla **MASW** (Multichannel Analysis of Surface Waves), permette di ricostruire il profilo verticale delle Vs con procedimenti di modellazione diretta delle velocità di fase delle onde, rifratte alla superficie. Partendo dal sismogramma registrato mediante sorgente energizzante in asse con lo stendimento, viene eseguita un'analisi spettrale che ha consentito di elaborare un'immagine della distribuzione del segnale di velocità sismica in funzione delle diverse frequenze che lo compongono. Da tale elaborazione, tramite una fase di "picking" del segnale ad elevata intensità è stata ottenuta la "**curva di dispersione**", dalla cui inversione è stato calcolato il **modello sismo-stratigrafico** espresso in termini di velocità delle onde di taglio (Vs). I dati sono stati registrati mediante un sismografo *Geode Geometrics* 24 bit con filtri disinseriti, velocità di campionamento (sample rate) di 0.25 millisecondi e lunghezza delle acquisizioni di 2 secondi. Si effettuano battute poste ad offset diversi (10 m e 15 m di distanza dal primo geofono) mediante grave da 8.0 kg di massa.



Schema di Array lineare e punto energizzante.

Il calcolo del profilo delle velocità delle onde di Rayleigh, $V(\text{fase})/\text{freq.}$, può essere convertito nel profilo $V_s/\text{profondità}$. Tale metodo non è univoco e quindi il modello che ne scaturisce è un modello teorico; per questo motivo è preferibile operare in presenza di dati di taratura (come nel caso specifico) onde ricavare il modello reale.

3.1.2 Indagine sismica Horizontal to Vertical Spectral Ratio (HVSr)

La caratterizzazione sismica dei terreni tramite la tecnica di **indagine sismica passiva HVSr** (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio – Metodo di Nakamura*) è finalizzata all'individuazione delle frequenze caratteristiche di risonanza di sito. Esse sono correlabili ai cambi litologici presenti sia all'interno della copertura che nell'ammasso roccioso. L'utilizzo di algoritmi di calcolo finalizzati ad una modellizzazione sintetica dello spettro H/V, permette di correlare ogni picco spettrale con le discontinuità presenti nel sottosuolo (per esempio i cambi litologici). I dati che si possono ricavare sono spessori, profondità e velocità di propagazione delle onde di taglio all'interno del sismo-strato individuato. Tramite l'elaborazione di moti superiori e l'analisi dell'andamento delle tre componenti del moto, è possibile distinguere i picchi di origine naturale da quelli generati dai moti superiori o da artefatti, al fine di garantire una corretta interpretazione dello spettro sismico registrato. La tecnica dei rapporti spettrali (HVSr) trova la sua massima applicazione negli studi di microzonazione sismica poiché fornisce un parametro fondamentale (frequenza propria di risonanza di sito) per una corretta progettazione di edifici antisismici. Negli ultimi anni si è affermata anche per la sua versatilità poiché si è dimostrato come lo spettro sismico può rappresentare un modello sismo – stratigrafico del sottosuolo.

La tecnica **HVSr** è totalmente **non invasiva, molto rapida**, si può applicare ovunque e non necessita di nessun tipo di perforazione, né di stendimenti di cavi, né di energizzazioni esterne diverse dal rumore ambientale che in natura esiste ovunque. Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un “velocimetro triassiale” conforme alle norme SESAME.

I risultati che si possono ottenere da indagini sismiche HVSr sono:

- La **frequenza caratteristica di risonanza del sito** che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto **dimensionamento degli edifici antisismici**. Si dovranno adottare adeguate precauzioni nell'edificare strutture aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno, per evitare l'effetto di "**doppia risonanza**", fenomeno estremamente pericoloso per la stabilità delle costruzioni.
- La **frequenza fondamentale di risonanza di un edificio**, qualora la misura venga effettuata all'interno dello stesso. In seguito sarà possibile confrontarla con quella caratteristica del sito e capire se, in caso di sisma, la costruzione potrà essere o meno a rischio.

- La **velocità media delle onde di taglio V_s** calcolata tramite un apposito codice di calcolo. È necessario, per l'**affidabilità del risultato**, conoscere la profondità di un riflettore noto dalla stratigrafia (prova penetrometrica, sondaggio, etc.) e riconoscibile nella **curva H/V**. È possibile calcolare la **V_{s30}** e la relativa categoria del suolo di fondazione come esplicitamente richiesto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14 gennaio 2008.
- La **stratigrafia del sottosuolo** con un *range* di indagine compreso tra 0.5 e 700 m di profondità, anche se il dettaglio maggiore si ha nei primi 100 metri. Il principio su cui si basa la tecnica **HVSR**, in termini di **stratigrafia del sottosuolo**, è rappresentato dalla definizione di strato, inteso come unità distinta da quelle sopra e sottostanti per un **contrasto d'impedenza**, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso.
- Dall'analisi HVSR eseguita in sito, e riportata integralmente nell'**allegato n. 3** è stato individuato un picco H/V di origine stratigrafica alla frequenza **$f = 1.66$ Hz**, per l'**HVSR1** e alla frequenza **$f = 1.25$ Hz** per l'**HVSR2** che rispetta i criteri SESAME.

Sulla base dei dati ottenuti dall'elaborazione dell'indagine sismica MASW si è ottenuto un valore di V_{s30} pari a:

INDAGINE	V_{s30} (m/s)
MASW	353 m/sec

Pertanto, secondo la classificazione proposta dalle NTC 2018 basata sul parametro V_{s30} , si definisce il sottosuolo dell'area studiata come appartenente alla **CATEGORIA C**, corrispondente a depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di **V_{s30} compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).**

3.2 AZIONE SISMICA E RISPOSTA SISMICA DEL SITO

Dalla consultazione degli strumenti urbanistici del Comune di Pavullo e sulla base dell'intervento in progetto, che prevede la realizzazione di un nuovo polo scolastico avente classe d'uso III, si rende necessario eseguire un approfondimento di risposta sismica locale, secondo terzo livello di approfondimento.

Secondo la classificazione sismica del territorio nazionale proposta a partire dall'O.P.C.M. n. 3274/2003 e successive modifiche, il Comune di **Pavullo** (MO) risulta appartenente alla **classe di sismicità 3** (Fig 4.1).

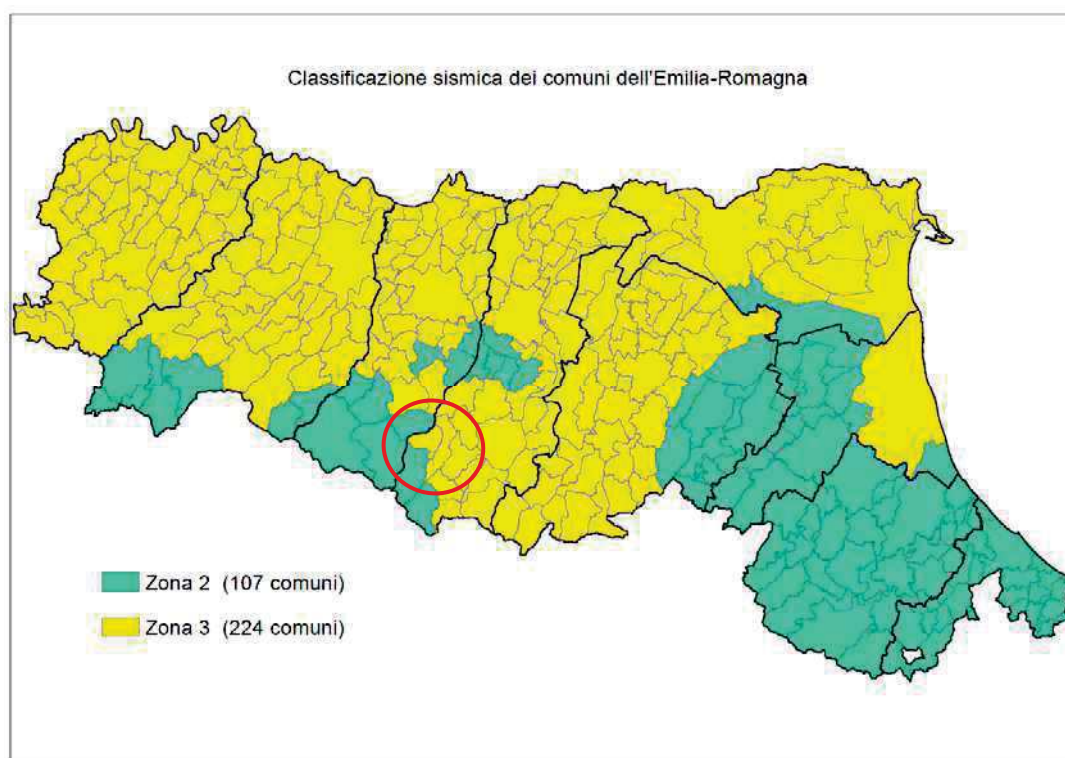


Fig. 3.1: Classificazione sismica vigente dei comuni della regione Emilia-Romagna ed ubicazione del territorio comunale di Pavullo (MO).

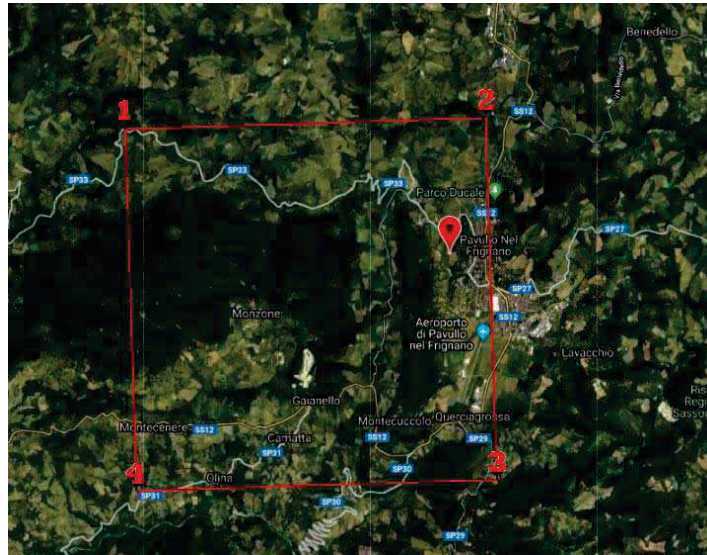
La suddivisione del territorio nazionale in zone a diversa classe di sismicità, caratterizzate da un valore di accelerazione di picco ed un corrispondente spettro di risposta elastico da utilizzare nella progettazione, risulta in realtà superata dall'entrata in vigore del D.M. 14/01/2008. Sulla base dei contenuti delle NNTC 2008 e delle successive NNTC 2018, per ogni costruzione deve essere definita un'accelerazione di riferimento propria, in funzione delle coordinate geografiche dell'area e della vita nominale dell'opera.

Per l'area in oggetto, identificata dalle seguenti coordinate geografiche (**Sistema di riferimento ED50**): Latitudine: 44.336205°, Longitudine 10.826968°, in relazione ad un periodo di riferimento

Studio del terreno di fondazione di un'area sulla quale sorgerà un nuovo polo scolastico, sito in Via Montepietro nel Comune di Pavullo nel Frignano (MO) - Rif 693/19

T_R stimato di 712 anni, è stato definito un parametro di accelerazione massima attesa a_g pari a a_g
 $a_g = 0.181g$.

ED50: Lat 44.336205 - Lng 10.826968



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	0.067	2.491	0.262
Danno (SLD)	75	0.082	2.503	0.272
Salvaguardia vita (SLV)	712	0.181	2.528	0.298
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0.225	2.551	0.308
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75			
Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.020	0.025	0.062	0.086
kv	0.010	0.012	0.031	0.043

L'accelerazione orizzontale di picco attesa a_g è definita in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (suolo categoria A) e con superficie topografica orizzontale. L'accelerazione a_g

rappresenta uno dei parametri principali che definisce la **pericolosità sismica di base**, insieme ai parametri F_0 e T_c^* dello spettro di risposta elastico, desumibili nelle tabelle riportate sopra.

Ai fini della definizione dell'azione sismica, determinata la pericolosità sismica di base, occorre valutare gli **effetti di sito** mediante specifiche analisi di risposta sismica locale.

Per la definizione dell'azione sismica, sulla base di quanto previsto dalle N.N.T.C., si può fare riferimento ad un approccio semplificato che **si basa sull'individuazione della categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche del sito**, in funzione delle quali si definiscono l'entità dell'amplificazione stratigrafica e topografica.

Sulla base delle NTC 2018, e tenendo conto dei dati ottenuti **dalle indagini geofisiche eseguite in sito**, si **classifica** il terreno di fondazione in oggetto, come appartenente alla **categoria C**, corrispondente a "DEPOSITI DI TERRENI A GRANA GROSSA MEDIAMENTE ADDENSATI O TERRENI A GRANA FINA MEDIAMENTE CONSISTENTI CON SPESSORI SUPERIORI A 30 METRI, CARATTERIZZATI DA UN GRADUALE MIGLIORAMENTO DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE CON LA PROFONDITÀ E DA VALORI DI V_{s30} COMPRESI TRA **180 m/s** E **360 m/s** (OVVERO CON VALORI DI $15 < N_{SPT,30} > 50$ NEI TERRENI A GRANA GROSSA E $70 < C_{u30} > 250$ KPA NEI TERRENI A GRANA FINA)".

Si ricava quindi il **fattore stratigrafico S_s** , caratteristico del sito, mediante la seguente relazione, valida suoli in classe **C**:

$$1.00 \leq S_s = 1.70 - (0.60 \cdot F_0 \cdot a_g/g) \leq 1.50 \quad (4.1.1)$$

dove:

- F_0 = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2; per il sito oggetto di studio tale valore, calcolato mediante l'utilizzo di apposito software, risulta pari a **2.528**;
- a_g/g = accelerazione orizzontale del sito, con tempo di ritorno pari a **712 anni**/accelerazione di gravità;
- S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica o fattore stratigrafico, calcolato tramite la relazione 4.1.1; per il sito oggetto di studio risulta pari a **1.43**.

Successivamente, sulla base delle condizioni topografiche del sito studiato, si calcola il fattore topografico S_T dalla seguente tabella:

Categoria topografica	Ubicazione opera/intervento	ST
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$	1.0
T2	Pendii con inclinazione media $> 15^\circ$	1.2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1.2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $> 30^\circ$	1.4

Per l'area studiata, sita, come suddetto in una zona di pianura e appartenente, quindi alla categoria topografica **T1**, si ottiene un fattore topografico **S_T** pari a **1.0**.

In base a tali valori del fattore stratigrafico **S_S** e del fattore topografico **S_T** si procede al calcolo dell'accelerazione massima orizzontale **A_{max}**:

$$A_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 1.43 \cdot 1.0 \cdot 0.181 \text{ g} = 0.259 \text{ g}$$

3.3 AZIONE SISMICA: STUDIO DI RISPOSTA SISMICA LOCALE (III LIVELLO DI APPROFONDIMENTO)

È stata definita l'azione sismica di progetto secondo uno studio di **risposta sismica locale**, secondo III livello di approfondimento.

Per ottemperare ai riferimenti normativi citati l'analisi è stata svolta secondo quanto indicato al § 7.11.3 delle NTC 2018, attraverso analisi numerica monodimensionale in campo lineare equivalente. Per fare ciò è stato utilizzato come strumento di lavoro il software di calcolo STRATA (University of Texas - Austin).

Ai fini della restituzione degli spettri di accelerazione, relativi allo stato limite SLV, è stata svolta la verifica dell'amplificazione del sito mediante l'utilizzo di un modello simulato in campo lineare equivalente.

Utilizzando un modello lineare equivalente è possibile ottenere una soluzione di un modello non lineare, attraverso analisi lineari complete nelle quali al termine di ogni interazione vengono aggiornati i parametri di **rigidezza** e **smorzamento** che sono dipendenti dallo stato di deformazione del terreno. Attraverso un'iterazione di calcoli si raggiunge una convergenza prefissata a monte della fase di computazione.

Il software STRATA è in grado di valutare la risposta sismica di un deposito di terreno, considerando un profilo monodimensionale in cui si propagano linearmente le onde sismiche, in funzione dei parametri dinamici attribuiti al terreno. Il terreno viene schematizzato come un sistema di N strati orizzontali omogenei, isotropi e visco-elastici, sovrastanti un semispazio uniforme, attraversati da un treno di onde di taglio che incidono verticalmente le superfici. Ogni strato è descritto per mezzo dello spessore H , del modulo di taglio massimo G_{max} o dalla corrispondente velocità massima V_{max} , dal valore dello smorzamento D , dal peso dell'unità di volume γ e dalle curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio normalizzato ($G / G_0 - \gamma$) e le corrispondenti curve dello smorzamento ($D - \gamma$) con la deformazione di taglio γ . Il modello lineare visco-elastico fa riferimento al modello reologico di Kelvin-Voigt, costituito da una molla e uno smorzatore viscoso in parallelo. Tale modello è descritto quindi dalla rigidezza (**G**) e dallo smorzamento (**D**). L'onda

monodimensionale viene descritta dall'equazione in cui lo spostamento provocato (u) è funzione della profondità (z) e del tempo (t):

$$u(z, t) = A \exp[i(\omega t + k^* z)] + B \exp[i(\omega t - k^* z)]$$

Nell'equazione appena presentata A e B rappresentano le corrispettive amplificazioni del tetto e della base dello strato considerato. Il fattore k^* risulta dipendente dal modulo di taglio (G), dal grado di smorzamento (D) e dalla densità del terreno (ρ). Le relazioni sono le seguenti:

$$k^* = \frac{\omega}{v_s^*}$$

$$v_s^* = \sqrt{\frac{G^*}{\rho}}$$

$$G^* = G(1 - 2D^2 + i2D\sqrt{1 - D^2}) \approx G(1 + i2D)$$

Dove G^* e v_s^* rappresentano il modulo di taglio e la velocità di taglio.

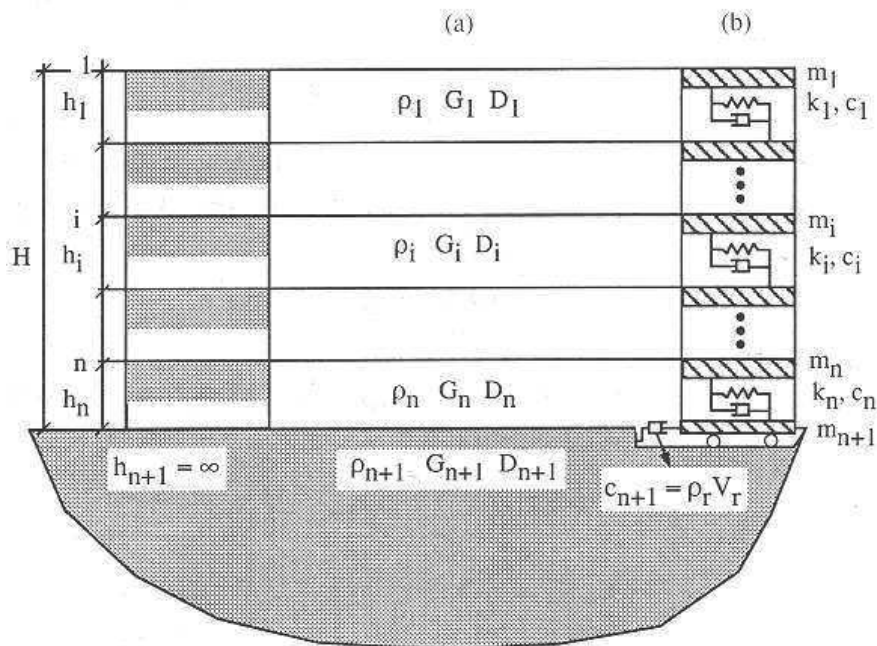


Fig. 4.4: Modello a strati continui adottato per la simulazione con il codice di calcolo STRATA.

MODELLO SIMULATO

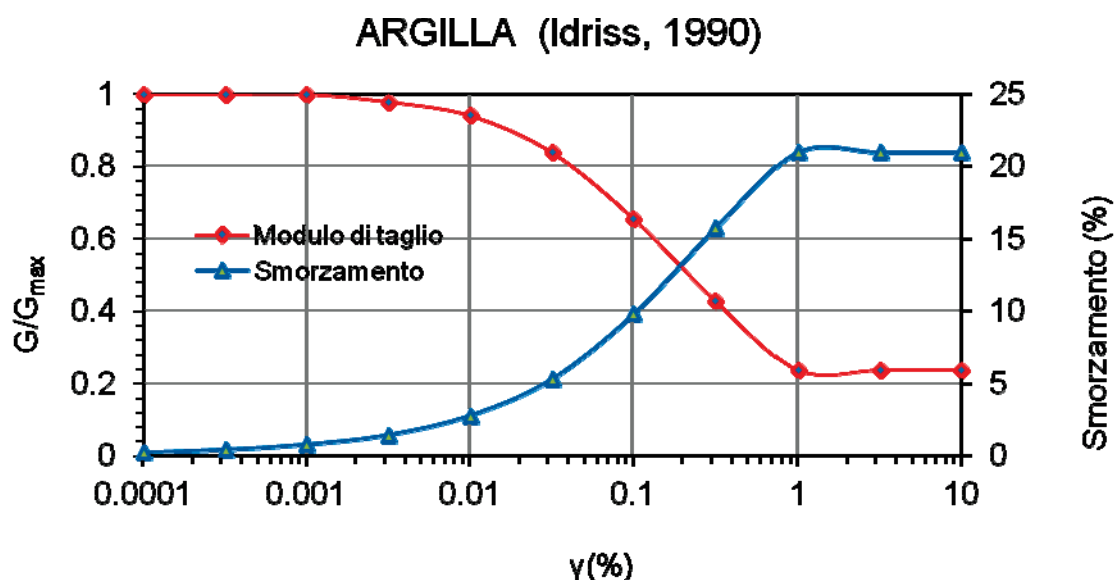
Il modello simulato deriva dai dati ottenuti dalle prove che compongono la campagna geognostica eseguita in sito. Tale profilo approssima il comportamento del sottosuolo, dal punto di vista sismico, in corrispondenza dell'area studiata. Il profilo considerato deriva dall'interpolazione dei dati provenienti dalle indagini geofisiche eseguite e i dati, di natura bibliografica, disponibili per il sito di riferimento.

Il profilo sismico del sottosuolo utilizzato per la modellazione della RSL deriva dall'elaborazione dell'indagine HVSR eseguita in sito integrate con dati di bibliografia. Si illustra successivamente il modello utilizzato:

z (m)	Vs (m/s)	S (m)	Curva di riferimento
0.0	12.0	10.00	Argilla (Idriss 1990)
10.0	150.0	15.00	Argilla (Idriss 1990)
25.0	320.0	30.00	Sabbia (Idriss 1990)
55.0	400.0	50.00	Argilla (Idriss 1990)
105.00	600.0	0.0	BEDROCK

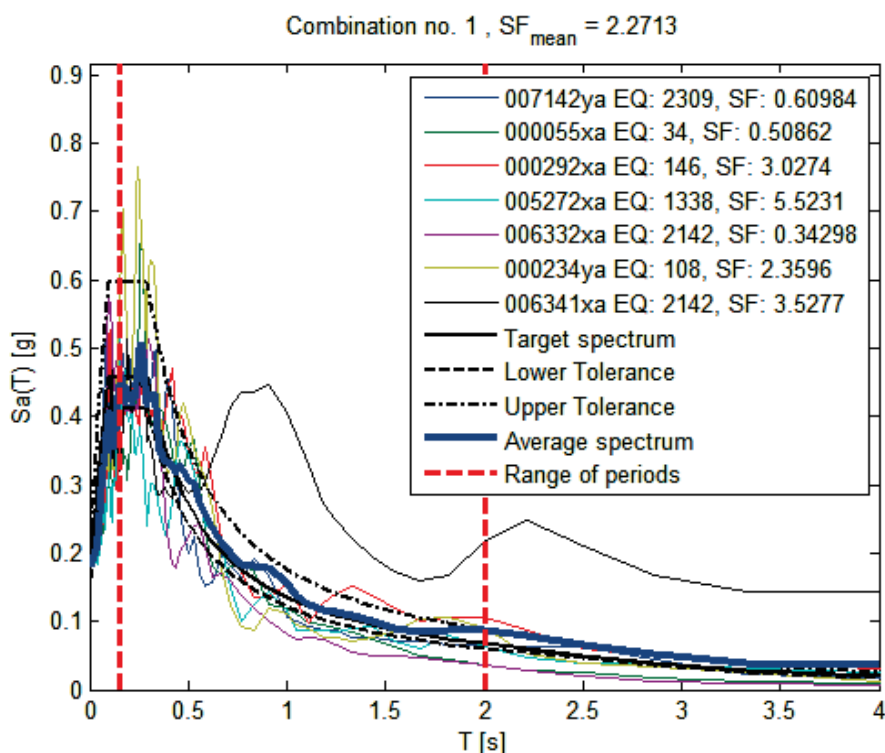
Modello sismico ricavato dalle indagini sismiche eseguite in sito.

Per descrivere il comportamento dinamico dei terreni costituenti il modello sono state considerate curve di decadimento dei moduli di rigidezza e smorzamento, al variare della deformazione percentuale $\gamma(\%)$. Si riportano successivamente le curve di decadimento considerate per l'esecuzione del calcolo di risposta sismica locale:



Curve di decadimento dei moduli G/G_{max} e D , utilizzate per descrivere il comportamento dei materiali coesivi e granulari che compongono il sottosuolo in oggetto.

Trattandosi di una verifica diretta ai fini progettuali, in accordo con quanto esposto nel § 7.3 delle NTC 2018, l'analisi RSL in oggetto è stata svolta adottando come input sismico 7 accelerogrammi, corrispondenti allo stato limite SLV. Gli accelerogrammi reali e misurati, sono stati individuati mediante l'utilizzo del software REXEL v. 3.5 (Computer aided code-based real record selection for seismic analysis of structures) realizzato dal Dipartimento di Strutture per l'ingegneria e l'architettura dell'Università degli Studi di Napoli Federico II. Utilizzando le coordinate relative al sito di riferimento, considerando una categoria di sottosuolo A e una classe d'uso pari a III e una vita nominale pari a 50 anni, sono stati definiti n. 7 accelerogrammi per lo stato limite SLV. Gli accelerogrammi sono stati prelevati dal "European Strong-motion Database".

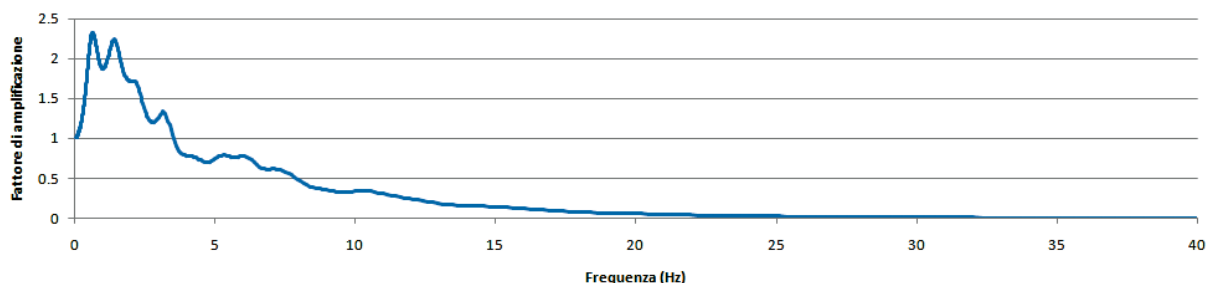


Forme spettrali relative agli accelerogrammi considerati

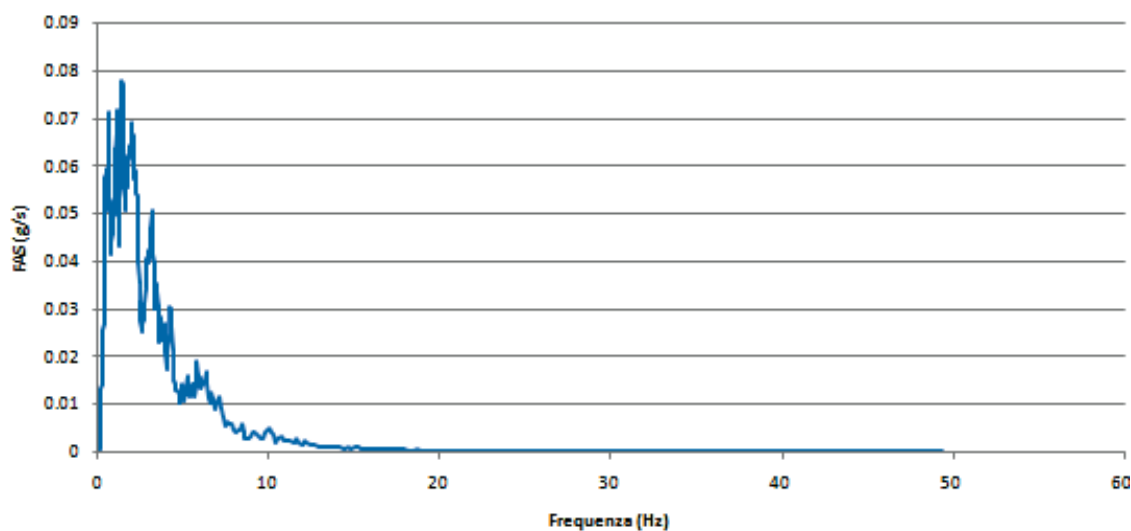
RISULTATI OTTENUTI

Sulla scorta delle verifiche svolte mediante software STRATA, in riferimento al modello considerato, è stato possibile definire, nel dominio delle frequenze, la funzione TF (Funzione di trasferimento) e rapporto spettrale di amplificazione associato. Per via grafica si inserisce successivamente la funzione di trasferimento TF ottenuta a seguito dell'analisi RSL in oggetto. Attraverso tale funzione è possibile definire il campo di frequenze entro il quale il sottosuolo, in corrispondenza del sito in oggetto, amplifica il segnale sismico, oltre che a quantificare l'amplificazione stessa.

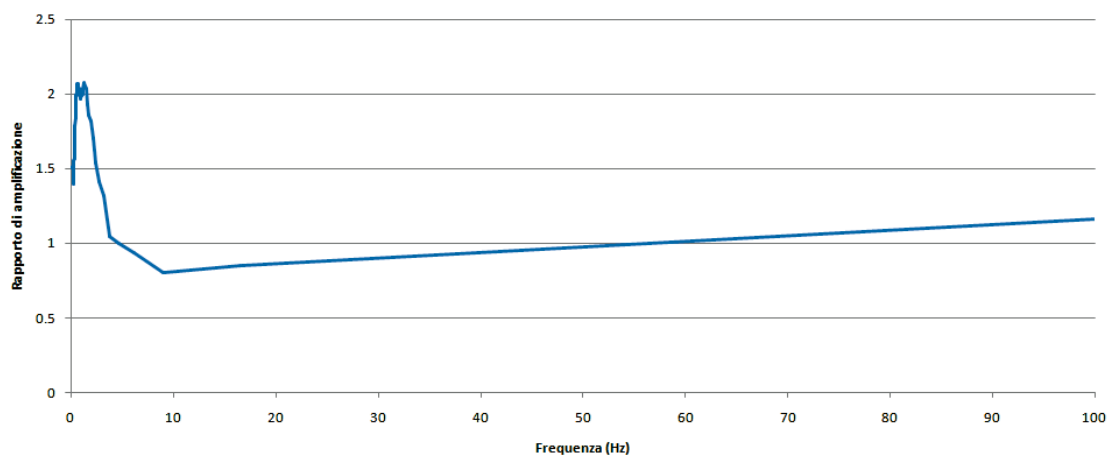
Funzione di trasferimento



Trasformata di Fourier



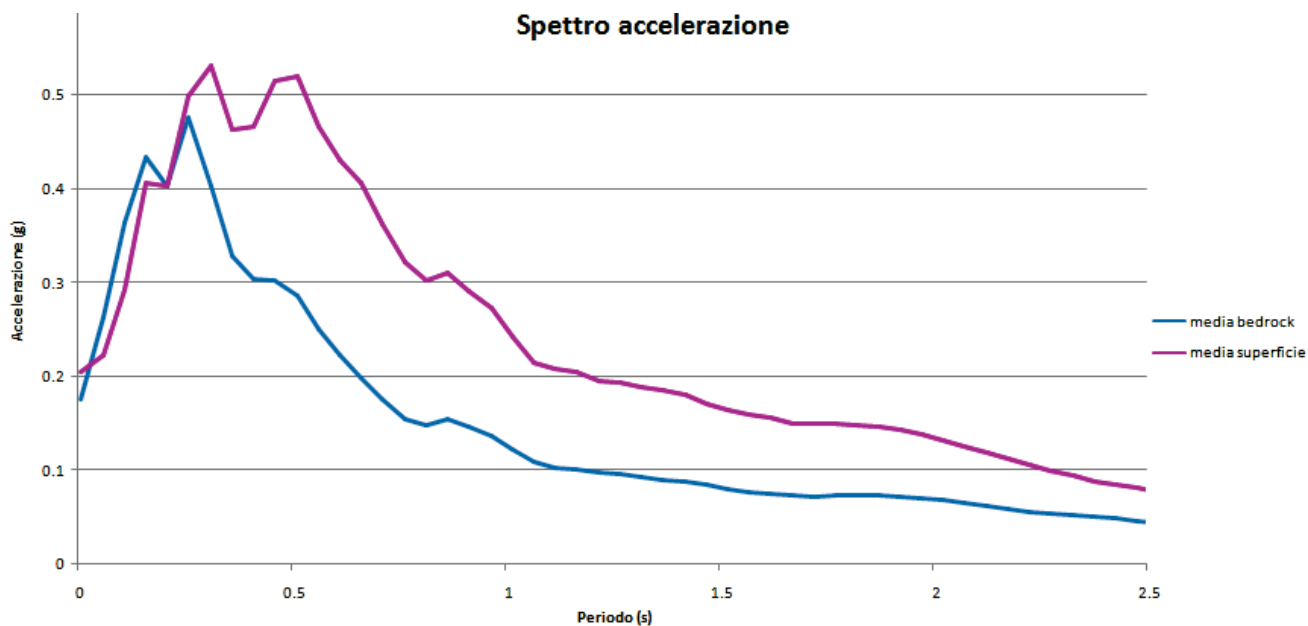
Rapporto spettrale



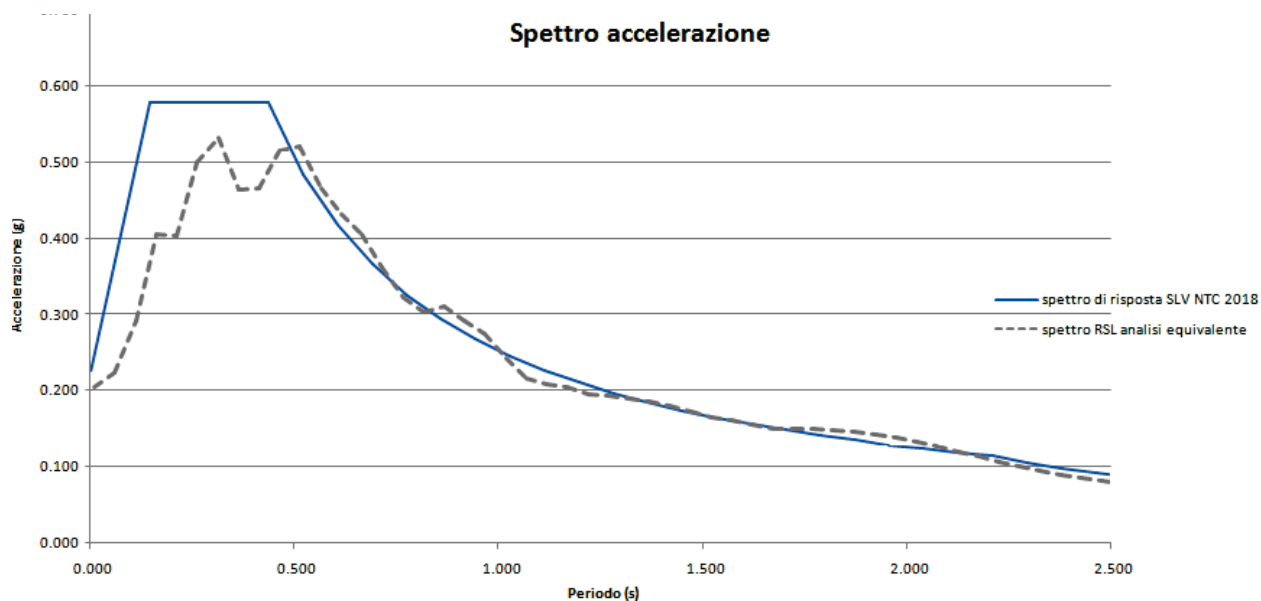
Dall'alto: Funzione di Trasferimento, funzione FFT e rapporto spettrale di amplificazione.

Definiti i parametri che descrivono il comportamento del sottosuolo nel campo elastico lineare equivalente e descritti gli accelerogrammi su suolo rigido validi per il sito in oggetto, attraverso il

software STRATA sono state definite le seguenti forme spettrali, in termini accelerazione e velocità alla superficie:



Accelerazioni spettrali relative a un periodo di ritorno pari a 712 anni (SLV)



Spettro RSL e Spettro NTC

Dai risultati di seguito esposti dell'analisi di risposta sismica locale si ottiene un valore di accelerazione massima attesa al suolo del valore **$PGA_{max}=A_{max}=0.205$ g** (per $T=0$ s), valore che risulta minore rispetto al valore ottenuto mediante l'utilizzo dell'approccio semplificato dell'NTC 2018, pari a $A_{max}=0.259$ g, come esposto al paragrafo 3.3 della presente relazione. Si ritiene pertanto più cautelativo considerare, ai fini della progettazione antisismica, il valore ottenuto con approccio semplificato in quanto determina un'azione sismica maggiore.

T [s]	Ag
0.01	0.204970596
0.06	0.223243067
0.11	0.292560185
0.16	0.405819275
0.21	0.402913022
0.26	0.49963743
0.31	0.531373435
0.36	0.463201026
0.41	0.466185566
0.46	0.514736467
0.51	0.520699797
0.56	0.465838304
0.61	0.431140709
0.67	0.405922069
0.72	0.362441866
0.77	0.322826624
0.82	0.302919806
0.89	0.310529352
0.92	0.291430815
0.97	0.273773938
1.02	0.242807307
1.07	0.215676651
1.12	0.20878351
1.17	0.205145698
1.22	0.195602378
1.27	0.194151137
1.32	0.189252296
1.37	0.185650389
1.42	0.18046036
1.47	0.17192855
1.52	0.164934147
1.57	0.160397432
1.62	0.155877645

1.67	0.150548933
1.72	0.14972908
1.77	0.149878556
1.82	0.148597642
1.87	0.146506951
1.93	0.143067645
1.98	0.138066703
2.03	0.132021539
2.08	0.126093491
2.13	0.11948482
2.18	0.113298893
2.23	0.10678412
2.28	0.100540917
2.33	0.095110027
2.38	0.089058291
2.43	0.085137395
2.48	0.081305634
2.53	0.077580756
2.58	0.074774532
2.63	0.072433875
2.68	0.069949049
2.73	0.067167273
2.78	0.063586174
2.83	0.059611789
2.88	0.05601726
2.93	0.052625404
2.98	0.049832876
3.03	0.047662071
3.08	0.045864494
3.14	0.044354078
3.19	0.042730627

3.24	0.040921871
3.29	0.03955938
3.34	0.038830214
3.39	0.038294292
3.44	0.03730694
3.49	0.035849622
3.54	0.034690231
3.59	0.034138621
3.641	0.034062248
3.69	0.034005295
3.74	0.033584182
3.79	0.032398067
3.84	0.030884176
3.89	0.029618813
3.94	0.028595287
3.99	0.027790039
4.04	0.027074753
4.09	0.026178461
4.14	0.025132604
4.19	0.023993189
4.24	0.022732476
4.29	0.021420524
4.34	0.020146188
4.39	0.019044568
4.44	0.018085907
4.49	0.017364367
4.54	0.016791655
4.59	0.016251658
4.68	0.015681446
4.69	0.01507008
4.74	0.014455788
4.79	0.013898606
4.84	0.013420028
4.89	0.01296669
4.94	0.012522256
5	0.012091128

3.4 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

La verifica nei confronti del fenomeno della liquefazione è stata omessa in quanto dalle indagini eseguite in sito non sono state individuati depositi sabbiosi sciolti immersi in falda (§ 7.11.3.4.2 NTC 2018).

4. RELAZIONE GEOTECNICA

Il modello geotecnico è finalizzato a fornire tutti i dati geotecnici necessari per il futuro progetto. Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione geotecnica e litostratigrafica delle indagini geotecniche eseguite, illustrate nell'**allegato n. 1** e precedentemente descritte, si può riassumere il seguente modello geotecnico schematico del terreno investigato:

SEZIONE GEOTECNICA MEDIA

Strato	Profondità	Falda	Litotipo	Parametri geotecnici	
1	0.0 – 1.20 m da p.c.	Non rilevata	Terreno vegetale con argilla limosa a scarsa consistenza	γ	1800 kg/m ³ ≈ 18.00 kN/m ³
				γ'	2000 kg/m ³ ≈ 20.00 kN/m ³
				C_{uk}	0.25 kg/cm ² ≈ 25.00 kN/m ²
				C'_k	0.025 kg/cm ² ≈ 2.5 kN/m ²
				M_0	30.0 kg/cm ² ≈ 3000 kN/m ²
				E_s	35.0 kg/cm ² ≈ 3500 kN/m ²
				ϕ_k	18°
				v	0.50
2	1.20 – 2.20 m da p.c.		Argilla o argilla limosa mediamente consistente	γ	1900 kg/m ³ ≈ 19.00 kN/m ³
				γ'	2100 kg/m ³ ≈ 21.00 kN/m ³
				C_{uk}	0.60 kg/cm ² ≈ 60.0 kN/m ²
				C'_k	0.06 kg/cm ² ≈ 6.0 kN/m ²
				M_0	50.0 kg/cm ² ≈ 5000 kN/m ²
				E_s	84.0 kg/cm ² ≈ 8400 kN/m ²
				ϕ_k	23°
				v	0.40
3	2.20 – 3.20 m da p.c.		Argilla o argilla limosa consistente	γ	1970 kg/m ³ ≈ 19.70 kN/m ³
				γ'	2170 kg/m ³ ≈ 21.70 kN/m ³
				C_{uk}	1.00 kg/cm ² ≈ 100.0 kN/m ²
				C'_k	0.10 kg/cm ² ≈ 10.0 kN/m ²
				M_0	100.0 kg/cm ² ≈ 10000 kN/m ²
				E_s	140.0 kg/cm ² ≈ 14000 kN/m ²
				ϕ_k	25°
				v	0.35
4	Da - 3.20 m da p.c.		Argilla o argilla limosa compatta con trovanti	γ	2000 kg/m ³ ≈ 20.00 kN/m ³
				γ'	2200 kg/m ³ ≈ 22.00 kN/m ³
				C_{uk}	1.84 kg/cm ² ≈ 184.0 kN/m ²
				C'_k	0.184 kg/cm ² ≈ 18.4 kN/m ²
				M_0	200.0 kg/cm ² ≈ 20000 kN/m ²
				E_s	257.6 kg/cm ² ≈ 25760 kN/m ²
				ϕ_k	30°
				v	0.30
Legenda			γ	=	peso specifico terreno naturale
			γ'	=	peso specifico terreno saturo
			C_{uk}	=	coesione non drenata caratteristica
			C'_k	=	coesione efficace caratteristica
			Dr	=	densità relativa
			M_0	=	modulo di deformazione edometrico
			E_s	=	modulo elastico
			ϕ_k	=	angolo d'attrito caratteristico

Si riportano di seguito le referenze bibliografiche e le correlazioni utilizzate per la determinazione dei parametri geotecnici sopra riportati:

γ' = peso dell'unità di volume (efficace) del terreno [Terzaghi & Peck 1967 - Bowles 1982]

C_{uk} = coesione non drenata (terreni coesivi) [Formula di Lunne & Eide]

Dr = densità relativa (terreni granulari) [Schmertmann 1976]

M₀ = modulo di deformazione edometrico (terreni coesivi e granulari) [Sanglerat 1972 - Mitchell & Gardner 1975 - Ricceri et al. 1974 - Holden 1973]

Es = modulo elastico (terreni coesivi) [Trofimemkov 1974]

φ_k = angolo di attrito interno efficace (terreni granulari) [Meyerhof 1956/1976, sabbie limose]

φ_k = angolo di attrito interno efficace (terreni coesivi) [prove di laboratorio CID da Noi eseguite su analoghi litotipi presso Nostro laboratorio certificato dal "Ministero delle infrastrutture e dei trasporti n.1845" per l'esecuzione e certificazione di prove su terre e rocce, categoria A]

5 VERIFICA DELLA STABILITÀ DEL PENDIO IN CUI SARA' REALIZZATO UN PARCHEGGIO A SERVIZIO DEL NUOVO POLO SCOLASTICO

In ottemperanza alle NTC 2018, in considerazione degli interventi in progetto, è stata eseguita la verifica di stabilità del versante che ospiterà un parcheggio a servizio del nuovo polo scolastico in *condizioni a lungo termine – sismiche pseudo statiche*

5.1 ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE DEL VERSANTE - APPROCCIO LEM Slide (Rocscience)

La verifica di stabilità viene eseguita poichè il versante in condizioni attuali presenta una inclinazione di 8°. Successivamente alla realizzazione della scuola in progetto il terreno di scavo viene riutilizzato in sito per eseguire una sistemazione morfologica del pendio al fine di eseguire un parcheggio. La sistemazione morfologica del pendio porterà a una risagomatura del versante con una inclinazione variabile da 12° a 15° massimi. La verifica di stabilità del pendio viene eseguita sulla sezione di progetto dopo avere effettuato la risagomatura.

Per le verifiche di stabilità del pendio, *Slide* utilizza l'approccio di equilibrio limite (LEM), considerando una geometria bidimensionale ed un comportamento rigido perfettamente plastico dei suoli con un criterio di resistenza al cedimento di tipo Mohr-Coulomb. Il fattore di sicurezza FS è definito come quel fattore per cui la resistenza al taglio del suolo deve essere ridotta allo scopo di portare la massa del suolo in uno stato di equilibrio limite lungo una superficie di scivolamento selezionata. La massa di scivolamento su una superficie di cedimento è divisa in diversi conci. Le forze che agiscono su ciascun concio sono ottenute considerando l'equilibrio meccanico per il numero di conci.

Per l'analisi di stabilità secondo l'approccio LEM è stato adottato il metodo proposto da Bishop (1955), nella forma semplificata. Tale metodo viene sviluppato attraverso le seguenti fasi:

- viene ipotizzata una superficie di rottura circolare;
- il terreno è suddiviso in n conci;
- si impone l'equilibrio dei momenti delle forze agenti in ciascun concio rispetto al centro del cerchio;
- dalla condizione di equilibrio delle forze verticali in ciascun concio si ottengono le forze N (normali alla superficie di rottura) e si sostituiscono nell'equazione risultante dell'equilibrio dei momenti;
- si ipotizza che le forze di contatto tra i due conci non influiscano poiché si trovano in equilibrio;
- si ottiene così il coefficiente di sicurezza FS, della superficie considerata.

Il coefficiente di sicurezza risulta quindi calcolato secondo la seguente relazione:

$$FS = \frac{\sum [c A \cos \alpha + (W - U \cos \alpha) \tan \varphi] [1/M_i(\alpha)]}{\sum W \sin \alpha}$$

dove:

$$M_i(\alpha) = \cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \varphi \tan \alpha}{FS} \right)$$

È stata eseguita una verifica di stabilità del tratto di versante sul quale verrà realizzato il parcheggio.



Ubicazione planimetrica del tratto di versante considerata ai fini dell'analisi di stabilità.

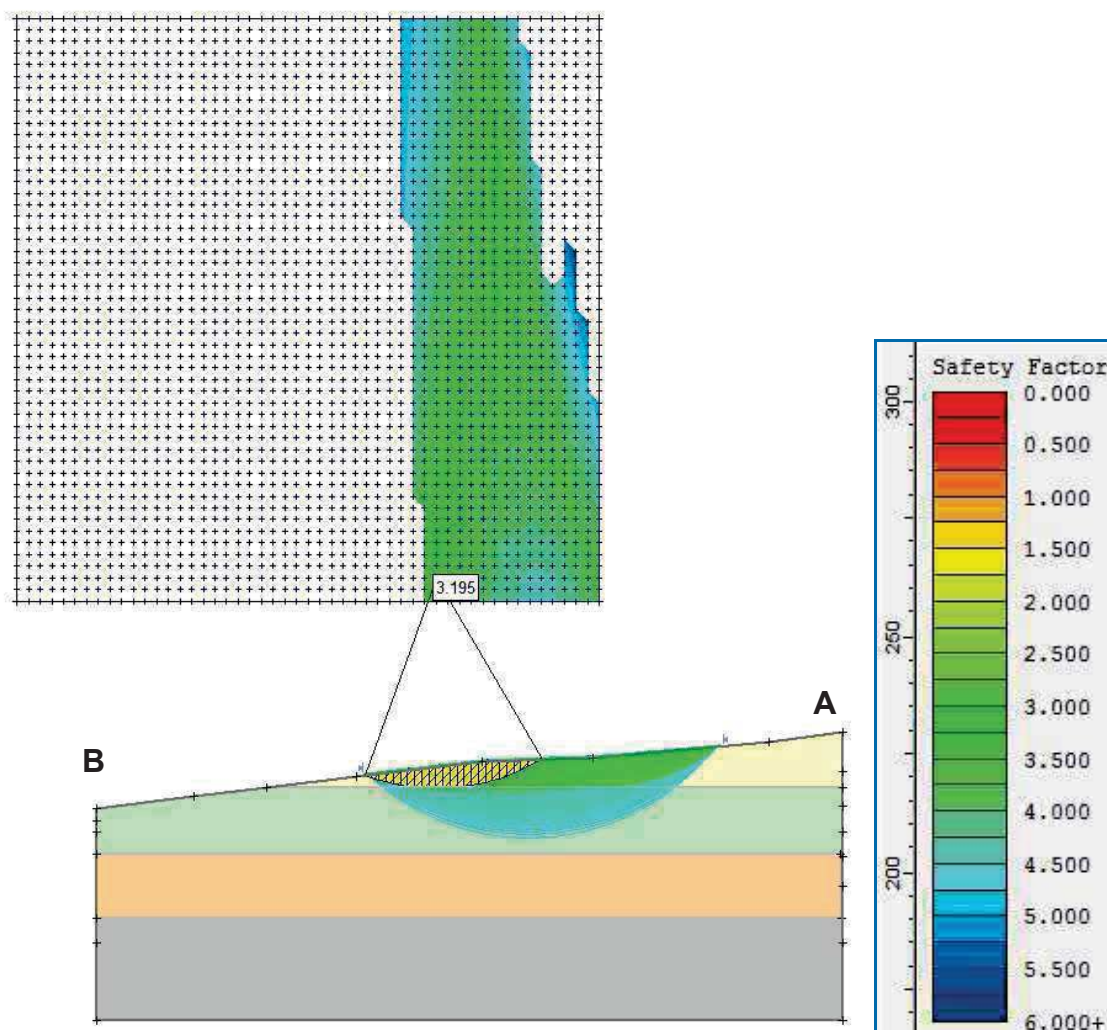
Si illustra successivamente il modello geotecnico **di progetto**, utilizzato ai fini delle verifiche di stabilità e derivante dalla caratterizzazione geotecnica del sottosuolo indagato:

	Unità	$\gamma_{nat} (d)$ (kN/m ³)	$\gamma_{sat} (d)$ (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	$\phi'_{(d)}$
A1	<u>TERRENO VEGETALE CON ARGILLA LIMOSA A SCARSA CONSISTENZA</u>	18.00	20.00	17.86	14.57°
A2	<u>ARGILLE LIMOSE A MEDIA CONSISTENZA</u>	19.00	21.00	42.86	18.76°
A3	<u>ARGILLE LIMOSE CONSISTENTI</u>	19.70	21.70	71.43	20.46°
A3	<u>ARGILLE COMPATTE CON TROVANTI</u>	20.00	22.00	131.43	24.79°

Parametri geotecnici progettuali (d) delle unità geotecniche che compongono il modello analizzato secondo approccio di verifica LEM

Per la verifica di stabilità del pendio, eseguita a lungo termine in condizioni drenate sismiche pseudo-statiche con $K_h = 0.062$.

Tutti i parametri utilizzati nella presente analisi di stabilità di versante sono riportati integralmente e nel dettaglio nell'**allegato n. 4** e riassunti nella figura seguente.



Risultati della verifica di stabilità del versante “di progetto” sulla sezione A-B

L'ipotetica superficie di scorrimento “critica” identificata dalla verifica di stabilità così eseguita, ha fornito valore di **fattore di sicurezza pari a FS= 3.195, pertanto superiore al valore di FS =1.1** imposto come soglia di sicurezza nella NTC 2018, indicativi di sufficiente stabilità.

Alla luce dei risultati ottenuti dalle verifiche di stabilità e sulla base dell'intervento in progetto che prevede una risagomatura del versante con una inclinazione massima pari a 15°, si ritiene che il versante sia stabile post operam.

Sarà infine opportuno, per eseguire una corretta sistemazione morfologica costipare e rullare il terreno riportato e dotarlo di opportune opere di contenimento e di drenaggio al fine di evitare la formazione di fenomeni erosivi/gravitativi.

6. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Sulla base del rilievo geologico e geomorfologico di dettaglio, in relazione alla cartografia geologica allegata in base ai risultati emersi dall'elaborazione delle indagini geologiche, geotecniche e geofisiche si evince che l'area studiata non è interessata da fenomeni di dissesto del versante imputabili a fenomeni gravitativi quiescenti o attivi; l'area oggetto di studi risulta pertanto idonea alla realizzazione dell'intervento in progetto.

In base alla nuova classificazione sismica, redatta al fine di definire un sistema normativo per la progettazione antisismica e acquisire dei criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale, il Comune di Pavullo (MO) ricade in **classe 3**. Per effettuare, invece, la caratterizzazione sismica del terreno è stata eseguita n. 1 indagine sismica MASW da cui si sono ricavati i risultati esposti di seguito.

MASW	Vs30 = 353 m/s	categoria C
------	----------------	-------------

Sulla base delle NNTC 2018 si classifica il terreno di fondazione come appartenente alla **categoria C**, corrispondente a *depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine di media consistenza con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u30} < 250$ KPa nei terreni a grana fine).*

Ora, sulla base dei contenuti delle **NTC 2018** “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” è stato definito un parametro di accelerazione massima attesa a_g in relazione ad un tempo di riferimento T_R stimato di 712 anni. Per l'area in oggetto, identificata dalle seguenti coordinate geografiche (ED50): Latitudine: 44.336205°, Longitudine 10.826968°, in relazione ad un periodo di riferimento T_R stimato di 712 anni, è stato definito un parametro di accelerazione massima attesa a_g pari a **$a_{g\text{ attesa}} = 0.181_g$** .

Tale valore si riferisce al bedrock; dopo gli opportuni calcoli, si ottiene il seguente valore di **$A_{max} = 0.259g$** .

Dai risultati dell'analisi di risposta sismica locale RSL si ottiene un valore di accelerazione massima attesa al suolo del valore **$PGA_{max} = A_{max} = 0.205 g$** (per $T=0$ s), valore che risulta minore rispetto al valore ottenuto mediante l'utilizzo dell'approccio semplificato dell'NTC 2018, **pari a $A_{max} = 0.259g$** (paragrafo 3.3 della presente relazione). Si ritiene pertanto più cautelativo considerare, ai fini della progettazione antisismica per l'intervento in oggetto, il valore ottenuto con approccio semplificato

La verifica nei confronti del fenomeno della liquefazione è stata omessa in quanto dalle indagini eseguite in sito non sono stati individuati depositi sabbiosi sciolti immersi in falda (§ 7.11.3.4.2 NTC 2018).

Il versante oggetto di studi sarà interessato da una sistemazione morfologica con risagomatura del versante riutilizzando il terreno di scavo della suola in progetto. Tale versante che dagli attuali 8° verra' risagomato con un'inclinazione variabile da 12° a 15° massimi”.

L'analisi di stabilità di versante del parcheggio in progetto “post operam” in condizione sismica a lungo termine ha fornito un valore del fattore di sicurezza pari a **Fs = 3.195**. Tale valore è superiore al valore minimo **FS = 1.1** imposto come soglia di sicurezza nella NTC 2018.

In relazione al valore ottenuto del fattore di sicurezza si garantisce la stabilità del versante post intervento.

A disposizione per ulteriori chiarimenti cogliamo l'occasione per porgere distinti saluti.

Modena, 20 novembre 2019

Dott. Geol. Pier Luigi Dallari





GEO GROUP S.R.L.

UFFICI: via Per Modena, 12 - 41051 Castelnovo R. (MO) SEDE LEGALE: via C. Costa, 182 - 41123 Modena (MO)

tel. 059/3967169; 059/828367 - FAX 059/5960176 p. Iva e C.F. 02981500362

Email: info@geogroupmodena.it Pec: geo.group@winpec.it Sito: www.geogroupmodena.it

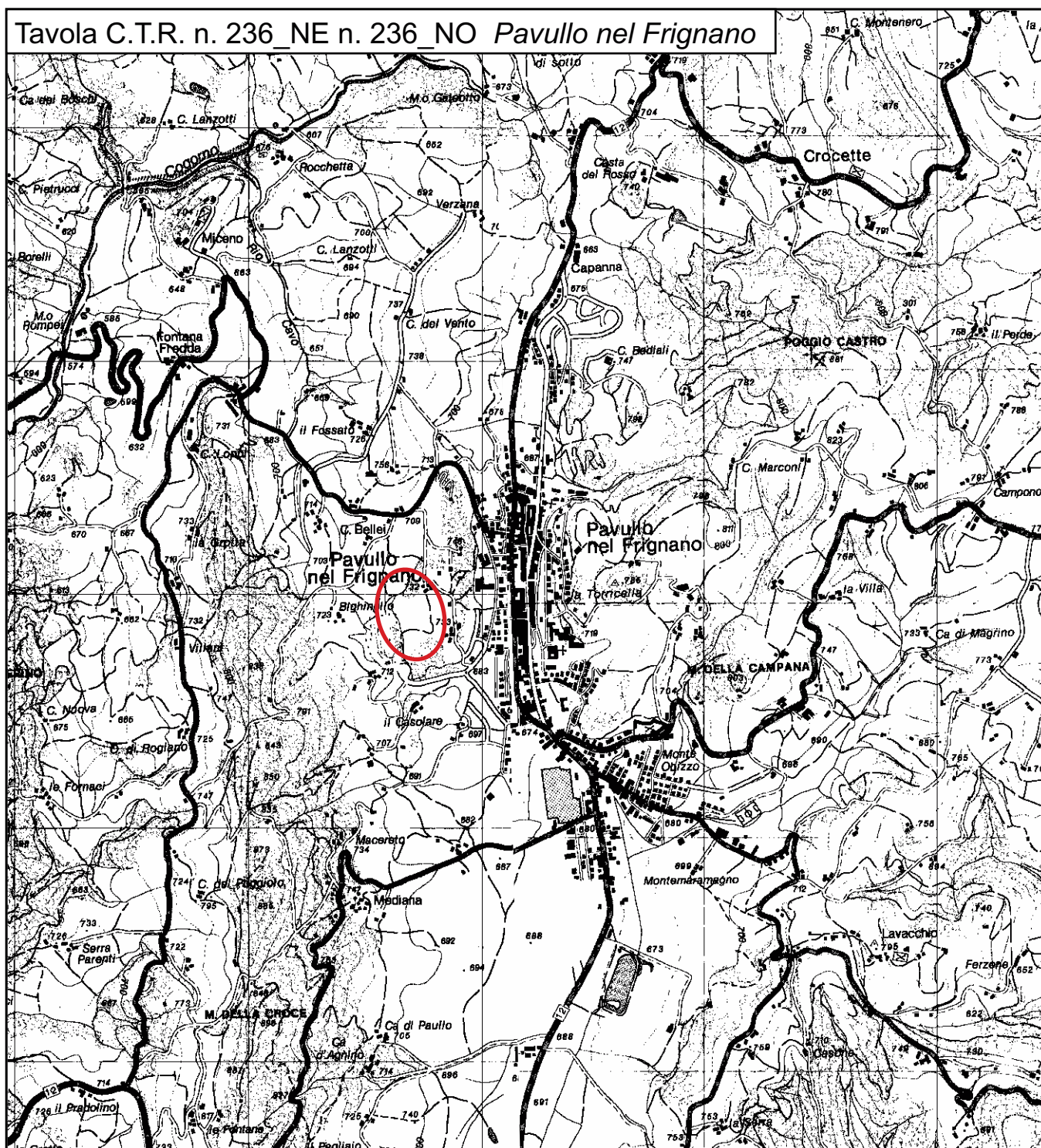
Operatore APR certificato ENAC per operazioni non critiche – Rif. ENAC 18627

TAVOLE

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche
182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5332019 - E-mail: geo.group@libero.it

Tavola C.T.R. n. 236_NE n. 236_NO Pavullo nel Frignano



Tav. n. 1 "Carta Corografica"
Scala 1: 25000

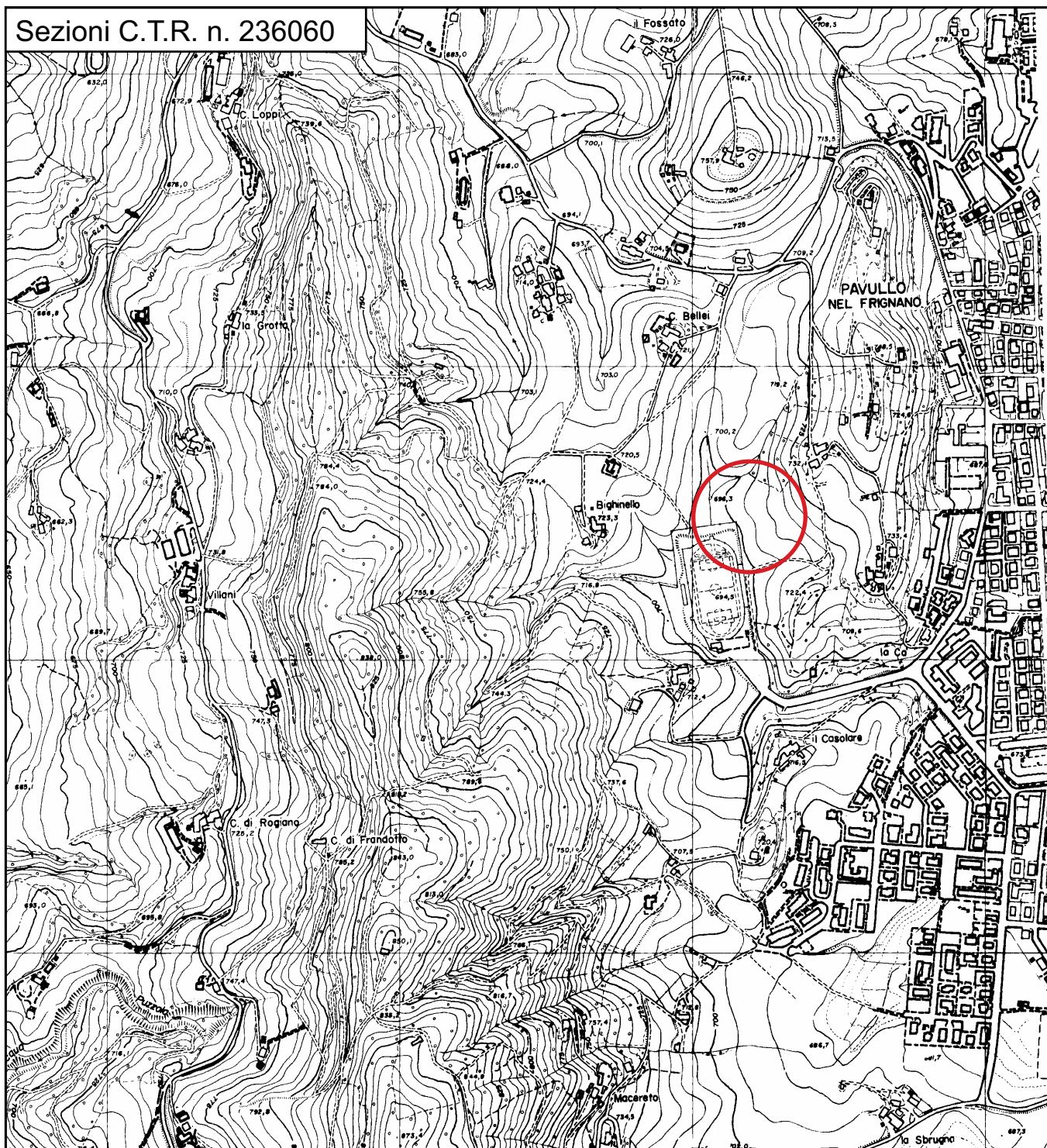


Area di interesse

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche
182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5332019- E-mail: geo.group@libero.it

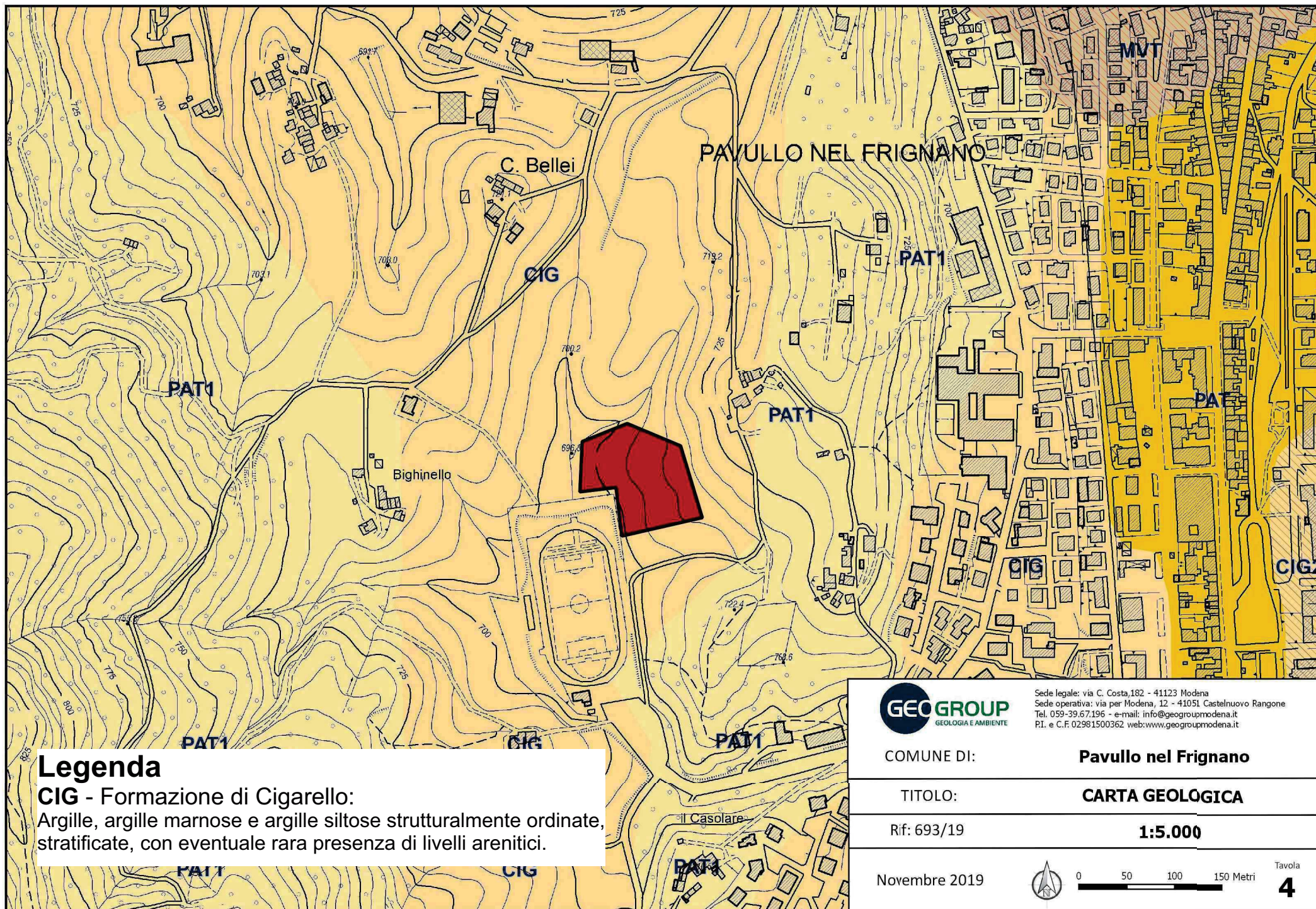
Sezioni C.T.R. n. 236060



Tav. n. 2 "Carta topografica"
Scala 1: 10000



Area di interesse



Legenda

CIG - Formazione di Cigarello:

Argille, argille marnose e argille siltose strutturalmente ordinate, stratificate, con eventuale rara presenza di livelli arenitici.



Sede legale: via C. Costa, 182 - 41123 Modena
Sede operativa: via per Modena, 12 - 41051 Castelnuovo Rangone
Tel. 059-39.67.196 - e-mail: info@geogroupmodena.it
P.I. e C.F. 02981500362 web: www.geogroupmodena.it

COMUNE DI:

Pavullo nel Frignano

TITOLO:

CARTA GEOLOGICA

Rif: 693/19

1:5.000

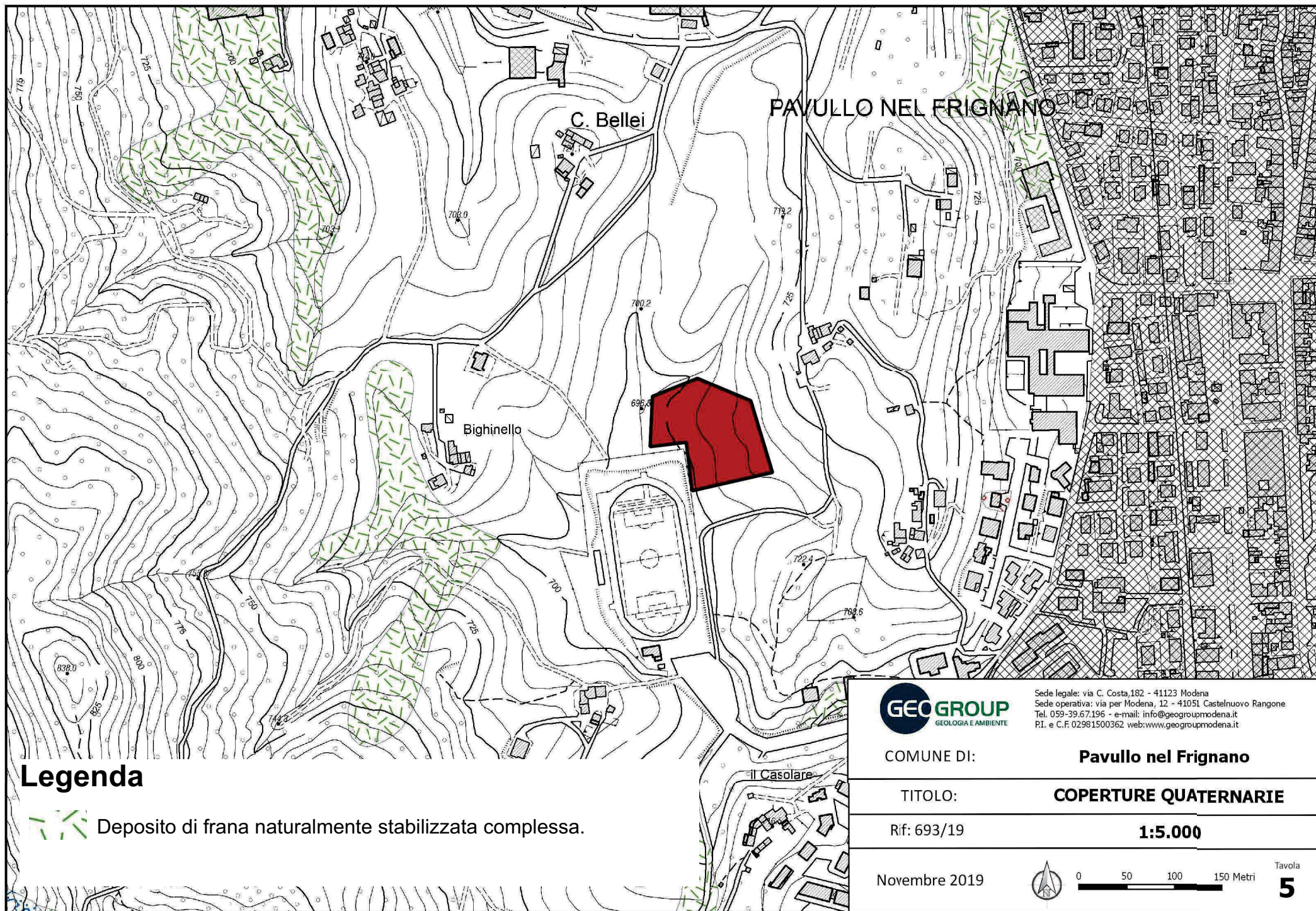
Novembre 2019



0 50 100 150 Metri

Tavola

4



Legenda



Deposito di frana naturalmente stabilizzata complessa.



Sede legale: via C. Costa, 182 - 41123 Modena
Sede operativa: via per Modena, 12 - 41051 Castelnuovo Rangone
Tel. 059-39.67.196 - e-mail: info@geogroupmodena.it
P.I. e C.F. 02981500362 web: www.geogroupmodena.it

COMUNE DI:

Pavullo nel Frignano

TITOLO:

COPERTURE QUATERNARIE

Rif: 693/19

1:5.000

Novembre 2019



0 50 100 150 Metri

Tavola

5

GEO GROUP S.r.l.

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche
182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5960176 - E-mail: info@geogroupmodena.it






Tav. n. 6 "Ubicazioni delle indagini geognostiche"

(tratta da Google Maps)

Scala grafica

Legenda

-  Prove penetrometriche dinamiche DPH
-  Indagine sismica MASW
-  Indagine sismica HVS

