

FOUNDRY ECOCER srl

**Nuova costruzione edificio produttivo all'interno di complesso esistente
ubicato in via per Furato in Comune di Inveruno (MI)**

(Fg. 17 mapp. 205, 206)

RELAZIONE GEOLOGICA ex D.M. 17/01/18 e D.G.R. IX 2616/2011

RELAZIONE GEOTECNICA ex D.M. 17/01/18 – Parte inerente i parametri
del terreno e le verifiche di tipo geotecnico (GEO) di progetto preliminare



Consegna: via mail ing.orvi@holping.it

Committente:

FOUNDRY ECOCER SRL, VIALE EUROPA 64/66 – 20002 OSSONA (MI), P.IVA 13195530152

Designazione dell'opera

Nuova costruzione edificio produttivo all'interno di complesso esistente
ubicato in via per Furato in Comune di Inveruno (MI)
(Fg. 17 mapp. 205, 206)

Data

GENNAIO '23

aggiornamento

Oggetto

RELAZIONE GEOLOGICA EX D.M. 17/01/18 E D.G.R. IX 2616/2011
RELAZIONE GEOTECNICA EX D.M. 17/01/18 – Parte inerente i parametri
del terreno e le verifiche di tipo geotecnico (geo) di progetto
preliminare

n. disegno

Disegnatore

G.F.

Geol. senior

C.F.

Ing. collab.

G.F.

Rif.

6322.DOCX

Sommario

1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
2	NATURA E SCOPO DELL'ELABORATO.....	3
3	VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'OPERA.....	5
3.1	VITA NOMINALE V_N	5
3.2	CLASSI D'USO.....	5
3.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA V_R	6
4	CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO.....	7
4.1	GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA.....	7
4.2	IDROGEOLOGIA.....	8
4.3	SISMICA.....	9
4.4	ELEMENTI DI RISCHIO IDRAULICO.....	9
4.5	FATTIBILITÀ GEOLOGICA.....	10
4.6	APPROFONDIMENTI RICHIESTI EX DGR IX/2616 E DGR N. X/5001.....	10
4.7	MODELLO GEOLOGICO.....	11
5	INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA.....	12
5.1	QUOTE DI RIFERIMENTO.....	12
5.2	TIPO DI OPERA IN PROGETTO E VOLUME SIGNIFICATIVO.....	12
5.3	INDAGINI.....	13
5.4	CARATTERIZZAZIONE.....	14
5.5	MODELLO GEOTECNICO.....	15
6	RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO.....	16
6.1	COORDINATE DEL SITO.....	16
6.2	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO.....	16
6.3	CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.....	17
6.4	STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE.....	18
7	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) E DI ESERCIZIO (SLE).....	19
7.1	FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	19
7.2	FRONTI DI SCAVO.....	24
8	CONCLUSIONI.....	25
8.1	FATTIBILITÀ GEOLOGICA.....	25
8.2	MODELLO GEOLOGICO.....	25
8.3	MODELLO GEOTECNICO.....	25
8.4	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO.....	25
8.5	CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.....	26
8.6	STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE.....	26
8.7	PRESCRIZIONI ED INDICAZIONI.....	26

Allegato 1: diagrammi penetrometrici

Allegato 2: indagine sismica

1 Normativa di riferimento

- D.M. 17/01/2018 – Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC).
- D.G.R. X/5001 del 30/03/2016;
- L.R. 33/2015 del 12/10/2015;
- D.G.R. X/2129 del 11/07/2014;
- D.G.R. IX/2616 del 30/11/2011.

2 Natura e scopo dell'elaborato

Gli aspetti geotecnici della progettazione e dell'esecuzione di opere ed interventi ai sensi del D.M. 17/01/18 prevedono:

1. la **relazione geologica**, che comprende la caratterizzazione e la modellazione geologica del sito;
2. la **definizione della risposta sismica locale e stabilità del sito**, che comprende:
 - a) categoria di sottosuolo
 - b) condizioni topografiche
 - c) stabilità nei confronti della liquefazione
3. la **relazione geotecnica**, che comprende:
 - a) scelta delle opere o di interventi;
 - b) programmazioni delle indagini geotecniche;
 - c) caratterizzazione fisico meccanica dei terreni e delle rocce presenti nel volume significativo e definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo;
 - d) definizione delle fasi di modalità costruttive,
 - e) verifiche della sicurezza e delle prestazioni;
 - f) programmazione delle attività di controllo e monitoraggio.

Questo elaborato comprende:

- la **relazione geologica** di cui al punto 1, integrata con gli adempimenti prescritti per la componente geologica di progetto dalla D.G.R. Lombardia n. IX 2616/2011;
- la **definizione della risposta sismica locale e stabilità del sito** di cui al punto 2
- la **parte della relazione geotecnica** di cui al punto 3, afferente esclusivamente i parametri del terreno, ossia le voci b), c), e) (parte) ed f) (parte); in particolare:
 - in relazione alla voce e), sono effettuate le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (SLU GEO) e di esercizio (SLE), definendo i valori di progetto della resistenza del sistema geotecnico e degli effetti delle azioni (cedimenti), secondo il criterio stabilito dalle NTC sulla base del modello geologico e geotecnico e delle ipotesi progettuali fornite dal progettista (tipologie fondazionali ed azioni), per cui:

$$R_d \geq E_d \text{ (SLU)}$$

$$C_d \geq E_d \text{ (SLE)}$$

dove:

- E_d = valori di progetto dell'azione e dell'effetto dell'azione

- R_d = valori di progetto della resistenza del sistema geotecnico
- C_d valore limite prescritto dell'effetto delle azioni
- in relazione alla voce f), sono definiti gli eventuali controlli e monitoraggi relativi ai soli parametri geotecnici del terreno.

A completamento della relazione geotecnica, rimangono ad esclusiva competenza del progettista, le voci a), e) (con riferimento alle verifiche agli stati limite ultimi di tipo strutturale SLU STR) ed f) (con riferimento agli eventuali controlli e monitoraggi relativi ai soli parametri degli elementi strutturali).

3 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento dell'opera

3.1 Vita nominale V_n

Le opere geotecniche previste sono:

- scavi di fondazione provvisori con permanenza inferiore a 2 anni ($V_n = 10$);
- fondazioni superficiali di strutture ordinarie ($V_n = 50$)

Tabella 1 - Vita nominale V_n

	Tipo di costruzione	valori minimi di V_n	
1	Costruzioni temporanee e provvisorie ^a	10	<input checked="" type="checkbox"/>
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50	<input checked="" type="checkbox"/>
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100	<input type="checkbox"/>

3.2 Classi d'uso

Tabella 2 - Classi d'uso

Classe	Descrizione	
Classe I:	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.	<input type="checkbox"/>
Classe II:	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.	<input checked="" type="checkbox"/>
Classe III:	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.	<input type="checkbox"/>
Classe IV:	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.	<input type="checkbox"/>

^a Le verifiche sismiche di opere di tipo 1 o in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni

3.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica V_r

Tabella 3 - Periodo di riferimento per l'azione sismica V_r

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_u	0,7	1,0	1,5	2,0
	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Il periodo di riferimento per l'azione sismica V_r si definisce come:

$$V_r = V_n \cdot C_u$$

Pertanto:

- per scavi di fondazione provvisionali

$$V_r = 10 \text{ anni}$$

- per fondazioni superficiali

$$V_r = 50 \text{ anni}$$

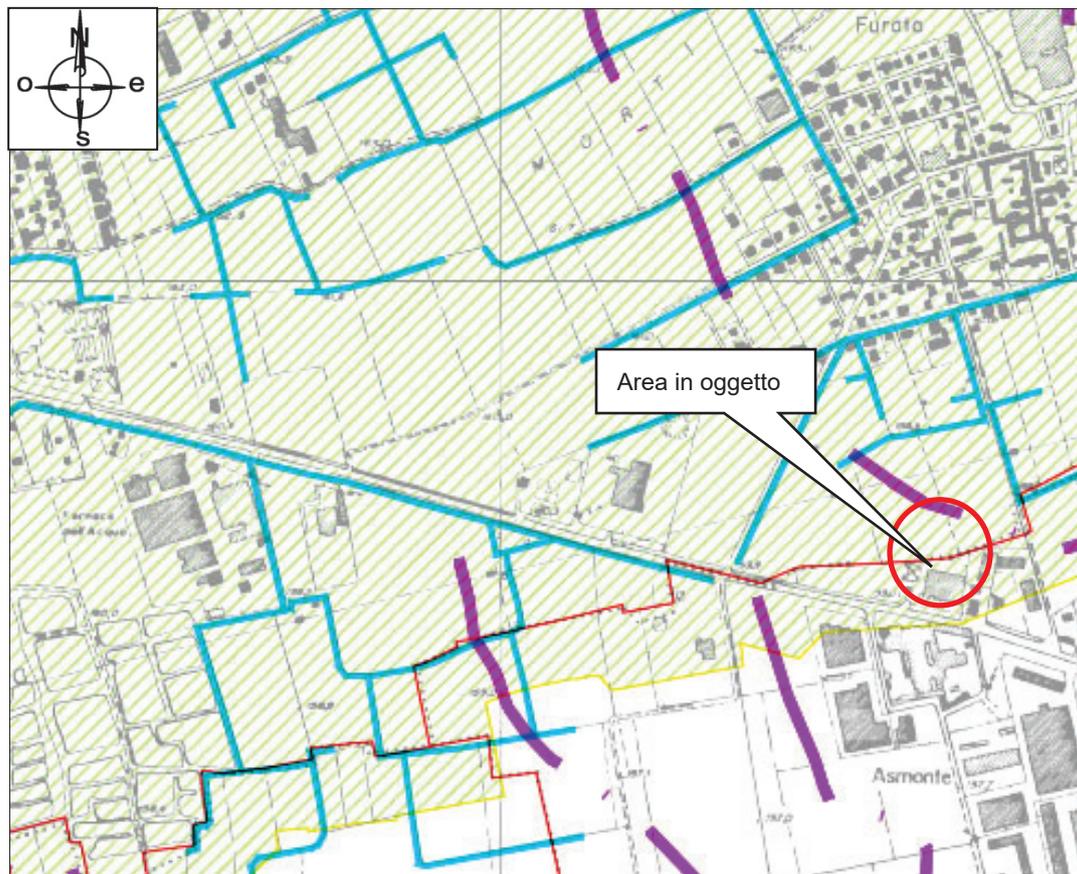
4 Caratterizzazione e modellazione geologica del sito

Ai fini dell'inquadramento geologico, idrogeologico e sismico, è stato consultato lo studio geologico di PGT del Comune di Inveruno¹.

4.1 Geologia e geomorfologia

I terreni e le forme locali appartengono al contesto deposizionale fluviale quaternario, caratterizzato da una morfologia pianeggiante e dall'affioramento di litologie incoerenti, costituite prevalentemente da sabbie e ghiaie.

Figura 1- Comune di Inveruno - PGT – Carta dei caratteri geologici e geomorfologici



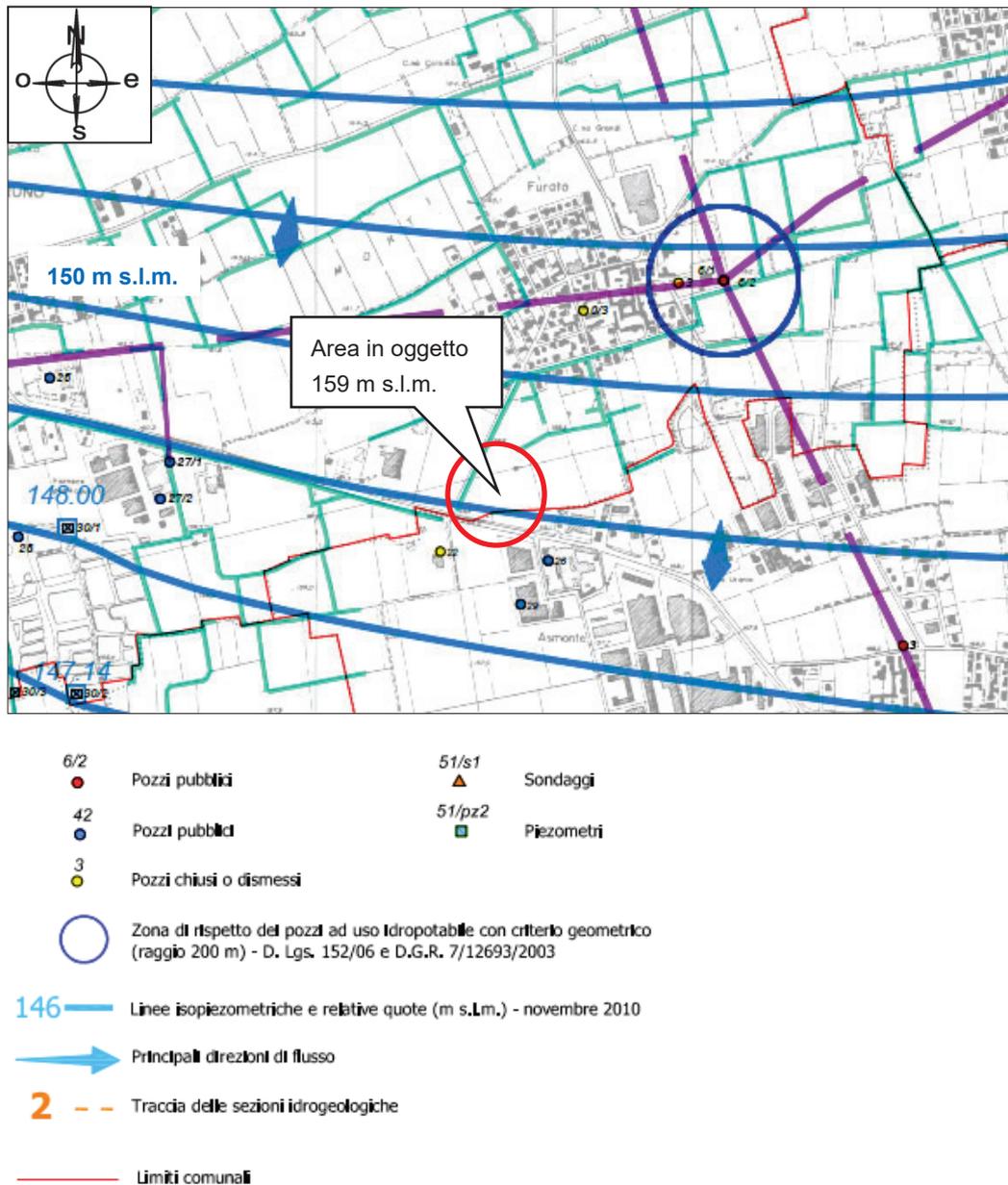
UNITA' GEOLOGICHE	CARATTERI GEOLOGICI
ALLOGRUPO DI BESNATE UNITA' DI SUMIRAGO 	Depositi fluvioglaciali/fluviali costituiti da ghiaie a supporto di clasti o di matrice sabbiosa, da sabbie grossolane e da limi. Localmente presenti in superficie livelli di spessore variabile di sedimenti fini limoso argillosi e sabbioso fini con scarsa ghiaia. profilo di alterazione relativamente evoluto, di spessore non superiore a 5 m
 Paleovalvei  Limite comunale	RETICOLO IDROGRAFICO  Canali derivatori  Canali diramatori

4.2 Idrogeologia

La struttura idrogeologica locale riferita alla *Classificazione degli Acquiferi Padani* riportata nel sistema informativo della Regione Lombardia, individua localmente la presenza del *gruppo acquifero A* il cui limite basale è indicato alla quota di circa 70 m s.l.m. (circa 90 m dal p.c.) e che costituisce la sede di una falda freatica di tipo libero.

I terreni locali sono sede di una falda freatica di tipo libero, attualmente caratterizzata da valori di soggiacenza di circa 10 metri dal piano campagna e da direzione di flusso verso SSW.

Figura 2- Comune di Inveruno - PGT – Carta dei caratteri idrogeologici



4.3 Sismica

4.3.1 Classificazione sismica ex D.G.R. X/2129 del 11/07/2014

Per la classificazione introdotta dall'Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20/3/2003" e recepita dalla Regione Lombardia con la Delibera Giunta regionale 11 luglio 2014 - n. X/2129, il sito ricade in Zona Sismica 4.

4.3.2 Scenario di pericolosità sismica locale nel P.G.T.

Lo studio geologico di PGT non individua per l'area in oggetto scenari di pericolosità sismica locale.

Tabella 4 – Scenario di pericolosità sismica locale PSL 1 LIV – DGR IX 2616/2011 all. 5. P.to 2.1

PSL	Scenario	
Z1	Instabilità dei versanti	<input type="checkbox"/>
Z2a	Cedimenti	<input type="checkbox"/>
Z2b	Liquefazione	<input type="checkbox"/>
Z3	Amplificazione topografica	<input type="checkbox"/>
Z4	Amplificazione stratigrafica	<input type="checkbox"/>
Z5	Comportamenti differenziali	<input type="checkbox"/>
	Nessun scenario	<input checked="" type="checkbox"/>

4.3.3 Verifica sismica di secondo livello nel P.G.T.

Nello studio geologico di PGT non è stata effettuata un'analisi di secondo livello.

Per l'area in oggetto è stata effettuata apposita indagine sismica, i cui risultati sono trattati al par. 6 e in Allegato 2.

Tabella 5 – Verifica sismica di secondo livello PSL 2 LIV – DGR IX 2616/2011 all. 5. P.to 2.2

Risultato analisi di secondo livello	
Fattore di amplificazione sismica calcolato (FAC) > soglia comunale (FAS)*	<input type="checkbox"/>
Fattore di amplificazione sismica calcolato (FAC) ≤ soglia comunale (FAS)*	<input type="checkbox"/>
Analisi di secondo livello non effettuata	<input checked="" type="checkbox"/>

*tenuto conto delle tolleranze ammesse nell'Allegato 5 della DGR IX/2016/2011

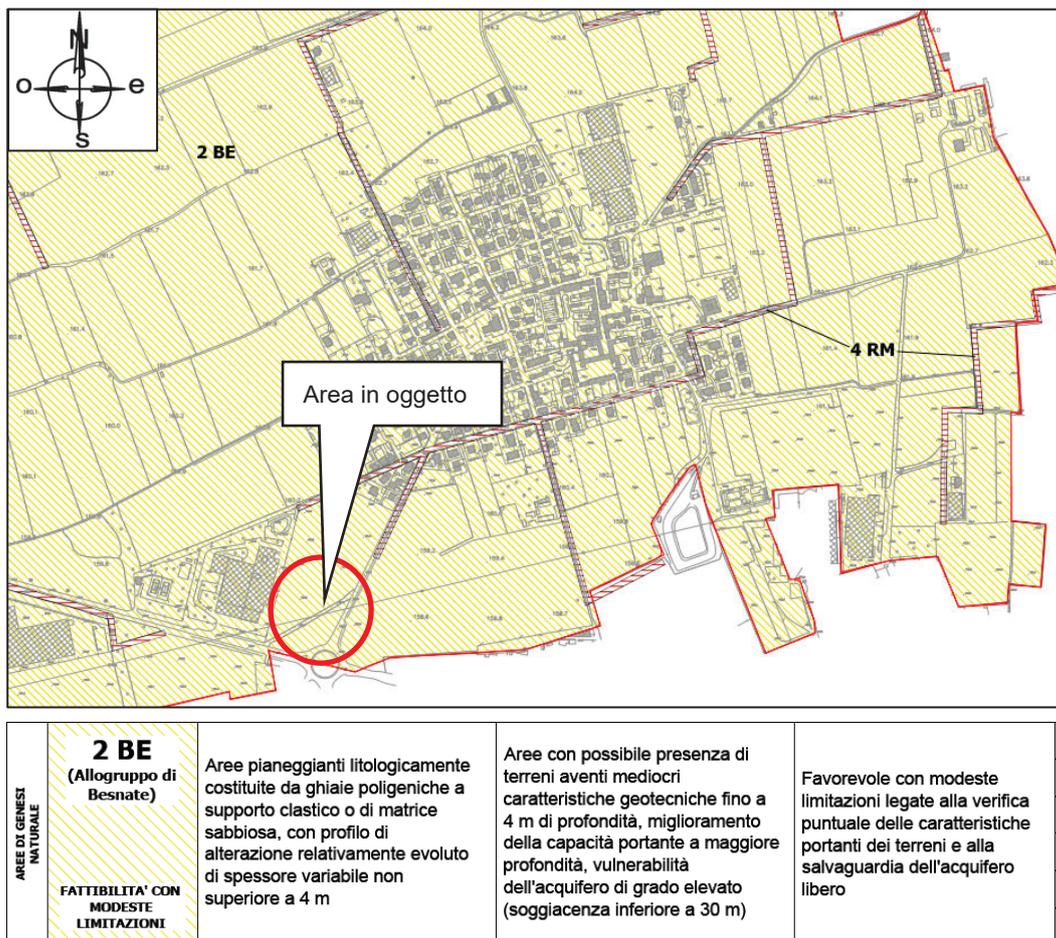
4.4 Elementi di rischio idraulico

Sono stati valutati gli azionamenti di pericolosità e rischio definiti dalla DGR X/6738 del 19/06/2017 in attuazione del piano di gestione dei rischi di alluvione (PGRA – Direttiva Alluvioni), ed è stata verificata l'esclusione dell'area in oggetto da tali ambiti.

4.5 Fattibilità geologica

Lo studio geologico di PGT di Inveruno classifica l'area oggetto d'intervento edilizio in classe di fattibilità geologica 2 (classe di fattibilità con modeste limitazioni) per le mediocri caratteristiche geotecniche e per l'elevata vulnerabilità dell'acquifero.

Figura 3 - Comune di Inveruno - PGT – Carta della fattibilità.



4.6 Approfondimenti richiesti ex DGR IX/2616 e DGR n. X/5001

Dalla lettura della componente geologica di PGT, risultano richiesti i seguenti approfondimenti ai sensi della DGR IX/2616 del 2011 e dal Mod. 9 allegato alla DGR n. X/5001 del 2016:

Approfondimento	Descrizione
<input type="checkbox"/> App 1	Approfondimento relativo all'instabilità dei versanti dal punto di vista statico
<input checked="" type="checkbox"/> App 2	Approfondimento relativo alla vulnerabilità idrogeologica
<input type="checkbox"/> App 3	Approfondimento relativo alla vulnerabilità idraulica
<input checked="" type="checkbox"/> App 4	Approfondimento relativo alle scadenti caratteristiche geotecniche
<input type="checkbox"/> App 5	Approfondimento relativo agli aspetti sismici
<input type="checkbox"/>	Nessun particolare approfondimento

4.6.1 Vulnerabilità idrogeologica (App 2)

Lo studio geologico di PGT colloca l'intervento in un'area a vulnerabilità idrogeologica della falda, prescrivendo che ogni tipo di opera dovrà essere progettato prevedendo interventi volti alla regimazione idraulica e alla predisposizione di accorgimenti/sistemi per la regimazione e lo smaltimento delle acque meteoriche e di quelle di primo sottosuolo, con individuazione del recapito finale, nel rispetto della normativa vigente e sulla base delle condizioni idrogeologiche del sito.

4.6.2 Scadenti caratteristiche geotecniche (App 4)

Tale approfondimento è oggetto del presente elaborato.

4.7 Modello geologico

Il modello geologico del sito è così rappresentabile:

Tabella 6 – modello geologico del sito

- morfologia:	pianeggiante
- litologia:	terreni incoerenti a matrice prevalentemente ghiaiosa e sabbiosa di deposizione fluvioglaciale
- idrogeologia	i terreni sono sede di una falda freatica con soggiacenza pari a circa 10 metri dal p.c.
- idraulica	il sito è esterno agli azionamenti di pericolosità idraulica definiti dalla DGR X/6738 del 19/06/2017 in attuazione del piano di gestione dei rischi di alluvione (PGRA – Direttiva Alluvioni)
- sismica	l'area ricade in Zona Sismica 4 (PSL non attribuita)
- fattibilità geologica	fattibilità geologica 2 (classe di fattibilità con modeste limitazioni, connesse alla vulnerabilità idrogeologica dell'acquifero e alle mediocri caratteristiche geotecniche)

5 Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica

5.1 Quote di riferimento

In questo elaborato si fa riferimento alle quote riferite allo 0.00 di progetto, assunto su indicazione del progettista come coincidente con il piano campagna.

5.2 Tipo di opera in progetto e volume significativo

Il progetto prevede la formazione di nuove fondazioni.

In Tabella 7 sono elencate le ipotesi fondazionali definite dal progettista.

Tabella 7 – caratteristiche dell'opera in oggetto

- Tipo di opera:	- nuove fondazioni
- Fondazioni:	- fondazioni superficiali: <ul style="list-style-type: none">• plinti con $B \times L = 2.5 \times 2.5$ m quota di imposta da 0.0 di progetto: -2.0 m h= quota di imposta da 0.0 di progetto eccentricità= 0 carichi pulsanti
- Fronti di scavo	- scavi provvisori per l'imposta delle nuove fondazioni

Sulla scorta di tali dati, si assume un volume significativo, ossia la parte di sottosuolo influenzata, direttamente od indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso, pari a quello compreso entro i primi dieci metri di profondità dallo 0.0 di progetto.

5.3 Indagini

Tenendo conto della presunta tipologia del terreno naturale, dedotta da esiti di rilievi e indagini geognostiche precedentemente condotte nello stesso contesto geomorfologico, nel dicembre 2022 è sono state eseguite due prove penetrometriche dinamiche rappresentative con standard metodologico e strumentale DPSH (Dynamic Probing Superheavy) - (Allegato 1).

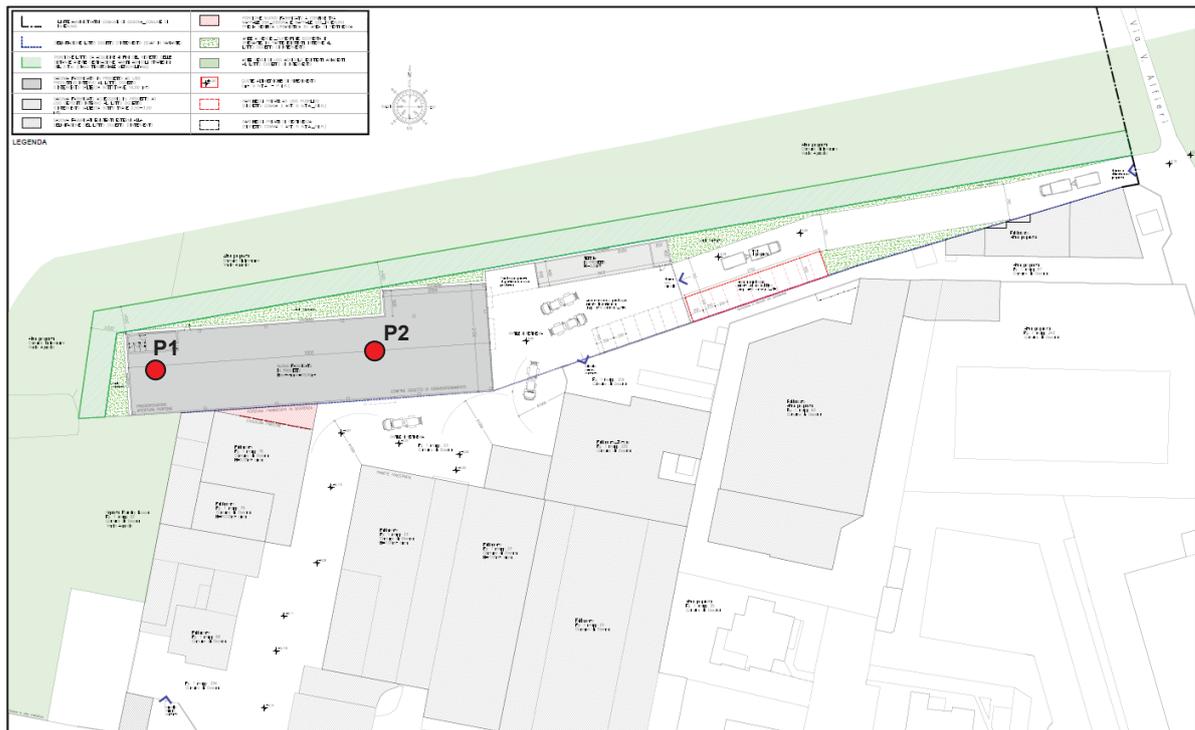
Tabella 8 -caratteristiche penetrometro dinamico

Penetrometro dinamico marca PAGANI TG 63 100 ver. DP+CPT (dinamiche + statiche) DPSH + 100 kN						
tipo		sigla		peso del maglio (kg)		rendimento ER
penetrometro superpesante		DPSH		M>60		73%
W (kg)	H (m)	D (mm)	α (°)	R	F	P (cm)
73	0,75	51	60	no	no	30
W	peso del maglio			R	rivestimento	
H	altezza di caduta			F	fango bentonitico	
D	diametro punta conica			P	penetrazione standard	
α	angolo apertura cono					

Figura 4: esecuzione delle prove



Figura 5: ubicazione delle prove



5.4 Caratterizzazione

I valori N_{DPSH} delle prove sono stati correlati con i valori N_{SPT} , utilizzando i valori di letteratura del rapporto N_{DPSH}/N_{SPT} , e quindi normalizzati rispetto alla tensione geostatica e al rendimento medio ER del dispositivo d'infissione.

 Tabella 9 – correlazione $N_{DPSH} \rightarrow N_{SPT} \rightarrow (N_1)_{60}$

TIPO	CORRELAZIONE	REFERENZA
• Correlazione N_{DPSH}/N_{SPT}	$N_{DPSH} / N_{SPT} = 0.57$	(A. Tissoni, 1987) ²
• Normalizzazione dei valori N_{SPT} rispetto alla tensione geostatica	$N_1 = N_{SPT} / \sigma'_{vo}{}^{0.56}$	(M. Jamiolkowski, 1987) ³
• Normalizzazione dei valori N_1 rispetto al rendimento medio ER	$(N_1)_{60} = N_1 (ER/60)$	(F. Cestari, 1990) ⁴

Nei calcoli sono state assunte le seguenti condizioni

$\gamma = 1.7 \text{ t/mc}$

N_{DPSH} Numero di colpi/piede in prova penetrometrica dinamica

N_{SPT} Numero di colpi/piede in prova penetrometrica standard

N_1 valore di N_{SPT} normalizzato rispetto alla tensione geostatica

$(N_1)_{60}$ valore di N_1 normalizzato rispetto al rendimento medio ER

σ'_{vo} tensione geostatica

ER rendimento medio del dispositivo

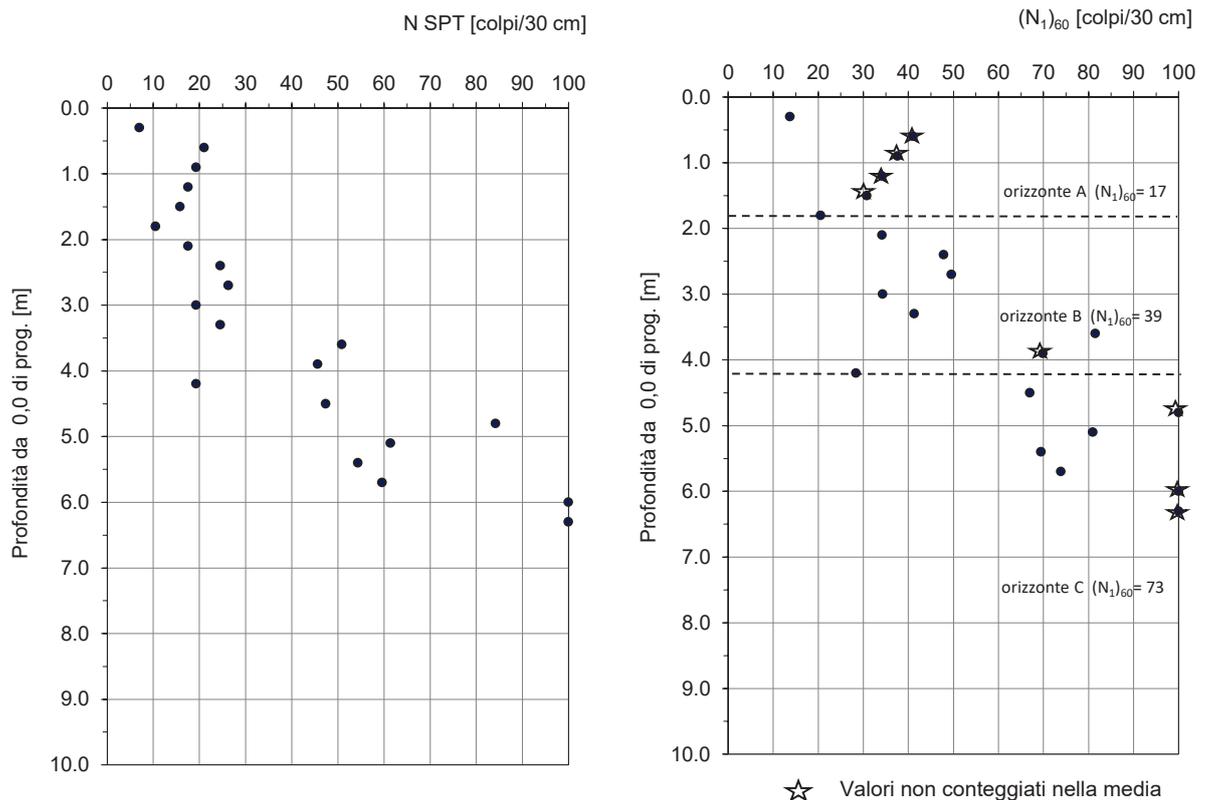
5.5 Modello geotecnico

Le prove P1 e P2 mostrano un andamento omogeneo tra loro, con un miglioramento delle caratteristiche geotecniche con la profondità. Il modello geotecnico di terreno, derivato dalla prova P1, ritenuta la più cautelativa alle quote di interesse, è così definito:

Tabella 10 – modello geotecnico del terreno – caratterizzazione fisico – meccanica dei terreni^b.

Unità	Profondità (m dallo 0.0 di progetto)	N ₁ medio	Densità relativa (%) ⁵	Angolo di resistenza al taglio φ_k (°) ⁶	Litologia	Regime delle pressioni interstiziali
A	0.0 – 1.8	17	45% (mediamente densa)	34°	Terreni incoerenti naturali e/o di riporto	Insaturo
B	1.8 – 4.2	39	74% (densa)	38°		Soggiacenza a circa 10 m
C	4.2 → 6.6	73	85% (densa)	40°		

Figura 6: modello geotecnico



^b Le eventuali medie sono state calcolate scartando i valori più elevati attribuibili ad anomalie (costipazione superficiale e/o presenza di ciottoli).

6 Risposta sismica e stabilità del sito

6.1 Coordinate del sito

Tabella 11 - Coordinate in European Datum 1950 (ED50)

Coordinate datum ED50	
Lat: 45,510247	Long: 8,88108

6.2 Categoria di sottosuolo

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con:

h_i : spessore dell' i -esimo strato;

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

N : numero di strati;

H : profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Il terreno indagato, con la metodologia MASW (Allegato 2), presenta per la linea eseguita, valori delle V_{s30} pari a 335 m/s riferiti al piano campagna.

Pertanto, tenuto anche conto del modello geologico e di quello geotecnico, i terreni indagati risultano appartenere alla categoria di sottosuolo di tipo C.

L'analisi sismica di secondo livello effettuata conferma che, sia nel caso di strutture basse e rigide (T compreso tra 0.1-0.5s), sia nel caso di strutture alte e flessibili (T compreso tra 0.5-1.5s), il valore di F_a calcolato è inferiore al valore di soglia; pertanto, lo spettro proposto dalla normativa per suoli di tipo C risulta sufficiente a tenere in considerazione la reale amplificazione presente nel sito.

Tabella 12 - Categorie di sottosuolo

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

6.3 Condizioni topografiche

Dall'analisi morfologica condotta su base topografica a scala 1: 5000 (carta tecnica comunale) il territorio del sito di interesse risulta essere pianeggiante.

La categoria di sottosuolo del sito è **T1**:

Tabella 13 - Categorie topografiche

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

Le categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

6.4 Stabilità nei confronti della liquefazione

In accordo a quanto previsto dal D.M. 17/01/18, è possibile escludere il sito dalla verifica di liquefazione se si verifica almeno una delle condizioni di Tabella 14.

Nel caso in oggetto non è necessario eseguire la verifica a liquefazione in quanto, sulla base dei dati disponibili, risulta verificata almeno la circostanza n. 1.

Tabella 14- circostanze di esclusione della verifica a liquefazione

Circostanza		
1	Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g	<input checked="" type="checkbox"/>
2	Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali	<input type="checkbox"/>
3	depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;	<input type="checkbox"/>
4	distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 8 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$	<input type="checkbox"/>

Figura 7

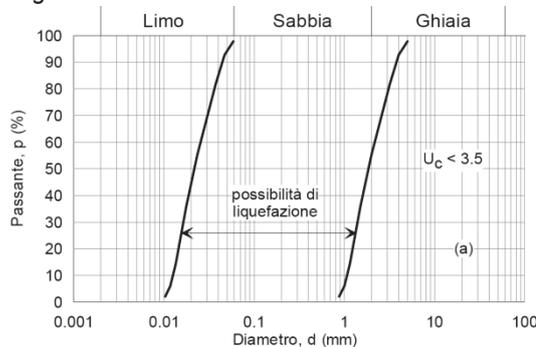
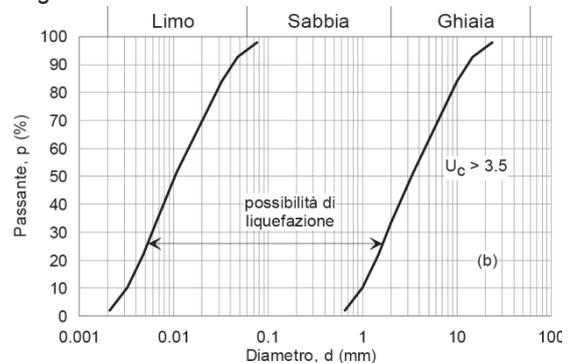


Figura 8



La verifica è stata fatta allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) assumendo i valori tabellati:

- Tabella 1 - Vita nominale V_n
- Tabella 2 - Classi d'uso
- Tabella 11 - Coordinate in European Datum 1950 (ED50)
- Tabella 12 - Categorie di sottosuolo
- Tabella 13 - Categorie topografiche

Si ottiene un valore di accelerazione massima a_{max} attesa al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero):

$$a_{max} = a_g \cdot S_s \cdot S_t = 0.039g \cdot 1.5 \cdot 1 = 0.0585 < 0.1g$$

7 Verifica agli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE)

7.1 Fondazioni superficiali

7.1.1 SLU di tipo geotecnico (GEO) relativi al collasso per carico limite dell'insieme fondazione/terreno

Di seguito vengono definite, per ogni tipologia fondazionale indicata in Tabella 7 i valori di resistenza di progetto R_d concernenti stati limite ultimi di tipo geotecnico (GEO) relativi al collasso per carico limite dell'insieme fondazione/terreno.

Le verifiche sono state effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2.

Per le valutazioni è stato scelto come valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio del terreno quello dell'orizzonte B.

Tabella 15 - coefficienti parziali per la verifica agli SLU- Approccio 2 ex DM 17/01/18

Stati limite	
- SLU di tipo geotecnico (GEO):	Collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno statico e sismico
Approccio progettuale:	Approccio 2 (A1+M1+R3)
Valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio del terreno	$\varphi_k = 38^\circ$ (orizzonte B)
Coefficiente associato alla tangente all'angolo di resistenza al taglio φ_k	$\gamma_\varphi = 1.0$
Coefficiente associato al peso unità di volume γ	$\gamma_\gamma = 1.0$
Coefficiente parziale di sicurezza che opera direttamente sulla resistenza R_d	$\gamma_R = 2.3$
Valore di progetto dell'angolo di resistenza al taglio del terreno	$\varphi_d = \arctan ((\tan \varphi_k) / \gamma_\varphi) = 38^\circ$

Il calcolo della capacità portante del terreno per fondazioni dirette è stato eseguito con la formula di Brinch-Hansen, applicata considerando il carico verticale su un terreno prevalentemente incoerente (coesione non drenata nulla e angolo di resistenza al taglio $\varphi > 10^\circ$).

La resistenza di progetto R_d si esprime in termini di capacità portante a rottura del terreno di progetto Q_d per cui:

$$R_d = Q_d / \gamma_R$$

CORRELAZIONE		REFERENZA
$Q_d = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma + q N_q s_q d_q$		(Brinch-Hansen)
Q_d	portata del terreno	
γ	peso di volume del terreno	
B	larghezza della fondazione	
L	lunghezza della fondazione	
q	$D_f * \gamma_{rip}$ = profondità dello scavo di fondazione x peso di volume del terreno di riporto	
N_γ e N_q	fattori di capacità portante adimensionali legati all'angolo di resistenza al taglio φ	
s_γ, s_q	fattori di forma della fondazione	
d_q	fattore dipendente dalla profondità del piano di posa della fondazione	

Le ipotesi fondazionali considerate sono rappresentative di diverse tipologie previste da progetto.

Tabella 16 – Calcolo di R_d per lo Stato Limite Ultimo – Approccio 2 ex DM 17/01/18

tipologia fondazionale	dimensione fondazione	peso terreno	quota d'imposta delle fondazioni m da 0.0 di prog.	Valore caratteristico	Valore di progetto	R_d
	$B \times L$	γ^d		φ_k	φ_d	kPa
plinti	2.5 x 2.5 m	17 kN/m ³	-2.0 m	38°	38°	2000

Nel caso di azioni sismiche la resistenza di progetto può essere valutata mediante l'estensione della medesima procedura, tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione.

Tenuto conto degli esiti dei calcoli delle R_d , si ritiene che le condizioni di stabilità relativi al collasso per carico limite dell'insieme fondazione/terreno siano soddisfatte per ognuna delle ipotesi fondazionali considerate, a condizione che i relativi valori delle azioni di progetto E_d siano tali per cui sia soddisfatta la relazione:

$$R_d \geq E_d \text{ (SLU)}$$

dove:

- E_d = valori di progetto dell'azione e dell'effetto dell'azione
- R_d = valori di progetto della resistenza del sistema geotecnico

7.1.2 SLU di tipo geotecnico (GEO) relativi allo scorrimento sul piano di posa della fondazione

Le verifiche sono state effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2.

Tali valori sono assumibili come rappresentativi degli stati ultimi per azioni statiche e sismiche (SLV).

Per la valutazione è stato scelto come valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio quello dell'orizzonte all'interno del quale si sviluppa il contatto fondazione/terreno più cautelativo.

Tabella 17 - coefficienti parziali per la verifica agli SLU - Approccio 2 ex DM 17/01/18

Stati limite	
- SLU di tipo geotecnico (GEO):	Scorrimento sul piano di posa della fondazione
Approccio progettuale:	Approccio 2 (A1+M1+R3)
Valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio del terreno	$\varphi_k = 34^\circ$ (orizzonte A)
Valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio lungo il piano di contatto fondazione/terreno	$\delta_k = 2/3 \varphi_k = 23^\circ$
Coefficiente associato alla tangente all'angolo di resistenza al taglio φ'_k	$\gamma_\varphi = 1.0$
Coefficiente associato al peso unità di volume γ	$\gamma_\gamma = 1.0$
Coefficiente parziale di sicurezza che opera direttamente sulla resistenza R_d	$\gamma_R = 1.1$
Valore di progetto dell'angolo di resistenza al taglio del terreno	$\delta_d = \arctan ((\tan \delta_k) / \gamma_\varphi) = 23^\circ$
Resistenza passiva di progetto opposta dalle pareti di incasso della fondazione	$R_{pd} = 0$

Per tutte le tipologie fondazionali indicate in Tabella 7, i valori di resistenza di progetto R_d concernenti lo SLU per scorrimento sul piano di posa della fondazione (GEO) in condizioni statiche e sismiche, dovranno essere valutati in base alla seguente espressione:

$$R_d = (G_d \cdot \tan \delta_d + R_{pd}) / \gamma_R$$

Dove G_d è la componente delle azioni di progetto statiche e sismiche normale al piano di appoggio delle fondazioni al terreno.

Tenuto conto di quanto sopra, si ritiene che le condizioni di stabilità relativi allo scorrimento sul piano di posa delle fondazioni siano soddisfatte, a condizione che i relativi valori delle azioni di progetto E_d siano tali per cui sia soddisfatta la relazione:

$$R_d \geq E_d \text{ (SLU)}$$

dove:

- E_d = valori di progetto dell'azione e dell'effetto dell'azione
- R_d = valori di progetto della resistenza del sistema geotecnico

7.1.3 SLU di tipo geotecnico (GEO) relativi alla stabilità globale

La definizione dei valori di R_d relativi alla stabilità globale non è dovuta in quanto il terreno di fondazione non è in pendio.

7.1.4 SLE relativi ai cedimenti

Al fine di effettuare le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio, per combinazioni d'azioni statiche e sismiche (SLD), di seguito sono definiti, per ogni tipologia fondazionale indicata, i valori di spostamento verticale (cedimento) subiti dai terreni per effetto delle azioni trasmesse in fondazione.

Il calcolo dei cedimenti è stato effettuato con il metodo Burland - Burbridge valido per terreni non coesivi.

L'espressione utilizzata per il calcolo è la seguente:

CORRELAZIONE		REFERENZA
$S = f_s f_h f_t [6'_{vo} B^{0.7} I_c / 3 + (q' - 6'_{vo}) B^{0.7} I_c]$		(Burland - Burbridge)
S	cedimento in mm	
$f_s f_h f_t$	fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e della componente viscosa dei cedimenti	
$6'_{vo}$	tensione verticale efficace agente alla quota d'imposta della fondazione, in kPa	
B	larghezza della fondazione in m	
I_c	indice di compressibilità pari a $1.706 / (N_1)_{60}^{1.4}$	
q'	pressione efficace lorda in kPa	

La verifica nei confronti degli stati limite di esercizio vien fatta individuando sui grafici carichi/cedimenti esposti di seguito, i valori di cedimento associati alle combinazioni di azioni pertinenti, e valutando l'ammissibilità di tali cedimenti, anche in termini di cedimenti differenziali, con i limiti imposti dal comportamento statico e dalla funzionalità del manufatto, tale per cui:

$$C_d \geq E_d$$

dove:

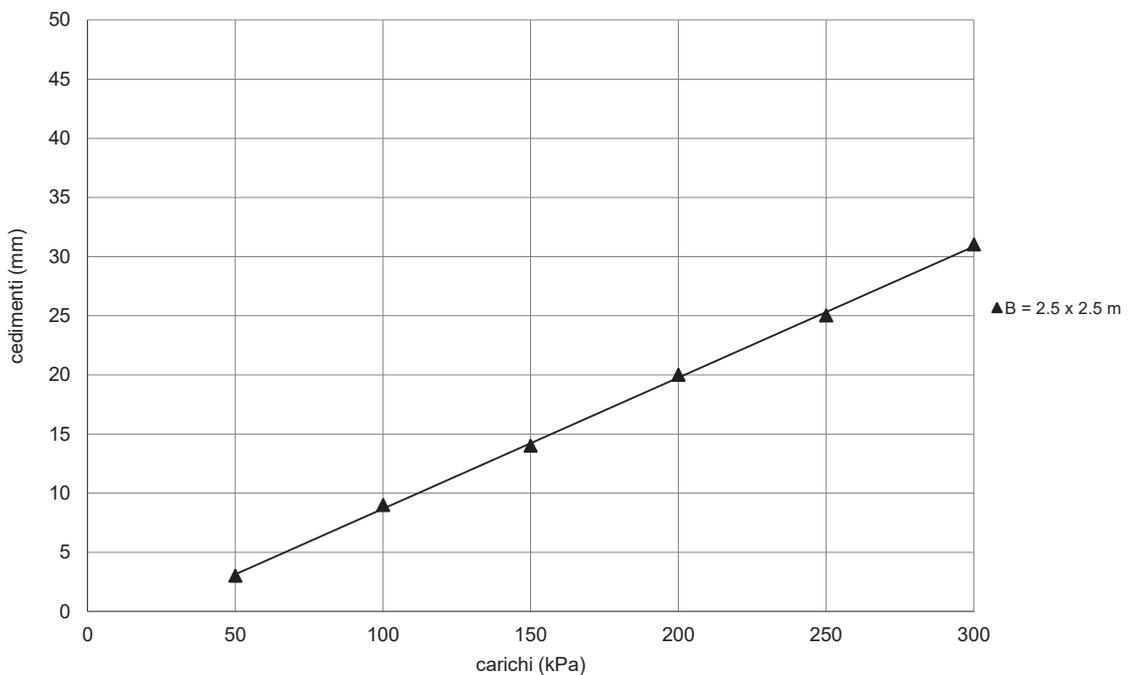
- E_d = valori dell'effetto dell'azione (cedimenti indotti dal carico fondazionale in progetto)
- C_d = valore limite prescritto dell'effetto delle azioni (cedimento ritenuto ammissibile)

Tabella 18 – Simulazioni di calcolo e grafico carichi/cedimenti

DATI DI INGRESSO		
B	larghezza della fondazione	2.5 m
L	lunghezza della fondazione	2.5 m
Zw	profondità della falda da piano campagna	10 m
hf	quota della fondazione da 0.0 di prog.	2 m
O	orizzonte maggiormente caricato	B
R3,R	Fattore di carico: 0 = carichi statici, 1 = carichi pulsanti	1
t	istante di tempo nel quale si vuole calcolare il cedimento a lungo termine (t > 3 anni)	30
OCR	grado di sovraconsolidazione	1

Carico unitario applicato dalla fondazione (kPa)	Cedimenti assoluti S (mm)
50	3
100	9
150	14
200	20
250	25
300	31
K_{vm} coeff. di Winkler	0.97 kg/cm ³

curve carichi/cedimenti assoluti



Assunto C_d valore limite prescritto dell'effetto delle azioni = 25 mm, si ritiene verifica la condizione $C_d \geq E_d$, posto che i carichi agli SLE non siano superiori a 250 kPa.

7.2 Fronti di scavo

Le verifiche sono state effettuate applicando la combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1. Per gli scavi fondazionali si assume un valore di resistenza di progetto R_d in condizioni statiche concernente lo SLU di tipo geotecnico (GEO) del profilo di scavo. In coerenza con quanto indicato nelle NTC 2018 (par. 2.4.1) le verifiche sismiche dei fronti di scavo sono omesse opere con permanenza inferiore a 2 anni.

Tabella 19 - coefficienti parziali per la verifica agli SLU

Stati limite	
- SLU di tipo geotecnico (GEO):	Instabilità del fronte di scavo
Approccio progettuale:	Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2)
Valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio del terreno	$\varphi_k = 34^\circ$ (orizzonte A)
Coefficiente associato alla tangente all'angolo di resistenza al taglio φ_k	$\gamma_\varphi = 1.25$
Coefficiente associato al peso unità di volume γ	$\gamma_\gamma = 1.0$
Coefficiente parziale di sicurezza che opera direttamente sulla resistenza R_d	$\gamma_R = 1.1$
Valore di progetto dell'angolo di resistenza al taglio del terreno	$\varphi_d = \arctan((\tan \varphi_k)/\gamma_\varphi) = 28^\circ$

La resistenza di progetto R_d si esprime in termini di angolo sull'orizzontale di inclinazione del pendio di progetto i_d tale per cui

$$R_d = i_d \leq \varphi_d / \gamma_R.$$

pertanto:

$$i_d \leq 26^\circ$$

Le condizioni di stabilità con tale geometria di scavo sono garantite in assenza di fenomeni di alterazione dell'equilibrio statico quali:

- sovraccarichi esistenti o previsti in prossimità del ciglio di scavo;
- saturazione dei terreni ad opera di acque meteoriche o di altra provenienza.

In fase di scavo si può sovente verificare la stabilità di fronti con inclinazioni maggiori di i_d (ossia più prossime alla verticale). Tali condizioni sono dovute alla presenza di parametri di resistenza al taglio legati all'umidità naturale del suolo e/o a fenomeni di cementazione secondaria, difficilmente quantificabili con i normali metodi geognostici e di conseguenza non introducibili nelle valutazioni *ex ante* di calcolo. La loro durabilità può mantenersi a lungo termine, ma può anche essere rapidamente compromessa per disseccamento dei fronti di scavo esposti, saturazione degli stessi in caso di pioggia, dissoluzione del cemento secondario ad opera di acque di infiltrazione ecc...

Pertanto, nel caso in cui il progettista ritenga opportuno assumere, in alternativa a quella indicata, una inclinazione i_d più prossima alla verticale, potrà farlo *ex post* sulla base delle osservazioni dei profili di scavo eseguiti, ed a condizione che tenga adeguatamente conto delle caratteristiche di labilità dei parametri di resistenza al taglio. Ne consegue che tale procedura sarà ammissibile solo per scavi provvisori e comunque di breve durata, e predisponendo idonee misure di protezione e manutenzione, come la copertura dei fronti di scavo con teli impermeabili. In ogni caso tale inclinazione non dovrà superare, in termini di verticalità, il valore di 45° .

8 Conclusioni

8.1 Fattibilità geologica

Lo studio geologico di PGT di Inveruno classifica l'area oggetto d'intervento edilizio in classe di fattibilità geologica 2 (classe di fattibilità con modeste limitazioni) per le mediocri caratteristiche geotecniche e per l'elevata vulnerabilità dell'acquifero.

8.2 Modello geologico

- morfologia:	pianeggiante
- litologia:	terreni incoerenti a matrice prevalentemente ghiaiosa e sabbiosa di deposizione fluvioglaciale
- idrogeologia	i terreni sono sede di una falda freatica con soggiacenza pari a circa 10 metri dal p.c.
- idraulica	il sito è esterno agli azionamenti di pericolosità idraulica definiti dalla DGR X/6738 del 19/06/2017 in attuazione del piano di gestione dei rischi di alluvione (PGRA – Direttiva Alluvioni)
- sismica	l'area ricade in Zona Sismica 4 (PSL non attribuita)
- fattibilità geologica	fattibilità geologica 2 (classe di fattibilità con modeste limitazioni, connesse alla vulnerabilità idrogeologica dell'acquifero e alle mediocri caratteristiche geotecniche)

8.3 Modello geotecnico

Unità	Profondità (m dallo 0.0 di progetto)	N ₁ medio	Densità relativa (%)	Angolo di resistenza al taglio φ_k (°)	Litologia	Regime delle pressioni interstiziali
A	0.0 – 1.8	17	45% (mediamente densa)	34°	Terreni incoerenti naturali e/o di riporto	Insaturo
B	1.8 – 4.2	39	74% (densa)	38°		Soggiacenza a circa 10 m
C	4.2 → 6.6	73	85% (densa)	40°		

8.4 Categoria di sottosuolo

C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s
---	---

8.5 Condizioni topografiche

T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
----	--

8.6 Stabilità nei confronti della liquefazione

Il sito non è soggetto a verifica a liquefazione.

8.7 Prescrizioni ed indicazioni

Fondazioni superficiali

Le ipotesi fondazionali di progetto (rif. Tabella 7) risultano soddisfare le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio, a condizione che le azioni di progetto E_d rientrino entro i limiti indicati al Par. 7.1.

I dati documentali indicano una soggiacenza attuale della falda a profondità a circa 13 m dal piano campagna, pertanto, si esclude la possibilità di interferenza della falda sia diretta, che indiretta (per risalita della frangia capillare) con gli scavi provvisori di fondazione.

Fronti di scavo

Nell'esecuzione di scavi oltre il normale scolturo, le verifiche geotecniche indicano una un'inclinazione massima della parete di scavo rispetto al piano orizzontale pari a 26° .

Nel caso in cui il progettista ritenga opportuno assumere, in alternativa a quella indicata, una inclinazione più prossima alla verticale, potrà farlo *ex post* sulla base delle osservazioni dei profili di scavo eseguiti, ed a condizione che tenga adeguatamente conto delle caratteristiche di labilità dei parametri di resistenza al taglio. Ne consegue che tale procedura sarà ammissibile solo per scavi provvisori e comunque di breve durata, e predisponendo idonee misure di protezione e manutenzione, come la copertura dei fronti di scavo con teli impermeabili. In ogni caso tale inclinazione non dovrà superare, in termini di verticalità, il valore di 45°

Qualora si rendessero necessari fronti di scavo con inclinazioni maggiori, si dovrà provvedere alla messa in opera di idonee strutture di sostegno, il cui dimensionamento potrà essere effettuato sulla base della modellazione geotecnica fornita in questo elaborato.

Nel caso in cui lo scavo comporti presenza di sovraccarichi stabili o accidentali in prossimità del ciglio (edifici esistenti, accumuli di materiali, passaggio di mezzi ecc...), o interferenza con la falda freatica, dovranno comunque essere ridefinite le condizioni di stabilità del fronte di scavo mediante apposite valutazioni di calcolo.

Settimo Milanese, gennaio '23

Il Tecnico

Geol. Claudio Franzosi

-
- ¹ Componente geologica, idrogeologica e sismica di PGT del Comune di Inveruno ai sensi della L.R. 12/2005 e secondo i criteri della D.G.R. n. 8/7374/08 – Studio Idrogeotecnico associato, 2011-2012.
- ² TISSONI A: (1987): *La prova S.P.T e S.C.P.T a confronto* Geologia Tecnica n. 4/87
- ³ JAMIOLKOWSKI M. et all. (1985): *New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils*. Proc. XI ICSMFE, Vol. 1, San Francisco
- ⁴ CESTARI F. (1990): *Prove geotecniche in sito – Geo-graph s.n.c - Segrate*
- ⁵ GIBBS - HOLTZ (1957): *Research on determining the density of sands by Spoon Penetration Testing*, Proc. IV ICSMFE, London
- ⁶ SCHMERTMANN J.H. (1978): *Guidelines for Cone Penetration Test performance and design*. Report n.78-209, U.S. Dep. of Transportation, Federal Highway Administration, Washington D.C.

ALLEGATO 1

INDAGINI GEOGNOSTICHE

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

P1

committente: FOUNDRY ECOCER
 lavoro rif.: 6322
 località: via per Furato Inveruno

data prova: 13/12/2022
 quota di riferimento: 0.0 di prog.
 prof. falda: n.r.

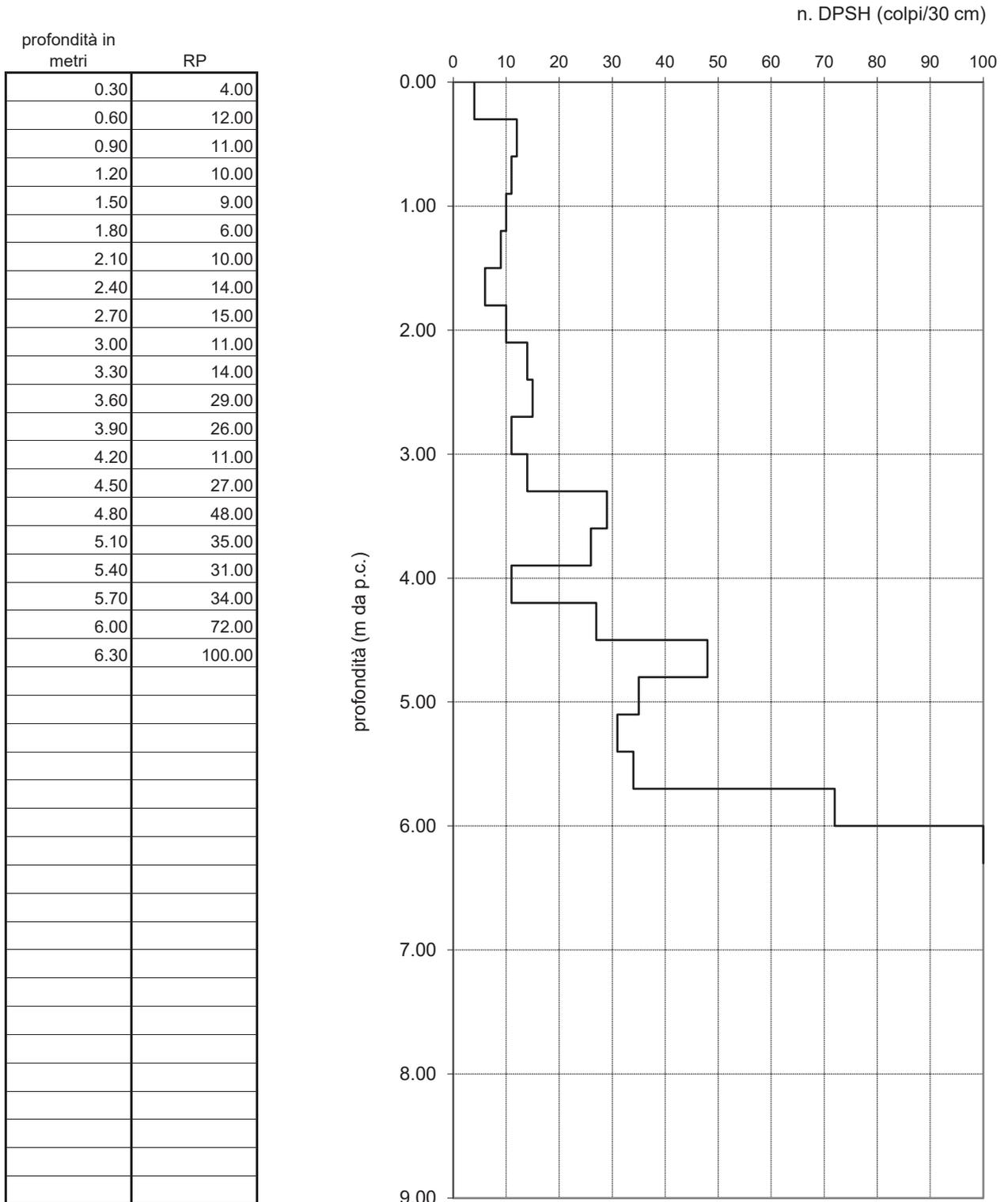


Grafico 1

ALLEGATO 2

Dicembre 2022

Regione Lombardia

Provincia di Milano

COMUNE DI
INVERUNO



**INDAGINE GEOFISICA MEDIANTE
METODOLOGIA MASW FINALIZZATA ALLA
CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL
SOTTOSUOLO IN UN'AREA SITA NEL
TERRITORIO COMUNALE DI INVERUNO**

RELAZIONE SISMICA

committente:

Spett.
Studio Franzosi

a cura di:



Via Cairoli n. 52 - 27027 Gropello Cairoli (PV)
Tel/Fax: 0382.81.70.38 -
e.mail servizi@geologicisnc@gmail.com

Relazione sismica

Rel.089-22

INDICE

INDAGINE GEOFISICA	2
1 - INDAGINE SISMICA CON METODICA MASW	3
1.1 - Attrezzatura utilizzata	3
1.2 - Acquisizione delle onde sismiche per interpretazione MASW	3
1.3 - Modalità interpretativa.....	3
2 - INTERPRETAZIONE QUALITATIVA DELLE INDAGINI GEOFISICHE	4
3 - RAPPRESENTAZIONE DEI DATI SISMICI CON METODO MASW.....	4
3.1 - Interpretazione dei dati	5
3.2 - Ricostruzione del sottosuolo mediante le onde S	6
4 - APPLICAZIONE DELLE NORME TECNICHE	7
5 - VALUTAZIONE DELLA SUSCETTIBILITA' SISMICA DELL'AREA.....	9
5.1 - Effetti litologici	9
6 - STIMA DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE.....	13

INDAGINE GEOFISICA

In data 13/12/2022 è stata effettuata un'indagine geofisica in un'area sita nel comune di Inveruno (MI) al confine con il comune di Ossona, presso la ditta di Via Viale Europa n°66, al fine di fornire indicazioni sul comportamento del sottosuolo nell'ipotesi di un evento sismico.

Nello specifico si è disposta la realizzazione di una base sismica denominata "L1" attrezzata con geofoni con registrazione verticale.

In corrispondenza della linea "L1" è stata realizzata un'indagine sismica applicando la metodologia MASW la quale consente, attraverso alcune trasformazioni, di risalire alla velocità delle onde S (onde di taglio).



Fig. 1.1 - Ubicazione stesa sismica L1.

1 - INDAGINE SISMICA CON METODICA MASW

1.1 - Attrezzatura utilizzata

L'attrezzatura utilizzata in campagna è costituita da un sismografo a 24 canali, 24 geofoni a frequenza variabile e pari a 4,5 Hz, cavi con take-out distanziati di 3 metri, mazza e piastra di battuta. Il sismografo ha possibilità di stack degli impulsi sismici, filtraggio digitale programmabile (per la riduzione dei rumori) e guadagno verticale del segnale (in ampiezza) con sensibilità tra 1 e 100 decibel. La registrazione dei dati in digitale, con formato in uscita pari a 24 bit, viene effettuata su PC sul quale vengono successivamente elaborati i dati.

L'indagine MASW realizzata lungo lo stendimento L1 ha previsto un punto di energizzazione (andata) posizionato a 2,0 metri dal primo geofono.

1.2 - Acquisizione delle onde sismiche per interpretazione MASW

L'acquisizione della velocità delle onde di taglio (V_s) avviene per mezzo di indagine sismica a rifrazione con metodo MASW, mediante energizzazione del sottosuolo e registrazione degli arrivi delle onde rifrante in corrispondenza di *geofoni verticali*. Questi sono stati disposti secondo un allineamento con interasse tra i geofoni di 2,0 metri, in questo modo la base sismica ha avuto una lunghezza pari a 48,0 m.

1.3 - Modalità interpretativa

L'elaborazione dei dati sismici con metodo MASW è stata effettuata per mezzo del software SWAN che, mediante la trasformata di Fourier, è in grado di fornire indicazioni sulla suddivisione delle unità litologiche del sottosuolo mediante l'individuazione delle onde V_s .

2 - INTERPRETAZIONE QUALITATIVA DELLE INDAGINI GEOFISICHE

E' necessario sottolineare che l'interpretazione delle indagini geofisiche viene fatta nell'ipotesi che gli strati del sottosuolo siano omogenei, orizzontali e con superfici di separazione piano parallele.

Nell'area indagata le condizioni sopra riportate sono rispettate quasi del tutto.

Si rammenta infine come, in ogni caso, la valutazione delle velocità e degli spessori dei singoli strati viene effettuata con un margine di incertezza, insita proprio nei metodi geofisici, che si aggira attorno al 10-15 %.

3 - RAPPRESENTAZIONE DEI DATI SISMICI CON METODO MASW

Al fine di fornire i valori delle V_s , necessari per la caratterizzazione sismica del sito, è stata realizzata una stesa sismica denominata L1, di lunghezza pari a 48,0 m con distanza intergeofonica pari a 2,0 metri. L'energizzazione è stata effettuata ad uno degli estremi dello stendimento ad una distanza di 2,0 m dal primo geofono, mediante una mazza di 10 kg.

Di seguito si riporta il sismogramma frutto della somma di ciascuna acquisizione, filtrato di eventuali disturbi di fondo:

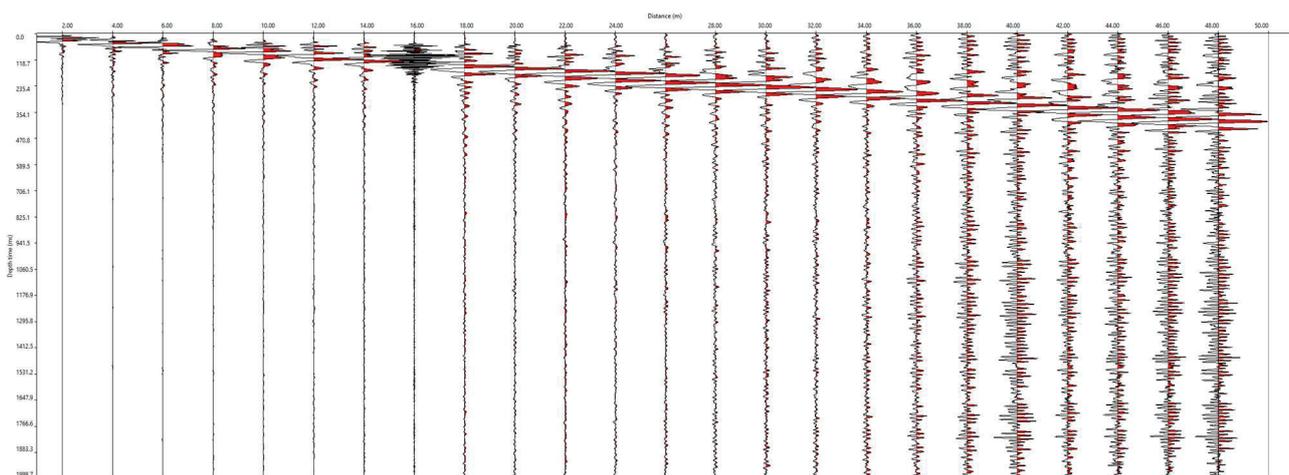


Fig. 3.1 – Sismogramma della base sismica L1.

3.1 - Interpretazione dei dati

L'elaborazione dei sismogrammi ha consentito di estrapolare la trasformata di Fourier, di seguito riportata (Fig. 3.1.1). Da questa si risale alla curva di dispersione (Fig. 3.1.2) che, confrontata mediante sovrapposizione con quella teorica consente di ottenere sia gli spessori dei vari strati che le rispettive velocità.

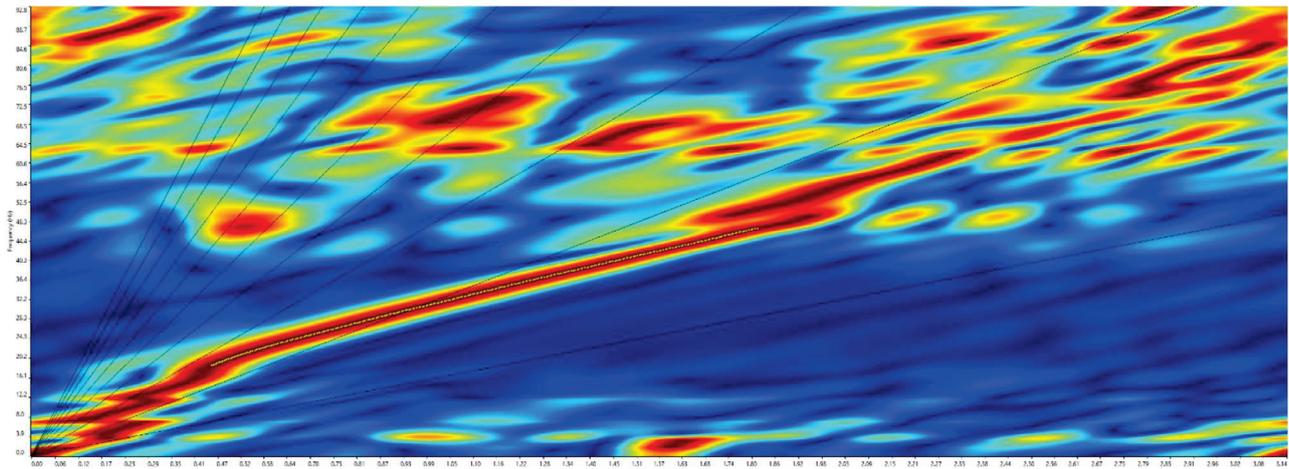


Fig. 3.1.1 – Trasformata di Fourier della base sismica L1

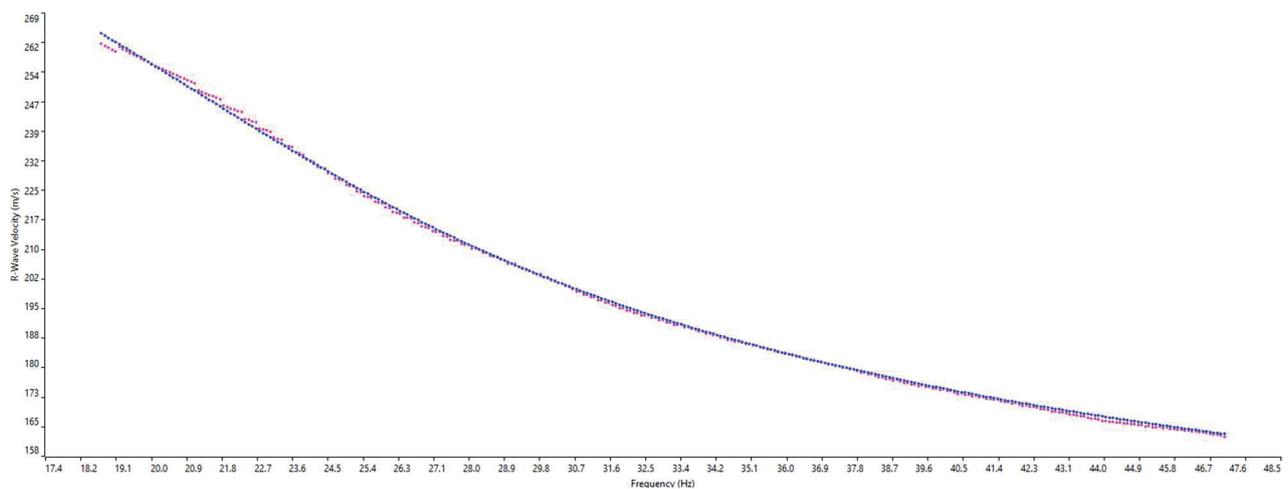


Fig. 3.1.2 – Curva di dispersione della base sismica L1 (in magenta la curva di dispersione ottenuta, in blu quella calcolata)

3.2 - Ricostruzione del sottosuolo mediante le onde S

Dalla sovrapposizione della curva di dispersione si è ottenuta la ricostruzione del sottosuolo in orizzonti aventi differenti spessori e valori di velocità come di seguito indicato:

L1		
Spessore	Profondità	V _s (m/sec)
1,2	0,0-1,2	148
1,4	1,2-2,6	203
1,7	2,6-4,3	262
2,1	4,3-6,4	335
2,6	6,4-9,0	353
3,4	9,0-12,4	368
10,3	12,4-22,7	382
7,3	22,7-30,0	398

Tabella I - Valori delle V_s alla linea sismica L1

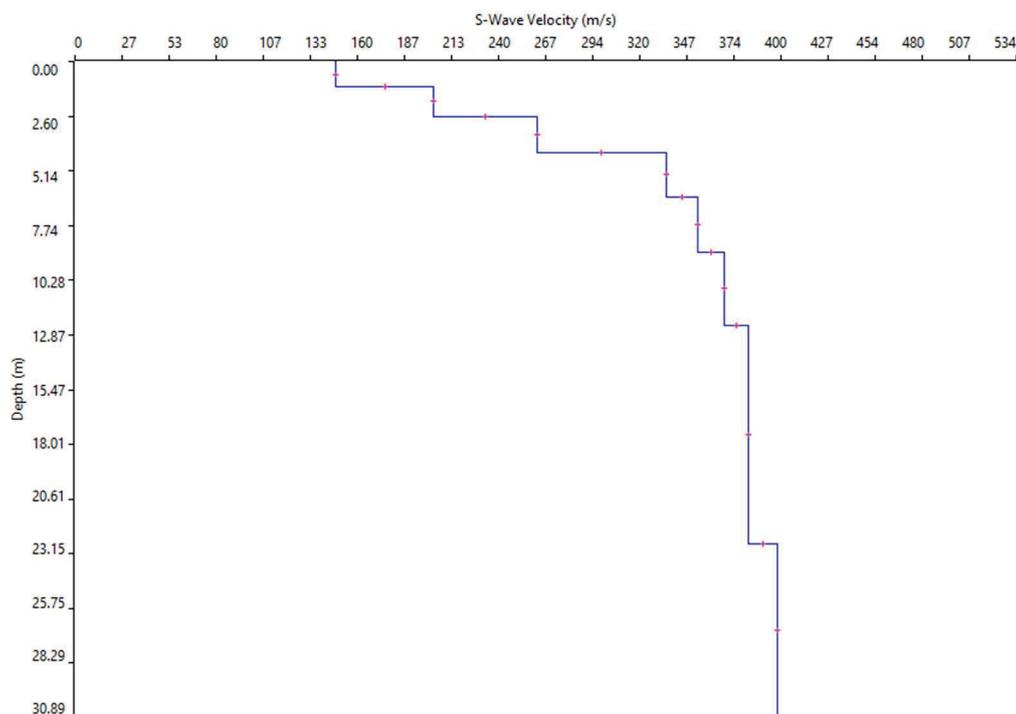


Fig. 3.2.1 – Diagramma delle velocità Vs riferite ai vari strati intercettati nella base sismica L1

4 - APPLICAZIONE DELLE NORME TECNICHE

Con l'introduzione dell'O.P.C.M. n. 3274 del 20 Marzo 2003 e succ. modif. sono stati rivisti i criteri per l'individuazione delle zone sismiche. Inoltre, sono state definite le nuove norme tecniche per la progettazione di nuovi edifici, di nuovi ponti, per le opere di fondazione, per le strutture di sostegno, ecc.

Il **territorio comunale di Inveruno**, ai sensi della D.G.R. X/2129 dell'11 luglio 2014 "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d)", **rientra in zona sismica 4**, a pericolosità sismica molto bassa.

Per quanto riguarda le normative precedenti si ha:

• Codice ISTAT 2001	03015113
• Categoria secondo la classificazione precedente (Decreti sino al 1998)	N.C.
• Categoria secondo la proposta del G.d.L. del 1998	N.C.
• Zona ai sensi dell'O.P.C.M. 2003	4
• <u>Zona ai sensi della D.G.R. X/2129 dell'11/07/2014</u>	4

I suoli di fondazione sono suddivisi in cinque classi (A, B, C, D, E) in base alle loro caratteristiche stratigrafiche ed alla velocità media delle onde sismiche di taglio (trasversali), ovvero alle $V_{s,eq}$:

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

h_i = Spessore in metri dello strato i -esimo

V_i = Velocità dell'onda di taglio i -esimo strato

N = Numero di strati

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_S non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Nel caso specifico, il terreno indagato, con la metodologia MASW, presenta un valore di $V_{s,eq}=V_{s,30}$ pari a **335 m/s riferito all'attuale piano campagna**.

Secondo lo schema presente nelle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. LL.PP. 17 Gennaio 2018) i terreni risultano appartenere alla **categoria di suolo di tipo C**, ovvero "*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/sec e 360 m/sec*".

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

Tabella 4.1 – Categoria di sottosuolo (tratto dalla Tabella 3.2.II delle NTC 2018).

5 - VALUTAZIONE DELLA SUSCETTIBILITA' SISMICA DELL'AREA

5.1 - Effetti litologici

Al fine di determinare i valori di F_a dal punto di vista degli effetti litologici, sono stati utilizzati i risultati emersi dall'esecuzione dello stendimento geofisico con metodo MASW i quali hanno permesso la compilazione di apposite schede messe a disposizione dalla Regione Lombardia.

Con tale indagine si è calcolato il valore di F_a (fattore di amplificazione) da confrontare con i limiti di riferimento indicati dalla Regione Lombardia.

Per ottenere il suddetto F_a è necessario ricavare il valore di $V_{s,eq}$ (onde sismiche di taglio o trasversali) utilizzando le velocità V_s degli strati intercettati.

Sulla base di dati bibliografici, si individua la litologia prevalente del sito e da questa si sceglie la relativa scheda di riferimento riportata nella D.G.R. 9/2616 del 30/11/2011.

Nello specifico la normativa regionale riporta 6 tipi di schede litologiche:

- scheda per le litologie prevalentemente ghiaiose;
- scheda per le litologie prevalentemente limoso-argillose (tipo 1 e tipo 2)
- scheda per le litologie prevalentemente limoso-sabbiose (tipo 1 e tipo 2)
- scheda per le litologie sabbiose (da utilizzarsi in zone di pianura).

Si riportano, nell'apposito diagramma, i valori delle V_s relative ad ogni strato. Tale sovrapposizione permette di verificare se si rientra o meno nel campo di validità della scheda di riferimento. Nel caso specifico il grafico ottenuto dalle velocità delle V_s e dalle rispettive profondità evidenzia come i dati rientrino nella scheda di riferimento per litologie sabbiose.

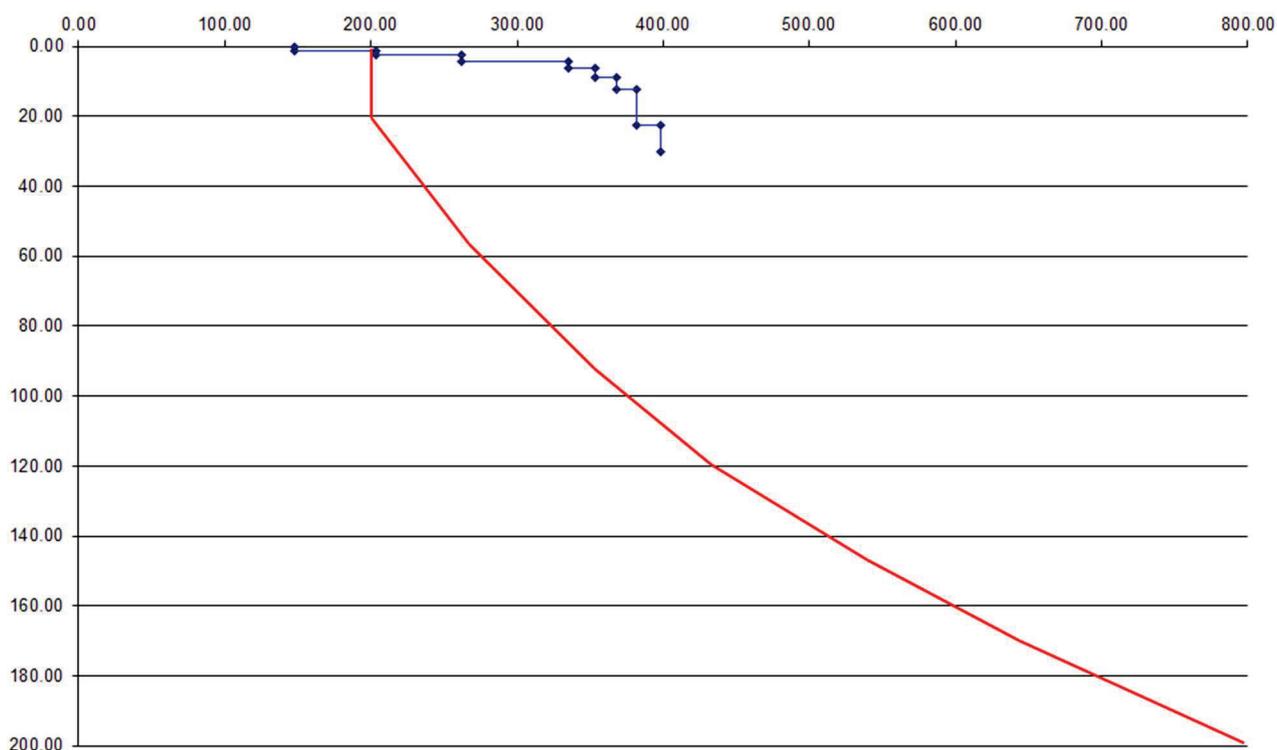


Fig. 5.1.1 - Grafico relativo alla litologia sabbiosa a cui sono stati sovrapposti i valori parziali di ogni intervallo di terreno in base alle Vs.

Come è possibile osservare l'andamento delle Vs è posizionato al di "sopra" della linea rossa che divide il campo di validità dal campo di non validità.

Per utilizzare correttamente l'abaco di fig. 5.1.2, il quale consente l'individuazione della corretta curva da utilizzare per l'individuazione dell'Fa, come vincolo viene posto che il primo strato debba avere almeno 4 m di spessore con velocità di almeno 200 m/s.

Qualora lo strato superficiale abbia una profondità inferiore ai 4 m si utilizzerà, per la scelta della curva, lo strato superficiale equivalente, a cui si assegna una velocità Vs calcolata come media pesata del valore di Vs degli strati superficiali la cui somma supera i 4 m di spessore.

Successivamente, ottenuta la velocità del primo strato ed il relativo spessore, si riportano questi valori all'interno dell'abaco (fig. 5.1.2) al fine di ricavare il colore della curva da utilizzare (fig. 5.1.3) per ottenere il valore di Fa. Tale parametro (Fa) verrà confrontato con quello riportato in bibliografia in funzione della struttura da realizzare: intervallo 0,1-0,5 s - riferito a strutture relativamente basse, regolari e piuttosto rigide e intervallo 0,5-1,5 s - riferito a strutture più alte e flessibili.

Nel nostro caso è stata effettuata la media pesata relativa ai primi 4,3 m. Si è così ottenuta una

velocità del “primo strato” di 211 m/s, arrotondabile a 200 m/s.

Intersecando il valore di velocità riscontrata con la profondità sopra indicata, si ricade nel campo 2 (cerchio arancio del grafico di Fig.5.1.2), che corrisponde alla curva verde di Fig.5.1.3 e 5.1.4.

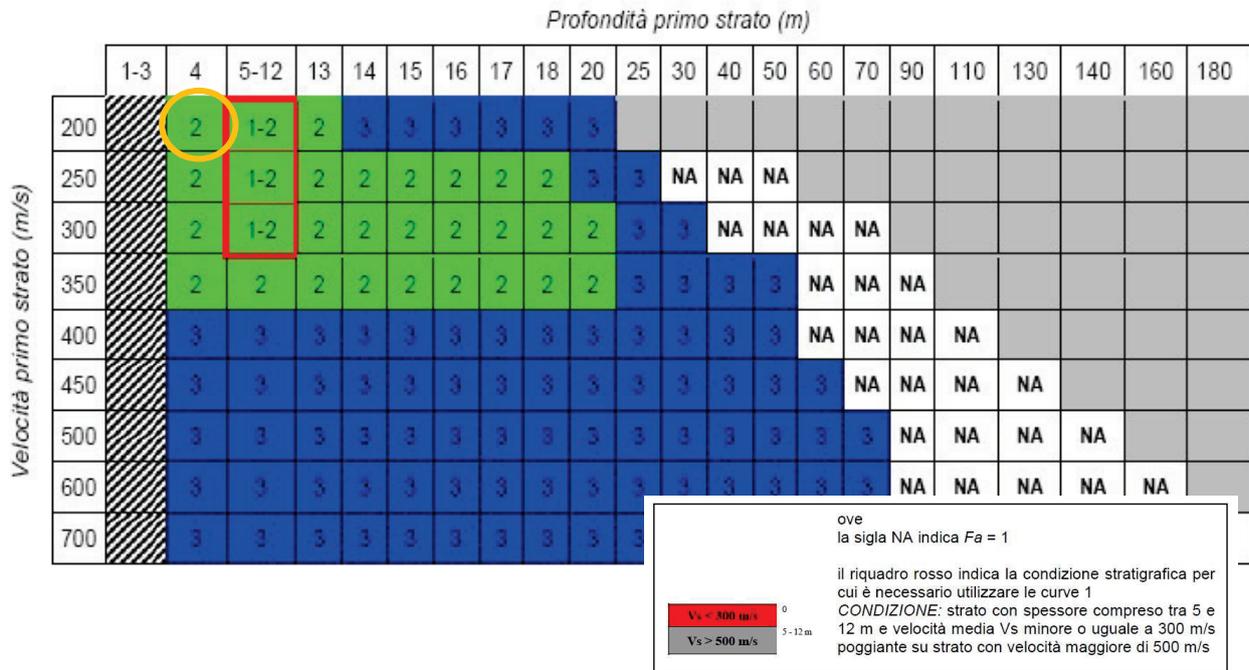


Figura 5.1.2 - Abaco che permette di individuare, in base al colore, la curva di riferimento per determinare Fa, grazie all'intersezione della profondità raggiunta dal primo strato e la sua velocità.

Con i valori sopra ottenuti si calcola il periodo “T” relativo al sito considerando tutta la stratigrafia fino alla profondità in cui il valore della velocità Vs è uguale o superiore a 800 m/s ed utilizzando la seguente equazione:

$$T = \frac{4 \times \sum_{i=1}^n h_i}{\left(\frac{\sum_{i=1}^n V_{s_i} \times h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \right)}$$

h_i = Spessore in metri dello strato i-esimo
 V_{s_i} = Velocità dell'onda di taglio i-esima

Stendimento sismico	Valore del periodo T calcolato
L1	0,61s

Tabella II - recante il valore del periodo T calcolato

Conoscendo la velocità del primo strato, la curva di riferimento ed il valore del periodo T calcolato, si può risalire al valore di F_a utilizzando gli abachi di riferimento di fig. 5.1.3 e fig. 5.1.4 per la litologia sabbiosa e riferiti rispettivamente a edifici bassi e rigidi e a edifici alti e flessibili.

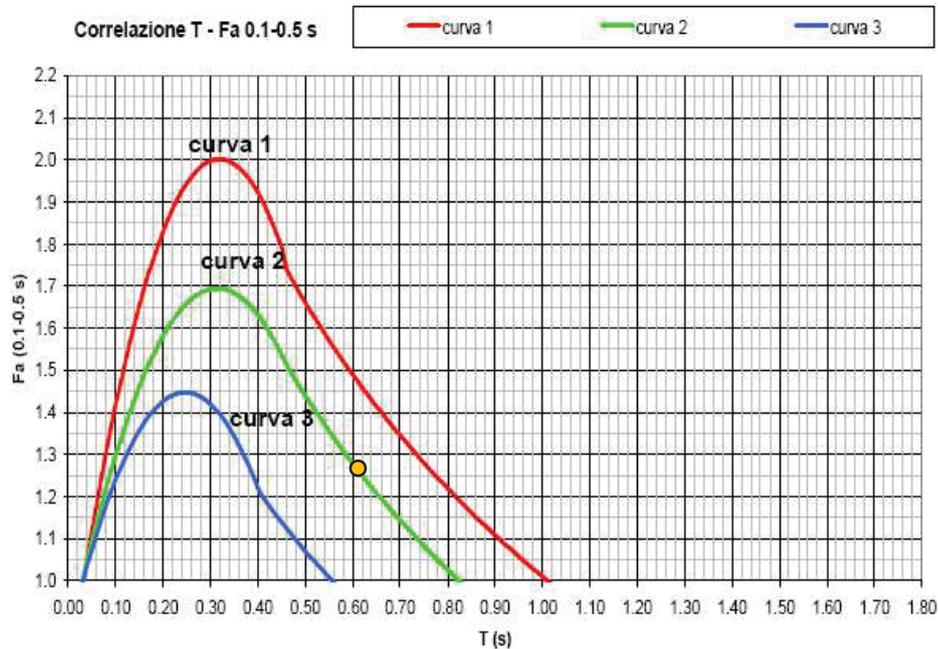


Figura 5.1.3 – Abaco di riferimento per la litologia sabbiosa per determinare F_a sulla base di T e della curva di riferimento (riferito ad edifici bassi).

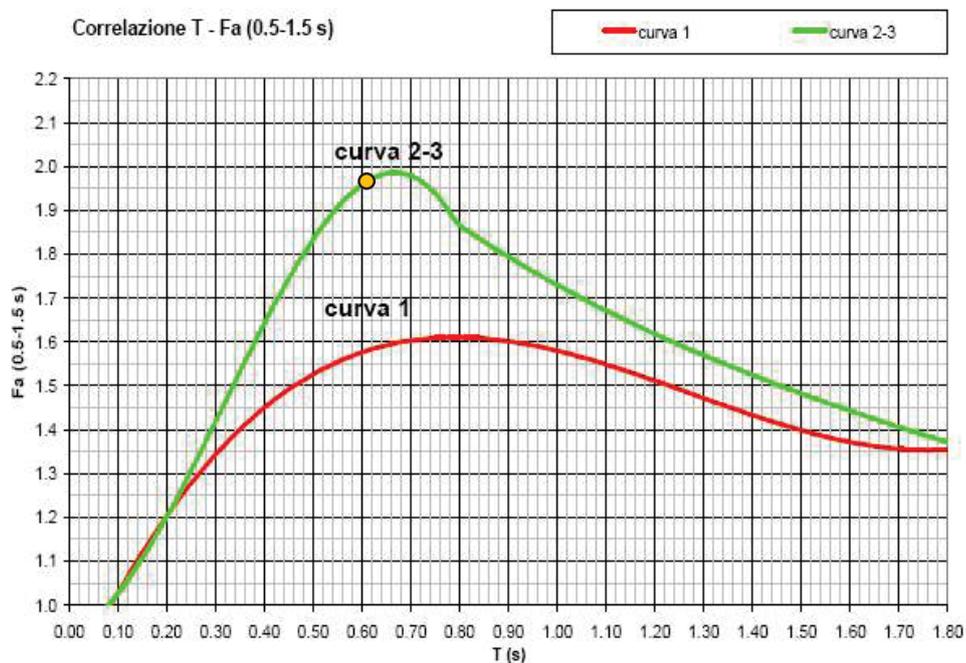


Figura 5.1.4 – Abaco di riferimento per la litologia sabbiosa per determinare F_a sulla base di T e della curva di riferimento (riferito ad edifici alti)

La procedura prevede di valutare F_a con le schede di valutazione sopra riportate e di confrontarlo con il corrispettivo valore di soglia, considerando una variabilità di $\pm 0,1$, che tiene conto la variabilità del valore di F_a ottenuto.

Dagli abachi emerge come il valore attribuito al periodo $T=0,61s$ identifichi sulla curva verde un valore, arrotondato alla prima cifra decimale, di **F_a pari a 1,3 per edifici bassi e rigidi (F_a di riferimento per i terreni di tipo C =1,8) e F_a pari a 2,0 per edifici alti e flessibili (F_a di riferimento per i terreni di tipo C = 2,4).**

Ne deriva che sia nel caso di edifici e strutture basse e rigide, che per quelle alte e flessibili il valore di F_a calcolato è inferiore al valore di soglia, pertanto, **lo spettro proposto dalla normativa per suoli di tipo C risulta sufficiente a tenere in considerazione la reale amplificazione presente nel sito.**

Le tabelle sottostanti riportano i valori di F_a relativi, nel primo caso ad edifici bassi (max 4 piani), nel secondo caso ad edifici alti e flessibili (5 o più piani) per ogni tipo di suolo individuato dalla Regione Lombardia per il comune di Inveruno.

VALORI DI SOGLIA PER IL PERIODO COMPRESO TRA 0.1-0.5 s					
COMUNE	Classificazione sismica del sito da D.G.R. X/2129 dell'11 luglio 2014	Valori di soglia			
		Suolo tipo B	Suolo tipo C	Suolo tipo D	Suolo tipo E
Inveruno	4	1,4	1,8	2,2	2,0

VALORI DI SOGLIA PER IL PERIODO COMPRESO TRA 0.5-1.5 s					
COMUNE	Classificazione sismica del sito da D.G.R. X/2129 dell'11 luglio 2014	Valori di soglia			
		Suolo tipo B	Suolo tipo C	Suolo tipo D	Suolo tipo E
Inveruno	4	1,7	2,4	4,2	3,1

6 - STIMA DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione, che è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo (periodo di riferimento V_R espresso in anni), in detto sito, si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata “Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di

riferimento" (P_{VR}).

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 delle Norme Tecniche Costruzione), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento VR , come definito nel § 2.4.

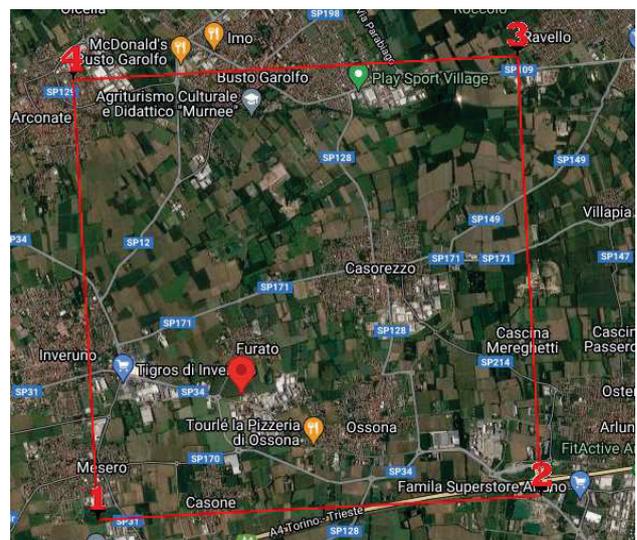
In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

I caratteri del moto sismico su sito di riferimento rigido orizzontale sono descritti dalla distribuzione sul territorio nazionale delle grandezze fondamentali sulla base delle quali sono compiutamente definite le forme spettrali per la probabilità di superamento (P_{VR}) nel periodo di riferimento in relazione ai vari stati limite previsti dalla norma.

Pertanto, per la determinazione della pericolosità sismica occorre definire, in primo luogo, il valore di a_g (accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido); tutti i parametri che concorrono a definire tale grandezza sono riassunti schematicamente in forma tabellare nelle pagine seguenti.

Coordinate geografiche del sito ED50	
Latitudine	45,510247
Longitudine	8,88108

Una volta individuate le coordinate si determina la maglia di riferimento in base alle tabelle dei parametri spettrali fornite dal Ministero dei Lavori Pubblici nella norma e, sulla base della maglia interessata, si ricavano i valori di riferimento del punto come media pesata dei valori nei vertici della maglia moltiplicati per le distanze dal punto.



Nel nostro caso i 4 vertici (siti di riferimento) hanno le seguenti coordinate e relative distanze dal punto di intervento:

Sito	Numero identificativo	Latitudine	Longitudine	Distanza dal sito di interesse (m)
1	ID: 12034	45,4961	8,8581	2382,558
2	ID: 12035	45,4988	8,9292	3960,230
3	ID: 11813	45,5488	8,9254	5500,316
4	ID: 11812	45,5461	8,8542	4498,813

Nella seguente tabella sono invece contenute tutte le informazioni fondamentali proprie delle strutture che si intende realizzare (in blu) e del sito (in rosso):

Tipo di costruzione	2
Vita nominale (V_N)	50 anni
Classe d'uso	II
Coefficiente d'uso (C_U)	1,0
Categoria di sottosuolo	C
Categoria topografica	T1

Le azioni sismiche di ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale (V_N) per il coefficiente d'uso (C_U):

Tipo di costruzione	Classe d'uso	Coefficiente d'uso (C_U)	V_N	V_R
2	II	1,0	50 anni	50

A partire dai parametri di input sopra riportati, in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} e del periodo di ritorno T_R , sono calcolati, per i diversi stati limite richiesti dalla norma, i valori a_g , F_0 , T_C^* e gli ulteriori parametri necessari per la caratterizzazione sismica locale:

		P_{VR}	T_R	Valori interpolati			Valori ricavati da a_g , F_o , e T_c^*						
		[adm]	[anni]	a_g	F_o	T_c^*	S_s	C_c	S_t	T_B	T_c	T_D	F_v
				[g]	[adm]	[s]	[adm]	[adm]	[adm]	[s]	[s]	[s]	[adm]
SLE	SLO	81%	30	0,016	2,54	0,160	1,50	1,92	1,00	0,10	0,31	1,66	0,43
	SLD	63%	50	0,019	2,53	0,167	1,50	1,89	1,00	0,11	0,32	1,68	0,47
SLU	SLV	10%	475	0,039	2,66	0,286	1,50	1,59	1,00	0,15	0,46	1,76	0,71
	SLC	5%	975	0,047	2,70	0,307	1,50	1,55	1,00	0,16	0,48	1,79	0,79

Tab. 6.1- parametri e coefficienti sismici del sito

Essendo:

P_{VR} = probabilità di superamento nel periodo di riferimento in riferimento ai vari stati limite;

T_R = periodo di ritorno;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa al sito (valore nominale);

F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

SLE = stati limite di esercizio:

- **(SLO) Stato Limite di Operatività:** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **(SLD) Stato Limite di Danno:** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature,

SLU= stati limite ultimi:

- **(SLV) Stato Limite di salvaguardia della Vita:** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e

rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- **(SLC) Stato Limite di prevenzione del Collasso:** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali

Ss = coefficiente di amplificazione stratigrafica

Cc = coefficiente di categoria di sottosuolo

St = coefficiente di amplificazione topografica

Tb = tratto ad accelerazione costante

Tc = periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro

Td = periodo inizio tratto a spostamento costante

F = fattore di amplificazione spettrale

I tre valori ottenuti di a_g , F_0 e T_c^* definiscono le varie forme spettrali, Per calcolare il valore di A_{max} (accelerazione massima) occorre moltiplicare il valore di a_g per i coefficienti di amplificazione sismica (S) secondo la seguente relazione:

$$A_{max} = a_g (m/s^2) * S$$

Poiché l'accelerazione massima deve essere fornita in m/s^2 , dai valori nominali di a_g trovati in precedenza si determina il valore di accelerazione massima attesa al sito moltiplicando prima i valori di a_g per $9,81 m/s^2$ e successivamente, per ottenere il valore finale di A_{max} relativo ad ogni stato limite, occorre moltiplicare $a_g (m/s^2)$ per i coefficienti di amplificazione sismica S, essendo $S = S_s \times S_t$, $S = 1,5 (1,5 \times 1,0)$.

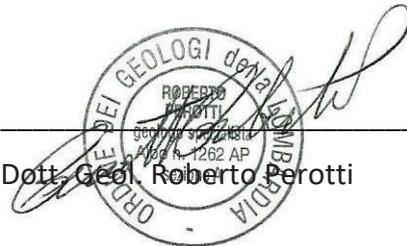
		a_g (accelerazione orizzontale massima)	a_g (m/s^2)	Coefficiente di amplificazione sismica	A max (accelerazione massima)
		$a_g[g]$	$\times 9,81$ m/s^2	S	m/s^2
SLE	SLO	0,016	0,157	1,5	0,23
	SLD	0,019	0,186	1,5	0,28
SLU	SLV	0,039	0,382	1,5	0,57
	SLC	0,047	0,461	1,5	0,69

Tab. 6.2 - Determinazione dell'accelerazione massima per i diversi stati limite

I coefficienti K_h (coefficiente sismico orizzontale) e K_v (coefficiente sismico verticale) hanno i seguenti valori:

		K_h	K_v
SLE	SLO	0,005	0,002
	SLD	0,006	0,003
SLU	SLV	0,012	0,006
	SLC	0,014	0,007

Gropello Cairoli, Dicembre 2022



 Dott. Geol. Roberto Perotti

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Foto 01 – Stendimento sismico L1 e relativo punto di energizzazione