



REGIONE VENETO
PROVINCIA DI VICENZA

COMUNE DI MALO

Ampliamento attività produttiva ditta Natcor S.r.l.
in via Fondo Muri n.43 a San Tomio di Malo

RELAZIONE GEOLOGICA

(aggiornamento relazione geologica del 2014 al § 6.2.1 del D.M. 17 gennaio 2018)

(CONTIENE LA RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA)

CON ELEMENTI DI GEOTECNICA

committente: NATCOR s.r.l.

Geologo De Toni Michele

Documento sottoscritto in forma digitale

ottobre 2020

I. PREMESSA

Il presente studio è stato redatto, su incarico e per conto della **NATCOR s.r.l.**, in conformità al § 6.2.1 del D.M. 17/01/2018.

Viene preso in esame il progetto per "Ampliamento attività produttiva ditta Natcor S.r.l.": l'intervento comporta l'ampliamento del capannone esistente caratterizzato da un aumento del numero dei silos di carico e dalla realizzazione di un manufatto di altezza 10,5 m [Figura 1].

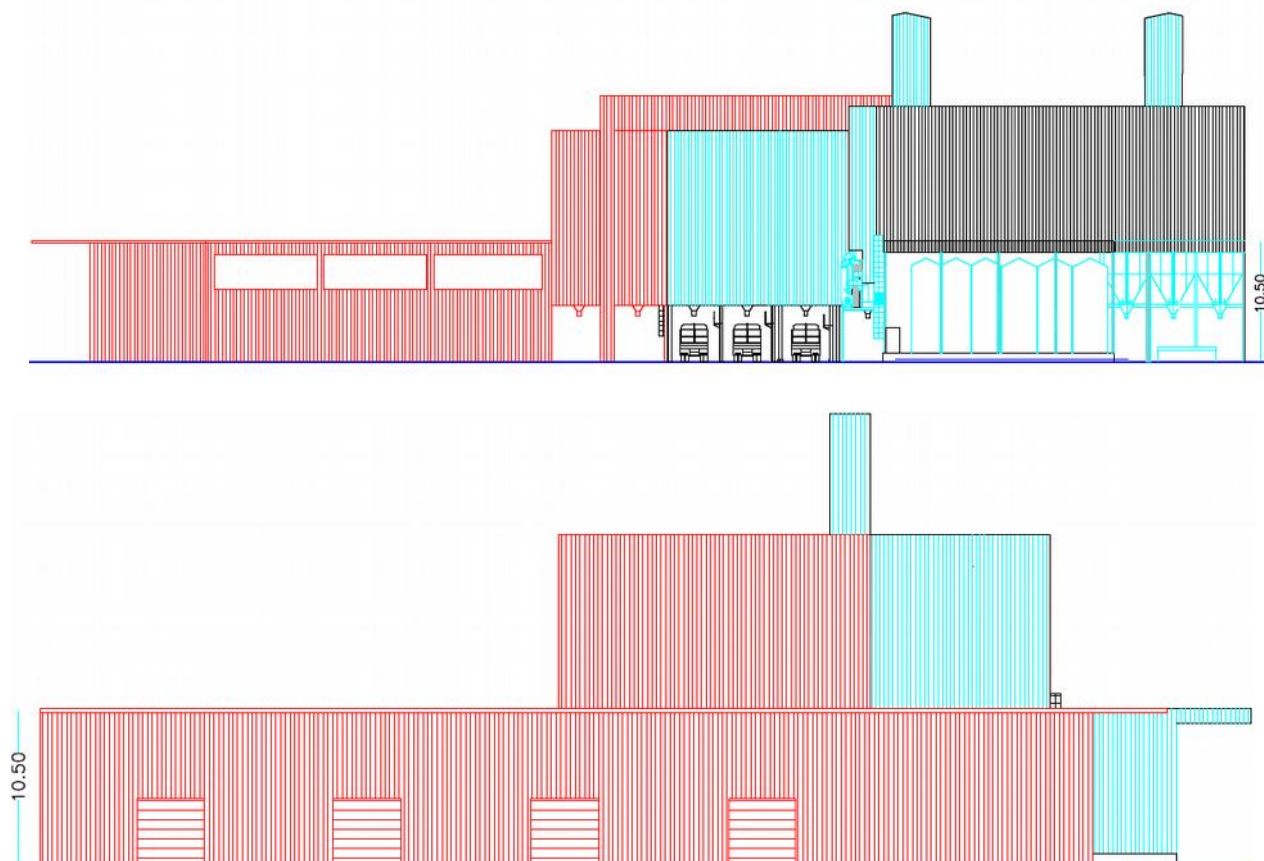


Figura 1 – Prospetto nord ed est di progetto (fornite dal Progettista) – non in scala. – non in scala.

II. VINCOLISTICA

II.1 UBICAZIONE DELL'AREA D'INTERVENTO

Il sito d'intervento è ubicato in via Fondo Muri n.43 in località San Tomio di Malo nel Comune di Malo [Figura 2].

II.2 DESCRIZIONE DEL SITO D'INTERVENTO

Il sito d'intervento dal punto di vista della vincolistica regionale non rientra in aree a pericolosità geologica ed idraulica [Figura 3]. A livello di Piano di Bacino, nella Carta della pericolosità idraulica del Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico del bacino idrografico del fiume Brenta-Bacchiglione emerge che la zona oggetto di studio non rientra in zone definite a pericolosità idraulica [Figura 4].

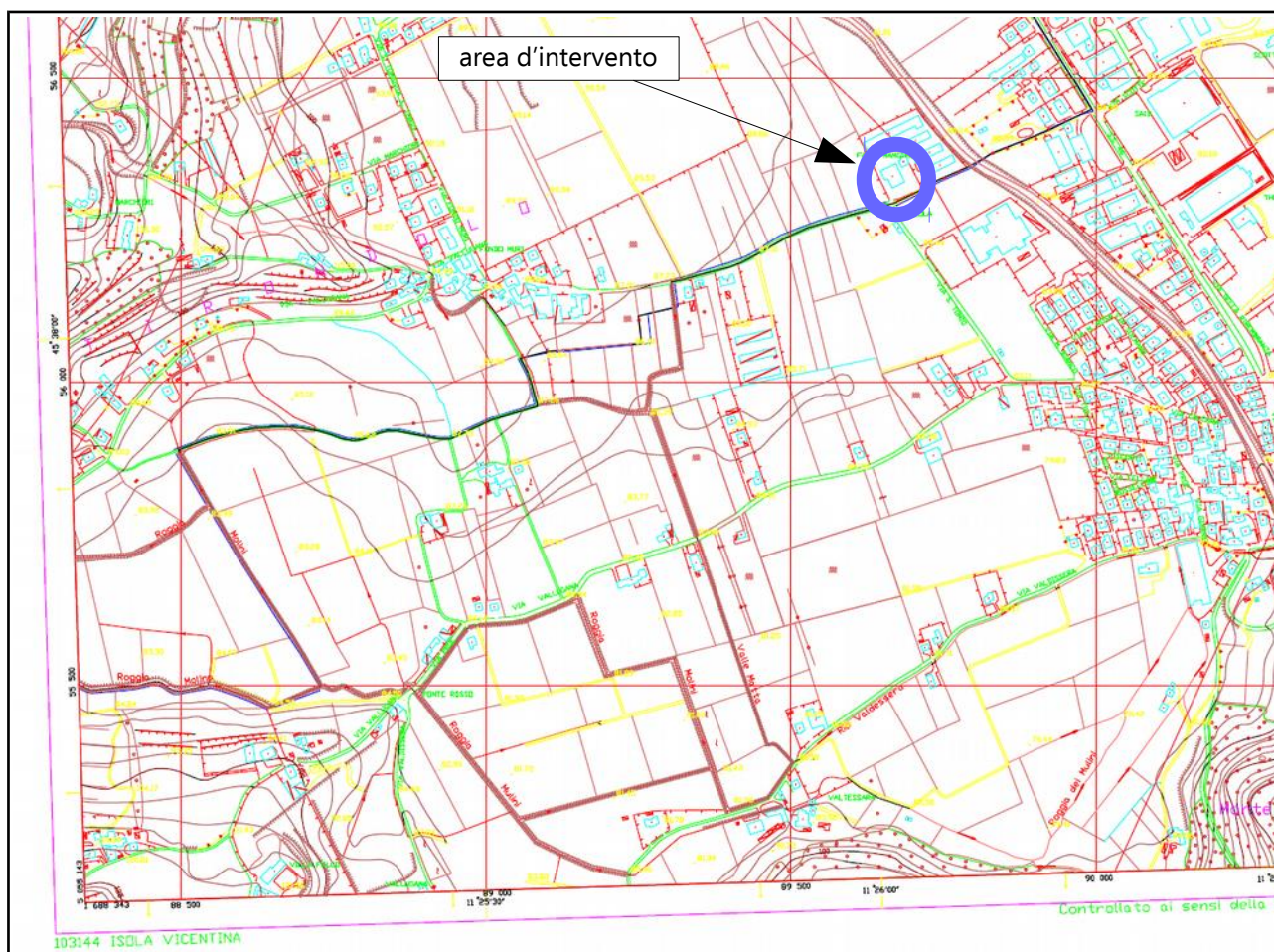


Figura 2 – Estratto C.T.R. [Elemento n.103144 Isola Vicentina] con ubicazione intervento – non in scala.

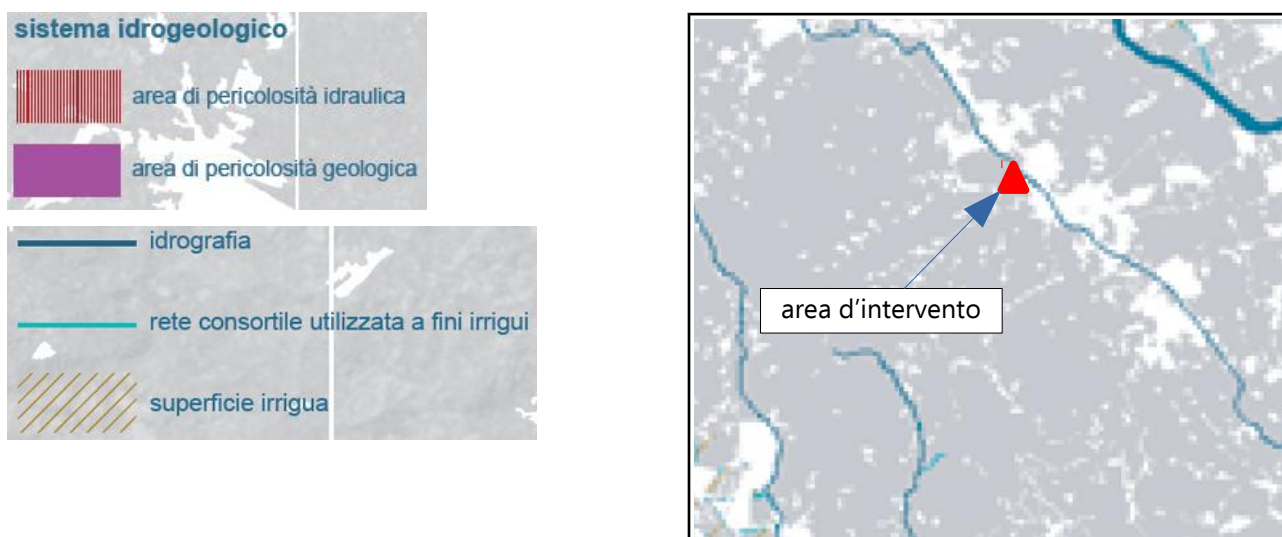


Figura 3 – Estratto P.T.R.C. [Tavola 01c – Uso del suolo – Idrogeologia e rischio sismico – Dgr n.427 del 10/04/2013] con ubicazione intervento – non in scala.

Nella cartografia provinciale (Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale – Carta della Fragilità – Tavola 2.1.B – Zona Sud) l'area non è inserita all'interno di zone a rischio idraulico [Figura 5].

PIANO ASSETTO IDROGEOLOGICO P.A.I.

Perimetrazione e classi di pericolosità idraulica

-  F - Area Fluviale
-  P1 - Pericolosità idraulica moderata
-  P2 - Pericolosità idraulica media
-  P3 - Pericolosità idraulica elevata
-  P4 - Pericolosità idraulica molto elevata

○ Indicazione delle zone di pericolosità e di attenzione geologica*
*cfr. cartografia geologica



Figura 4 – Estratto Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico del bacino idrografico del fiume Brenta-Bacchiglione [Carta della pericolosità idraulica – Tavola 21] con ubicazione intervento – non in scala.

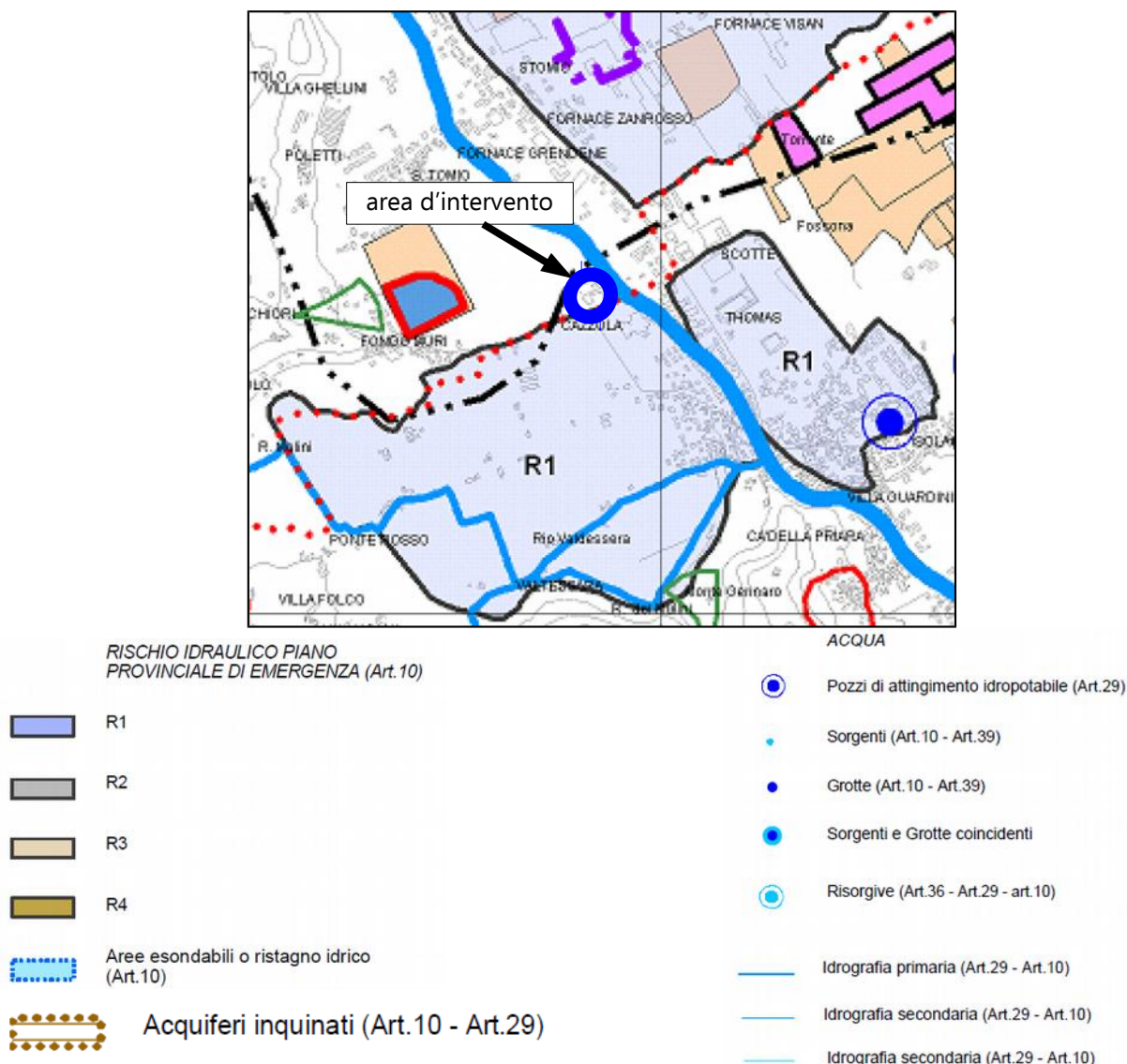


Figura 5 – Estratto Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale [Carta delle Fragilità – Tavola 2.1.B – Zona Sud] con ubicazione intervento – non in scala.

Negli elaborati comunali (P.A.T.) l'area interessata dalle opere di progetto è ubicata:

- in vincolo paesaggistico D. Lgs. 42/2004 Corsi d'acqua;
- in area idonea.

Per quanto concerne la pericolosità sismica vengono riportati i dati elaborati dall'Istituto di Geofisica e Vulcanologia (I.N.G.V.) disponibili in forma interattiva: dalla mappa interattiva di pericolosità sismica si ricava una $a(g)$, definita come accelerazione orizzontale massima al suolo (O.P.C.M. 3519/2006), con un valore generalmente compreso nell'intervallo 0,150-0,175 Ag/g (accelerazione su bedrock), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni [Figura 6].

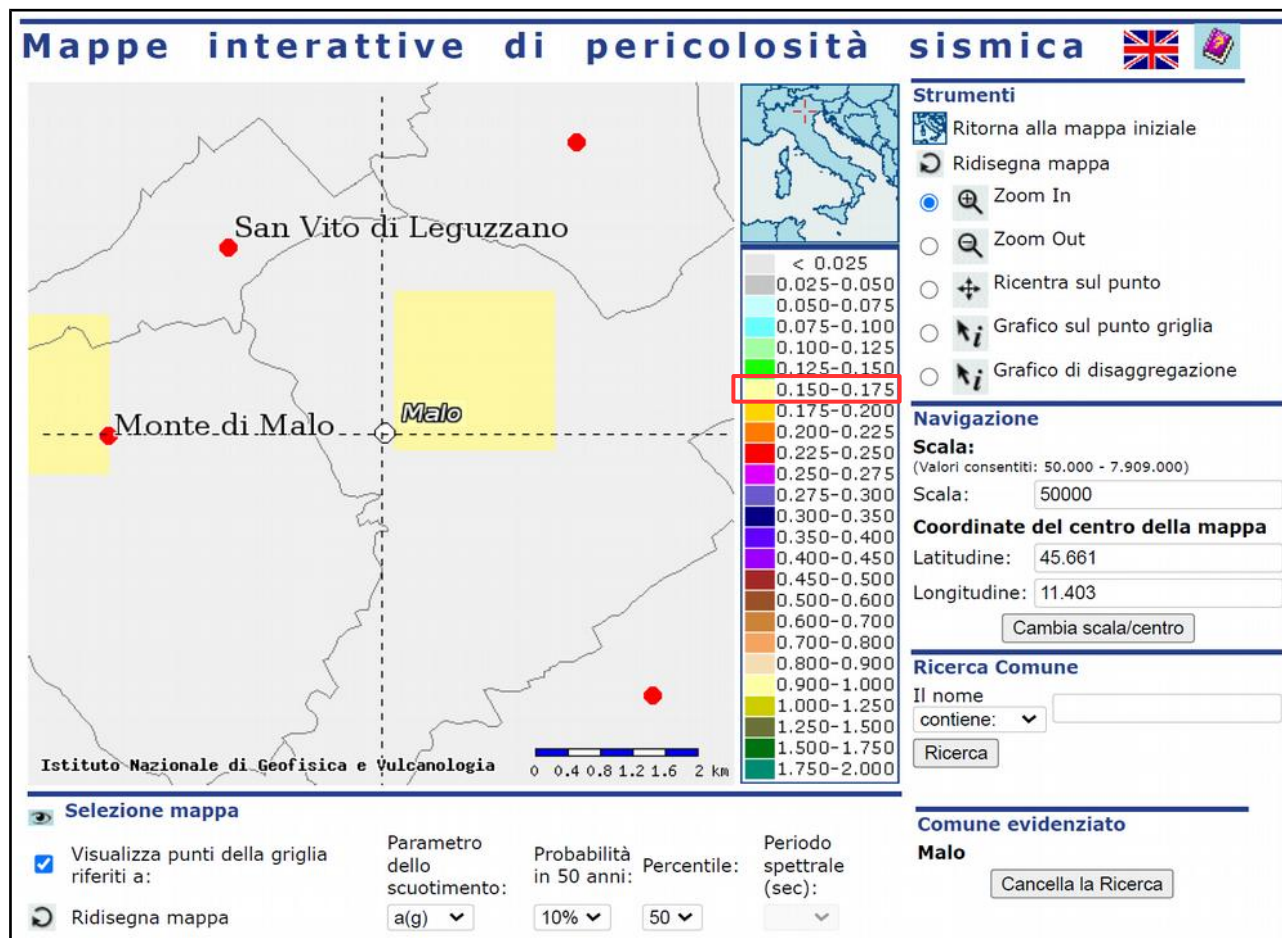


Figura 6 – Estratto Mappa interattiva di pericolosità sismica (I.N.G.V.) – non in scala.

III. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO, IDROGEOLOGICO e SISMICO

III.1 CONTESTO GEOLOGICO REGIONALE

I litotipi delle zone dei Comuni di Malo e Isola Vicentina, dove è ubicata l'area in fase di studio, rientrano nelle formazioni indicate in Figura 7, dall'alto verso il basso (in senso cronologico di deposizione). La successione ed i rapporti stratigrafici sono messi in evidenza nella sezione riportata in Figura 8.

FORMAZIONE	UNITA' CRONOSTRATIGRAFICA	TIPO DI FORMAZIONE	LITOTIPO
depositi alluvionali di fondovalle e coltri eluvio-colluviali	Quaternario	continentale	sabbie-ghiaiose
		continentale	limi-argillosi
Arenarie di S. Urbano	Miocene	marina	calcari nulliporici e arenarie calcaree giallastre
Calcareniti di Castelgomberto	Oligocene	marina	calcareniti bioclastiche e calcari arenacei
Marne di Priabona	Priaboniano	marina	calcari marnoso-arenacei e marne con nummuliti
vulcaniti	Miocene inferiore (?) – Paleocene superiore	eruttive	brecce basaltiche di esplosione dei diatremi, basalti alcalini di colata, camini vulcanici e filoni, tufi
		eruttive/marina	ialoclastiti spesso rimaneggiate, tufi e brecce d'esplosione extradiatremiche

Figura 7 – Sequenza stratigrafica zona di Malo-Isola Vicentina (VI).

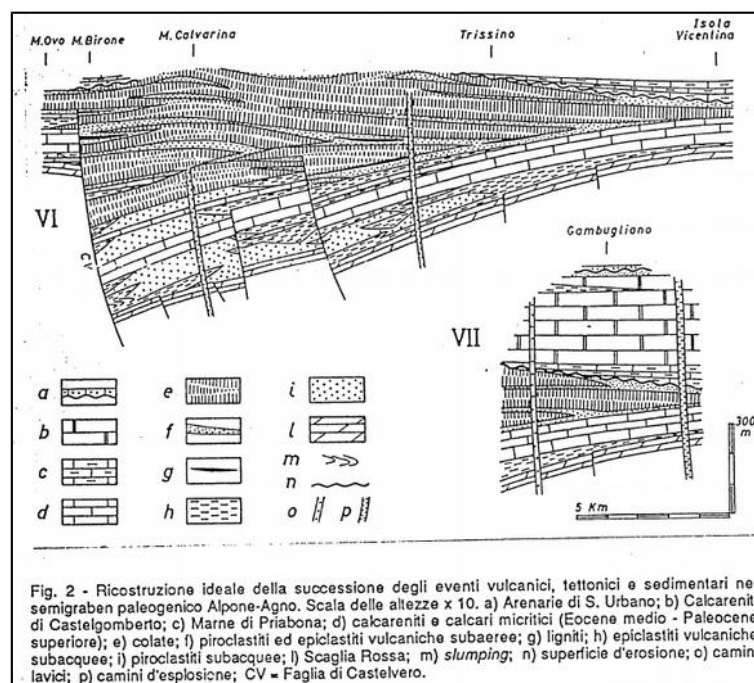


Figura 8 – Rappresentazione del semigraben "Alpone-Agno".

III.2 CONTESTO GEOMORFOLOGICO REGIONALE

L'area presenta verso ovest il margine orientale dei Monti Lessini. Analizzando la situazione su una più ampia porzione di territorio, si nota come la morfologia collinare sia strettamente legata ai litotipi affioranti; ecco allora che si ha un profilo dei versanti caratterizzato da ripidi pendii dove ci sono vulcaniti compatte, con scarpate talora verticali, in corrispondenza delle rocce calcaree, e zone più o meno pianeggianti legate alla presenza di rocce vulcanoclastiche (tufiti) facilmente alterabili in senso argilloso. Il fondovalle si presenta pianeggiante e con raccordi graduali tra lo stesso e i rilievi collinari.

III.3 CONTESTO IDROGEOLOGICO REGIONALE

Il fondovalle del Comune di Malo (VI), dove è ubicata l'area d'intervento, rientra nella fascia della Media Pianura Veneta [Figura 9].

I limiti del bacino idrografico e i pozzi sono ben indicati in Figura 10.

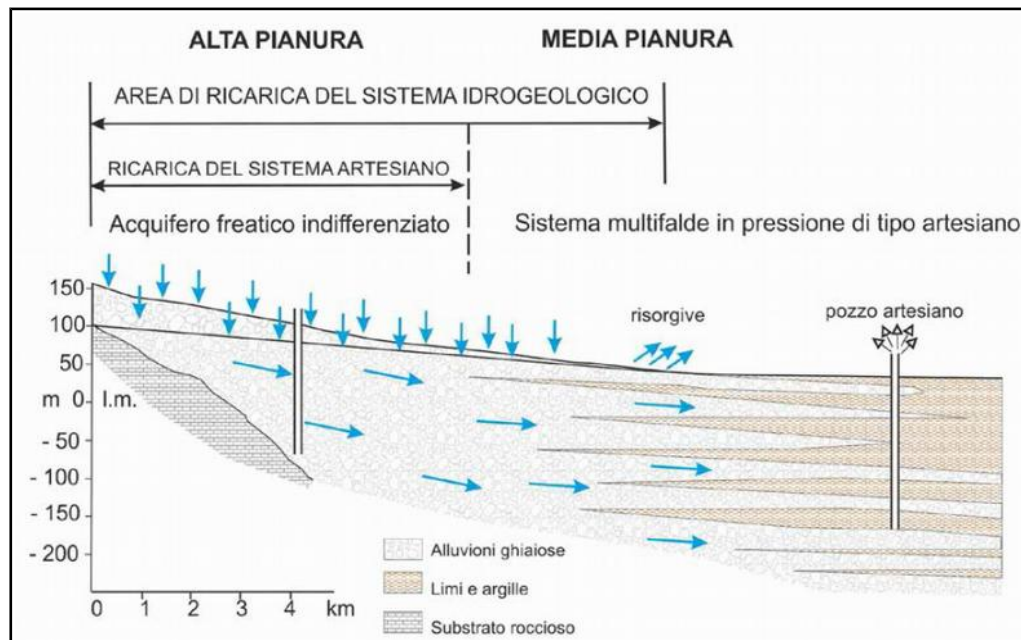


Figura 9 – Modello idrogeologico dell'alta e media pianura veneta.

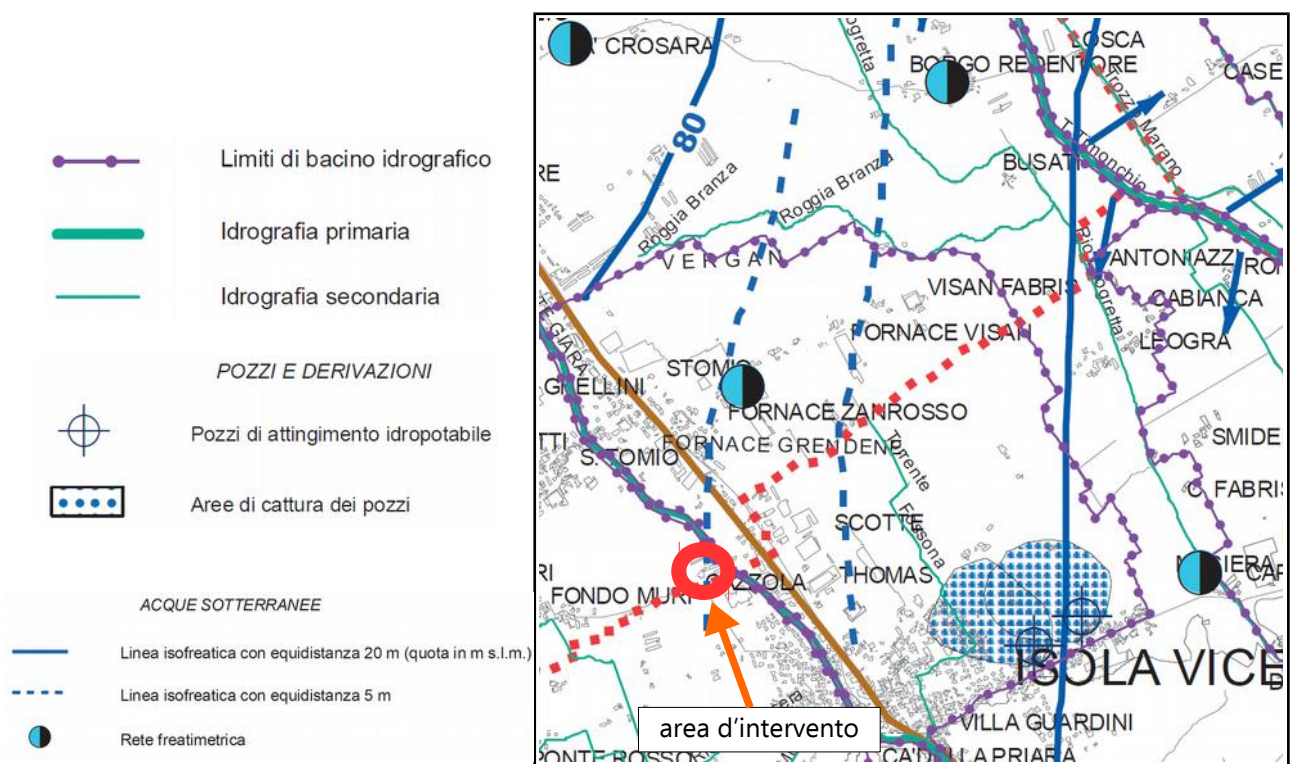


Figura 10 – Estratto Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale [Carta Idrogeologica – Tavola 2.3] con ubicazione intervento – non in scala.

III.4 SISMICITA' STORICA

I dati di sismicità storica e delle faglie sismogenetiche da I.N.G.V. sono indicati nelle figure riportate nelle pagine successive [Figura 11 e Figura 12].

Malo

PlaceID IT_24692
Coordinate (lat, lon) 45.657, 11.405
Comune (ISTAT 2015) Malo
Provincia Vicenza
Regione Veneto
Numero di eventi riportati 10

Effetti		In occasione del terremoto del									
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw	
NF	1897	01	27	01	35		Prealpi Vicentine	16	4-5	4.11	
NF	1899	10	30	15	12		Prealpi Vicentine	8	5	4.27	
5	1909	01	13	00	45		Emilia Romagna orientale	867	6-7	5.36	
5-6	1968	06	22	12	21	3	Val Lagarina	27	6-7	4.74	
3	1987	05	02	20	43	5	Reggiano	802	6	4.71	
5	1989	09	13	21	54	0	Prealpi Vicentine	779	6-7	4.85	
3	2001	07	17	15	06	1	Val Venosta	657	5-6	4.78	
3-4	2002	02	14	03	18	0	Carnia	338	5-6	4.67	
NF	2002	11	13	10	48	0	Franciacorta	768	5	4.21	
3	2008	12	23	15	24	2	Parmense	291	6-7	5.36	

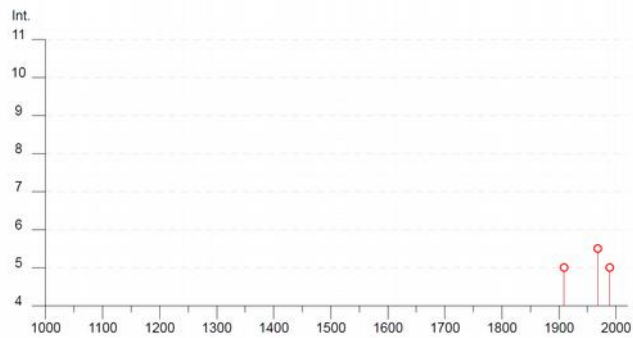


Figura 11 – Sismicità storica dell’area di Malo (VI) da I.N.G.V..

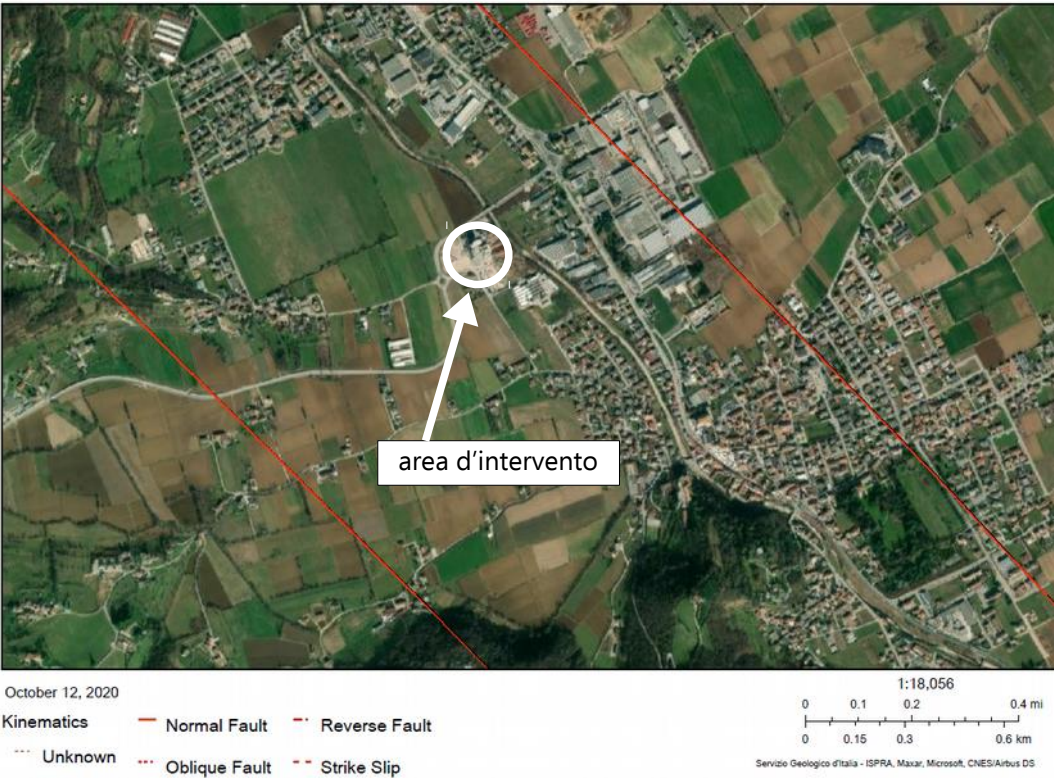


Figura 12 – Faglie sismogenetiche dell’area di Malo (VI) da Progetto I.T.H.A.C.A..

III.5 DISSESTI IDROGEOLOGICI STORICI

Nelle figure precedenti sono stati ampiamente documentati i dissesti idrogeologici nell'ambito del contesto più ampio della zona d'intervento [Figura 3, Figura 4 e Figura 5]. Dal punto di vista dei fenomeni alluvionali viene riportato in Figura 13 un estratto della tavola delle criticità idrauliche storiche.

III.6 CONDIZIONI DI ANTROPIZZAZIONE PRESENTI

Il sito d'intervento è posto su un'area pianeggiante, in un contesto di zona produttiva e urbanizzata [Figura 14].

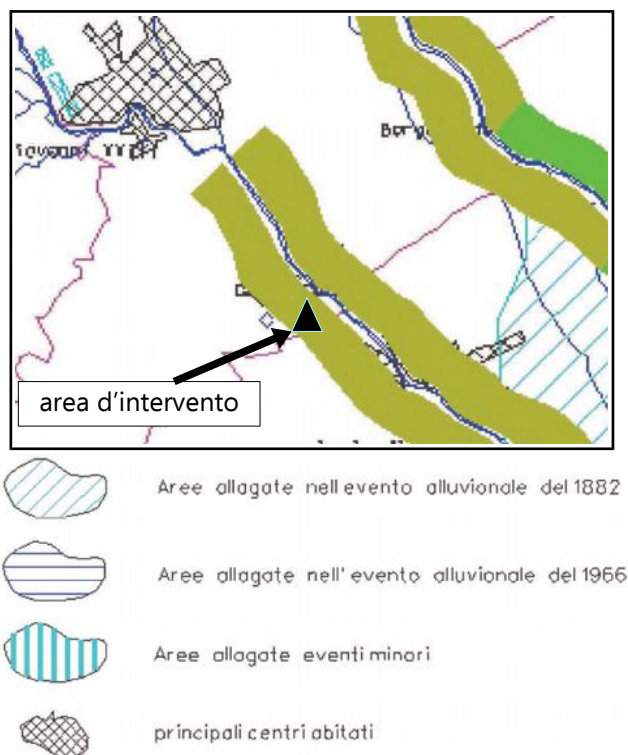


Figura 13 – Estratto Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico del bacino idrografico del fiume Brenta-Bacchiglione [Carta della criticità idraulica del bacino del Brenta-Bacchiglione – Tavola XI] con ubicazione intervento – non in scala.



Figura 14 – Foto aerea con ubicazione intervento.

IV. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA

IV.1 CONTESTO GEOLOGICO LOCALE

Il sito in cui verrà realizzata l'opera di progetto è posto su un'area caratterizzata, secondo la Carta Geolitologica del P.A.T. del Comune di Malo (VI), da "Materiali della copertura detritica colluviale poco consolidati e costituiti da frazione limo-argillosa prevalente con subordinate inclusioni sabbioso-ghiaiose e/o blocchi lapidei" [Figura 15], mentre sulla Carta geologica d'Italia sono indicate "alluvioni fluvio-glaciali e fluviali, prevalentemente sabbiose, con strato di alterazione brunastro, di spessore limitato." [Figura 16].

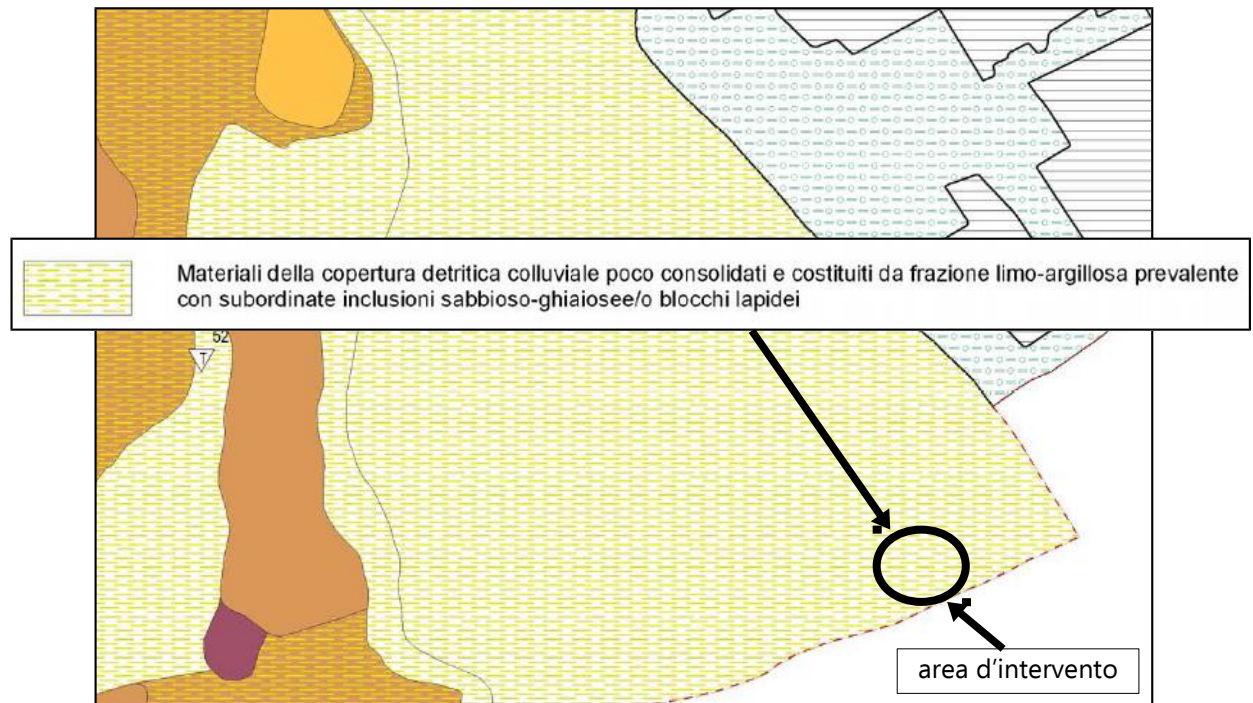


Figura 15 – Estratto Piano Assetto del Territorio del Comune di Malo (VI) [Carta Litologica] con ubicazione intervento – non in scala.

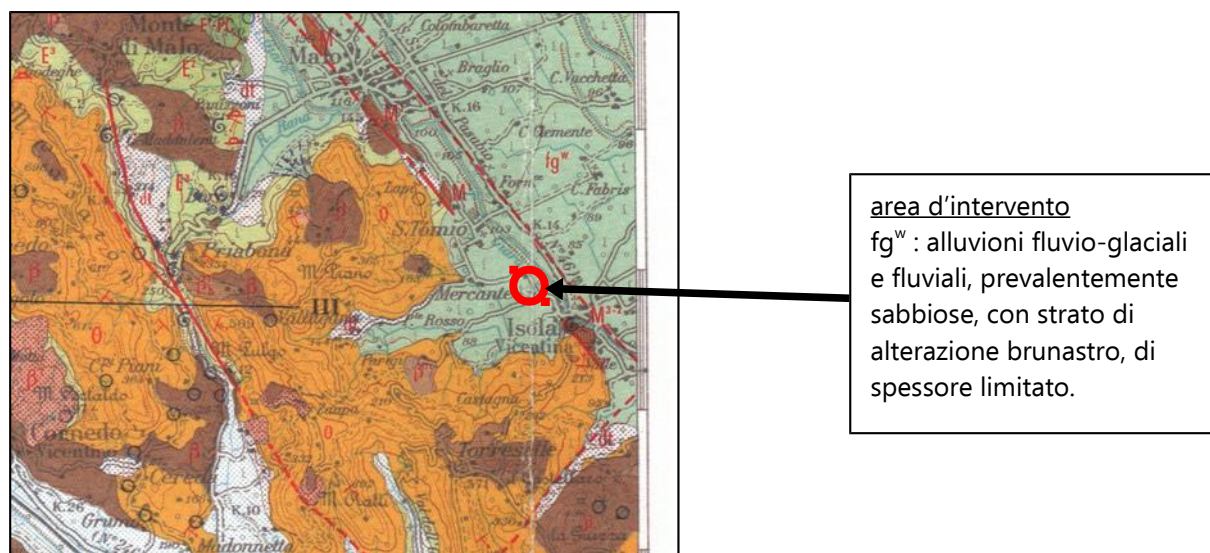


Figura 16 – Estratto Estratto Carta geologica d'Italia – Foglio 49 "Verona" - con ubicazione intervento – non in scala.

IV.2 CONTESTO GEOMORFOLOGICO LOCALE

Il sito su cui si realizzerà l'intervento di progetto è localizzato su una piana alluvionale, ad una quota di circa 85 m s.l.m.. L'area è posta sulla destra idrografica ed in prossimità del torrente Giara.

IV.3 CONTESTO IDROGRAFICO ED IDROGEOLOGICO LOCALE

L'area in esame è posta su un'area pianeggiante impostata su una copertura limo-argillosa poco permeabile, posta al di sopra di alluvioni ghiaioso-sabbiose con matrice limo-argillosa più o meno abbondante caratterizzate da un grado di permeabilità medio-alto. Nel foro della prova penetrometrica n.2 è stato inserito, in data 06.03.2014, un tubo piezometrico con quota alla base di -5,35 m (-5,60 m dal p.c. attuale): alla data 06.03.2014 non vi è stata rilevata la presenza di acqua. In queste situazioni stratigrafiche è possibile che si formi, in concomitanza con eventi piovosi importanti, delle piccole falde sospese in corrispondenza di livelli imo-argillosi poco permeabili.

IV.4 INDAGINI

In riferimento alla tipologia d'intervento da eseguire, alla localizzazione dello stesso e alle problematiche riscontrate durante i sopralluoghi, il programma delle indagini geognostiche comporta:

- n.3 prove penetrometriche dinamiche superpesanti (DPSH) [vedi **Appendice A**], ubicate in **Appendice F**;
- n.1 prospezione sismica con tecnica passiva Re.Mi. (Refraction Microtremor) e n.1 registrazione di rumore sismico ambientale a stazione singola con elaborazione H.V.S.R. (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) [vedi **Appendice D**];
- sondaggi mediante escavatore per il prelievo dei campioni da sottoporre ad analisi chimiche ("terre e rocce da scavo"): le ubicazioni di tali sondaggi sono indicate nella planimetria dell'**Appendice F**, mentre le relative stratigrafie sono riportate in **Appendice C**.
- successiva verifica in fase esecutiva (al termine degli scavi) del modello geologico esposto nella presente; in modo da pervenire ad una ricostruzione geologica di dettaglio che possa risultare adeguata e utile per la caratterizzazione e la modellazione geotecnica del sottosuolo.

IV.5 MODELLAZIONE SISMICA

IV.5.1 SISMOTETTONICA

Percorrendo la zona in fase di studio ci si rende conto che la successione stratigrafica, indicata in Figura 7, risulta dislocata da disturbi tettonici. Le forme strutturali (faglie) sono influenzate dalle seguenti lineazioni: NNO-SSE Linea Schio-Vicenza, ENE-OSO Linea della Valsugana, NNE-SSO Linea delle Giudicarie [Figura 17]. Il sistema di faglie più riconoscibile è quello legato alla *linea Schio-Vicenza*, la quale mostra movimenti in prevalenza orizzontali sinistrorsi lungo piani verticali. Il fascio con direzione scledense è il più continuo e risulta essere il più recente, in quanto va a dislocare tutte le strutture tettoniche riconosciute nella Valle del

Leogra.

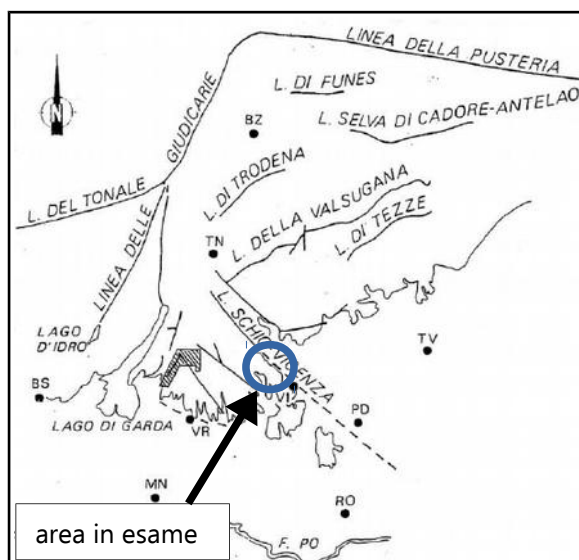


Figura 17 – Schema tettonico dell'area.

La sismicità del nordest Italia (Veneto e Friuli) è primariamente legata a sovrascorrimenti e loro zone di trasferimento transpressivo. La sismicità è concentrata nelle zone esterne della catena Alpina, sia per la retrocatena delle Alpi (le Alpi Meridionali o Sudalpino), che per la catena frontale in Austria e Germania [Figura 18]. Sismicità è presente anche lungo l'asse centrale delle Alpi centro-orientali, parallelamente alla Linea Insubrica (qui nota come Pusteria-Gail). Zona di lacuna sismica nell'area dell'Italia nordorientale è tutta la fascia prealpina compresa tra Schio, Bassano, Feltre, Maniago, dove a parte alcune locali ondulazioni transpressive di zone di trasferimento come la zona di Vittorio Veneto-Fadalto, i meccanismi attesi sono di sovrascorrimento. Considerata l'inclinazione dei piani di sovrascorrimento, e lo spessore della crosta elastica, ci si può comunque aspettare aree epicentrali almeno fino a circa 20 km a nord dell'affioramento di ciascuno dei sovrascorrimenti sudalpini (*Sismotettonica dell'Italia nord-orientale e possibile comparazione con gli Appennini - PE98 - Progetto 5.1.1 - UR Università La Sapienza, Roma - responsabile: C. Doglioni - 6 settembre 1999*). Le prealpi venete vengono inserite dall'INGV (redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dalla OPCM 3274/2003, rapporto conclusivo, 2004 – bozza) nella zona sismotettonica ZS906, con Mw attesa di **6.60**. Attualmente un possibile modello tettonico comporta, nel presente momento geologico, un movimento con vergenza verso est delle morfostrutture giudicariensi, implicante una compressione da ovest, la quale si traduce in movimenti di sollevamento e di inclinazione di blocchi tettonici delle Piccole Dolomiti (Carega e Coni Zugna) e dei Lessini occidentali. A questo si accompagna una spinta da sud, evidente soprattutto ad est del Gruppo delle Piccole Dolomiti. La Figura 19 illustra tali movimenti ed indica inoltre le faglie attive, soprattutto quelle che sono più vicine e che possono influenzare maggiormente la sismicità del sito. La sismicità attesa nella Valle dell'Agno è data dalla presenza della struttura sismogenetica attiva, inserita nel DISS – vers. 03 (Database of Individual Seismogenic Sources) con sigla ITGG127, e rappresentata in Figura 20 con un rettangolo che è la proiezione del piano di faglia sulla superficie esterna e

da una linea che rappresenta la proiezione della linea di rottura sulla superficie stessa.

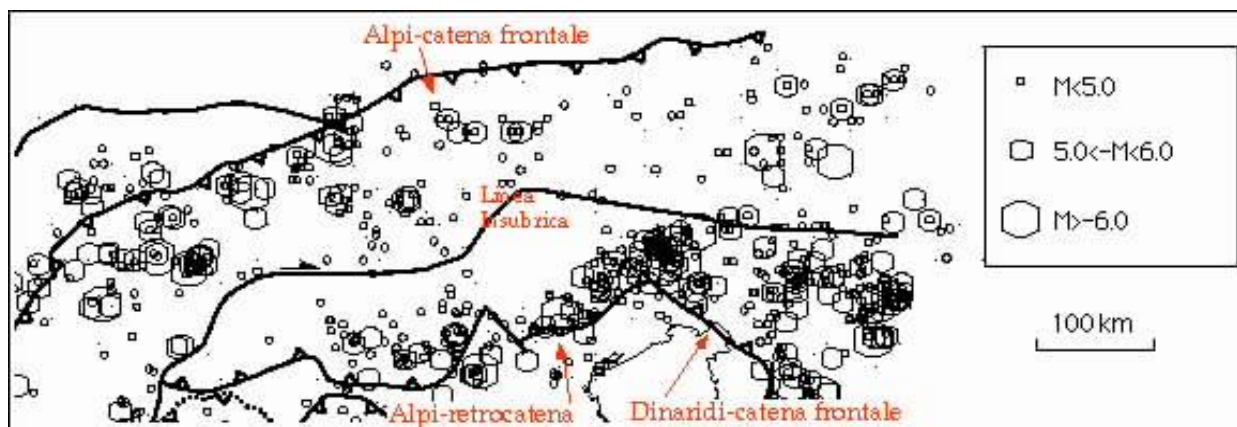


Figura 18 - Si noti come la maggior parte della sismicità delle Alpi centro-orientali sia concentrata nelle zone esterne della catena frontale in Austria e della retrocatena in Italia (Sudalpino o Alpi Meridionali), oltre a limitate aree orientali della linea Insubrica lungo l'asse dell'orogene. Da Scandone e Stucchi (1999).

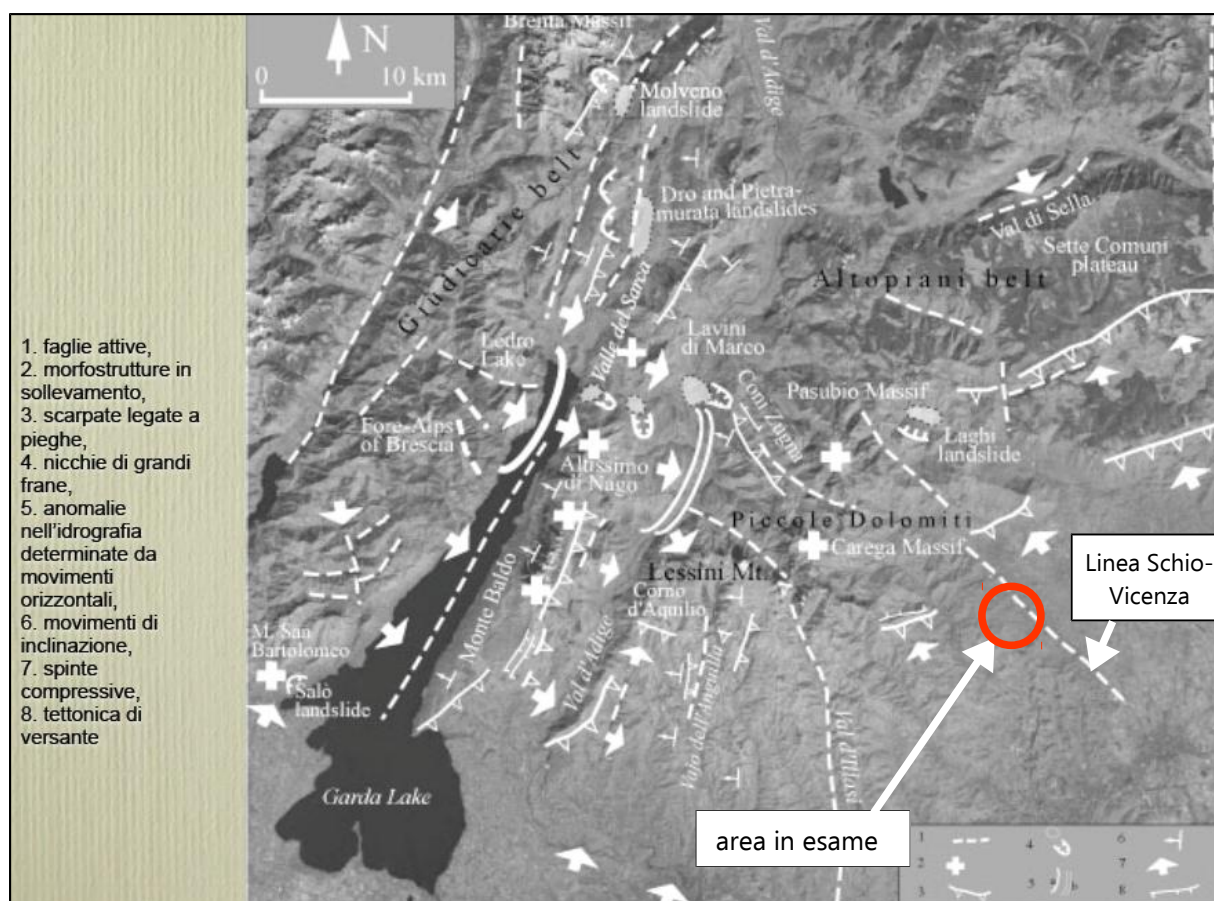


Figura 19- Modello tettonico in atto nelle Prealpi Venete e Trentine (Ugo Sauro – Il terremoto di Verona nel 1117 e la sismicità dell'Italia Nord-Orientale – Accademia di agricoltura scienze e lettere di Verona) con indicazione area in esame.

La freccetta nera all'interno del rettangolo rappresenta la direzione del vettore di movimento. In grigio le aree con caratteristiche sismogeniche omogenee (aree sismogeniche). I parametri geometrici e cinematici della sorgente sismogenica ITGG127 sono riportati in Figura 21.

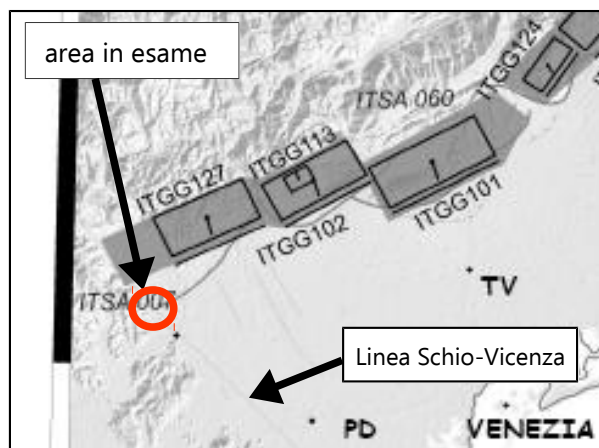


Figura 20 – Sorgenti sismogeniche individuate nell'Italia nord-orientale inserite nel DISS – vers. 03 (Database of Individual Seismogenic Sources).

ID	Name	LAT	LON	Length (km)	Width (km)	Depth (km)	Strike (°)	Dip (°)	Rake (°)	Slip rate (mm/a)	Associated earthquake	M _w
ITGG127	Thiene-Bassano	45.69	11.54	18.0	9.5	1.0-5.8	244	30	80	0.10-1.00	Unknown	6.6

Figura 21 – Parametri geometrici e cinematici della sorgente sismogenica ITGG127.

[Le coordinate geografiche sono riferite al vertice occidentale del piano di faglia. Il numero identificativo (ID) della sorgente è lo stesso che viene usato nel DISS Working Group ("006). La magnitudo del terremoto storico associato alla sorgente è tratta dal catalogo CPTI04 (Working Group CPTI, 2004), mentre la M_w delle altre sorgenti è stata calcolata attraverso le relazioni empiriche di Wells & Coppersmith (1994). Il tasso di spostamento deriva dai dati morfologici e geologici. (Burato et al., Tectonophysics, 2008)]

IV.5.2 DEFINIZIONE CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CATEGORIA TOPOGRAFICA

Con l'entrata in vigore del D.M. 14.01.08 e successivo D.M. 17.01.18, la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente".

L'azione sismica di progetto, in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite presi in considerazione, viene definita partendo dalla "pericolosità di base" del sito di costruzione, che è l'elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell'azione sismica.

Dall'indagine geofisica eseguita (vedi **Appendice D**) e dalle indicazioni normative si propone l'inserimento del sito d'indagine nella **Categoria di Sottosuolo denominata C** così definita:

Categoria 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.

IV.5.3 DEFINIZIONE CATEGORIA TOPOGRAFICA E POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

La classificazione delle condizioni topografiche viene definita attraverso la tabella 3.2.III delle NTC: la superficie topografica può essere classificata come appartenente alla categoria **T1**, in quanto il sito è ubicato su un'area pianeggiante.

La stima dei fenomeni di liquefazione è riportata in **Appendice G**.

IV.6 ELEMENTI DI SINTESI PER LA PROGETTAZIONE

IV.6.1 ANALISI DEI RISULTATI DELLE INDAGINI

In base al rilevamento geologico eseguito nei dintorni della zona, alle osservazioni effettuate nell'area, ai dati raccolti dalla bibliografia tecnica e alle indagini eseguite, si può fornire il seguente ipotetico modello geologico per il sottosuolo del sito:

copertura argilloso-limosa al di sopra dei depositi alluvionali ghiaioso-sabbiosi con matrice limo-argillosa più o meno abbondante.

Il modello geologico locale si basa su indagini principalmente puntuali nell'area di intervento e quindi possono non essere state rilevate eventuali anomalie legate a interdigitazioni di livelli argillosi-sabbiosi e/o modificazioni antropiche (lavori di escavazione): è necessario che, alla conclusione degli scavi, sia verificato e convalidato dal sottoscritto geologo il modello geologico ipotizzato.

La ricostruzione sismo - stratigrafica di sito ha evidenziato la presenza di una copertura poco addensata fino a circa 1,2 m dal p.c. locale caratterizzata da una V_s di circa 120 m/s mentre per valori di profondità maggiori il grado di rigidità diventa più elevato ($V_s \approx 250$ m/s; vedi *modello sismo - stratigrafico interpretativo* riportato a seguire). Si segnala un aumento della velocità di propagazione delle onde di taglio ($V_s \approx 380$ m/s) a circa 9 m dal p.c. locale; il *bedrock geofisico* ($V_s \approx 900$ m/s), inteso come quel materiale che presenta una $V_s \geq 800$ m/s, è posizionato a circa 74 m dal p.c. locale (Vedi *modello sismo - stratigrafico interpretativo* riportato a seguire).

Il rilievo nello specifico ha fornito i seguenti dati sismici (*modello sismo - stratigrafico interpretativo*):

H.V.S.R.	Velocità onde di taglio [m/s]	Spessori [m]	Profondità [m]
I SISMOSTRATO	120	1,2	0,0 – 1,2
II SISMOSTRATO	250	8	1,2 – ≈ 9
III SISMOSTRATO	380	65	≈ 9 – ≈ 74
IV SISMOSTRATO	900	Semisp.	≈ 74 – Semisp.

La ricostruzione dell'ipotetico modello geologico così ottenuta è in funzione del tipo di opera (ampliamento capannone) e della complessità del contesto geologico: il tutto viene riassunto nelle sezioni geologiche riportate in **Appendice F**.

IV.6.2 RICOSTRUZIONE STRATIGRAFICA DEL SOTTOSUOLO E PARAMETRI FISICO-MECCANICI DEI TERRENI

La ricostruzione del quadro litologico e stratigrafico del sottosuolo in esame è derivato, in funzione del tipo di opera e della complessità del contesto geologico, dal rilevamento geologico di campagna, dalle prove penetrometriche, dai sondaggi con escavatore, dall'indagine geofisica e dalla raccolta di dati bibliografici; il tut-

to ha portato ad ipotizzare il modello geologico [vedi **Appendice F**], sulla base di indagini puntuali e quindi da verificare e convalidare dal sottoscritto al termine degli scavi, caratterizzato dalla seguente definizione lito-stratigrafica:

STRATO A : da p.c. a $-(0,9 \div 2,1)$ m
copertura limo-argillosa e terreno di riporto eterogeneo
peso di volume = $\gamma = 18$ kN/mc
SCADENTI CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

STRATO B : da $-(0,9 \div 2,1)$ m a $-(3,6 \div 4,8)$
ghiaie sabbiose con matrice limo argillosa

Tabella 1: valori medi dei parametri geotecnici dello **STRATO B**

PARAMETRI	SIMBOLO	UNITA'	VALORI medi
Angolo di attrito interno	Φ	gradi	34
Densità ¹	γ^1	kNm ⁻³	20

1: valore stimato in base a dati di letteratura

STRATO C : da $-(3,6 \div 4,8)$ m a $-5,1$ m
limi sabbiosi argillosi

Tabella 2: valori medi dei parametri geotecnici dello **STRATO C**

PARAMETRI	SIMBOLO	UNITA'	VALORI medi
Coesione non drenata	c _u	kPa	29
Angolo di attrito interno	Φ	gradi	26
Densità ¹	γ^1	kNm ⁻³	19

1: valore stimato in base a dati di letteratura

STRATO D : da $-5,1$ m a -9 m circa (profondità non ben definita ricavata dall'indagine geofisica)
ghiaie sabbiose con matrice limo argillosa

Tabella 3: valori medi dei parametri geotecnici dello **STRATO D**

PARAMETRI	SIMBOLO	UNITA'	VALORI medi
Angolo di attrito interno	Φ	gradi	34
Densità ¹	γ^1	kNm ⁻³	20

1: valore stimato in base a dati di letteratura

I parametri geotecnici si sono ottenuti dalle correlazioni riportate in **Appendice B** mediando i dati disaggregati descritti in **Appendice E**.

Sovrapponendo le sezioni riportate in **Appendice F**, ottenute dal piano quotato, riportato anch'esso in **Appendice F**, e il possibile modello geologico ricavato, come specificato precedentemente, da indagini puntuali, si nota che le strutture fondazionali dovranno essere imbasate nello **STRATO B** (*ghiaie sabbiose con matrice limo argillosa*). E' importante sottolineare che il modello geologico sovrapposto si è basato sulla risultanza di indagini svolte in modo puntuale lungo le sezioni prese in esame o proiettate sulle stesse. Da qui si ribadisce la necessità al termine degli scavi di verificare e convalidare, da parte del sottoscritto, la situazione geologica locale precedentemente ipotizzata.

V. SINTESI DEI DATI PER LA PROGRAMMAZIONE DEL PIANO DI INDAGINI E DELL'INQUADRAMENTO DEI PROBLEMI GEOTECNICI

Si elenca di seguito tutto quanto può essere un utile elemento di riferimento per il Progettista per inquadrare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geotecniche:

- **Modello geologico:** le indagini svolte (rilievo geologico di campagna, raccolta bibliografica di dati, sondaggi con escavatore, prove penetrometriche e indagini geofisiche) sono state attuate sulla base dell'inquadramento geologico della zona e in funzione dei dati che è necessario acquisire per pervenire ad una ricostruzione geologica di dettaglio che possa risultare adeguata ed utile, in funzione del tipo di opera (ampliamento capannone) e della complessità del contesto geologico, per la caratterizzazione e la modellazione geotecnica del sottosuolo.

In riferimento al quadro geologico generale della zona presa in considerazione, si sottolinea che le incertezze nella ricostruzione geologica, che possono risultare significative ai fini dello sviluppo del progetto, sono:

- lo spessore dello **STRATO A** (*copertura limo-argillosa* e terreno di riporto eterogeneo) può variare in funzione di:

1. riporti o sterri antropici verificatesi in passato e/o successivamente alla stesura della presente relazione;

- la profondità di riscontro, rispetto al piano campagna attuale, e lo spessore dello **STRATO B** (*ghiaie sabbiose con matrice limo argillosa*) su cui imbasare le strutture fondazionali può variare in funzione della presenza di *locali intercalazioni lentiformi sabbioso limose e/o limoso argillose*.

- **Rischio idrogeologico:**
 - Rischio frana attuale e potenziale: assente
 - Rischio di esondazione: non segnalato nella cartografia
 - Rischio di erosione concentrata o accelerata attuale: assente
 - Rischio di erosione concentrata o accelerata potenziale: improbabile

- Rischio di crollo massi: assente
- **Rischio sismico:** medio a causa della vicinanza di una struttura sismogenetica.
- **Carta della pericolosità idraulica (P.A.I.):** il sito in esame non rientra in zone a pericolosità idraulica e geologica.
- **Carta della fragilità (P.T.C.P.):** l'area in fase di studio non rientra in zone a pericolosità geologica ed idraulica.

VI. ELEMENTI DI GEOTECNICA

VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE RESISTENTE

Le valutazioni si basano sui seguenti punti:

- plinto di fondazione di lunghezza: 2,5 m (porzione rigida – influenza del carico su tutta la lunghezza) e larghezza: 2,5 m (porzione rigida – influenza del carico su tutta la larghezza)
- imbasamento delle fondazioni nello **STRATO B** (*ghiaie sabbiose con matrice limo argillosa*)
- valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici (angolo di attrito interno dello **STRATO B** $\Phi_k = 28$)
- incastro (posa all'interno dello **STRATO B** di appoggio): 0,5 m
- carico verticale e centrato, carico orizzontale nullo ($H =$ componente orizzontale del carico trasmesso dalla fondazione = 0) $\rightarrow i_q$ e $i_y = 1$;
- piano fondazionale orizzontale $\rightarrow \beta_q$ e $\beta_y = 1$
- resistenza del terreno al di sopra del piano di posa trascurata $\rightarrow \bar{\delta}_q = 1$
- inclinazione area β° : valutato 0° (area orizzontale)
- calcolo della CAPACITA' PORTANTE RESISTENTE [kN/mq] utilizzando la formula di Brinch Hansen (1970)
- considerati l'APPROCCIO 2 e CAMPO STATICO
- il Progettista dovrà scegliere, sulla base dei parametri progettuali definitivi, le strutture fondazionali da adottare in fase esecutiva (tipologia e dimensionamento).

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE RESISTENTE

TERRENI INCOERENTI

$R_d/A_f = \gamma D N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0,5 \gamma B N_y s_y d_y i_y g_y b_y$ (Brinch-Hansen 1970 - EC 7 annesso D)

A_f = area della fondazione efficace di progetto = $B \times L$ = si considera il carico centrato

caratteristiche fondazione	
B (m) (porzione rigida)	2,5
D (m)	0,5
L (m)	2,5
piano medio d'imposta da p.c. (m)	/
inclinazione pendio (gradi)	0

caratteristiche terreno di interazione della fondazione		fattori M	
		M1	
		1	
peso specifico γ (kN/mc)	20	20	
angolo di resistenza al taglio		1	
$\phi_{cv,k}$ gradi	28	28	23,0
$\phi_{cv,k}$ radianti	0,489	0,489	0,402
$\tan \phi_k$	0,532	0,532	0,425

valori formula	M1	M2	
$s_q = 1 + B'/L' \sin \phi =$	1,469	1,391	si considera il carico centrato
$d_q =$	1,000	1,000	si trascura resistenza terreno al di sopra del piano di posa
$i_q =$	1,000	1,000	viene considerato il carico verticale
$g_q = g_y = (1 - 0,5 \tan \beta)^5 =$	1,000	1,000	
$b_q =$	1,000	1,000	il piano fondazionale è valutato orizzontale
$s_y = 1 - 0,3 B'/L' =$	0,700	0,700	si considera il carico centrato
$d_y =$	1,000	1,000	per qualsiasi ϕ
$i_y =$	1,000	1,000	viene considerato il carico verticale
$b_y =$	1,000	1,000	il piano fondazionale è valutato orizzontale
$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2) =$	14,72	8,70	
$N_y = 2 (N_q - 1) \tan \phi =$	14,59	6,55	

	fattore M	CAPACITA' PORTANTE LIMITE			fattore R	CAPACITA' PORTANTE RESISTENTE = R_d statico/ A_f		
		kg/cmq	t/mq	kN/mq = kPa		kg/cmq	t/mq	kN/mq = kPa
APPROCCIO 2	M1	4,72	47,2	472	R3 = 2,3	2,09	20,9	205

CAPACITA' PORTANTE RESISTENTE	
CAMPO STATICO	
Approccio 2	
kg/cmq	kN/mq = kPa
2,09	205

INDICAZIONI SUI CEDIMENTI:

Per le verifiche sono necessari i carichi (permanenti strutturali, permanenti non strutturali, variabili), che non sono stati forniti dal Progettista, in quanto i cedimenti sono in funzione degli stessi.

Il cedimento massimo ammissibile, per una struttura come quella progettata, nella bibliografia tecnica viene stimato in 2-5 cm; il cedimento differenziale ammissibile può essere valutato in 3 cm [distanza minima tra plinti ipotizzata in circa 10 m, sulla base del progetto fornito dal Progettista: $\text{cedimento}/\text{distanza} = 3/1000 \leq 1/300$ che è il limite per cui iniziano le prime fessurazioni e dove si incontrano le prime difficoltà per i carri ponte].

In prima approssimazione, valutando il terreno di appoggio delle strutture fondazionali (**STRATO B** - ghiaie sabbiose con matrice limo argillosa) come assimilabile ad una sabbia mediamente densa, si possono osservare diversi valori di cedimenti nella Figura 22. In esso si mettono in relazione i cedimenti in mm (S) con la larghezza della fondazione in m (B), rispetto a diversi carichi unitari in kg/cmq (q), non avendo a

disposizione i carichi trasmessi dalla struttura sul terreno. Con i carichi riportati nella Figura 22, e valutando il terreno di appoggio delle strutture fondazionali (**STRATO B** - *ghiaie sabbiose con matrice limo argillosa*) come assimilabile ad una sabbia mediamente densa, i cedimenti assoluti così calcolati rientrano nei valori ammissibili ricavabili dalla bibliografia tecnica (i cedimenti differenziali devono essere valutati caso per caso a seconda dei carichi insistenti nei muri portanti o nei vari pilastri).

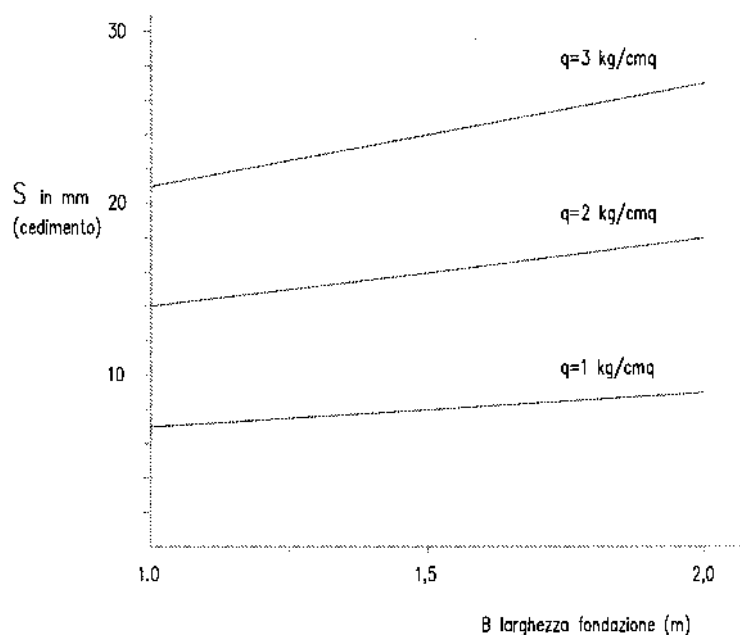


Figura 22 - Cedimenti calcolati in relazione al lavoro di Burland et al. (1977) basato sull'osservazione di cedimenti di strutture reali poggianti su fondazioni superficiali in sabbia.

Adottando per il terreno in esame il classico modello di mezzo alla Winkler (1867) si assume semplicemente una relazione che esprime proporzionalità diretta fra il cedimento di un punto e pressione su di esso applicata: $w \text{ (cedimento)} = q \text{ (carico)} / k \text{ (coefficiente di sottofondo)}$

Si escludono con questo metodo i cedimenti indotti dall'applicazione del carico in punti diversi da quello in esame (in contraddizione con l'evidenza sperimentale): si tratta quindi di un metodo incapace di simulare la diffusione di tensioni e deformazioni a distanza dal punto ove è applicato il carico, ma è una schematizzazione cara soprattutto all'approccio del progettista strutturista che si concentra sull'elemento strutturale di fondazione e riguarda il terreno come un vincolo cedevole sulla base della espressione riportata precedentemente. Nel caso in fase di studio, assimilando il terreno di appoggio (**STRATO B** - *ghiaie sabbiose con matrice limo argillosa*) ad una sabbia mediamente densa, in relazione alla Figura 22 (carichi 1-3 kg/cmq) e a fondazioni con $B = 2-2,5 \text{ m}$ (porzione rigida), si ha un coefficiente di sottofondo pari a:

$$k \approx 1,15 \text{ kg/cm}^3$$

L'eventuale imbasamento delle fondazioni su terreni eterogenei (**STRATO A**, **STRATO B**, **STRATO C**) può determinare importanti cedimenti differenziali con complicazioni dal punto di vista strutturale.

I dati forniti sono indicativi per il Progettista il quale dovrà scegliere, sulla base dei parametri progettuali definitivi, le strutture fondazionali da adottare in fase esecutiva (tipologia e dimensionamento).

VII. PRESCRIZIONI PROGETTUALI

VII.1 INDICAZIONI TECNICHE

Sono qui elencate alcune indicazioni tecniche che vogliono essere orientative e d'aiuto al Progettista nelle scelte progettuali dell'opera in esame:

- qualora si riscontrassero disomogeneità, dovute alle valutazioni esposte precedentemente, nell'ambito della situazione stratigrafica locale e quindi situazioni diverse da quanto ipotizzato con la presente relazione, la D.LL. dovrà informare tempestivamente il sottoscritto per valutare le misure da adottare;
- in merito all'intervento si dovrà avere particolare attenzione nella gestione delle acque pluviali, le quali dovranno essere allontanate e portate su idonei ricettori naturali (canali o valleciole) e/o artificiali (condotte consortili), o in idonei sistemi di smaltimento, opportunamente calcolati e dimensionati, posizionati nella parte superficiale del sottosuolo;
- eventuale terreno di riporto dovrà essere sistemato con angoli di scarpata inferiori a 30°, in aree idonee e non soggette ad una erosione superficiale concentrata da parte delle acque meteoriche; riporti con inclinazioni maggiori dovranno essere sistemati con opere di sostegno adeguate (terre armate, opere di ingegneria naturalistica, biostuoie, ecc.), valutate e verificate caso per caso dal Progettista; riporti con quantità elevate di terreno dovranno essere verificati con una analisi di stabilità del sito di collocazione; si fa presente che per il riutilizzo del materiale di scavo naturale come "sottoprodotto" devono essere seguite le procedure della normativa attualmente vigente in merito alle "terre e rocce da scavo";
- in merito alle incertezze riguardo alla ricostruzione geologica riportate nei paragrafi precedenti, è necessario che il modello geologico ipotizzato venga verificato e convalidato dal sottoscritto al termine degli scavi; si consiglia di verificare in fase esecutiva il modello geologico nella parte a nord/nord-ovest del nuovo ampliamento, in quanto la presenza dell'attuale pavimentazione in calcestruzzo non ha permesso l'esecuzione di prove penetrometriche e di scavi;
- è necessario impostare le opere fondazionali nello **STRATO B** (*ghiaie sabbiose con matrice limo argillosa*); nell'ambito della realizzazione del progetto (ampliamento capannone) è utile che vengano analizzate la tipologia, le dimensioni e la base di appoggio delle strutture fondazionali dei manufatti esistenti, in modo da valutare una loro consolidazione e la possibile interazione con le nuove fondazioni; nel caso di approfondimento degli scavi al di sotto del piano di imposta delle fondazioni esistenti (silos attuali, edifici attuali, ecc..) è utile valutare un intervento di sottomurazione delle stesse (o consolidamento mediante micropali, ecc..); eventuali muri di sostegno progettati nelle sistemazioni esterne devono essere imbasati nello **STRATO B** e realizzati e progettati in conformità alle Nuove Norme

Tecniche per le Costruzioni (NTC 18);

- si consiglia inoltre di preparare a regola d'arte il piano di posa delle strutture fondazionali, in modo da non rimaneggiare e/o deteriorare il terreno di fondazione. E' utile regolarizzare e proteggere il piano di posa degli elementi strutturali di fondazione sistemando un geotessile (con funzione di miglioramento della capacità portante e di diffusione del carico su un'area più estesa) con sopra del conglomerato magro o altro materiale idoneo, il quale oltre ad evidenti vantaggi di pulizia dell'area di cantiere permette una diffusione del carico su di un'area più ampia di terreno. Le fondazioni dovranno essere poste ad una quota inferiore alla zona di cambiamento stagionale del volume di terreno, dovuto a gelo, disgelo, e crescita di piante;
- le indagini svolte e i dati raccolti sono validi per il progetto e l'area d'intervento specificati nella presente relazione [Figura 1]: qualsiasi modifica, di ubicazione e/o di progetto sostanziale, necessita di un nuovo studio.

VII.2 CONSIDERAZIONI SUGLI SCAVI

Per eventuali scarpate di sbancamento, a breve termine e prive di sovraccarichi, si suggeriscono delle inclinazioni sull'orizzontale (al piede della scarpata) uguali o inferiori a: 33° (H = 3 m = orizzontale, V = 2 m = verticale) nella *copertura limo-argillosa* e terreno di riporto eterogeneo (**STRATO A**), 50° (H = 2 m = orizzontale, V = 2,5 m = verticale) nello **STRATO B** (*ghiaie sabbiose con matrice limo argillosa*).

Eventuali scavi superiori a tali valori (o con presenza di sovraccarichi) dovranno essere opportunamente consolidati (per es. banchinaggio, sistemi di chiodatura della scarpata di scavo, paratia di micropali, ecc...), mediante idoneo progetto.

Per quanto attiene ai potenziali fenomeni di instabilità dei fronti di scavo, si pone in evidenza che è comunque necessario il rispetto delle seguenti norme sulla sicurezza:

- D.Lgs 81/2008, art. 118, comma 1: Nei lavori di splanteamento o sbancamento eseguiti senza l'impiego di escavatori meccanici, le pareti delle fronti di attacco devono avere una inclinazione o un tracciato tali, in relazione alla natura del terreno, da impedire franamenti. Quando la parete del fronte di attacco supera l'altezza di m 1,50, e' vietato il sistema di scavo manuale per scalzamento alla base e conseguente franamento della parete; comma 2: Quando per la particolare natura del terreno o per causa di piogge, di infiltrazione, di gelo o disgelo, o per altri motivi, siano da temere frane o scoscendimenti, deve essere provveduto all'armatura o al consolidamento del terreno.
- D.Lgs 81/2008, art. 119, comma 1: Nello scavo di pozzi e di trincee profondi più di m 1,50, quando la consistenza del terreno non dia sufficiente garanzia di stabilità, anche in relazione alla pendenza delle pareti, si deve provvedere, man mano che procede lo scavo, alla applicazione delle necessarie armature di sostegno.
- D.Lgs 81/2008, art. 120: E' vietato costituire depositi di materiali presso il ciglio degli scavi. Qualora tali

depositi siano necessari per le condizioni del lavoro, si deve provvedere alle necessarie puntellature.

- DM 17 01 18 "Norme tecniche sulle costruzioni", 6.8.6. (fronti di scavo): Per scavi in trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza di personale, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere prevista una struttura di sostegno delle pareti di scavo.

E' necessario non posizionare carichi e non transitare con i mezzi pesanti in prossimità del ciglio di scavo, e proteggere i fronti di scavo dalle precipitazioni meteoriche mediante teli impermeabili. Le prescrizioni geologiche sopracitate vanno adottate con prudenza ed attenzione in quanto il comportamento delle scarpate non è sempre prevedibile: sono quindi importanti le valutazioni del responsabile della sicurezza che, in fase esecutiva ed a scavi aperti, può rilevare particolari contesti locali di pericolo e verificare l'evoluzione delle condizioni dei fronti di scavo, intervenendo con conseguenti iniziative di sua competenza. E' consigliabile tenere gli scavi aperti il tempo strettamente necessario per la realizzazione delle opere grezze interrate di progetto e valutare, durante la fase di scavo ed esecutiva dei manufatti stessi, l'utilizzo di adeguate opere di allontanamento delle acque sotterranee eventualmente intercettate. E' necessario verificare la presenza, all'interno dell'area in fase di studio, di tubi e/o canali di scolo interrati di scarico delle acque meteoriche provenienti dalle zone a monte, che possano in qualsiasi modo creare futuri problemi alle opere di progetto.

APPENDICE A – Prove penetrometriche e foto

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SUPERPESANTE (DPSH)

La prova penetrometrica dinamica superpesante consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica del diametro di 50,8 mm, tramite la battitura da altezza di 75 cm di un maglio di 73 kg; durante la percussione viene misurato il numero di colpi necessario all'infissione ogni 30 cm (N_{30}). Lo strumento utilizzato è ampiamente standardizzato e facilmente correlabile alla prova SPT (Standard Penetration Test), simile per modalità, da cui è possibile ricavare i parametri geotecnici necessari a caratterizzare i terreni di fondazione.

Il numero dei colpi rilevato viene caricato su un programma che esegue:

- a) il diagramma dei colpi in funzione della profondità;
- b) il diagramma della resistenza dinamica in funzione della profondità;
- c) la tabulazione dei valori della resistenza dinamica.

Le caratteristiche del penetrometro usato sono le seguenti:

Peso massa battente	$M = 73,00 \text{ kg}$
Altezza caduta libera	$H = 0,75 \text{ m} = 75 \text{ cm}$
Peso sistema battuta	$M_s = 0,00 \text{ kg}$ (esclusa massa battente)
Diametro punta conica	$D = 50,8 \text{ mm} = 5,08 \text{ cm}$
Area base punta conica	$A = 20,27 \text{ cm}^2$
Angolo apertura punta	$\alpha = 60^\circ$
Lunghezza aste	$L_a = 1,50 \text{ m}$
Peso aste	$M_a = 9,7 \text{ kg/cad.}$
Profondità giunzione 1° asta	$P_1 = 1,20 \text{ m}$
Avanzamento punta	$\delta = 0,30 \text{ m} = 30 \text{ cm}$
Numero di colpi punta	$N = N_{30}$ (relativo ad un avanzamento $\delta = 30 \text{ cm}$)
Rivestimento	NO

Energia specifica per colpo $Q = (M \cdot H)/(A \cdot \delta) = 9 \text{ kg/cm}^2$ (prova SPT: $Q_{\text{SPT}} = 7,83 \text{ kg/cm}^2$)

Coeff. teorico di Energia $\beta_t = Q/Q_{\text{SPT}} = 1,15$ (teoricamente: $N_{\text{SPT}} = \beta_t \cdot N$)

La resistenza dinamica alla penetrazione di punta (R_{pd} in kg/cm^2), che è funzione del numero di colpi N , è possibile calcolarla, attraverso l'energia specifica per colpo, per mezzo della correlazione nota come "Formula degli Olandesi", riportata qui di seguito:

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

R_{pd} = resistenza dinamica alla punta M = peso massa battente (kg)

H = altezza di caduta (cm) e = penetrazione media per un colpo (cm) = δ/N

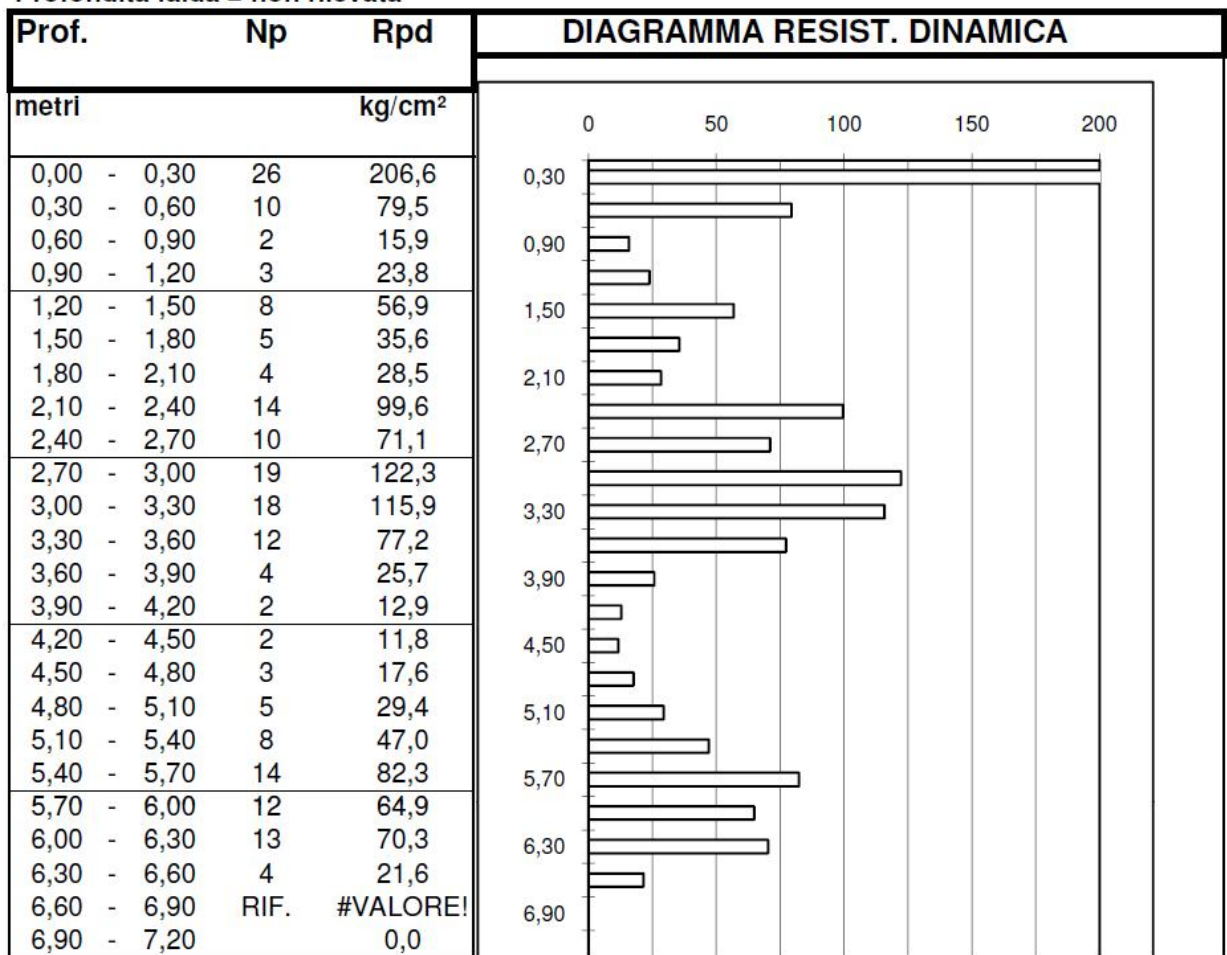
A = area punta (cm^2) P = peso totale aste e sistema di battuta (kg)

Per le prove eseguite con il rivestimento: $R_{pd} = M \cdot H / (A \cdot e) = \text{kg/cm}^2$

Un'ampia casistica ha permesso di ottenere delle relazioni empiriche che legano i valori rilevati con i valori della capacità portante, e con i valori di coesione o di angolo d'attrito del terreno attraversato (vedi **Appendice B**).

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA 1

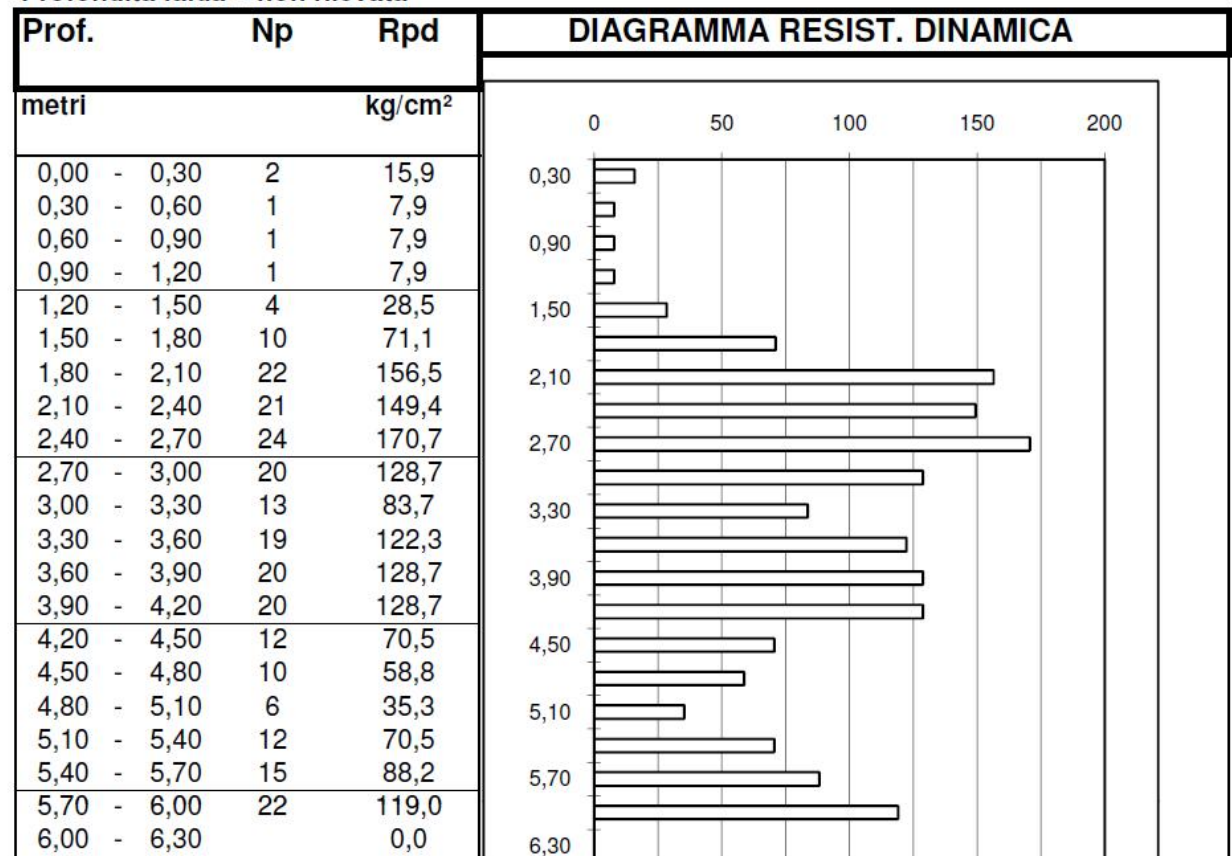
Profondità falda = non rilevata



Prova penetrometrica n.1 (effettuata in data 06.03.2014 e quotata a +0,39 m).

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA 2

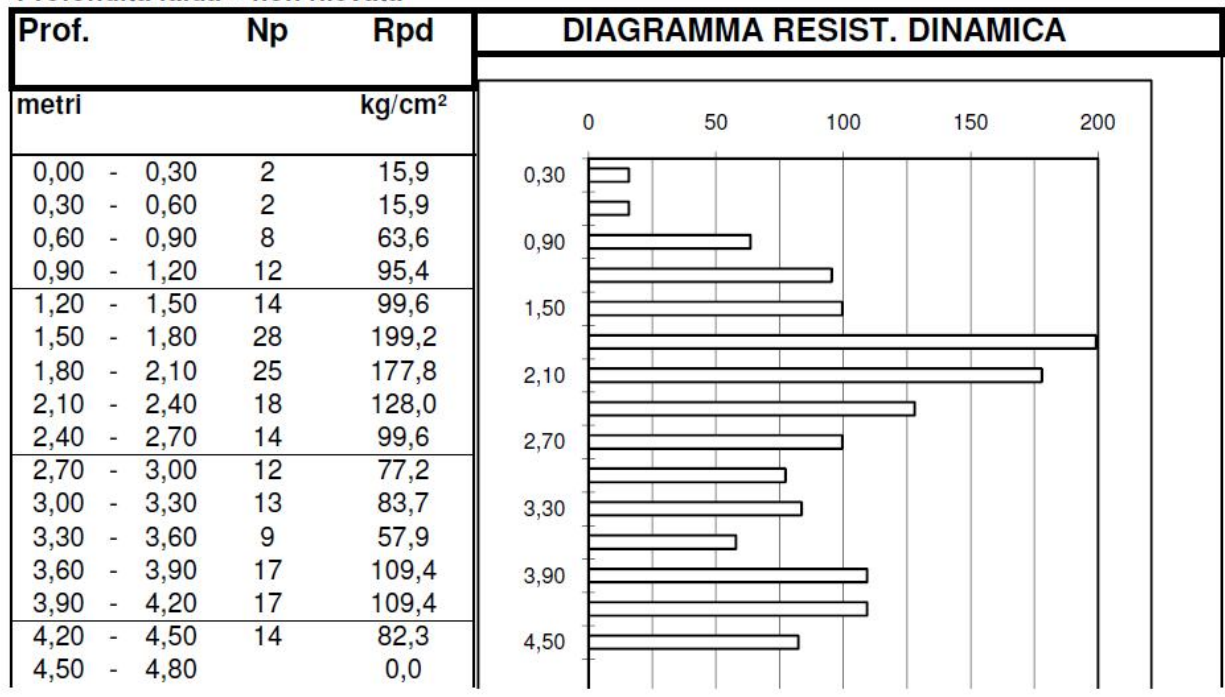
Profondità falda = non rilevata



Prova penetrometrica n.2 (effettuata in data 06.03.2014 e quotata a +0,25 m).

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA 5

Profondità falda = non rilevata



Prova penetrometrica n.5 (effettuata in data 06.03.2014 e quotata a -0,80 m).

APPENDICE B – Utilizzazione dei dati delle prove penetrometriche

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione sono stati utilizzati i risultati delle prove penetrometriche dinamiche superpesanti correlate alla Standard Penetration Test (SPT). Nel caso specifico, per la determinazione delle caratteristiche meccaniche, è stata utilizzata la correlazione tra N_{30} del penetrometro dinamico superpesante (DPSH – Meardi-AGI) ed il numero di colpi equivalente dello Standard Penetration Test (N_{SPT}), per la quale **$N_{30} = N_{SPT}/1,15$ [$N_{SPT} = 1,15 \cdot N_{30}$ (DPSH – Meardi-AGI)]**.

Questa correlazione tra N_{30} (colpi per 30 cm di penetrazione) ed N_{SPT} è stata ricavata dalla correlazione di LaCroix e Horn (1973) e da un rapporto tra gli studi effettuati da:

- Muromachi e Kobayashi (1982), i quali, utilizzando un penetrometro giapponese RTRI-HEAVY che rispecchia la procedura di riferimento ISSMFE per il DPSH (maglio 63,5 kg, caduta 0,75 m, punta diametro 50,8 mm), hanno ottenuto: $N_{30}(\text{DPSH})/N_{SPT} \approx 1,15$, $N_{SPT} \approx N_{30}(\text{DPSH})/1,15 \approx 0,87 \cdot N_{30}(\text{DPSH})$, e tenendo conto dell'influenza dell'attrito laterale, secondo gli autori, $N_{30}(\text{DPSH})/N_{SPT} \approx 1$.
- Tissoni (1987) e l'esperienza fatta dallo Studio Geotecnico Italiano, che mettono a confronto le prove penetrometriche SPT e quelle continue con penetrometro superpesante tipo Meardi-AGI (maglio 73,5 kg, caduta 0,75 m, punta diametro 50,8 mm), hanno ottenuto: $N_{30}(\text{DPSH})/N_{SPT} = 0,6$, $N_{SPT} \approx N_{30}(\text{DPSH})/0,6 \approx 1,6 \cdot N_{30}(\text{DPSH})$.

Il metodo proposto da LaCroix e Horn (1973) ha il vantaggio di poter considerare energie specifiche legate al tipo di attrezzatura utilizzata:

$$N_{SPT} = [(W \cdot H)/(6,2 \cdot D^2 \cdot L)] \cdot N$$

dove

W = peso del maglio (kg)

H = altezza di caduta (cm)

D = diametro del cono (cm)

L = penetrazione standard (cm)

N = numero di colpi misurato nella prova non standard

In questo caso con le caratteristiche del DPSH usato si ha:

$$N_{SPT} = [(73 \cdot 75)/(6,2 \cdot 5,08^2 \cdot 30)] \cdot N = 1,14 \cdot N_{30}(\text{DPSH})$$

Si sottolinea che il valore della costante di trasformazione considerato (**$N_{SPT} = 1,15 \cdot N_{30}$**) è puramente teorico e in quanto tale indicativo.

Dopo il passaggio da N_{DP} a N_{SPT} è necessario normalizzare i colpi a N_{60} che rappresenta il numero di colpi N corretto per l'energia di battuta standardizzata del 60% ricavato dalla formula:

$$N_{60} = N_{SPT} \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_S \cdot C_R$$

dove

C_E = correzione per il rapporto di energia (viene posto = 1)

C_B = correzione per il diametro del foro (viene posto = 1)

C_S = correzione per il metodo di campionamento (viene posto = 1)

C_R = correzione per la lunghezza delle aste che varia in base a:

Lunghezza aste sotto la testa di battuta (m)	C _R
3 ÷ 4	0,75
4 ÷ 6	0,85
6 ÷ 10	0,95
> 10	1
> 30	< 1

Il valore di N_{60} ottenuto va normalizzato per la pressione litostatica efficace, in modo da comparare prove eseguite a profondità diverse:

$$N_{1(60)} = N_{60} \cdot C_N$$

dove

C_N = coefficiente che per prende il seguente valore (Liao & Whitmann – 1986): $\sqrt{98,1/\sigma'_v}$

con σ'_v = tensione litostatica efficace (kPa)

La correzione C_N va applicata solo per il calcolo della densità relativa e dell'angolo d'attrito, non per il calcolo della resistenza al taglio non drenata e dei parametri di deformabilità. Il valore di C_N nell'applicazione pratica non può essere superiore a 2 e preferibilmente non deve essere superiore a 1,5. L'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche può essere condotta attraverso:

- 1- risalire dai valori N_{DP} ai valori di N_{SPT} e applicare le correlazioni note per la prova SPT;
- 2- calcolare dalla prova penetrometrica dinamica la resistenza dinamica (Rpd) e da questa risalire alla resistenza di punta q_c propria della prova penetrometrica statica, applicando quindi le correlazioni proprie della prova CPT; la sovrapposizione fra q_d (Rpd) e q_c è buona se il valore di q_d (Rpd) è derivato da prove tipo DPSH eseguite con il rivestimento (Togliani, 2002).

I parametri ricavati si devono considerare indicativi per una prima caratterizzazione geotecnica del terreno investigato: non sostituiscono quelli ottenuti da prove di laboratorio.

DENSITA' RELATIVA (correlazione N_{SPT} e D_R)

- relazione di Terzaghi e Peck (1948, 1967); relazione di Skempton (1986)

$N_{1(60)}$	D_R (%)	Addensamento
0-3	0-15	Molto sciolto
3-8	15-35	Sciolto
8-25	35-65	Mediamente addensato
25-42	65-85	Addensato
42-58	85-100	Molto addensato

$$D_R (\%) = 100 \sqrt{N_{1(60)}/60} \quad [D_{R1}]$$

La relazione sopra riportata è valida per le sabbie da fini a grossolane, per qualunque valore di pressione efficace, in depositi normalmente consolidati. Nel caso di depositi ghiaiosi il valore D_R (%) viene sovrastimato, nel caso di depositi limosi viene sottostimato.

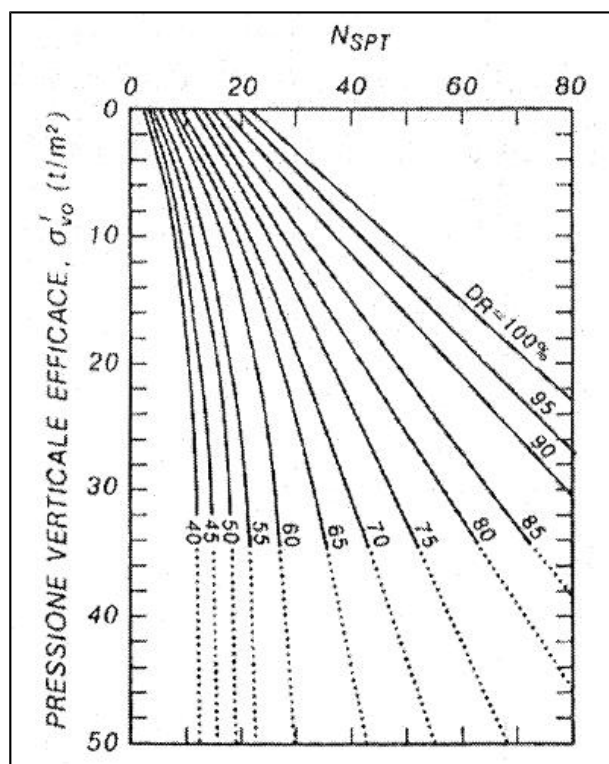
- relazione di Meyerhof (1957); relazione di Gibbs e Holtz (1957)

$$D_R (\%) = 21 \sqrt{N/(0,7 + \sigma'_v/98)} \quad [D_{R2}]$$

σ'_v = tensione litostatica efficace a metà strato (kPa)

$N = N_{SPT}$ = numero di colpi medio misurato nello strato

Generalmente si hanno valori in eccesso rispetto agli altri metodi nei primi metri di approfondimento della prova.



Relazione tra N_{SPT} e densità relativa (D_R) delle sabbie (Gibbs e Holtz, 1957)

La relazione sopra riportata è valida per sabbie pulite da fini a grossolane, quarzose normalmente consolidate, non cementate, moderatamente compressibili, per qualunque valore di pressione efficace. Nel caso di depositi ghiaiosi il valore D_R (%) viene sovrastimato, nel caso di depositi limosi viene sottostimato.

- relazione di Schultze e Menzenbach (1961)

$$\ln D_R (\%) = 0,478 \ln (N_{60}) - 0,262 \ln (\sigma'_v) + 2,84 \quad [D_{R3}]$$

$$D_R (\%) = e^{0,478 \ln(N_{60}) - 0,262 \ln(\sigma'_v) + 2,84}$$

σ'_v = tensione litostatica efficace a metà strato (kg/cmq)

N_{60} = numero di colpi medio N_{SPT} misurato nello strato corretto per l'energia di battuta standardizzata del 60%

La relazione sopra riportata è valida per le sabbie da fini a ghiaiose, per qualunque valore di pressione efficace, in depositi normalmente consolidati. Nel caso di depositi ghiaiosi il valore D_R (%) viene sovrastimato, nel caso di depositi limosi viene sottostimato.

- relazione di Bazaraa e Peck (1967)

$$D_R (\%) = \sqrt{N_{60}/20} (1 + 0,04 \sigma'_v) \text{ per } \sigma'_v \leq 75 \text{ kPa} \quad [D_{R4}]$$

$$D_R (\%) = \sqrt{N_{60}/20} (3,24 + 0,01 \sigma'_v) \text{ per } \sigma'_v > 75 \text{ kPa} \quad [D_{R4}]$$

σ'_v = tensione litostatica efficace a metà strato (kPa)

N_{60} = numero di colpi medio N_{SPT} misurato nello strato corretto per l'energia di battuta standardizzata del 60%

La relazione sopra riportata è valida per le sabbie a prevalenza di silicati. Il loro utilizzo in

sabbie più frantumabili e comprimibili come le sabbie calcaree o persino sabbie silicee contenenti una quantità non trascurabile di materiali fini, può portare ad una sottostima del valore D_R (%).

ANGOLO DI ATTRITO

- relazione di Schmertmann (1975)

$$\phi' = \tan^{-1} [N_{60}/(12,2 + 20,3 \sigma'_v/98,1)]^{0,34} \quad [\phi'_1]$$

σ'_v = tensione litostatica efficace a metà strato (kPa)

- relazione di Hatanaka e Uchida (1996)

$$\phi' = 20 + \sqrt{(15,4 \times N_{1(60)})} \quad [\phi'_2]$$

- relazione di Wolff (1989)

$$\phi' = 27,1 + (0,3 \times N_{1(60)}) - [0,00054 \times (N_{1(60)})^2] \quad [\phi'_3]$$

- relazione del "Road Bridge Specification"

$$\phi' = \sqrt{(15 \times N_{SPT})} + 15 \quad [\phi'_4]$$

N_{SPT} = numero di colpi medio misurato nello strato

Il metodo è valido per sabbie fini o limose e trova le sue condizioni ottimali di applicabilità per profondità di prova superiori a 8-10 m, per terreni sopra falda e superiori a 15 m per terreni in falda.

- relazione del "Japanese National Railway"

$$\phi' = (0,3 \times N_{SPT}) + 27 \quad [\phi'_5]$$

N_{SPT} = numero di colpi medio misurato nello strato

Il metodo è valido per sabbie medie-grosse fino a sabbie ghiaiose e trova le sue condizioni ottimali di applicabilità per profondità superiori a 8-10 m nel caso di terreni sopra falda e di 15 m per terreni immersi in falda.

- relazione di Owasaki & Iwasaki (1982)

$$\phi' = \sqrt{(20 \times N_{SPT})} + 15 \quad [\phi'_6]$$

N_{SPT} = numero di colpi medio misurato nello strato

Il metodo è valido per sabbie da medie a grossolane fino a debolmente ghiaiose e trova le sue condizioni ottimali di applicabilità per profondità di prova superiori a 8-10 m per terreni sopra falda e superiori a 15 m per terreni in falda.

- relazione di Peck-Hanson e Thornburn

$$\phi' = 27,2 + 0,28 \times N_{SPT} \quad [\phi'_7]$$

N_{SPT} = numero di colpi medio misurato nello strato

Il metodo è valido per le sabbie in genere e trova le sue condizioni ottimali di applicabilità per profondità di prova inferiori a 5 m per terreni sopra falda e inferiori a circa 8 m per terreni in falda.

RESISTENZA AL TAGLIO NON DRENATA

I parametri che si ricavano per i terreni coesivi dalle prove penetrometriche dinamiche devono essere trattati con grande cautela e le relativi correlazioni devono essere considerate solo INDICATIVE. Ci si può orientare nella scelta dei valori di c_u ($= S_u$) proposti di seguito considerando che:

- nessuna correlazione tiene conto delle pressioni efficaci e del grado di sovraconsolidazione ($OCR = \sigma'_p / \sigma'_v = i$ depositi che durante la loro storia sono stati assoggettati a tensioni σ'_p superiori alla tensione attuale σ'_v , sono definiti sovraconsolidati);
- i metodi si applicano ad argille non sensitive ($S_t = c_u/c_{ur} < 2$, rapporto tra coesione non drenata campione indisturbato ed il corrispondente valore che si ottiene dopo il rimaneggiamento, a parità di contenuto d'acqua) e portano ad una sotto stima di c_u , nel caso di materiali con elevato indice di sensibilità (S_t);
- vista la non trascurabile dispersione dei dati, i metodi vanno applicati con prudenza e solo per stime di primo riferimento.

- relazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$c_u = 0,067 \times N_{SPT} \text{ [kg/cmq]} \text{ [c}_{u1}]$$

N_{SPT} = numero di colpi medio misurato nello strato

Il metodo è valido per argille di media plasticità (I_p = indice di plasticità = $w_L - w_p$ = indica il campo di contenuto d'acqua nel quale il terreno è allo stato plastico).

Oppure:

$$c_u = 6,4 \times N_{60} \text{ [kPa]} \text{ [c}_{u1}]$$

N_{60} = numero di colpi medio N_{SPT} misurato nello strato corretto per l'energia di battuta standardizzata del 60%

- relazione di Stroud e Butler (1975)

$$c_u = 4 \times N_{SPT} \div 6 \times N_{SPT} \text{ [kPa]} \quad \text{per } N_{SPT} > 5 \text{ [c}_{u2}]$$

$$c_u = 5 + (7,5 \times N_{SPT}) \text{ [kPa]} \quad \text{per } N_{SPT} < 5 \text{ [c}_{u2}]$$

N_{SPT} = numero di colpi medio misurato nello strato

Il metodo è valido per argille di media plasticità (I_p = indice di plasticità = $w_L - w_p$ = indica il campo di contenuto d'acqua nel quale il terreno è allo stato plastico).

- relazione di Sowers (1968)

$$c_u = 7,26 \times N_{60} \text{ [kPa]} \text{ [c}_{u3}]$$

N_{60} = numero di colpi medio N_{SPT} misurato nello strato corretto per l'energia di battuta standardizzata del 60%

- relazione di Hara et al. (1974)

$$c_u = 28,4 \times (N_{60}^{0,72}) \text{ [kPa]} \text{ [c}_{u4}]$$

N_{60} = numero di colpi medio N_{SPT} misurato nello strato corretto per l'energia di battuta standardizzata del 60%

- relazione di Bruschi (2004)

$$c_u = 6,5 \times N_{60} \text{ [kPa]} \text{ [c}_{u5}]$$

N_{60} = numero di colpi medio N_{SPT} misurato nello strato corretto per l'energia di battuta standardizzata del 60%

APPENDICE C – Sondaggi con escavatore

SCAVO 1 (eseguito in data 25.02.2014)



ESECUZIONE TRINCEA



TRINCEA

CUMULO



STRATIGRAFIA DEL TERRENO

PROFONDITA' DAL P.C. (m)	DESCRIZIONE
0,00 – 1,30	materiale limo-argilloso e di riporto eterogeneo
1,30 – 2,00	ghiaie sabbiose limo-argillose

NOTE: PIANO CAMPAGNA ATTUALE (quota +0,34 m)
 FALDA NON RISCONTRATA
 VERTICALITA' SCAVO MANTENUTA A BREVE TERMINE

SCAVO 2 (eseguito in data 25.02.2014)



ESECUZIONE TRINCEA



TRINCEA



CUMULO

STRATIGRAFIA DEL TERRENO

PROFONDITA' DAL P.C. (m)	DESCRIZIONE
0,00 – 1,20	Terreno di copertura limo-argilloso
1,20 – 2,30	ghiaie sabbiose limo-argillose

NOTE: PIANO CAMPAGNA ATTUALE (quota +0,05 m)
FALDA NON RISCONTRATA
VERTICALITA' SCAVO MANTENUTA A BREVE TERMINE

SCAVO 3 (eseguito in data 25.02.2014)



ESECUZIONE TRINCEA

CUMULO



TRINCEA

STRATIGRAFIA DEL TERRENO

PROFONDITA' DAL P.C. (m)	DESCRIZIONE
0,00 – 0,50	Terreno di copertura limo-argilloso
0,50 – 1,60	ghiaie sabbiose limo-argillose

NOTE: PIANO CAMPAGNA ATTUALE (quota -0,64 m)
FALDA NON RISCONTRATA
VERTICALITA' SCAVO MANTENUTA A BREVE TERMINE

APPENDICE D – Indagini geofisiche

Il giorno 25 febbraio 2014 è stata condotta la presente campagna d'indagine geofisica nella zona di realizzazione del progetto in esame per la caratterizzazione sismica dei terreni sede dell'intervento di progetto.

Al fine di caratterizzare, dal punto di vista sismico, il sottosuolo dell'area in esame sono stati utilizzati i metodi di prospezione sismica **Re.Mi. (Refraction Microtremor)** e **H.V.S.R. (Horizontal to Vertical Spectral Ratio)**, due metodologie che consentono di ottenere un modello verticale delle Vs, a partire dalle modalità di propagazione delle onde di superficie, in particolare le onde di Rayleigh, e non attraverso quelle di volume come invece accade per i metodi propri della sismica più tradizionale. Inoltre, la tecnica di Nakamura (HVSr) permette di stimare le frequenze fondamentali di risonanza del terreno, indispensabili per una corretta progettazione antisismica. In particolare, sono state effettuate:

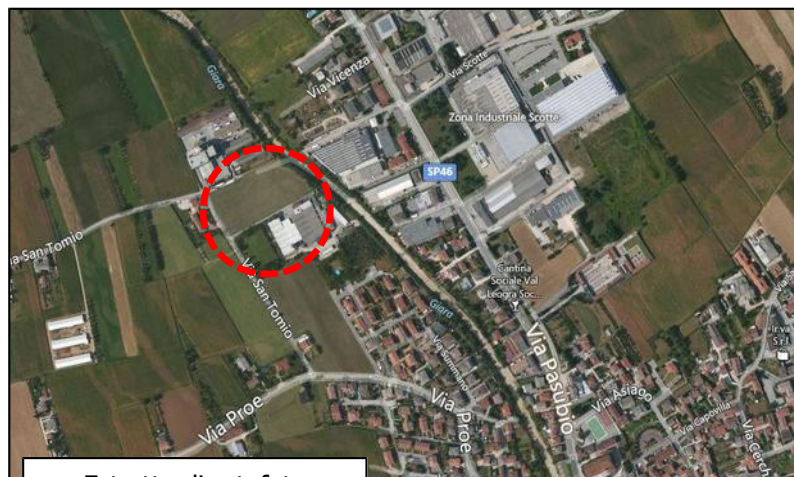
- **n°1 prospezione sismica con tecnica passiva Re.Mi. (Refraction Microtremor)** sviluppata in un *array* lineare con n°16 geofoni a 4.5 Hz ad asse verticale per la ricostruzione sismo - stratigrafica del sottosuolo e per l'assegnazione della categoria del sottosuolo di fondazione ($V_s,30$) come espressamente richiesto dalla normativa vigente (*Norme Tecniche sulle Costruzioni – D.M. 14/01/2008*);
- **n°1 registrazione di rumore sismico ambientale a stazione singola con elaborazione H.V.S.R. (Horizontal to Vertical Spectral Ratio)** per individuare le frequenze di risonanza del terreno al fine di eseguire una corretta progettazione sismica delle strutture.

L'ubicazione esatta delle prospezioni sismiche effettuate *in situ* è riportata nelle figure esposte nelle pagine seguenti (*Fig. A – Ubicazione prove in situ*).

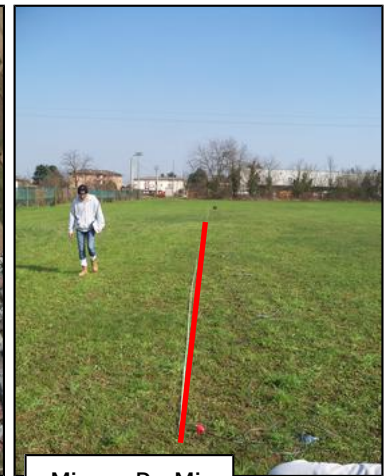
Indagine sismica di tipo passivo in *array* (Re.Mi.)

È noto che la propagazione delle onde, nel caso di mezzi stratificati e trasversalmente isotropi, avviene in maniera diversa rispetto al caso di mezzi omogenei; non esiste più un'unica velocità ma ogni frequenza è caratterizzata da una diversa velocità di propagazione a sua volta legata alle varie lunghezze d'onda. Queste interessano il terreno a diverse profondità e risultano influenzate dalle caratteristiche elastiche, appunto variabili con la profondità. Questo comportamento viene definito **dispersione in frequenza** ed è fondamentale nello sviluppo dei metodi sismici che utilizzano le onde di superficie. Ovviamente le lunghezze d'onda più grandi corrispondono alle frequenze più basse e vanno ad interessare il terreno più in profondità; al contrario, le lunghezze d'onda più piccole, poiché sono associate alle frequenze più alte, rimangono nelle immediate vicinanze della superficie. I metodi di prospezione sismica che utilizzano le onde di superficie si basano su modelli fisico – matematici nei quali il sottosuolo viene schematizzato come una serie di strati con caratteristiche elastiche lineari. La procedura Re.Mi. è un metodo di prospezione sismica sviluppato presso l'Università di Reno in Nevada (Louie, 2001) e viene classificato come metodo passivo in quanto utilizza il rumore ambientale.

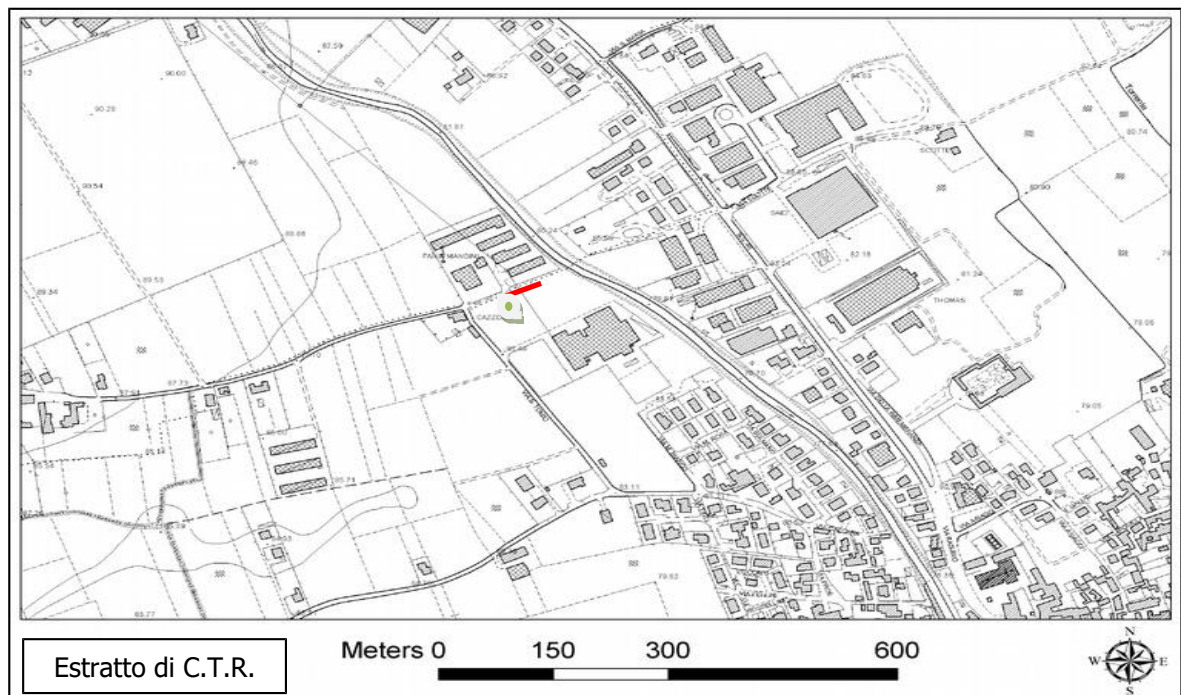
I vantaggi promossi da questo metodo sono molteplici: è molto veloce e semplice da usare in fase di acquisizione, raggiunge una buona profondità e risoluzione d'indagine ma soprattutto permette di ottenere migliori risultati in ambienti particolarmente urbanizzati.



Estratto di ortofoto



Misura Re.Mi.



Estratto di C.T.R.



Misura H.V.S.R.

Legenda:

-  Indagine sismica passiva in array (Re.Mi.)
-  Indagine sismica passiva a stazione singola (H.V.S.R.)

Fig. A – Ubicazione prove in situ

La fase di acquisizione deve essere effettuata con una serie di accorgimenti e precauzioni da prendere in sito e nella pianificazione della registrazione. Tutto è finalizzato alla registrazione di dati contenenti la miglior informazione possibile riguardo alla propagazione delle onde di Rayleigh con buon rapporto segnale - rumore.

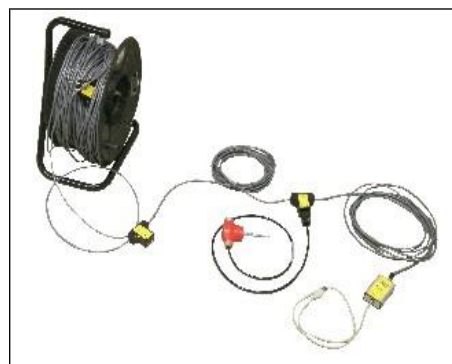
Il rumore incoerente, cioè di tipo casuale, nel caso Re.Mi. rappresenta la fonte del segnale utile che si vuole registrare. I microtremori generati dall'ambiente si propagano nel suolo e di questi si cerca di distinguere il modo fondamentale di vibrazione dell'onda di Rayleigh da quelli superiori e dall'aliasing spaziale. C'è, in questo caso, la necessità di soddisfare la condizione di "omnidirezionalità" delle sorgenti, cioè si suppone che il rumore ambientale provenga sostanzialmente da tutte le direzioni.

I tempi di registrazione dei microtremori sono decisamente più elevati rispetto alle indagini di tipo attivo. La registrazione sarà analizzata in finestre temporali che variano dai 10 ai 30 secondi. Sono da considerare la lunghezza dello stendimento L e la distanza intergeofonica Δx . Quest'ultima agisce sul segnale come una specie di filtro in frequenza. Supponendo, infatti, che il segnale arrivi da tutte le direzioni, maggiore è la spaziatura, minore sarà la frequenza del segnale utile campionabile e viceversa. Se la frequenza è più bassa aumenta la profondità d'indagine. La fase più delicata è quella del *data processing*, che consiste nel trattamento dei dati acquisiti con l'obiettivo di stimare la velocità di fase delle onde di Rayleigh (V_r) che sono correlabili con le velocità V_s di propagazione delle onde S ($V_s \approx 1,1 V_r$).

Le varie tecniche di processing trasformano l'informazione registrata nel dominio $x - t$ (spazio tempo), in un dominio dove l'energia associata all'evento è funzione della frequenza e di altre variabili. Tutto questo allo scopo, attraverso lo spettro, di localizzare la densità di energia maggiore, alla quale sono di solito associate le onde di Rayleigh. Con procedura manuale vengono selezionati dei punti sullo spettro, che andranno a formare la curva di dispersione sperimentale. La scelta di questi valori, denominata *picking*, è condizionata da alcune indicazioni ma è imprescindibile dall'abilità e dall'esperienza dell'interprete anche in base ad altre conoscenze in merito al sito in esame.

Il sampling rate utilizzato è stato di 512 Hz in modo da ottenere un elevato dettaglio del segnale. La durata (lunghezza temporale) del segnale registrato è stato di circa 6 minuti. Il software utilizzato per l'analisi spettrale è [Grilla v.6.4 beta release 2014](#).

Data la necessità di analizzare con elevato dettaglio le basse frequenze (tipicamente anche al di sotto dei 10 Hz), sono stati utilizzati n°16 geofoni verticali a 4.5 Hz uniti in un *array* lineare totalmente digitale (*SoilSpy Rosina*). Ogni geofono è munito di un digitalizzatore che converte il segnale e lo trasmette al



sismografo tramite un'interfaccia USB. Tale sistema permette di avere elevati rapporti di rumore, un perfetto sincronismo e una estrema leggerezza. La spaziatura utilizzata tra i geofoni è stata di 2 m quindi la lunghezza complessiva del profilo è risultata essere di 30 m. Non sono presenti sostanziali variazioni di quota e quindi il sito può essere considerato orizzontale.

Per una corretta ricostruzione sismica del sottosuolo e una buona stima delle onde V_s è necessario adottare una modellizzazione numerica che può essere rappresentata dalla seguente equazione:

$$\hat{v}_s = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{v_i}} \quad [D.1]$$

dove:

Vs = valore di velocità delle onde di taglio [m/s];
H = profondità alla quale si desidera stimare Vs [m] (30 m in caso di Vs₃₀);
h_i = spessore dello strato i – esimo [m];
v_i = velocità delle onde Vs all'interno dello strato i – esimo [m/s].

In via puramente indicativa, al fine di correlare le velocità delle onde di taglio ad un tipo di suolo, si riportano i valori tabulati da Borchardt (1992; 1994) assieme a quelli ottenuti sperimentalmente in diversi ambienti sedimentari da altri autori (Budny, 1984; Ibs von Seht e Wohlenberg, 1999; Delgado et al., 2000 a, b; Parolai et al., 2002; Scherbaum et al., 2003; D'Amico et al., 2004, 2006; Hinzen et al., 2004).

TIPO DI SUOLO	Vs min [m/s]	Vs media [m/s]	Vs max [m/s]
ROCCE MOLTO DURE (es. rocce metamorfiche molto - poco fratturate)	1400	1620	-
ROCCE DURE (es. graniti, rocce ignee, conglomerati, arenarie e argilliti, da mediamente a poco fratturate).	700	1050	1400
SUOLI GHIAIOSI e ROCCE DA TENERE A DURE (es. rocce sedimentarie ignee tenere, arenarie, argilliti, ghiaie e suoli con > 20% di ghiaia).	375	540	700
ARGILLE COMPATTE e SUOLI SABBIOSI - GHIAIOSI (es. ghiaie e suoli con < 20% di ghiaia, sabbie da sciolte a molto compatte, limi e argille sabbiose, argille da medie a compatte e argille limose).	200	290	375
TERRENI TENERI (es. terreni di riempimento sotto falda, argille da tenere a molto tenere).	100	150	200

Indagine sismica di tipo passivo a stazione singola (H.V.S.R.)

La tecnica sismica passiva (tecnica dei rapporti spettrali o H.V.S.R., Horizontal to Vertical Spectral Ratio) è totalmente non invasiva, molto rapida, si può applicare ovunque e non richiede nessun tipo di perforazione, né di stendimenti di cavi, né di energizzazione esterne diverse dal rumore ambientale che in natura esiste ovunque. I risultati che si possono ottenere da una registrazione di questo tipo sono:

1. la frequenza caratteristica di risonanza del sito che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale. Si dovranno adottare adeguate precauzioni nel costruire edifici aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno per evitare l'effetto di "doppia risonanza" estremamente pericolosi per la stabilità degli stessi;
2. 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 (*free field*) e capire se in caso di sisma la struttura potrà essere o meno a rischio;
3. la velocità media delle onde di taglio Vs 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, ecc.) e riconoscibile nella curva H/V. Sarà quindi possibile calcolare la Vs₃₀ e la relativa categoria di sottosuolo come esplicitamente richiesto dalle *Norme Tecniche per le Costruzioni del 14 gennaio 2008*.
4. 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 presente tecnica, 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.

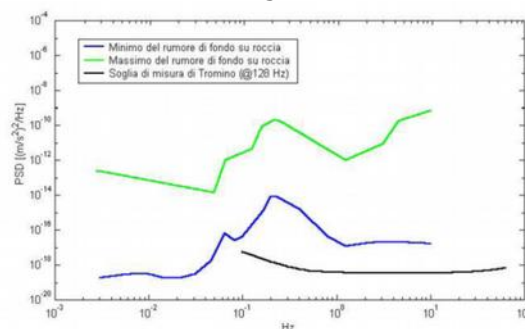
Le basi teoriche della tecnica HVSR si rifanno in parte alla sismica tradizionale (riflessione, rifrazione, diffrazione) e in parte alla teoria dei microtremori. La forma di un'onda registrata in un sito x da uno strumento dipende:

- dalla forma dell'onda prodotta dalla sorgente s ;
- dal percorso dell'onda dalla sorgente s al sito x (attenuazioni, riflessioni, rifrazioni, incanalamenti per guide d'onda);
- dalla risposta dello strumento.

Possiamo scrivere questo come:

*segnale registrazione al sito x = sorgente * effetti di percorso * funzione trasferimento strumento*

Il rumore sismico ambientale, presente ovunque sulla superficie terrestre, è generato dai fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) e dall'attività antropica oltre che, ovviamente, dall'attività dinamica terrestre. Si chiama anche *microtremore* poiché riguarda oscillazioni molto piccole, molto più piccole di quelle indotte dai terremoti. I metodi che si basano sulla sua acquisizione si dicono passivi in quanto il rumore non è generato *ad hoc*, come ad esempio le esplosioni della sismica attiva. Nel tragitto dalla sorgente s al sito x le onde elastiche (sia di terremoto che microtremore) subiscono riflessioni, rifrazioni, intrappolamenti per fenomeni di guida d'onda, attenuazioni che dipendono dalla natura del sottosuolo attraversato. Questo significa che se da un lato l'informazione riguardante la sorgente è persa e non sono più applicabili le tecniche della sismica classica, è presente comunque una parte debolmente correlata nel segnale che può essere estratta e che contiene le informazioni concernenti il percorso del segnale e, in particolare, relative alla struttura locale vicino al sensore. Dunque, anche il debole rumore sismico, che tradizionalmente costituisce la parte di segnale scartata dalla sismologia classica, contiene informazioni. Questa informazione è però "sepolta" all'interno del rumore casuale e può essere estratta attraverso tecniche opportune. Una di queste tecniche è la teoria dei rapporti spettrali o, semplicemente, HVSR che è in grado di fornire stime affidabili delle frequenze principali del sottosuolo; informazione di notevole importanza nell'ingegneria sismica. Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un tromometro digitale della ditta Micromed S.r.l. modello "Tromino - engy" che rappresenta la nuova generazione di strumenti ultra - leggeri e ultra - compatti in alta risoluzione adatti a tali misurazioni. Lo strumento racchiude al suo interno tre terne velocimetriche con i sensori ortogonali tra loro e con intervallo di frequenza compreso tra 0.1 e 256 Hz. Nella figura a fianco si riporta la curva di rumore di "Tromino" a confronto con i modelli standard di rumore sismico massimo (in verde - sopra) e minimo (in blu - in mezzo) per la Terra. Gli spettri di potenza sono espressi in termini di accelerazione e sono relativi alla componente verticale del moto.



EVOLUZIONE NORMATIVA E CENNI DI INGEGNERIA SISMICA

La storia della classificazione sismica Italiana comincia dopo il terribile terremoto di Reggio Calabria e Messina del 1908 (XI grado MCS) che provocò la morte di circa 80.000 persone. In seguito a questo evento ci fu un deciso impegno dello Stato a tradurre in legge le conoscenze scientifiche e tecniche sulle costruzioni sino ad allora maturate. Fu così emanato il Regio decreto n°193 [1909] nel quale è contenuta la prima classificazione sismica del territorio Italiano. Negli anni a seguire si continuò ad aggiornare la normativa tecnica ampliando la classificazione in base alle zone colpite da eventi sismici. Nel 1962 fu pubblicata la Legge n°1684, in seguito ai terremoti di Carnia (1956), Valle del Velino (1961) e Irpinia (1962) dove, per la prima volta, si prescrisse l'applicazione delle norme sismiche ai comuni "*soggetti a intensi movimenti sismici*" e non solo a quelli colpiti dal terremoto. In seguito ai terremoti dei Monti Nebroli (1967), della Valle del Belice (1968) e di Tuscania (1971), fu emanata la Legge n°64 [1974], che costituisce una pietra miliare nel panorama della normativa sismica poiché stabilì che la classificazione sismica dovesse procedere sulla base di comprovate motivazioni tecniche scientifiche.

La promulgazione dell'Ordinanza P.C.M. n°3274 del 20/3/2003 e successive modifiche ed integrazioni ha determinato sul panorama nazionale un grande rinnovamento sul fronte della normativa tecnica in zona sismica, rappresentata fino ad allora dai contenuti del D.M. 16 gennaio 1996. La principale novità introdotta dall'O.P.C.M. n°3274 è l'abbandono del carattere puramente prescrittivo e convenzionale che caratterizzava le norme tecniche di vecchia concezione, come il D.M. 16/01/1996, per abbracciare un'impostazione puramente prestazionale, in cui gli obiettivi della progettazione e quindi il livello di sicurezza sono esplicitamente dichiarati, a seconda della risposta sismica attesa per la struttura e il sito di costruzione, per un prefissato livello di severità dell'azione sismica.

Le attuali norme tecniche per le costruzioni (N.T.C. D.M. - 17 gennaio 2018) ereditano gran parte dei contenuti dell'O.P.C.M. n°3274 in merito alla progettazione in zone sismiche; tuttavia rispetto a quest'ultimo documento sono anche stati apportati importanti cambiamenti, di cui forse il più rilevante riguarda la definizione dell'**azione sismica**.

Per comprendere pienamente il significato della nuova normativa è necessario rifarsi al concetto di **risposta sismica locale**. Dal punto di vista strettamente fisico, per effetto di sito (risposta sismica locale) s'intende l'insieme delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza che un moto sismico, relativo ad una formazione rocciosa di base (R), subisce attraversando gli strati di terreno sovrastanti fino alla superficie (S). Nel presente lavoro si sfrutterà la teoria di Nakamura che relaziona lo spettro di risposta del substrato roccioso (rapporto spettrale $H/V = 1$) con quello effettivamente misurato in superficie.

Il moto sismico è amplificato in corrispondenza di determinate frequenze che corrispondono alle frequenze naturali f_n di vibrazione del deposito:

$$f_n = 1 / T_n = (V_s * (2n - 1)) / (4 * H) \quad \text{con } n = 1, 2, \dots, \quad [D.2]$$

mentre risulta ridotto di amplificazione alle frequenze elevate a causa dello smorzamento del terreno. Di particolare importanza è la prima frequenza naturale di vibrazione del deposito, denominata frequenza fondamentale di risonanza:

$$f_1 = 1 / T_1 = V_s / 4H \quad [D.3]$$

E' quindi necessario porre estrema attenzione a fenomeni di "doppia risonanza", cioè la corrispondenza tra le frequenze fondamentali del segnale sismico così come trasmesso in superficie e quelle dei manufatti ivi edificati in quanto le azioni sismiche su di essi sarebbero, a dir poco, gravose.

Dal punto di vista empirico, è noto che la frequenza di risonanza di un edificio è governata principalmente dall'altezza e può essere pertanto calcolata, in prima approssimazione, secondo la formula (cfr. es. Pratt):

$$\text{freq. naturale edificio} \approx 10 \text{ Hz} / \text{numero piani.} \quad [\text{D.4}]$$

E' la coincidenza di risonanza tra terreno e struttura:

$$\text{freq. naturale edificio} \approx \text{freq. fondamentale di risonanza del sito} \quad [\text{D.5}]$$

ad essere particolarmente pericolosa, poiché da luogo alla massima amplificazione e deve quindi essere oggetto di studi approfonditi.



ANALISI SISMICA DI SITO E DEFINIZIONE CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Risultati ottenuti dalle indagini sismiche effettuate

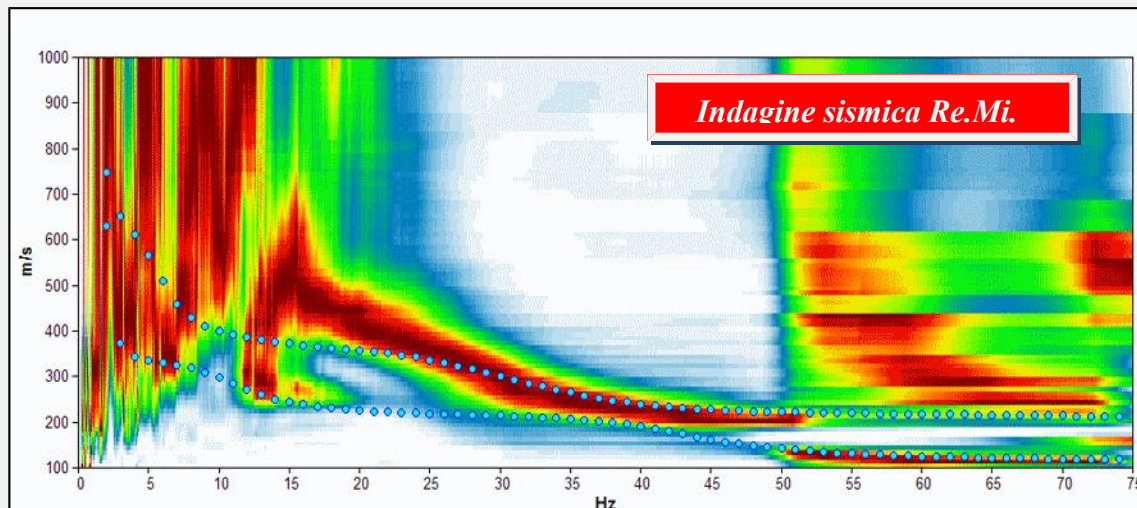
L'utilizzo incrociato delle due tecniche sismiche ha permesso di ottenere un modello sismo - stratigrafico del sottosuolo robusto e affidabile in corrispondenza della zona d'interesse. L'indagine Re.Mi. ha individuato le discontinuità sismiche superficiali e stimato le velocità di propagazione delle onde S mentre la prospezione passiva a stazione singola (H.V.S.R.), tramite inversione congiunta, ha stimato il grado di rigidità della copertura profonda e del *bedrock geofisico*. Inoltre, la misura H.V.S.R. ha determinato le frequenze di risonanza di sito cioè i valori di frequenza attesi in superficie in occasione di evento sismico.

L'attendibilità del modello sismo-stratigrafico desunto è da considerarsi elevata poiché la coerenza del segnale è buona e lo spettro di velocità è ben definito nel modo fondamentale in tutti i valori di frequenza campionati. Il programma di elaborazione utilizzato permette di considerare non solo il modo fondamentale ma, una volta individuati, anche i modi superiori di vibrazione per vincolare con maggior attendibilità la ricostruzione sismo - stratigrafica del sottosuolo.

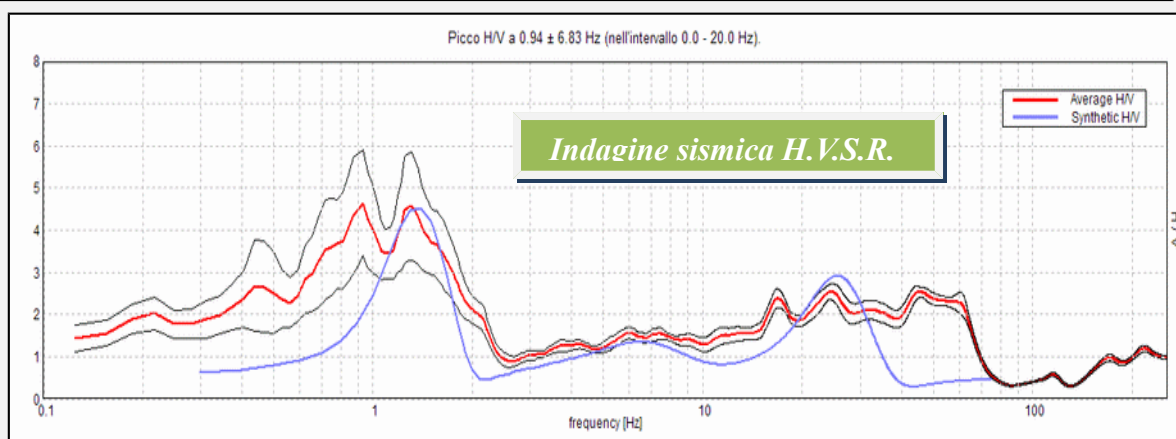
La ricostruzione sismo - stratigrafica di sito ha evidenziato la presenza di una copertura poco addensata fino a circa 1,2 m dal p.c. locale caratterizzata da una V_s di circa 120 m/s mentre per valori di profondità maggiori il grado di rigidità diventa più elevato ($V_s \approx 250$ m/s; vedi *modello sismo - stratigrafico interpretativo* riportato a seguire).

Si segnala un aumento della velocità di propagazione delle onde di taglio ($V_s \approx 380$ m/s) a circa 9 m dal p.c. locale; il *bedrock geofisico* ($V_s \approx 900$ m/s), inteso come quel materiale che presenta una $V_s \geq 800$ m/s, è posizionato a circa 74 m dal p.c. locale.

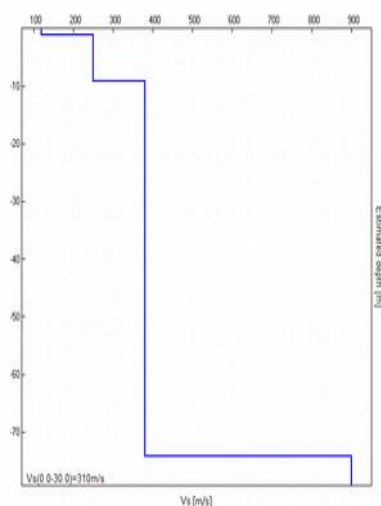
Indagine sismica passiva in array (Re.Mi.) con inversione congiunta all'H.V.S.R.



Spettro di velocità: il modo fondamentale è presente in tutti i valori di frequenza campionati. Compaiono i modi superiori alle basse frequenze. Il segnale si presenta con una buona coerenza. In blu (pallini) le curve sintetiche create da una modellizzazione diretta delle onde S.



La curva spettrale rossa (in mezzo) rappresenta l'andamento sismico registrato in campagna mentre quella blu (lineare) è la curva sintetica generata dal codice di calcolo.



Il rilievo nello specifico ha fornito i seguenti dati sismici (*modello sismo - stratigrafico interpretativo*):

Indagine sismica Re.Mi. congiunta all'H.V.S.R.	Velocità onde di taglio [m/s]	Spessori [m]	Profondità [m]
I SISMOSTRATO	120	1,2	0,0 – 1,2
II SISMOSTRATO	250	8	1,2 – $\approx$ 9
III SISMOSTRATO	380	65	$\approx$ 9 – $\approx$ 74
IV SISMOSTRATO	900	Semisp.	$\approx$ 74 – Semisp.

Indagine sismica passiva a stazione singola (H.V.S.R.)

Nel caso specifico del sito in esame si è cercato di correlare i valori di picco, dello spettro di risposta HVSR, con le frequenze fondamentali di risonanza di sito.

Interpretando i minimi della componente verticale come risonanza del modo fondamentale dell'onda di Rayleigh e i picchi delle componenti orizzontali come contributo delle onde SH, si sono potute ricavare le frequenze relative ad ogni discontinuità sismica.

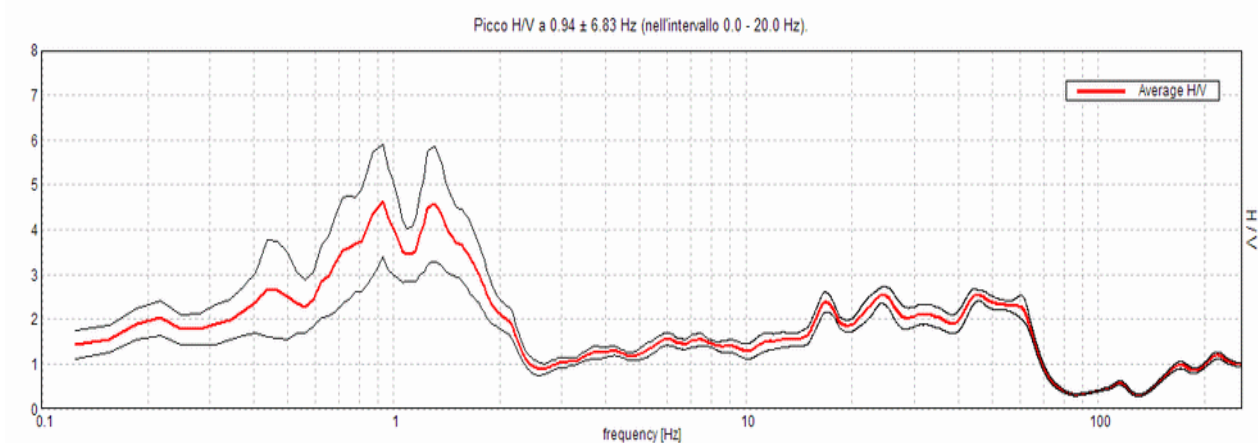
La frequenza caratteristica di risonanza di sito, generata dalla discontinuità sismica a più elevato rapporto spettrale, è di circa 0,9 Hz.

Frequenza fondamentale di risonanza

$0,94 \pm 6,83$ Hz

Si ritiene importante, vista l'ampiezza dei picchi spettrali registrati, considerare l'intervallo frequenziale di circa 0,5 – 2,0 Hz come *range* di possibili valori di vibrazione del terreno in caso di evento sismico di magnitudo rilevante poiché d'interesse ingegneristico – strutturale. E' ormai consolidata, sia a livello accademico sia professionale, l'ipotesi che le strutture subiscono le sollecitazioni sismiche maggiori quando c'è coincidenza tra la frequenza di vibrazione naturale del terreno investito da un'onda sismica e quella naturale dell'edificio.

Si dovrà quindi porre estrema attenzione nell'edificare strutture aventi lo stesso periodo di vibrazione naturale del terreno poiché **il rapporto H/V calcolato è tale da ipotizzare un fattore di amplificazione del moto sismico in superficie.**



Rapporto spettrale H/V misurato. In rosso (in mezzo) è indicato l'HV medio mentre in nero l'intervallo di confidenza al 95%.

Nella tabella seguente, s'illustra la qualità del segnale acquisito in base al progetto [SESAME](#) (Linee guida 2005). Per l'affidabilità delle curve HVSr devono essere positivi i primi tre parametri mentre per avere un chiaro e pulito segnale del picco massimo devono essere soddisfatti almeno cinque dei sei criteri successivi. Si osserva quindi che il picco a 0,94 Hz soddisfa tutti i criteri e può pertanto essere assunto come frequenza fondamentale di risonanza del sito.

Picco H/V a 0.94 ± 6.83 Hz (nell'intervallo 0.0 - 20.0 Hz)			
Criteri per una curva H/V affidabile [Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]			
$f_0 > 10 / L_w$	$0.94 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$468.8 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 46 times	OK	
Criteri per un picco H/V chiaro [Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]			
Exists f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	0.563 Hz	OK	
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	1.938 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$4.64 > 2$	OK	
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.0434 < 0.05$	OK	
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$6.82532 < 0.14063$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$1.254 < 2.0$	OK	

Modello sismico locale

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi o in rapporto ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di Categorie di Sottosuolo di riferimento. Per definire le Categorie, il D.M. 17 gennaio 2018 prevede il calcolo del parametro $V_{s,eq}$, ovvero della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio V_s dei terreni posti al di sopra del substrato di riferimento ($V_{s,30}$ per depositi con profondità del substrato superiore a 30 m). La profondità del substrato è riferita al piano di posa delle fondazioni superficiali, alla testa dei pali per fondazioni indirette, al piano di imposta delle fondazioni per muri di sostegno di terrapieni o alla testa delle opere di sostegno di terreni naturali.

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

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
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.
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.
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.
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.
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.

Dall'assetto sismostratigrafico desunto dalle indagini sismiche effettuate, è possibile constatare la presenza del *bedrock* geofisico (substrato di riferimento) a profondità superiori a 30 m.

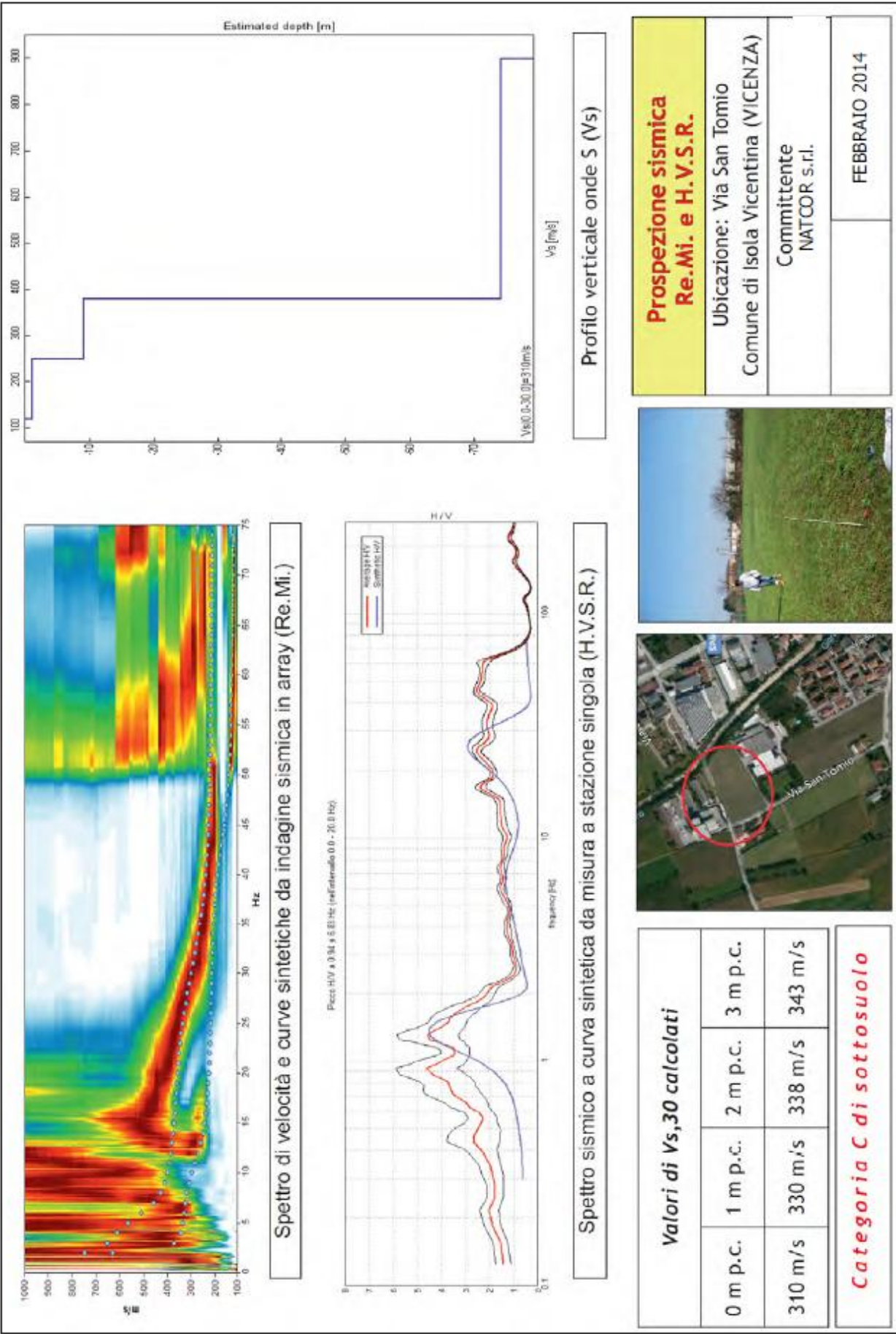
Pertanto, come espressamente richiesto dalla normativa vigente (*Norme Tecniche sulle Costruzioni – D.M. 17/01/2018*), si è calcolata la velocità media di propagazione delle onde di taglio fino a 30 m dal piano di posa delle fondazioni ($V_{s,30}$), a partire da varie profondità dal piano campagna:

Profondità piano di posa delle fondazioni	$V_{s,30}$
0 m dal p.c.	$V_s (0 - 30) \approx 310 \text{ m/s}$
1 m dal p.c.	$V_s (1 - 31) \approx 330 \text{ m/s}$
2 m dal p.c.	$V_s (2 - 32) \approx 338 \text{ m/s}$
3 m dal p.c.	$V_s (3 - 33) \approx 343 \text{ m/s}$

Dalla ricostruzione del quadro geofisico emerso dal presente studio e dalle indicazioni normative si prevede l'inserimento del sito d'indagine nella **Categoria di Sottosuolo denominata C**, così definita:

Categoria 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.

Si ricorda che qualunque tecnica di geofisica applicata ha un margine di errore intrinseco variabile in funzione del tipo di tecnica usata, di strumentazione utilizzata e di problematiche incontrate durante la fase di acquisizione. Infine, i profili di V_s ricavati con questa metodologia, come tutti i metodi indiretti, non presentano una soluzione univoca e quindi più modelli possono fornire curve sintetiche simili tra loro.



APPENDICE E – Parametri fisico-meccanici dei terreni disaggregati

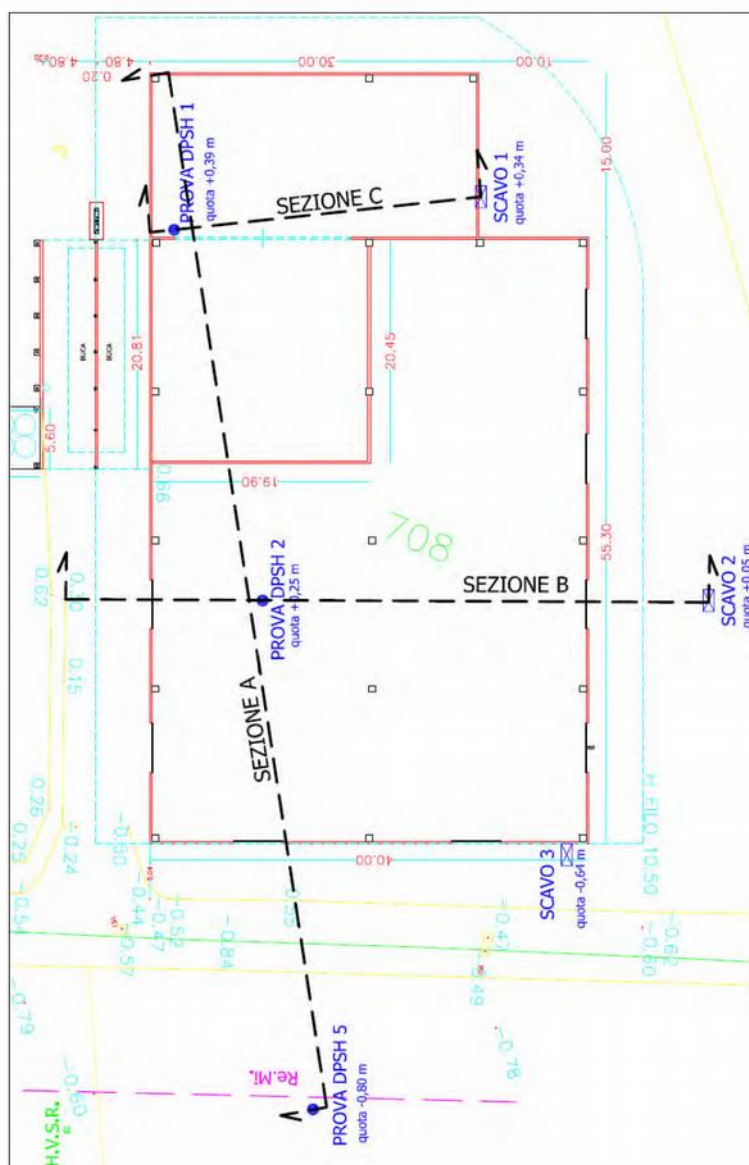
PROVA PENETROMETRICA DPSH 1										RESISTENZA AL TAGLIO NON DRENATA					ANGOLO DI ATTRITO							
prof.tà [m]	N ₃₀ [-]	N _{SPT} [-]	C _R [-]	N ₆₀ [-]	σ'vo [kPa]	C _N	C _{N(<1,5)}	N ₁₍₆₀₎	C _{u 1} [kPa]	C _{u 2} [kPa]	C _{u 3} [kPa]	C _{u 4} [kPa]	C _{u 5} [kPa]	ϕ'1 [°]	ϕ'2 [°]	ϕ'3 [°]	ϕ'4 [°]	ϕ'5 [°]	ϕ'6 [°]	ϕ'7 [°]	STRATI	
0,3	26	30	0,75	22	2,70	6,03	1	22														A
0,6	10	12	0,75	9	8,10	3,48	1	9														
0,9	2	2	0,75	2	13,50	2,70	1	2	11	12	13	42	11									
1,2	3	3	0,75	3	18,90	2,28	1	3	17	17	19	56	17									
1,5	8	9	0,75	7	24,30	2,01	1	7	44	74	50	114	45									
1,8	5	6	0,75	4	29,70	1,82	1	4	28	48	31	81	28									B
2,1	4	5	0,75	3	35,10	1,67	1	3	22	40	25	69	22									
2,4	14	16	0,75	12	40,80	1,55	1	12						40	34	31	31	32	33	32		
2,7	10	12	0,75	9	46,80	1,45	FALSO	12						36	34	31	28	30	30	30		
3	19	22	0,75	16	52,80	1,36	FALSO	22						42	39	34	33	34	36	33		
3,3	18	21	0,75	16	58,80	1,29	FALSO	20						41	38	33	33	33	35	33		C
3,6	12	14	0,75	10	64,80	1,23	FALSO	13						36	34	31	29	31	32	31		
3,9	4	5	0,75	3	70,65	1,18	FALSO	4	22	23	25	69	22	26	28	28	23	28	25	28		
4,2	2	2	0,85	2	76,35	1,13	FALSO	2	13	12	14	46	13	22	26	28	21	28	22	28		
4,5	2	2	0,85	2	82,05	1,09	FALSO	2	13	12	14	46	13	22	26	28	21	28	22	28		
4,8	3	3	0,85	3	87,75	1,06	FALSO	3	19	17	21	62	19	24	27	28	22	28	23	28		D
5,1	5	6	0,85	5	93,45	1,02	FALSO	5	31	48	35	89	32	28	29	29	24	29	26	29		
5,4	8	9	0,85	8	99,30	0,99	FALSO	8						32	31	29	27	30	29	30		
5,7	14	16	0,85	14	105,30	0,97	FALSO	13						36	34	31	31	32	33	32		
6	12	14	0,85	12	111,30	0,94	FALSO	11						35	33	30	29	31	32	31		
6,3	13	15	0,95	14	117,30	0,91	FALSO	13						36	34	31	30	31	32	31		
6,6	4	5	0,95	4	123,30	0,89	FALSO	4						26	28	28	23	28	25	28		
6,9	RIF.	#VALORE!	0,95	#VALORE!	129,30	0,87	FALSO	#VALORE!						#VALORE!	#####	#VALORE!	#####	#VALORE!	#####	#VALORE!		

STRATIGRAFIA da prova penetrometrica DPSH 1bis						FALDA	
STRATI	DA	A	LITOLOGIA	Y _{NAT} [kN/m³]	PROFONDITA' [m]	Y _w [kN/m³]	
A	p.c.	2,1	copertura limo-argillosa e terreno di riporto eterogeneo	18	NON RISCONTRATA	9,807	
B	2,1	3,6	ghiaie sabbiose con matrice limo-argillosa	20			
C	3,6	5,1	limi sabbiosi argillosi	19			
D	5,1	RIF.	ghiaie sabbiose con matrice limo-argillosa	20			

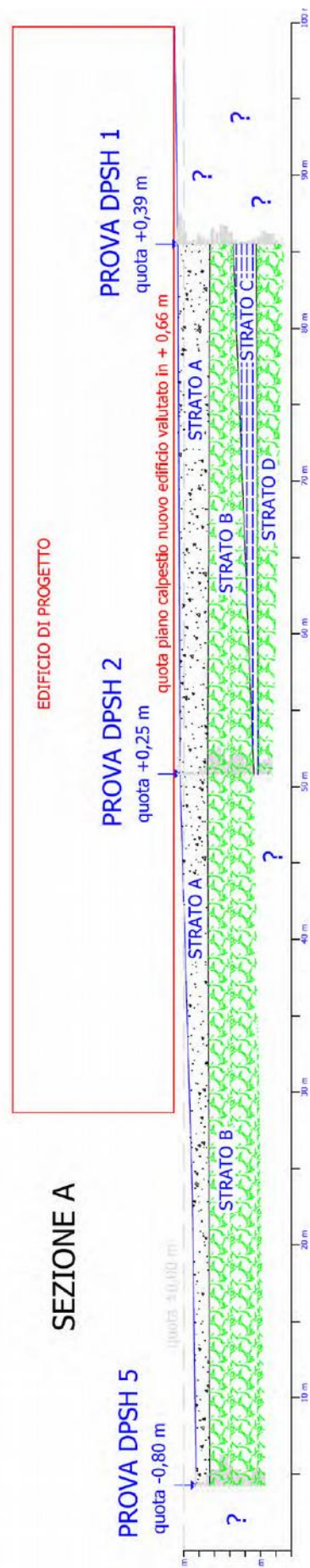
Dati utilizzati		STRATI	
Valore medio ϕ'		B	
Valore medio C _u		C	
Valore medio ϕ'		C	
Valore medio ϕ'		D	

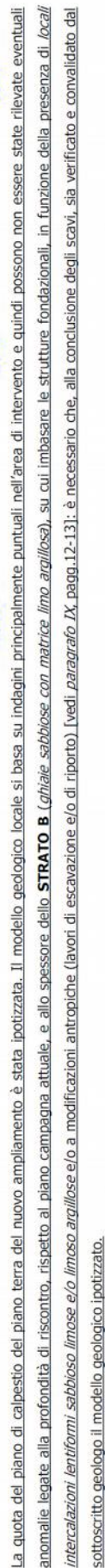
PROVA PENETROMETRICA DPSH 2												RESISTENZA AL TAGLIO NON DRENATA					ANGOLO DI ATTRITO						
prof.tà [m]	N ₃₀ [-]	N _{SPT} [-]	C _R [-]	N ₆₀ [-]	σ' _{vo} [kPa]	C _N	C _{N(1,5)}	N ₁₍₆₀₎	C _{u 1} [kPa]	C _{u 2} [kPa]	C _{u 3} [kPa]	C _{u 4} [kPa]	C _{u 5} [kPa]	θ' ₁ [°]	θ' ₂ [°]	θ' ₃ [°]	θ' ₄ [°]	θ' ₅ [°]	θ' ₆ [°]	θ' ₇ [°]	STRATI		
0,3	2	2	0,75	2	2,70	6,03	1	2						38	32	30	28	30	30	30		A	
0,6	1	1	0,75	1	8,10	3,48	1	1						45	37	33	34	35	37	34			
0,9	1	1	0,75	1	13,50	2,70	1	1						44	37	32	34	34	37	34			
1,2	1	1	0,75	1	18,90	2,28	1	1						44	41	36	35	35	38	35			
1,5	4	5	0,75	3	24,30	2,01	1	3						42	39	34	34	34	36	34			
1,8	10	12	0,75	9	30,00	1,81	1	9						41	38	33	33	33	34	36	33	B	
2,1	22	25	0,75	19	36,00	1,65	1	19						41	38	33	34	34	36	34			
2,4	21	24	0,75	18	42,00	1,53	1	18						41	38	33	34	34	36	34			
2,7	24	28	0,75	21	48,00	1,43	FALSO	30						36	34	31	29	31	32	31			
3	20	23	0,75	17	54,00	1,35	FALSO	23						34	33	30	28	30	30	30			
3,3	13	15	0,75	11	60,00	1,28	FALSO	14						37	35	31	30	31	32	31		C	
3,6	19	22	0,75	16	66,00	1,22	FALSO	20						29	30	29	25	29	27	29			
3,9	20	23	0,75	17	72,00	1,17	FALSO	20						35	33	30	29	31	32	31			
4,2	20	23	0,85	20	78,00	1,12	FALSO	22						37	35	31	31	32	34	32		D	
4,5	12	14	0,85	12	84,00	1,08	FALSO	13															
4,8	10	12	0,85	10	90,00	1,04	FALSO	10															
5,1	6	7	0,85	6	95,85	1,01	FALSO	6	38	57	43	102	38	29	30	29	25	29	27	29			
5,4	12	14	0,85	12	101,70	0,98	FALSO	12						35	33	30	29	31	32	31			
5,7	15	17	0,85	15	107,70	0,95	FALSO	14						37	35	31	31	32	34	32			
6	22	25	0,85	22	113,70	0,93	FALSO	20						40	38	33	34	35	37	34			
STRATIGRAFIA da prova penetrometrica DPSH 2												FALDA					STRATI						
DA		A		LITOLOGIA				Y _{NAT} [kN/m ²]	PROFONDITA'				Y _W [kN/m ²]	Dati utilizzati				Valore medio σ'		STRATI			
A		p.c.		1,5 copertura limo-argillosa e terreno di riporto eterogeneo				18	NON RISCOINTRATA				9,807							B			
B		1,5		4,8 ghiaie sabbiose con matrice limo-argillosa				20												C			
C		4,8		5,1 limi sabbiosi argillosi				19												D			
D		5,1		6 ghiaie sabbiose con matrice limo-argillosa				20															
PROVA PENETROMETRICA DPSH 5												RESISTENZA AL TAGLIO NON DRENATA					ANGOLO DI ATTRITO						
prof.tà [m]	N ₃₀ [-]	N _{SPT} [-]	C _R [-]	N ₆₀ [-]	σ' _{vo} [kPa]	C _N	C _{N(1,5)}	N ₁₍₆₀₎	C _{u 1} [kPa]	C _{u 2} [kPa]	C _{u 3} [kPa]	C _{u 4} [kPa]	C _{u 5} [kPa]	θ' ₁ [°]	θ' ₂ [°]	θ' ₃ [°]	θ' ₄ [°]	θ' ₅ [°]	θ' ₆ [°]	θ' ₇ [°]	STRATI		
0,3	2	2	0,75	2	2,70	6,03	1	2						41	33	30	29	31	32	31		A	
0,6	2	2	0,75	2	8,10	3,48	1	2						41	34	31	31	32	33	32			
0,9	8	9	0,75	7	13,50	2,70	1	7						48	39	34	37	37	40	36			
1,2	12	14	0,75	10	19,20	2,26	1	10						46	38	33	36	36	39	35			
1,5	14	16	0,75	12	25,20	1,97	1	12						42	35	32	33	33	35	33			
1,8	28	32	0,75	24	31,20	1,77	1	24						39	36	32	31	32	33	32		B	
2,1	25	29	0,75	22	37,20	1,62	1	22						37	35	31	29	31	32	31			
2,4	18	21	0,75	16	43,20	1,51	1	16						34	32	30	27	30	29	30			
2,7	14	16	0,75	12	49,20	1,41	FALSO	17						39	36	32	31	32	33	32			
3	12	14	0,75	10	55,20	1,33	FALSO	14						37	35	31	29	31	32	31			
3,3	13	15	0,75	11	61,20	1,27	FALSO	14						37	35	31	30	31	32	31			
3,6	9	10	0,75	8	67,20	1,21	FALSO	9						34	32	30	27	30	29	30			
3,9	17	20	0,75	15	73,20	1,16	FALSO	17						39	36	32	32	33	35	33			
4,2	17	20	0,85	17	79,20	1,11	FALSO	18						40	37	32	32	33	35	33			
4,5	14	16	0,85	14	85,20	1,07	FALSO	15						37	35	31	31	32	33	32			
STRATIGRAFIA da prova penetrometrica DPSH 2												FALDA					STRATI						
DA		A		LITOLOGIA				Y _{NAT} [kN/m ²]	PROFONDITA'				Y _W [kN/m ²]	Dati utilizzati				Valore medio σ'		STRATI			
A		p.c.		0,9 copertura limo-argillosa e terreno di riporto eterogeneo				18	NON RISCOINTRATA				9,807							B			
B		0,9		4,5 ghiaie sabbiose con matrice limo argillosa				20															

APPENDICE F – Ubicazioni indagini e sezioni geologiche



Planimetria di progetto, fornita dal Progettista, con ubicazione delle indagini:
DPSH (prove penetrometriche superpesanti eseguite in data 06.03.2014),
scavi (eseguiti con mezzo meccanico in data 25.02.2014),
indagini geofisiche (H.V.S.R. e Re.Mi. eseguite in data 25.02.2014).





APPENDICE G – Stima dei fenomeni di liquefazione

Il sito presso il quale sono ubicati i manufatti di progetto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad un accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati ad azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni drenate.

Quando nessuna delle condizioni espresse nel paragrafo 7.11.3.4.2 delle NTC 2018 risulti soddisfatta ed il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, occorre valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili. Salvo utilizzare procedure di analisi avanzate, la verifica può essere effettuata con metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto. Il valore del coefficiente di sicurezza nei confronti della liquefazione, alla generica profondità z , è espresso dal rapporto seguente:

$$F_L = (CRR_{7,5} / CSR) \times MSF$$

dove:

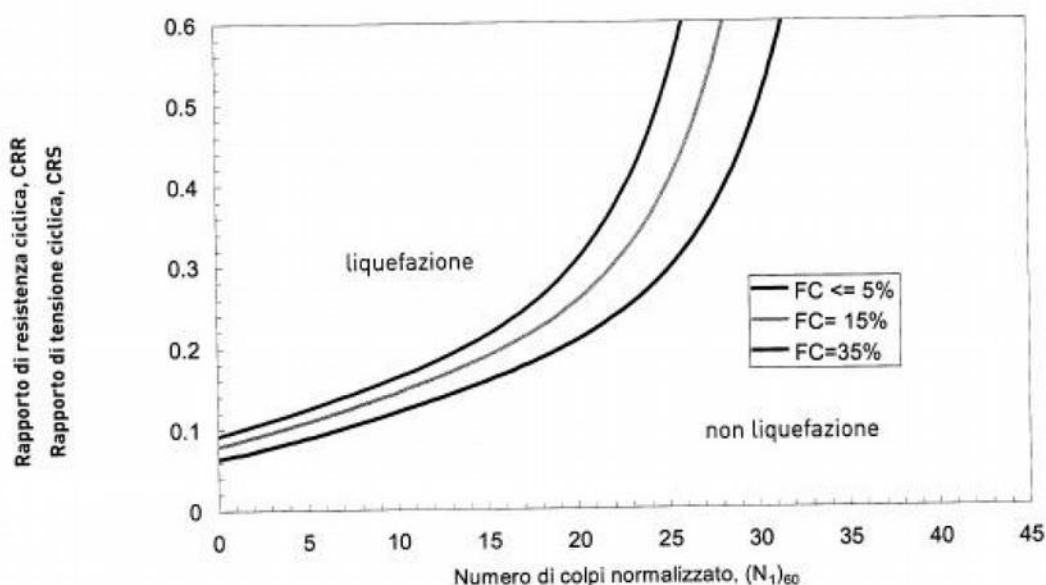
$CRR_{7,5}$ = tensione di taglio normalizzata che induce il fenomeno di liquefazione, nel caso di terremoto di magnitudo $M = 7,5$ (*Cyclic Resistance Ratio*) = T_{ult} / σ'_{vo} (valutata attraverso abachi – riportato qui sotto)

CSR = sforzo di taglio ciclico equivalente normalizzato, generato dal terremoto di progetto (*Cyclic Stress Ratio*, induced by earthquake) = $T_m / \sigma'_{vo} = 0,65 (a_{max}/g) (\sigma_{vo} / \sigma'_{vo}) r_d$

$$\text{Ratio, induced by earthquake} = T_m / \sigma'_{vo} = 0,65 (a_{max}/g) (\sigma_{vo} / \sigma'_{vo}) r_d$$

MSF = coefficiente correttivo per terremoti di magnitudo diversa da 7,5

Se il fattore $F_L > 1,25$ la liquefazione è da escludere; se $F_L < 1,25$ è possibile che avvengano fenomeni di liquefazione.



Prova di riferimento: prova penetrometrica 1 Magnitudo 5 MSF = 1,43 Amax 2,333 (SLV)

STRATIGRAFIA da sondaggio				FALDA		
DA	A	LITOLOGIA	γ_{NAT}	PROFONDITA'		γ_w
[m]		[-]	[kN/m ³]	[m]		[kN/m ³]
p.c.	2,1	copertura limo-argillosa e terreno di riporto eterogeneo	18	(IPOTIZZATA)	10	9,807
2,1	3,6	ghiaie sabbiose con matrice limo-argillosa	20			
3,6	5,1	limi sabbiosi argillosi	19			
5,1	20	ghiaie sabbiose con matrice limo-argillosa	20			

profondità	σ_{vo}	σ'_{vo}	N'_{60}	rd	CSR	passante 200				CRR _{7,5}	$F_L =$ (CRR _{7,5} /CSR)*MSF FL >1,25 NON LIQU.	
m	kPa	kPa				%					3,85	NON LIQU.
20	394,3	296,23	15	0,64	0,074	5				0,2		

Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 45.6671, lon: 11.4181, ID: 11626)											
	Magnitudo											
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0	
0-10	0.000	15.900	26.400	12.700	5.280	1.920	0.190	0.000	0.000	0.000	0.000	
10-20	0.000	3.720	9.480	7.760	5.030	2.660	0.325	0.000	0.000	0.000	0.000	
20-30	0.000	0.135	1.110	1.750	1.700	1.260	0.187	0.000	0.000	0.000	0.000	
30-40	0.000	0.000	0.022	0.282	0.495	0.511	0.092	0.000	0.000	0.000	0.000	
40-50	0.000	0.000	0.000	0.027	0.215	0.356	0.079	0.000	0.000	0.000	0.000	
50-60	0.000	0.000	0.000	0.000	0.052	0.179	0.047	0.000	0.000	0.000	0.000	
60-70	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.071	0.023	0.000	0.000	0.000	0.000	
70-80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.021	0.010	0.000	0.000	0.000	0.000	
80-90	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
5.030	9.870	0.743