

*Dr. Federico Mori*  
*Geologo*

**COMUNE DI RODENGO SAIANO**  
PROVINCIA DI BRESCIA

-----

***ALBA S.R.L.***

***PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI OPERE  
(TENSOSTRUTTURA E MURO REI) INTERNE AL  
COMPLESSO INDUSTRIALE SITO  
IN VIA MONTICELLA N°14-16-18***

-----

**RELAZIONE GEOLOGICA AI SENSI DEL DM 17/01/2018  
RELAZIONE GEOLOGICA AI SENSI DELLA D.G.R. IX 2616/2011  
RELAZIONE GEOTECNICA AI SENSI DEL DM 17/01/2018**

*Via Tosio, 28 - 25121 Brescia - Telefono e Fax 030 3757893*

*Codice Fiscale: MROFRC58P28E333X - Partita Iva: 03261280170*

*e-mail: [federicomori1958@libero.it](mailto:federicomori1958@libero.it)*

*P&C: [federicomori@epap.sicurezzapostale.it](mailto:federicomori@epap.sicurezzapostale.it)*

## INDICE

|                                                                                                                                                                               |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 1. <u>PREMESSA</u> .....                                                                                                                                                      | 1  |
| 2. <u>INQUADRAMENTO TERRITORIALE</u> .....                                                                                                                                    | 3  |
| 3. <u>INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO ED IDROGEOLOGICO</u> .....                                                                                                      | 3  |
| 4. <u>VERIFICA DEL COEFFICIENTE DI PERMEABILITA'</u> .....                                                                                                                    | 5  |
| 5. <u>ANALISI DEL PGT DI RODENGO SAIANO E DEL PGRA</u> .....                                                                                                                  | 7  |
| 6. <u>ANALISI DEI DATI OTTENUTI CON LE PROVE IN SITO: CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO DI FONDAZIONE</u> .....                                                        | 10 |
| 7. <u>CATEGORIE DEL TERRENO DI FONDAZIONE AI FINI DELLA DEFINIZIONE DELLA AZIONE SISMICA E LIQUEFAZIONE DEL TERRENO IN CONDIZIONI SISMICHE</u> .....                          | 12 |
| 8. <u>CAPACITA' PORTANTE, VERIFICA DEI CEDIMENTI RELATIVI ALL'IMPOSTA DEL CARICO UNITARIO (STATO LIMITE D'ESERCIZIO) E MODULO DI REAZIONE DEL TERRENO DI FONDAZIONE</u> ..... | 22 |
| 9. <u>CONCLUSIONI</u> .....                                                                                                                                                   | 27 |

### Allegati:

1. carta topografica scala 1:10000 con ubicazione dell'area d'intervento e dei pozzi esistenti
2. rilievo planialtimetrico scala 1:1000 con ubicazione degli scavi esplorativi, delle prove penetrometriche dinamiche e del punto di indagine geofisica
3. stratigrafia degli scavi esplorativi
4. diagrammi delle prove penetrometriche dinamiche eseguite nell'Aprile 2018
5. documentazione fotografica
6. stratigrafia dei pozzi esistenti

## **1) PREMESSA**

Per incarico della **ALBA S.r.l.** di Rodengo Saiano (BS), è stato eseguito lo studio geologico e geotecnico di un'area all'interno dell'insediamento industriale sito in Via Monticella, nel settore centroccidentale del territorio comunale di Rodengo Saiano (BS), interessata dal progetto per la realizzazione di due strutture poste nella zona in angolo SW dell'insediamento produttivo. Lo studio ha come obiettivo sia la verifica delle caratteristiche geologiche, geomorfologiche ed idrogeologiche del sito per valutare la compatibilità dell'intervento previsto con la situazione di rischio individuata nel PGT, in quanto l'area interessata dal nuovo fabbricato ricade nella classe di fattibilità senza particolari limitazioni (Classe 1: *“Aree pianeggianti con caratteristiche geotecniche dei terreni generalmente buone, con falda idrica che non interferisce con il suolo ed il primo sottosuolo”*), sia la caratterizzazione geotecnica del terreno interessato dalle fondazioni delle opere in progetto per verificare la compatibilità del sistema terreno-fondazioni con l'intervento.

L'intervento in progetto consisterà nella realizzazione (v. [All. n°2](#)) di due strutture (tensostruttura e muro tagliafuoco REI):

- la tensostruttura si svilupperà con lunghezza di circa 35,4 m e larghezza circa 20,4 m e sarà sostenuta da una struttura in acciaio che trasmetterà le sollecitazioni al terreno mediante fondazioni nastriformi;
- il muro REI, con altezza di circa 10 metri in c.a. precompresso, si svilupperà con lunghezza di circa 37,5 m e trasmetterà le sollecitazioni al terreno mediante fondazione nastriforme.

Il piano di calpestio circostante la superficie d'ingombro verrà mantenuto alla attuale quota di piano pavimento, posto mediamente a quota 99.90 m di rilievo.

Il progetto prevede la distribuzione delle sollecitazioni della struttura al terreno attraverso fondazioni nastriformi con  $B = 0,9$  m impostate a quota 99.30 m di rilievo per la tensostruttura e mediante fondazioni nastriformi con  $B = 1,9$  m impostate a quota 98.50 m di rilievo per il muro REI; queste quote corrispondono mediamente a profondità di circa 0,6 m da piano calpestio nel primo caso e di circa 1,4 m da piano calpestio nel secondo.

Per fornire al Progettista gli elementi necessari sia alle valutazioni e considerazioni sul sistema struttura-terreno con l'intervento, sia al dimensionamento delle fondazioni, si è proceduto, dopo l'analisi dei principali caratteri geologici, geomorfologici ed idrogeologici

della zona, al controllo delle caratteristiche litostratigrafiche e meccaniche del terreno interpretando i dati ricavati da tre prove penetrometriche dinamiche (Standard cone Penetration Test) e da due scavi esplorativi (v. [All. n°3, n°4](#)) eseguiti durante le indagini geognostiche dell'Aprile 2018 e dell'Agosto 2018; i punti di indagine sono ubicati in prossimità della superficie d'ingombro delle opere in progetto (v. [All. n°2](#)). Sono stati inoltre utilizzati i risultati dell'indagine sismica di superficie HVSR eseguita in data 09/04/2018 in prossimità della superficie interessata dalla nuova opera (v. [par. 6](#)).

Come riferimento sono state utilizzate le quote di progetto forniteci dalla ALBA S.r.l., correlate alle quote s.l.m. derivate dalla CTR Sezione D5a5.

Sulla base del modello geotecnico ricavato sono state valutate le condizioni di carico da imporre al terreno di fondazione.

Il territorio comunale di Rodengo Saiano è classificato “località sismica” in zona 3 dall'O.P.C.M. n.3274/2003 e dall'O.P.C.M. n.3519/2006 e D.G.R. n.2129/2014; per il programma e lo svolgimento dell'indagine sono state applicate le norme tecniche emanate con D.M. LL.PP. 11/03/1988 e le successive istruzioni, come disposto dall'art. 1 della Legge n. 64 del 02/02/1974, nelle norme tecniche relative alle costruzioni in zona sismica (D.M. LL.PP. 16/01/1996) e nelle norme tecniche per le costruzioni (D.M. LL.PP. 14/01/2008 e D.M. LL.PP. 17/01/2018), tenendo conto di quanto noto e prevedibile sulla natura dei terreni della zona.

## **2) INQUADRAMENTO TERRITORIALE**

L'area interessata dal progetto è ubicata (v. carta topografica in [All. n°1](#) estratto della C.T.R. Sezione D5a5) nella zona industriale-artigianale posta ad W del centro abitato di Rodengo Saiano (BS), nella fascia centroccidentale del territorio comunale, immediatamente a S del confine con il Comune di Passirano (BS), 20 m a N del confine con il Comune di Paderno F.C. (BS), circa 390 m ad SW della S.S. 510 e 1450 m a S del versante meridionale del Monte Delma, alla quota media di **190 m s.l.m.**

Detta area è compresa nell'alta Pianura a ridosso delle cerchie moreniche esterne dell'anfiteatro sebino; a N e ad E il territorio è intensamente urbanizzato.



**Figura 2.1.** Estratto della ortofoto da rilievo 2021 con delimitazione dell'area ALBA S.r.l.

## **3) INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO ED IDROGEOLOGICO**

L'area d'intervento è inserita, come precedentemente accennato, nel territorio compreso entro l'alta Pianura, immediatamente a S delle cerchie moreniche esterne dell'anfiteatro sebino.

Il quadro **geomorfologico** nell'immediato intorno dell'area d'intervento è caratterizzato da una zona lievemente ondulata, dolcemente digradante circa da NNW verso SSE con inclinazione media inferiore a 1°. Circa 1450 metri a N dell'area

d'intervento, hanno inizio le propaggini del versante meridionale del rilievo denominato Monte Delma.

Circa 400 m a NE dell'area d'intervento si sviluppa l'alveo del T. Laorna, che rappresenta **l'elemento idrografico** più rilevante nell'immediato intorno; vi sono poi tutt'intorno elementi di minore importanza quali rogge e fossi utilizzati per l'irrigazione.

In superficie, sotto la coltre di terreno rimaneggiato e/o vegetale con spessore complessivo compreso fra 0,5 e 2,0 m messo in opera durante la realizzazione dell'insediamento produttivo, l'area d'intervento è caratterizzata da **depositi alluvionali fluvio-glaciali e fluviali** pleistocenici, ghiaio-sabbio-ciottolosi debolmente limosi (v. carta geolitologica in [fig. 3.1](#)), accumulatisi attraverso l'azione dei potenti scaricatori delle acque di disgelo defluenti dai rilievi prealpini sul finire della fase glaciale wurmiana. Dai dati stratigrafici di pozzi esistenti nelle immediate vicinanze si evince che, oltre la profondità di 15÷20 m, hanno inizio livelli parzialmente cementati (conglomerato) intervallati da strati a prevalente frazione limo-argillosa. Sempre dai dati stratigrafici relativi ai pozzi esistenti nell'intorno e dai dati relativi all'indagine sismica, si evince che i depositi alluvionali ghiaio-sabbio-ciottolosi proseguono per alcune decine di metri di profondità, quindi ben oltre la profondità influenzata dalle fondazioni delle opere in progetto. In corrispondenza dell'area d'intervento, sottostante i depositi alluvionali, alla profondità di 130÷150 m da p.c., è presente il substrato roccioso, il quale in corrispondenza dell'area in oggetto è costituito dalla formazione calcarea giurassica del “**Medolo**” che affiora sul Monte Delma.

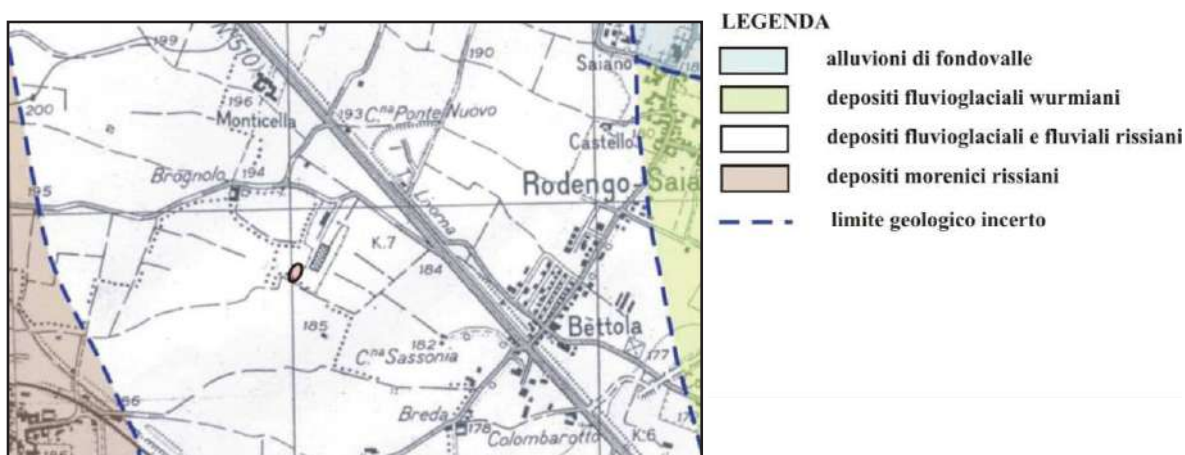


Figura 3.1. Carta geolitologica scala 1:25.000

Dai dati stratigrafici relativi ai pozzi esistenti e dall'esecuzione degli scavi esplorativi, oltre che dai dati ricavati dalle prove penetrometriche (v. [All. n°3, 4 e 6](#)), la successione

stratigrafica locale nella sua porzione superficiale, in prossimità della superficie d'ingombro delle opere in progetto, può essere così schematizzata:

- da p.p. a  $-0,5 \div 2,0$  m da p.c.: *terreno rimaneggiato e/o terreno vegetale sabbio-ghiaio-limo-ciottoloso*
- da  $-0,5 \div 2,0$  a  $-2,4$  m da p.c.: *ghiaia sabbio-ciottolosa deb. limosa*
- da  $-2,4$  m da p.c.: *ghiaia con ciottoli, sabbiosa deb. limosa*

In corrispondenza dell'area d'intervento, nel complesso, la **permeabilità media** del deposito naturale ghiaio-sabbio-ciottoloso è **buona**; per determinare il valore del coefficiente di permeabilità “**k**” necessario al calcolo della portata smaltibile dei pozzi per la dispersione delle acque bianche nel sottosuolo, nello scavo esplorativo S2 dell'Agosto 2018 (v. [All. n°3](#)) si era proceduto alla esecuzione di una prova di permeabilità a carico variabile (v. [par. 4](#)). Il valore medio del coefficiente di permeabilità “**k**” misurato è pari a  **$1 \cdot 10^{-2}$  cm/sec.**; detto valore corrisponde ad un grado di **permeabilità buono** ed è in linea con i valori indicativi riportati nella tabella di Casagrande e Fadum (1940) che mette in relazione il tipo di terreno con la permeabilità, che, per terreni di questo tipo (ghiaio-sabbio-ciottolosi) è dell'ordine di  $10^{-2}$  cm/sec.

Nell'Aprile e nell'Agosto 2018, nel corso dell'esecuzione dell'indagine, non è stata rilevata la presenza di acqua sotterranea alla profondità raggiunta; dai dati piezometrici relativi ai pozzi esistenti nelle immediate vicinanze (v. [All. n°6](#)), si rileva la presenza di un acquifero con superficie piezometrica che, in corrispondenza dell'area in oggetto, è stimabile a quote comprese fra 112 circa s.l.m. e 114 m circa s.l.m., ovvero a profondità di  $78 \div 76$  m dalla quota di p. calpestio attuale. Da informazioni raccolte, **la superficie piezometrica, durante i periodi di massima, può eccezionalmente raggiungere quota  $115 \div 116$  m s.l.m. (corrispondente alla profondità di circa  $75 \div 74$  m dalla quota di p.c. attuale).**

#### **4) VERIFICA DEL COEFFICIENTE DI PERMEABILITA'**

Il giorno 02/08/2018, nello scavo esplorativo S2, con dimensioni 240x180x280 cm, è stata eseguita una prova di permeabilità a carico variabile finalizzata alla determinazione del coefficiente di permeabilità “**k**” dello strato ghiaio-sabbio-ciottoloso deb. limoso (i risultati sono riportati nel diagramma in [fig. 4.1](#)).

Immettendo acqua nello scavo e misurando la velocità di abbassamento del livello in funzione del tempo, il coefficiente di permeabilità “**k**” viene calcolato mediante l’applicazione della formula empirica riportata su “Raccomandazioni A.G.I. sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche” (1977):

$$k = \frac{h_2 - h_1}{t_2 - t_1} \frac{1 + \left(2 \frac{h_m}{b}\right)}{\left(27 \frac{h_m}{b} + 3\right)}$$

dove:

$h_m$  = altezza media dell’acqua nel pozzetto

$b$  = lato della base del pozzetto a base quadrata o equivalente

$t_2 - t_1$  = intervallo di tempo

$h_2 - h_1$  = variazione di livello dell’acqua nell’intervallo  $t_2 - t_1$

Introducendo nella formula i relativi valori, dalla prova eseguita si ottiene

$$k = 1,01 \cdot 10^{-4} \text{ m/sec.},$$

corrispondente ad un grado di permeabilità buono, in linea con i valori indicativi riportati nella tabella di Casagrande e Fadum (relazione fra tipo di terreno e permeabilità).

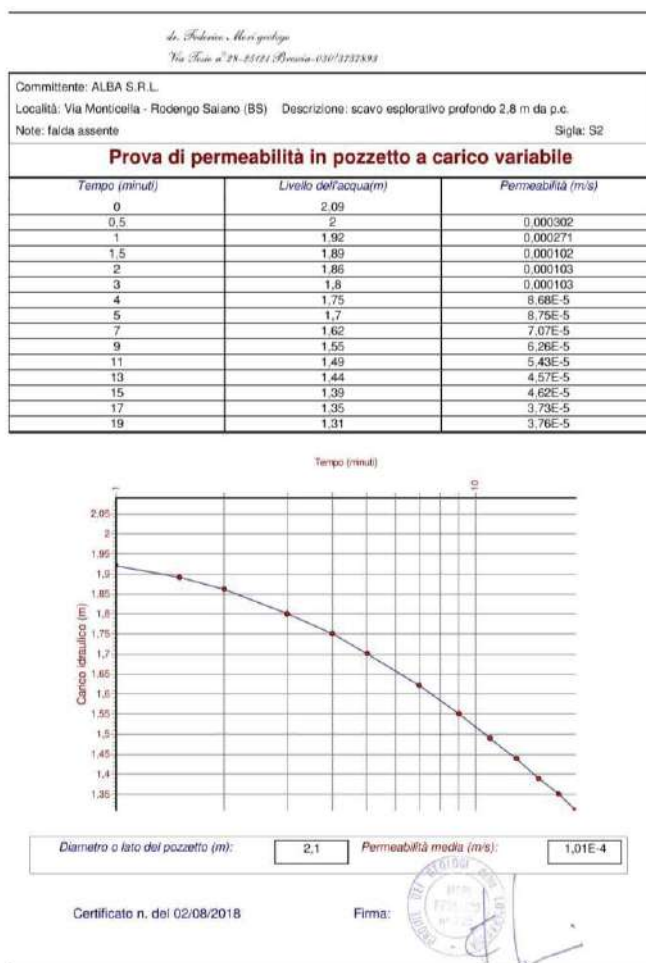


Figura 4.1. Prova di permeabilità a carico variabile - scheda di prova

## 5) ANALISI DEL PGT DI RODENGO SAIANO E DEL PGRA

Il Comune di Rodengo Saiano ha approvato il Piano di Governo del Territorio, ai sensi della L.R. n.12 del 11/03/2005. Premesso ciò, si riportano di seguito i principali elementi evidenziati, relativamente all'area in oggetto, nella "Studio Geologico Comunale - Componente Geologica, Idrogeologica e Sismica" del Dicembre 2010, parte integrante della I<sup>a</sup> Variante del P.G.T. approvata con D.C.C. n.2 del 25/01/2016.

Dalla Tav. 7 del sopracitato Studio - "Carta della fattibilità geologica per le azioni di piano" (estratto in [fig. 5.1](#)), l'area d'intervento ricade entro la classe di fattibilità senza particolari limitazioni (Classe 1: "*Aree pianeggianti con caratteristiche geotecniche dei terreni generalmente buone, con falda idrica che non interferisce con il suolo ed il primo sottosuolo*").

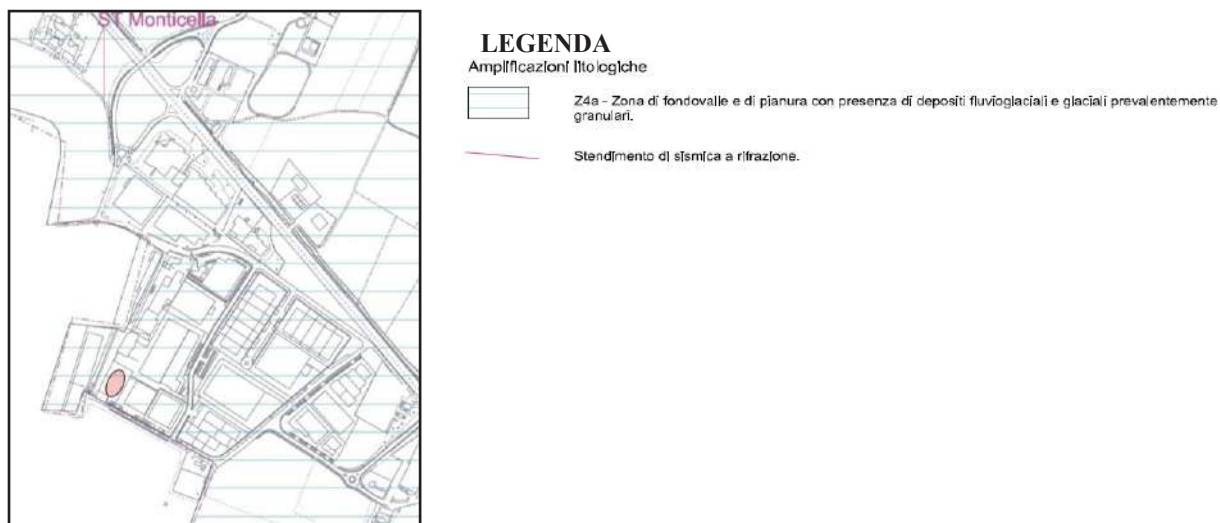


**Figura 5.1. Estratto della Tav. 7 – “Carta della fattibilità geologica per le azioni di piano” allegata alla I<sup>a</sup> Variante del PGT di Rodengo Saiano**

La relazione esplicativa riporta che le zone definite da tale classe di fattibilità non presentano controindicazioni di carattere geologico sulla fattibilità degli interventi edificatori; per la progettazione viene prescritto l'obbligo di procedere all'esecuzione di indagini geognostico-geotecniche, come previsto dalle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni, finalizzate alla caratterizzazione geotecnica del substrato di fondazione per il corretto dimensionamento delle opere in progetto.

Per quanto riguarda la pericolosità sismica locale, dalla Tav. 4 - "Carta della Pericolosità Sismica Locale" (estratto in [fig. 5.2](#)) emerge che l'area interessata dall'intervento risulta inserita nello scenario di pericolosità sismica locale **Z4a**, che definisce genericamente "zone riferibili alla media pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi"; le zone caratterizzate da detto scenario

sono suscettibili di amplificazione litologica. La normativa prevede la stima della risposta sismica attesa dal sito in termini di Fattore di amplificazione Fa.



**Figura 5.2. Estratto della Tav. 4 – “Carta della Pericolosità Sismica Locale” allegata alla I<sup>a</sup> Variante del PGT di Rodengo Saiano**

Nello studio succitato, a seguito dell'applicazione del secondo livello di approfondimento eseguita nell'ambito dello Studio Geologico Comunale basata sui dati geofisici rilevati mediante indagine di sismica a rifrazione eseguita in un'area in loc. Monticella, poche centinaia di metri a N dell'area d'intervento e con caratteristiche litostratigrafiche simili, l'area d'intervento, ricade entro la categoria di sottosuolo “B” ed i valori di Fa calcolati (Fattore di amplificazione calcolato basandosi sulla media pesata delle velocità delle onde S negli strati fino a 30 metri di profondità dalla superficie topografica) risultano inferiori al valore di soglia fornito dalla Regione Lombardia per il territorio comunale di Rodengo Saiano nella categoria di sottosuolo “B”, sia per edifici con periodo proprio compreso nell'intervallo 0.1-0.5 sec. sia con periodo proprio compreso fra 0.5-1.5 sec. Questi risultati, secondo quanto riportato nello Studio Geologico per il PGT, indicano che l'applicazione dello spettro previsto dalla normativa per la categoria individuata risulta sufficiente a tenere in considerazione i reali effetti di amplificazione litologica.

Dalla Tav. 8 - “Carta delle aree in dissesto con legenda uniformata PAI” del sopraccitato Studio (estratto in [fig. 5.3](#)), emerge che l'area di intervento non ricade in zone interessate in passato da fenomeni di dissesto o da potenziali dissesti.

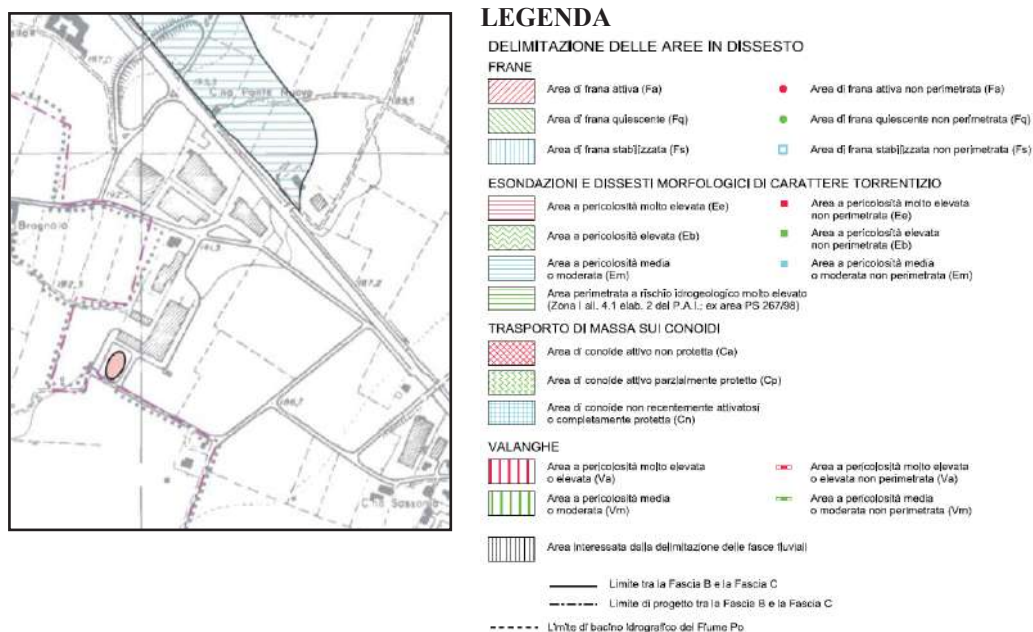


Figura 5.3. Estratto della Tav. 8 – “Carta delle aree in dissesto con legenda uniformata PAI” allegata alla 1ª Variante del PGT di Rodengo Saiano

E' inoltre stata presa in esame la cartografia allegata alle norme riportate nel Piano Gestione Rischio Alluvioni vigente ai sensi della D.G.R. 10/6738/2017, con mappe della pericolosità aggiornate al 2020 e pubblicate sul Geoportale della Regione Lombardia; ai sensi delle suddette norme, i Comuni interessati da aree allagabili hanno l'obbligo di procedere alla verifica di coerenza con il proprio PGT. Da questo elaborato (v. estratto in fig. 5.4) emerge che l'area di intervento non ricade in alcuno scenario di pericolosità.

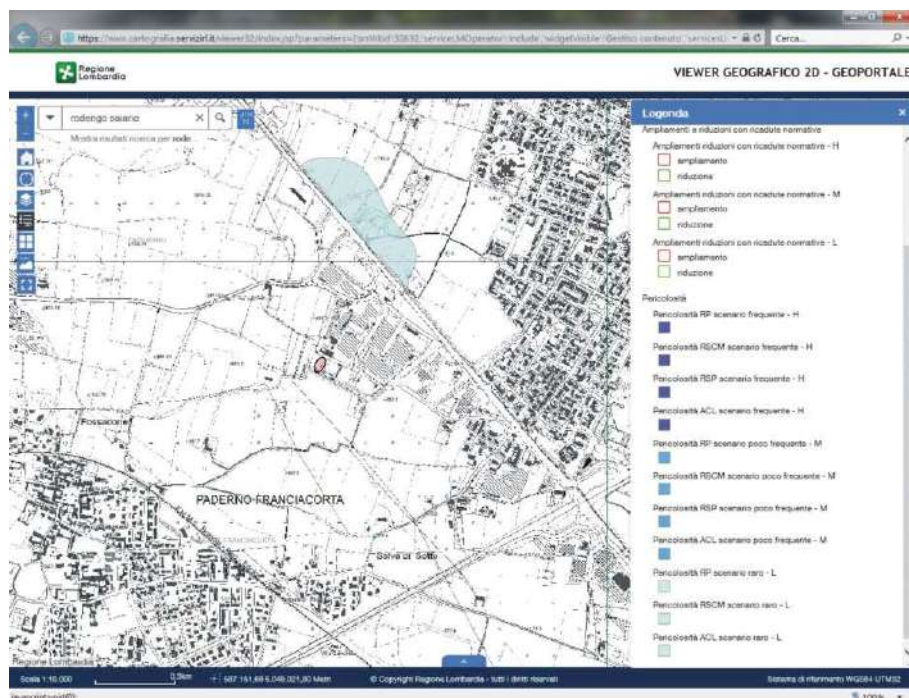


Figura 5.4. Estratto delle Mappe della Pericolosità aggiornate al 2020, pubblicate sul Geoportale della Regione Lombardia

**6) ANALISI DEI DATI OTTENUTI CON LE PROVE IN SITO:  
CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO DI FONDAZIONE**

Come accennato in premessa, per verificare le caratteristiche dei terreni interessati dalle fondazioni delle opere in progetto sono stati utilizzati ed interpretati i dati derivati da (v. [All. n°2](#)) 3 prove penetrometriche dinamiche (Standard cone Penetration Test) e 2 scavi esplorativi eseguiti durante le indagini geognostiche dell'Aprile e Agosto 2018 (v. [All. n°3](#) e [n°4](#)). I punti di indagine sono tutti posti all'interno dell'insediamento ALBA S.r.l.

In corrispondenza dell'area d'intervento posta in angolo SW dell'insediamento, in superficie, sotto la coltre di terreno rimaneggiato e/o vegetale con spessori che, in funzione dei lavori eseguiti per la realizzazione dell'insediamento produttivo, variano da 0,5 a 1,6 m da piano piazzale attuale, (v. [Par. 3](#)), sono presenti depositi alluvionali fluvioglaciali e fluviali dapprima ghiaio-sabbio-ciottolosi deb. limosi con buon grado di addensamento ( $N_{ScPT}=16\div20$ ); a quota -2,4 m da p.p. attuale si rileva il passaggio ad uno strato di ghiaia con ciottoli, sabbiosa deb. limosa con ottime caratteristiche geotecniche ( $N_{ScPT}>30$ ). Considerati i dati stratigrafici reperiti relativi a perforazioni eseguite nell'intorno, si evince che detti depositi alluvionali prevalentemente ghiaio-sabbio-ciottolosi proseguano ben oltre la profondità influenzata dalle fondazioni dell'opera in progetto.

Come riportato nel paragrafo precedente, nel corso dell'esecuzione delle prove penetrometriche non è stata riscontrata la presenza di infiltrazioni di acqua alla profondità raggiunta; dai dati relativi ai pozzi presenti nell'insediamento, la superficie piezometrica nei periodi di massima è rilevabile alla profondità di 75÷74 m dall'attuale quota di p.p. (ovvero a quota 115÷116 m s.l.m.).

Dal punto di vista geotecnico gli strati sopra descritti sono rappresentati dai seguenti **parametri caratteristici**, elaborati per strati omogenei:

| Tabella 6.1               |                                              |                                                                 |                                            |                                             |                                   |                                           |                            |                                 |
|---------------------------|----------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------|--------------------------------------------|---------------------------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------------|----------------------------|---------------------------------|
| Quota da p.c. attuale (m) |                                              | Litologia                                                       | peso di volume sopra falda $\gamma$ (t/mc) | peso di volume sotto falda $\gamma'$ (t/mc) | coesione non drenata $c_u$ (t/mq) | angolo di resistenza al taglio $\phi$ (°) | densità relativa $D_r$ (%) | modulo di elasticità $E$ (t/mq) |
| <b>a</b>                  | da 0,0 a -0,5÷1,6                            | terreno rimaneggiato e/o vegetale sabbio-ghiaio-limo-ciottoloso | 1,7                                        | -                                           | -                                 | 26                                        | 35                         | 200                             |
| <b>b</b>                  | da -0,5÷1,6 a -2,4                           | ghiaia sabbio-ciottolosa deb. limosa                            | 1,9                                        | 2,1                                         | -                                 | 32                                        | 60                         | 1500                            |
| <b>c</b>                  | da -2,4 a -4,5 ovvero massima prof. indagata | ghiaia con ciottoli, sabbiosa deb. limosa                       | 1,9                                        | 2,1                                         | -                                 | 36                                        | 80                         | 3000                            |

I valori rappresentativi della densità relativa  **$D_r$**  sono stati determinati facendo riferimento alla correlazione empirica fra  **$D_r$**  e  **$N_{spt}$**  (numero di colpi per 30 cm di avanzamento nella prova penetrometrica standard) di Skempton; i valori di  **$\phi$**  sono stati definiti mediante la correlazione di Peck-Hanson-Thornburn e per valutare il modulo di elasticità  **$E$**  è stata usata la correlazione di Schmertmann.

Il piano calpestio circostante la superficie d'ingombro delle opere in progetto verrà mantenuto alla quota attuale (**99.90 m di rilievo**).

Il **piano di posa delle fondazioni nastriformi della tensostruttura** è previsto a quota **99.30 m** di progetto (corrispondente alla profondità di 0,6 m circa da p. calpestio attuale), quello **delle fondazioni nastriformi del muro REI** è previsto a quota 98.50 m di rilievo corrispondente alla profondità di 1,4 m circa da p. calpestio attuale); dai dati ricavati con l'indagine, a questa profondità, in corrispondenza della superficie d'ingombro dell'opera in progetto, è presente lo strato di **deposito antropico granulare sabbio-ghiaio-limo-ciottoloso** (strato **a**) con caratteristiche meccaniche mediocri ( $\phi=26^\circ$ ) che prosegue per qualche decimetro, sotto il quale si incontra il deposito alluvionale prevalentemente **ghiaio-sabbio-ciottoloso** (strato **b**) con buone caratteristiche geotecniche ( $\phi=32^\circ$ ).

## **7) CATEGORIE DEL TERRENO DI FONDAZIONE AI FINI DELLA DEFINIZIONE DELLA AZIONE SISMICA E LIQUEFAZIONE DEL TERRENO IN CONDIZIONI SISMICHE**

Ai fini della definizione della azione sismica di progetto, dai dati rilevati nel corso dell'indagine sismica HVSR eseguita in data 09/04/2018 in prossimità dello scavo esplorativo S1 (v. ubicazione riportata in [All. n°2](#)), si è proceduto alla stima degli effetti di sito e alla valutazione della vulnerabilità sismica.

### **7.1 Tecnica di misurazione e strumentazione**

La tecnica HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) consiste nel misurare direttamente, sfruttando il rumore di fondo ambientale (microtremori), le frequenze di risonanza degli edifici e dei terreni costituenti il sottosuolo, allo scopo di stimare gli effetti di sito e la vulnerabilità sismica dell'opera. Per rumore ambientale di fondo s'intende l'insieme delle vibrazioni che si propagano nel terreno dovute sia a fenomeni naturali, moto ondoso, perturbazioni atmosferiche, ecc., sia all'azione antropica, traffico veicolare, macchinari, ecc.. Si è riconosciuto, a partire dagli anni settanta, che i microtremori tendono a eccitare le frequenze naturali di oscillazione dei terreni, permettendone l'individuazione. In pratica ciò che viene misurato sono, in un certo intervallo di frequenze, solitamente 0.1-100 Hz, le velocità dei microtremori lungo il piano orizzontale e verticale (H e V) e il rapporto fra le due componenti (H/V). I valori di massimo locale (picchi positivi) di H/V ai quali corrispondono minimi locali di V individuano le frequenze di risonanza degli strati di terreno lungo la verticale di misura. Più elevato è il valore del rapporto H/V maggiore è il contrasto di impedenza sismica e quindi la variazione di velocità delle onde S fra livelli stratigrafici contigui.

La tecnica HVSR richiede l'utilizzo di un *velocimetro triassiale*, cioè di un sismometro a stazione singola in grado di registrare i microtremori lungo le due direzioni orizzontali (X, Y) e lungo quella verticale (Z), in un ampio intervallo di frequenze (0.1-100 Hz) e per una durata sufficientemente lunga (mediamente 10-20 minuti). Il moto indotto nel terreno viene misurato in termini di velocità attraverso tre velocimetri, uno per ogni direzione di misura (X, Y e Z), secondo il passo di campionamento impostato dall'operatore. Le misure registrate vengono poi elaborate e restituite graficamente in forma di spettri H/V (rapporto H/V in funzione della frequenza, dove H è la media delle misure lungo X e Y) e spettri V (componente verticale del moto in funzione della frequenza).

Attraverso la tecnica HVSR è possibile:

- valutare in maniera quantitativa gli effetti di sito (risposta sismica locale e suscettibilità alla liquefazione del terreno);
- ricavare il profilo delle velocità delle onde S con la profondità e calcolare il parametro  $V_{s30}$ ;
- analizzare la vulnerabilità sismica degli edifici, esistenti o in progetto.

### **7.2 Effetti di sito**

#### **Risposta sismica locale**

Le onde di taglio (S) sono le principali responsabili delle lesioni che subiscono gli edifici durante un evento sismico. Infatti, mentre le onde di compressione (P) agiscono sulle sovrastrutture in direzione prevalentemente verticale (moto sussultorio), le onde S sollecitano le stesse con forze di taglio lungo il piano orizzontale (moto ondulatorio), dove gli elementi strutturali sono più vulnerabili. Nelle analisi di pericolosità sismica è quindi fondamentale esaminare in dettaglio in che modo le onde S si propagano. E' infatti ampiamente dimostrato che questo tipo di oscillazione durante il percorso verso la superficie può subire un'azione di

filtraggio che tende a ridistribuire l'energia associata al treno d'onda, concentrandola in determinate frequenze, corrispondenti alle frequenze naturali di vibrazione dei terreni attraversati. L'effetto finale è quello di amplificare le onde S che andranno a sollecitare l'opera. Questo fenomeno può essere dovuto sia a particolarità topografiche del sito (amplificazione topografica), come valli sepolte o zone di cresta o di versante in pendii naturali o artificiali, sia a variazioni brusche nelle caratteristiche meccaniche dei terreni attraversati lungo la verticale (amplificazione stratigrafica).

Lermo e Chavez-Garcia (1993), basandosi sul lavoro di Nakamura (1989), suggeriscono che lo spettro H/V possa essere visto, a tutti gli effetti, come rappresentativo della funzione di trasferimento del moto sismico dal bedrock alla superficie. Secondo questi Autori quindi le ampiezze dei picchi stratigrafici nello spettro H/V possono essere interpretate direttamente come fattori di amplificazione del moto sismico, almeno per quanto riguarda la componente stratigrafica.

### Liquefazione dei terreni

Per liquefazione di un terreno s'intende il totale annullamento della sua resistenza al taglio con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi.

Se si esprime la resistenza al taglio attraverso la relazione di Coulomb:

$$\tau = c + (\sigma_{v0} - u) \tan \varphi$$

con:

$c$  = coesione del terreno

$\sigma_{v0}$  = pressione litostatica totale agente alla profondità d'indagine

$u$  = pressione interstiziale dell'acqua

$\varphi$  = angolo di resistenza al taglio del terreno,

È evidente che la grandezza  $\tau$  si può annullare solo nel caso in cui siano verificate le condizioni:

a)  $c = 0$ ;

b)  $(\sigma_{v0} - u) = 0$ ;

(il caso  $\varphi = 0$  non ha importanza pratica, perché può verificarsi solo in terreni coesivi in condizioni non drenate, dove però la condizione  $c=0$  non può ovviamente verificarsi).

La condizione a) vieta che il fenomeno della liquefazione possa verificarsi in terreni coesivi o incoerenti ma con una significativa frazione argillosa o limosa plastica.

La condizione b) si verifica, quando la pressione interstiziale uguaglia la pressione totale esercitata ad una data profondità dalla colonna di terreno sovrastante e dagli eventuali sovraccarichi presenti in superficie ( $\sigma_{v0} = u$ ). In definitiva il fenomeno della liquefazione si può manifestare preferibilmente in depositi sciolti non coesivi posti sotto falda, in seguito ad eventi che producano un forte aumento della pressione interstiziale dell'acqua.

Nakamura (1996) propone di utilizzare il parametro  $K_g$ , ricavato con la tecnica HVSR, per quantificare la vulnerabilità sismica del sito, in riferimento soprattutto al fenomeno della liquefazione.  $K_g$ , detto indice di vulnerabilità del sito, si ottiene con la seguente relazione:

$$K_g = \frac{A_g^2}{F_g}$$

dove  $A_g$  è l'ampiezza del picco più importante dello spettro H/V e  $F_g$  la corrispondente frequenza. **I siti con valore di  $K_g > 10$  sono da considerarsi a elevata vulnerabilità e quindi a rischio liquefazione, naturalmente partendo dal presupposto che ci siano le condizioni geologiche perché il fenomeno possa avvenire.**

### **7.3 Profilo delle velocità delle onde S e classificazione del sottosuolo secondo il d.m. 17.01.2018**

Il D.M. 17.01.2018 suggerisce come riferimento di calcolo dell'amplificazione sismica locale, in particolare della componente stratigrafica, un metodo semplificato basato sulla stima del

parametro  $V_{seq}$ . Per  $V_{seq}$  s'intende la media pesata delle velocità delle onde S negli strati di copertura fino alla profondità  $H$  in cui giace il bedrock, caratterizzato da  $V_s > 800$  m/s, calcolata secondo la relazione:

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

dove  $H$  viene posto uguale a 30 m nel caso in cui il bedrock si trovi a una profondità superiore. Sulla base del valore calcolato di  $V_{s30}$  vengono identificate 5 classi, A, B, C, D ed E alle quali corrispondono un differente spettro di risposta elastico. Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito è il seguente:

| Categoria di sottosuolo | Descrizione                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  | Spessore (m) | $V_s$ (m/s)                                        |
|-------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|----------------------------------------------------|
| 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.                                                               | Qualsiasi    | $> 800$                                            |
| 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 fra 360 m/s e 800 m/s.                                                              | $> 30$       | $\begin{matrix} \geq 360 \\ \leq 800 \end{matrix}$ |
| C                       | Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi fra 180 e 360 m/s.                     | $> 30$       | $\begin{matrix} \geq 180 \\ \leq 360 \end{matrix}$ |
| D                       | Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati oppure di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi fra 100 e 180 m/s. | $> 30$       | $< 180$                                            |
| E                       | Terreni con caratteristiche di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.                                                                                                                                                               | Fino a 30    | $\approx C \text{ e } D$                           |

Una valutazione del parametro  $V_{seq}$  può essere condotta attraverso l'inversione vincolata dello spettro  $H/V$  ricavata con il velocimetro triassiale. In pratica viene utilizzata la relazione che lega la frequenza di risonanza del terreno ( $f$ ) alla velocità delle onde S nel terreno stesso ( $V_s$ ):

$$f(Hz) = \frac{V_s}{4P_{str}}$$

dove  $P_{str}$  è la profondità della base dello strato. Nota la profondità di un singolo livello stratigrafico, solitamente il primo, è possibile procedere all'inversione dello spettro  $H/V$ , modellando la curva sintetica in modo da ottenere la sovrapposizione con quella misurata. Normalmente i picchi alle alte frequenze ( $>10$  Hz) segnalano la presenza di passaggi stratigrafici molto superficiali, quelli alle basse frequenze ( $<1$  Hz) variazioni stratigrafiche profonde. Poiché le inversioni di velocità, cioè il passaggio andando in profondità da livelli

veloci a livelli meno veloci, non da origine a picchi nello spettro H/V, queste non possono essere rilevate direttamente. Un indizio della presenza di inversioni di velocità può essere fornito però, indirettamente, dall'andamento dello spettro H/V: ampi intervalli di frequenza in cui costantemente il rapporto H/V si mantiene minore di uno sono spesso associabili a variazioni negative delle velocità con la profondità.

Si tenga presente infine che in realtà i microtremori sono costituiti in parte da onde di superficie e non solo quindi da onde di taglio, ma poiché le velocità dei due tipi di oscillazione sono confrontabili la procedura descritta può essere impiegata senza introdurre errori significativi.

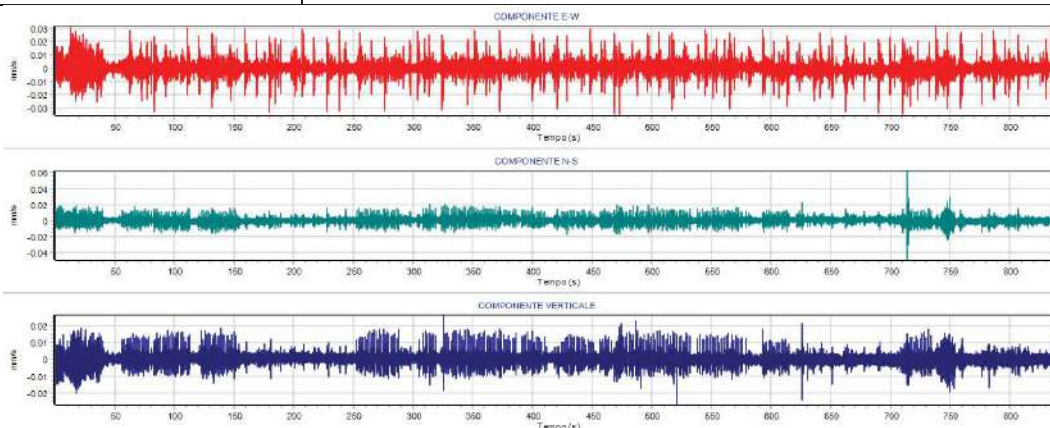
#### **7.4 Vulnerabilità sismica dell'opera**

Per vulnerabilità sismica s'intende la suscettibilità di un'opera a subire lesioni in seguito alle sollecitazioni indotte dal sisma. E' stato dimostrato che la vulnerabilità agli eventi sismici di un edificio di edificazione relativamente recente è solo marginalmente collegabile alle modalità costruttive dello stesso. Molto più gravoso è l'effetto dell'amplificazione sismica locale, che tende a aumentare in maniera importante l'intensità delle forze sismiche agenti sulla struttura. In particolare se la frequenza di risonanza dell'edificio è confrontabile con quella dei terreni di fondazione si verifica il fenomeno della risonanza accoppiata che comporta un'amplificazione delle sollecitazioni sismiche sull'opera.

Negli edifici esistenti il valore della frequenza fondamentale di risonanza può essere invece misurato direttamente con il velocimetro triassiale. In questo caso è necessario misurare il rapporto  $H_i/H_0$ , dove  $H_0$  è lo spettro della componente orizzontale, lungo X o Y, riferita al piano terra e  $H_i$  la stessa componente misurata al piano i-esimo. Nella pratica spesso si eseguono solo due misure, ubicate lungo la stessa verticale, una al piano terra e una all'ultimo piano dell'edificio. Il picco positivo massimo dello spettro  $H_i/H_0$  indica direttamente la frequenza di risonanza fondamentale della struttura.

#### **7.5 Risultati dell'analisi**

|                         |                                                         |
|-------------------------|---------------------------------------------------------|
| Incarico:               | <b>ALBA S.R.L.</b>                                      |
| Denominazione:          | <b>HVSR</b>                                             |
| Località:               | <b>Via Monticella n°14 – Rodengo Saiano (BS)</b>        |
| Coordinate geografiche: | <b>latitudine 45,594876 N e longitudine 10,089179 E</b> |
| Quota:                  | <b>piano campagna (100.00 m di rilievo)</b>             |
| Data:                   | <b>09/04/2018</b>                                       |



Microtremori lungo le componenti E-W, N-S, Verticale. Durata della registrazione: 14 minuti

## LINEE GUIDA SESAME (2005)

Picco H/V a  $17.13 \pm 3.52$  Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).

$f_0 > 10$  / Lw:  $4.06 > 0.50$  [ OK ]

$nc(f_0) > 200$ :  $3168.8 > 200$  [ OK ]

$sA(f) < 2$  for  $0.5f_0 < f < 2f_0$  if  $f_0 > 0.5$ Hz

$sA(f) < 3$  for  $0.5f_0 < f < 2f_0$  if  $f_0 < 0.5$ Hz Superato 0 volte su 196 [ OK ]

Esiste f- in  $[f_0/4, f_0]$  |  $AH/V(f-) < A_0 / 2$ :  $1.156$  Hz [ OK ]

Esiste f+ in  $[f_0, 4f_0]$  |  $A_H/V(f+) < A_0 / 2$ :  $12.938$  Hz [ OK ]

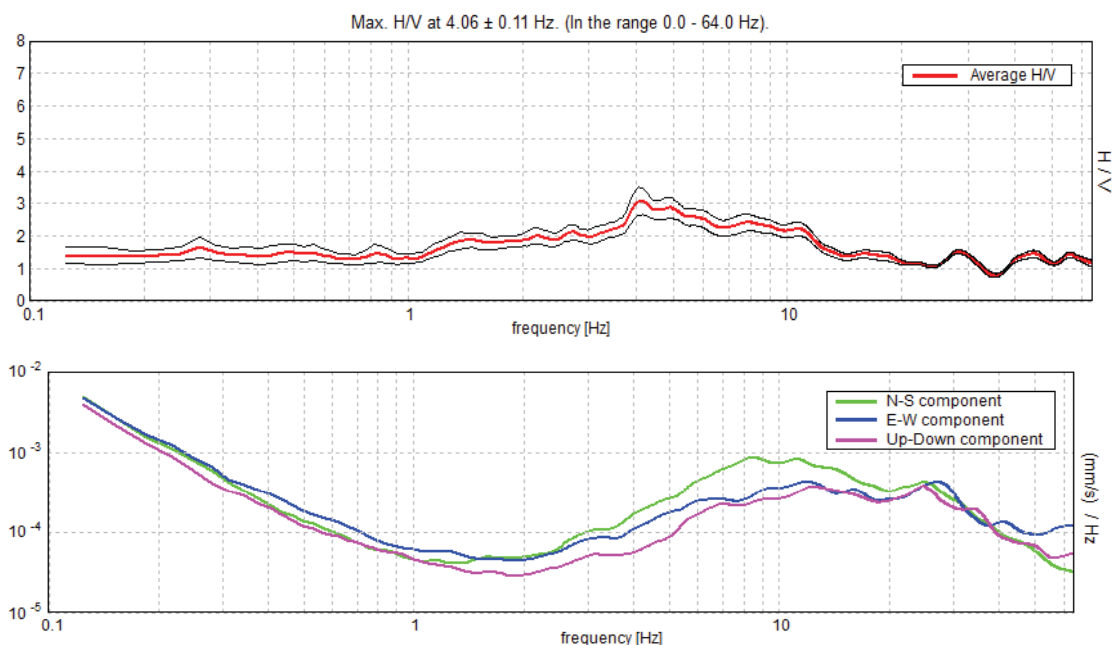
$A_0 > 2$ :  $3.07 > 2$  [ OK ]

$f_{\text{picco}}[A_H/V(f) \pm sA(f)] = f_0 \pm 5\%$ :  $|0.0276| < 0.05$  [ OK ]

$sf < e(f_0)$ :  $0.11212 < 0.20313$  [ OK ]

$sA(f_0) < q(f_0)$ :  $0.427 < 1.58$  [ OK ]

Si riportano di seguito gli spettri H/V e V registrati nel sito di misura.



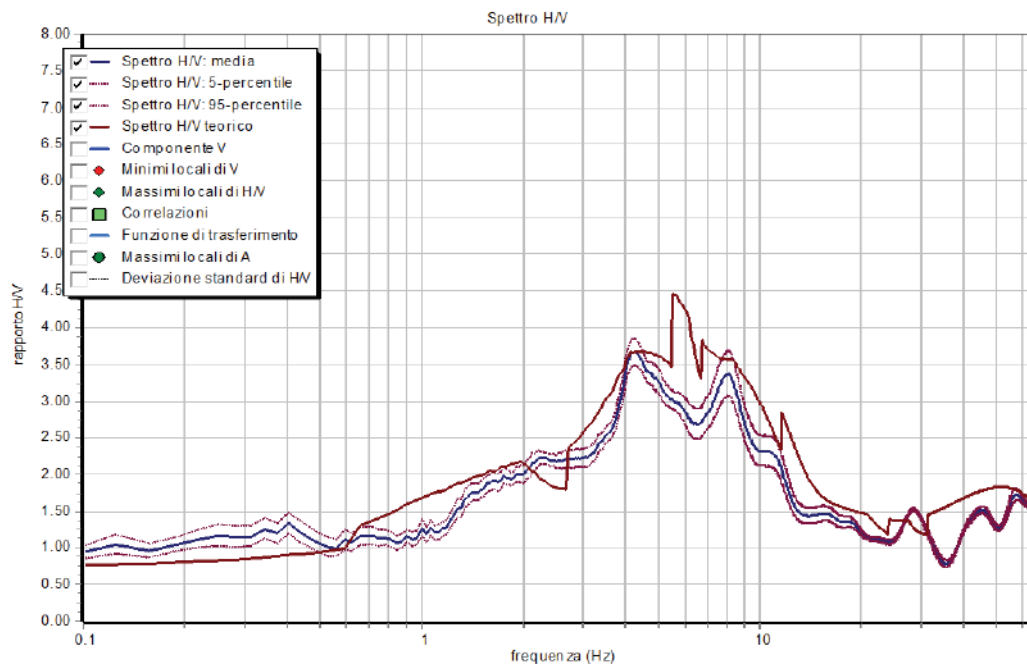
Nello spettro H/V sono stati individuati i picchi positivi che corrispondono ad altrettanti minimi locali nello spettro V (Up-Down component in legenda), fatto questo che consente di riconoscere le frequenze associate ai picchi H/V come frequenze di risonanza del terreno.

L'indice di vulnerabilità del sito ( $K_g$ ) viene calcolato facendo riferimento ai soli picchi stratigrafici dello spettro H/V posti a frequenze inferiori o prossime a 10 Hz, in quanto quelli presenti a frequenze superiori non sono significativi dal punto di vista della vulnerabilità sismica.

Nel caso in esame i picchi H/V stratigrafici individuati hanno fornito un valore massimo di  $K_g$  uguale a **2.72**. Il sito può essere perciò considerato, secondo Nakamura (1989), **a bassa pericolosità sismica locale**.

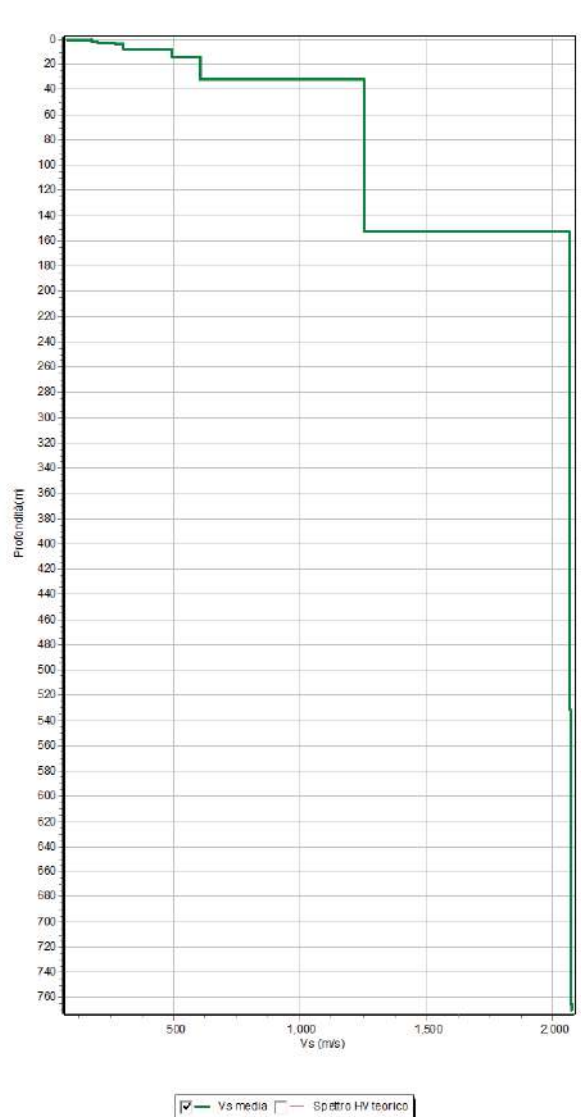
| Frequenza (Hz)                | Ampiezza H/V | $K_g$ |
|-------------------------------|--------------|-------|
| 1.0                           | 1.27         | 1.61  |
| 1.75                          | 1.98         | 2.25  |
| 2.28                          | 2.23         | 2.18  |
| 4.28 (frequenza fondamentale) | 3.67         | 3.15  |
| 8.06                          | 3.37         | 1.41  |

La curva H/V sintetica è stata modellata in modo da sovrapporsi ai picchi stratigrafici misurati.



L'inversione ha consentito di ricavare il profilo delle velocità delle onde S in funzione della profondità, di seguito descritto:

| Profondità da (m) | a (m)  | $\Delta z$ (m) | Vs (m/s) | Inversioni di velocità |
|-------------------|--------|----------------|----------|------------------------|
| 0.0               | 0.31   | 0.31           | 80       | -                      |
| 0.31              | 0.75   | 0.44           | 173      | -                      |
| 0.75              | 0.97   | 0.22           | 177      | -                      |
| 0.97              | 1.57   | 0.6            | 179      | -                      |
| 1.57              | 2.36   | 0.79           | 200      | -                      |
| 2.36              | 3.8    | 1.44           | 268      | -                      |
| 3.8               | 7.42   | 3.62           | 301      | -                      |
| 7.42              | 13.85  | 6.43           | 494      | -                      |
| 13.85             | 31.65  | 17.8           | 608      | -                      |
| 31.65             | 152.65 | 121.0          | 1253     | -                      |
| 152.65            | 310.26 | 157.61         | 2065     | -                      |
| 310.26            | 532.01 | 221.75         | 2067     | -                      |
| 532.01            | 764.9  | 232.89         | 2069     | -                      |
| Oltre 764.9       |        |                | 2075     | -                      |



Il valore di  $V_{seq}$  calcolato rispetto al piano imposta fondazione è risultato uguale a **445 m/s**; il sito rientra quindi nella **categoria di sottosuolo “B”** secondo il D.M. 17/01/2018: *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 fra 360 m/s e 800 m/s.*

## **7.6 Analisi di secondo livello**

L'analisi di secondo livello degli effetti sismici è stata condotta coerentemente con le indicazioni e con le prescrizioni riportate nei criteri attuativi della Legge Regionale n.12 dell'11/03/2005 della Regione Lombardia, indicati nella DGR 22/12/2005 n.VIII/1566 modificati con DGR 28/05/2008 n. VIII/7374 e successivi aggiornamenti (D.G.R. 30/11/2011 n.IX 2616).

Sulla base dei risultati ottenuti dall'indagine sismica HVSR è stato possibile calcolare il valore del Fattore di Amplificazione (**Fa**) atteso per l'area in esame.

Il valore ottenuto è stato utilizzato per valutare il grado di protezione raggiunto al sito dall'applicazione della normativa sismica vigente. La valutazione del grado di protezione viene effettuata in termini di contenuti energetici, confrontando il valore di Fa ottenuto dalle schede di valutazione (**Fac**) con un parametro di analogo significato (**Fas**) fornito dalla Regione Lombardia per ogni singolo territorio comunale e valido per ciascuna zona sismica

(zona 2, 3 e 4) e per le diverse categorie di suolo soggette ad amplificazioni litologiche (B, C, D ed E) e per i due intervalli di periodo 0.1-0.5 sec. (relativo a strutture basse, regolari e piuttosto rigide) e 0.5-1.5 sec. (per strutture alte e più flessibili).

Il parametro calcolato per ogni comune della Regione Lombardia è riportato nella banca dati on line della Regione Lombardia e rappresenta il valore di soglia oltre il quale lo spettro proposto dalla normativa risulta insufficiente a tenere in considerazione la reale amplificazione del sito.

La procedura prevede pertanto di valutare il valore di  $F_a$  con le schede di valutazione e di confrontarlo con il corrispondente valore di soglia, considerando una tolleranza di  $\pm 0.1$  che tiene conto della variabilità del valore di  $F_a$  ottenuto dalla procedura semplificata.

Per il comune di Rodengo Saiano (zona sismica 3) e con un suolo in Classe “B” (determinato con l’indagine sismica HVSr) i valori di  $F_a$  soglia risultano:

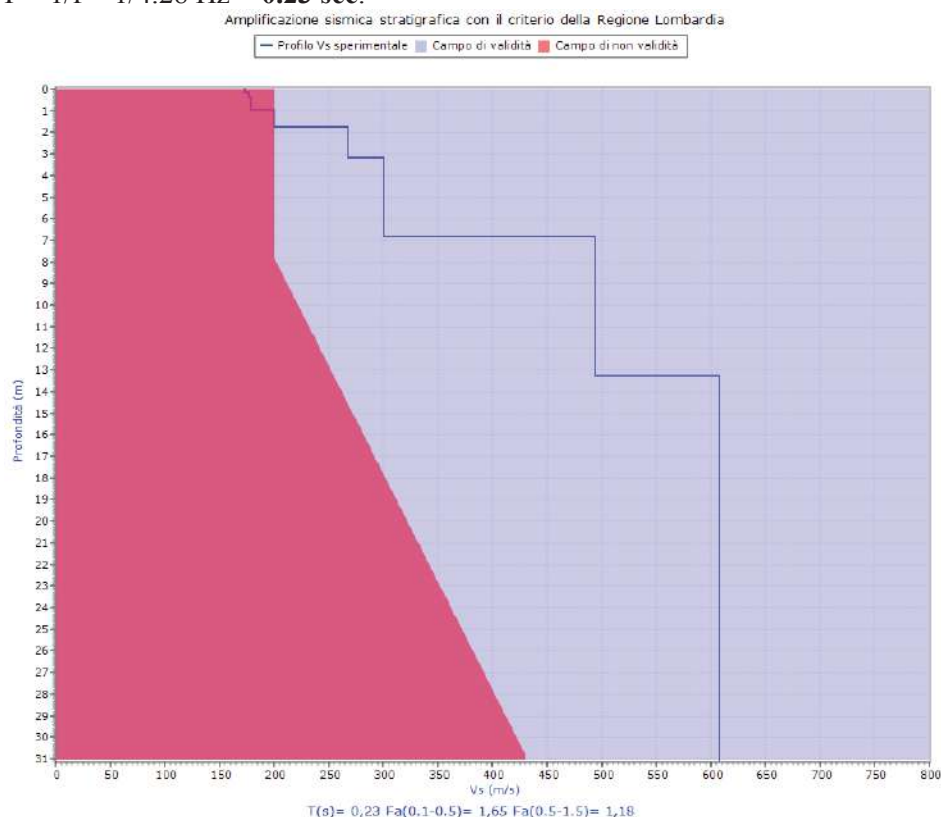
$$F_a(0.1-0.5 \text{ sec.}) = 1.4 \pm 0.1 \text{ (soglia comunale } \pm \text{ margine di errore)}$$

$$F_a(0.5-1.5 \text{ sec.}) = 1.7 \pm 0.1 \text{ (soglia comunale } \pm \text{ margine di errore)}$$

Per procedere al calcolo del valore di  $F_a$  per il sito in esame ( $F_{ac}$ ) si è scelto di applicare, tra quelle disponibili, la “Scheda litologia limoso-sabbiosa tipo 2”, in quanto l’unica, fra quelle disponibili, per la quale l’andamento delle  $V_s$  risulti compatibile.

All’interno della suddetta scheda litologica si è scelta, in funzione della profondità e della velocità  $V_s$  dello strato superficiale, la curva n°3 per la valutazione del valore di  $F_a$  nell’intervallo 0.1-0.5 sec. e nell’intervallo 0.5-1.5 sec., in base al valore del periodo proprio del sito  $T$ .

Il periodo proprio del sito  $T$ , necessario per l’utilizzo della scheda di valutazione, è stato misurato direttamente con l’indagine geofisica (inverso della frequenza fondamentale) e risulta  $T = 1/f = 1/4.28 \text{ Hz} = 0.23 \text{ sec.}$



#### Valutazione dei fattori di amplificazione stratigrafici con il criterio della L.R. 11 Marzo 2005 n.12

I valori di  $T$  e di  $F_{ac}$  così determinati, approssimati alla prima cifra decimale, per il sito in esame risultano:

$$T = 0.2 \text{ sec.}$$

**Fac (0.1-0.5 sec.) = 1.7**

**Fac (0.5-1.5 sec.) = 1.2**

Il valore riscontrato nell'intervallo di periodo 0.1-0.5 sec. è superiore al valore di soglia **Fas** per il territorio comunale di Rodengo Saiano per sottosuoli di categoria "B", mentre quello nell'intervallo 0.5-1.5 sec. risulta minore.

Per l'intervallo di periodo 0.5-1.5 sec., la normativa è quindi sufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica del sito, perciò si può applicare lo spettro previsto dalla normativa per la **categoria di sottosuolo "B"**; per l'intervallo di periodo 0.1-0.5 sec. si rende invece necessaria l'applicazione dell'analisi di III livello di approfondimento oppure, in alternativa, l'utilizzo dello spettro caratteristico della categoria di sottosuolo superiore (in questo caso la **categoria di sottosuolo "C"**: *depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi fra 180 e 360 m/s*).

L'opera in progetto rientra nell'intervallo di periodo 0.1-0.5 sec. (riferito a strutture basse, regolari e piuttosto rigide); lo spettro applicabile è perciò quello previsto dalla normativa per la categoria di sottosuolo "C".

In funzione delle condizioni topografiche, considerato che l'area interessata dall'intervento in progetto è posta su una superficie lievemente ondulata con inclinazione media inferiore a 15° (v. Par. 3), il sito rientra nella categoria T1 ed il valore del **coefficiente di amplificazione topografica  $S_t$**  è pari a **1,0**.

Secondo la più recente normativa, la classificazione di un territorio come "località sismica" di zona 2 determina, da un punto di vista progettuale, l'adozione di una **accelerazione sismica di base (al bedrock)  $a_g$**  che, in funzione della collocazione geografica (**latitudine 45,594762 N e longitudine 10,088861 E con il sistema WGS84**), del periodo di riferimento ( **$V_R = \text{anni } 50 \times 1 = 50$** ) e della probabilità di superamento (**10% corrispondente allo Stato Limite di salvaguardia della Vita**) è pari a **0,1432 g**.

Il **fattore massimo di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale  $F_0$**  è in questo caso pari a **2,44**.

Il periodo  **$T_c^*$**  corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro di accelerazione orizzontale nel caso in esame è pari a **0,28 sec.**

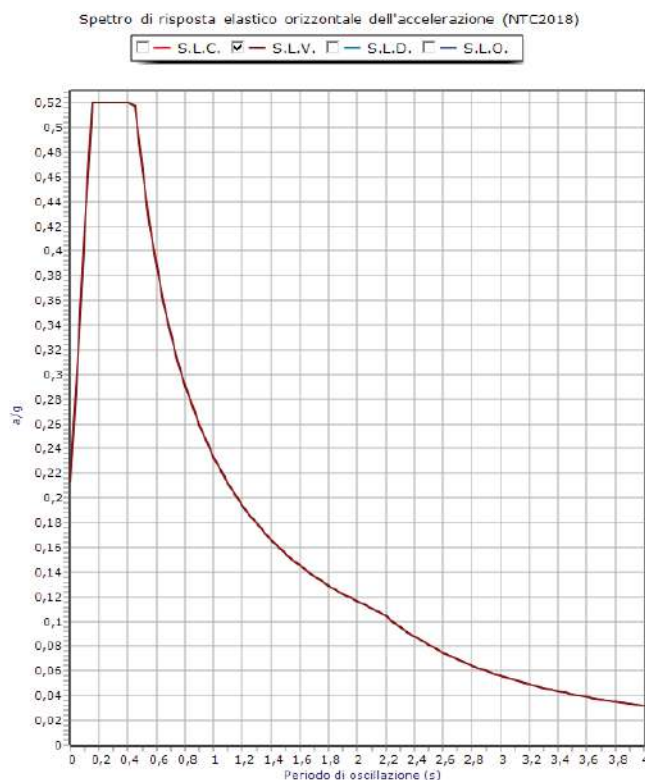
| Descrizione                      | Valore     | Legenda                                                  |
|----------------------------------|------------|----------------------------------------------------------|
| Sistema:                         | NTC2018    | agh base: Accelerazione sismica orizzontale di base      |
| Latitudine:                      | 45,594762  | P0: Max fattore di amplificazione spettrale orizzontale  |
| Longitudine:                     | 10,088861  | Tc*: Periodo inizio tratto a velocità costante           |
| Stato limite:                    | S.L.V.     | agv base: Accelerazione sismica verticale di base        |
| Vita nominale opera (anni):      | 50         | Fv: Max fattore di amplificazione spettrale verticale    |
| Classe opera:                    | II         | Ts: Tempo di ritorno                                     |
| Coef. di smorzamento %:          | 5,0        | Pi: Probabilità di superamento                           |
| Fattore di struttura orizz.le q: | 1,5        | agh max: Accelerazione sismica orizzontale in superficie |
| Fattore di struttura vert.le qv: | 1,5        | agv max: Accelerazione sismica verticale in superficie   |
| Categoria sottosuolo:            | C          | khs: Coefficiente sismico orizzontale del terreno        |
| Categoria topografica:           | T1         | kvs: Coefficiente sismico verticale del terreno          |
| Altezza totale dell'opera (m):   | 0          | beta: Coefficiente di riduzione di agh max               |
| Tipo opera:                      | Altro      | khi: Coefficiente sismico orizzontale dell'opera         |
| Contesto geotecnico:             | Fondazione | kvi: Coefficiente sismico verticale dell'opera           |
| ID nodo 1:                       | 11607      | Ti: Periodo di risonanza dell'opera                      |
| ID nodo 2:                       | 11608      |                                                          |
| ID nodo 3:                       | 11829      |                                                          |
| ID nodo 4:                       | 11830      |                                                          |

| Stato  | agh base(g) | P0   | Tc*  | agv base(g) | Fv   | Tr(anni) | Pi(%) | agh max(g) | agv max(g) | khs   | kvs   | beta | khi | kvi | Ti(s) |
|--------|-------------|------|------|-------------|------|----------|-------|------------|------------|-------|-------|------|-----|-----|-------|
| S.L.C. | 0,1840      | 2,46 | 0,29 | 0,1840      | 1,42 | 975      | 0,05  | 0,2628     | 0,1840     | 0,063 | 0,032 | 0,24 |     |     | 0,0   |
| S.L.V. | 0,1432      | 2,44 | 0,28 | 0,1432      | 1,24 | 50       | 0,3   | 0,2220     | 0,1432     | 0,061 | 0,029 | 0,21 |     |     | 0,0   |
| S.L.D. | 0,0542      | 2,40 | 0,23 | 0,0542      | 0,75 | 50       | 0,63  | 0,0813     | 0,0542     | 0,016 | 0,008 | 0,20 |     |     | 0,0   |
| S.L.O. | 0,0402      | 2,45 | 0,21 | 0,0402      | 0,66 | 30       | 0,81  | 0,0602     | 0,0402     | 0,012 | 0,006 | 0,20 |     |     | 0,0   |

Parametri sismici secondo le NTC2018

www.programgeo.it



Stima del coefficiente sismico orizzontale del terreno ( $k_{hk}$ )

Il valore  $a_{max}$  (accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni), viene ricavato dalla seguente relazione:

$$a_{max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g$$

dove  $a_g$  è l'accelerazione sismica orizzontale al bedrock,  $S_s$  è il fattore di amplificazione stratigrafica e  $S_t$  il fattore di amplificazione topografica.

Il fattore  $S_s$  viene stimato in funzione della categoria del sottosuolo secondo lo schema seguente:

| Classe | $S_s$                                     |
|--------|-------------------------------------------|
| A      | 1.00                                      |
| B      | $1.00 \leq 1.40 - 0.40 F_0 a_g \leq 1.20$ |
| C      | $1.00 \leq 1.70 - 0.60 F_0 a_g \leq 1.50$ |
| D      | $0.90 \leq 2.40 - 1.50 F_0 a_g \leq 1.80$ |
| E      | $1.00 \leq 2.00 - 1.10 F_0 a_g \leq 1.60$ |

Nel caso in esame la categoria di sottosuolo considerata per il sito è la "C",  $a_g$  è uguale a **0,1432 g** e  $F_0$  è **2,44**.

Il parametro  $S_s$  risulta pari a **1,49**.

La grandezza  $a_{max}$  è quindi uguale a:

$$a_{max} = 1,49 \times 1,00 \times 0,1432 = \mathbf{0,2135 \text{ g}}$$

Il **coefficiente sismico orizzontale**, necessario per la valutazione degli effetti cinematici del sisma sul terreno di fondazione, si ottiene infine moltiplicando il valore di  $a_{max}$  per un fattore correttivo  $\beta$ :

$$k_{hk} = \beta \cdot a_{max}$$

Il parametro  $\beta$ , secondo le istruzioni per l'applicazione del D.M.17/01/2018, va ricavato dalla seguente tabella:

|  | Categoria del sottosuolo |         |
|--|--------------------------|---------|
|  | A                        | B,C,D,E |

|                      | $\beta$ | $\beta$ |
|----------------------|---------|---------|
| $0.2 < a_g \leq 0.4$ | 0.30    | 0.28    |
| $0.1 < a_g \leq 0.2$ | 0.27    | 0.24    |
| $a_g \leq 0.1$       | 0.20    | 0.20    |

Nel sito indagato risulta  $\beta=0,24$ , da cui:

$$k_{hk} = 0,24 \times 0,2135 = 0,051$$

#### Verifica alla liquefazione dei terreni in condizioni sismiche

Per quanto riguarda la possibilità di liquefazione (perdita di resistenza dei terreni saturi sotto sollecitazioni che portino il terreno a raggiungere una condizione di fluidità pari a quella di una massa viscosa, il che solitamente avviene nei depositi costituiti da sabbie sciolte fini sotto falda), considerate sia le caratteristiche granulometriche del deposito costituente il substrato di fondazione (deposito antropico sabbio-ghiaio-limo-ciottoloso e deposito alluvionale ghiaio-sabbio-ciottoloso deb. limoso), sia l'assenza di saturazione alla profondità influenzata dalle fondazioni (v. [Par. 3](#)), non esistono le condizioni che possano condurre a tale fenomeno (circostanze 2 e 4 del punto 7.11.3.4.2 delle NTC 2018).

### **8) CAPACITA' PORTANTE, VERIFICA DEI CEDIMENTI RELATIVI ALL'IMPOSTA DEL CARICO UNITARIO E MODULO DI REAZIONE DEL TERRENO DI FONDAZIONE**

#### **8.1) Capacità portante del terreno di fondazione**

L'intervento in progetto, come accennato in premessa, prevede la distribuzione delle sollecitazioni della struttura al terreno attraverso fondazioni nastriformi con  $B = 0,9$  m impostati alla profondità di 0,6 m circa da p. calpestio (corrispondente a quota 99.30 m di rilievo) per la tensostruttura e attraverso fondazioni nastriformi con  $B = 1,9$  m impostati alla profondità di 1,4 m circa da p. calpestio (corrispondente a quota 98.50 m di rilievo) per il muro REI; al fine di dare una indicazione dei valori di capacità portante allo stato limite ultimo " $q_{slu}$ " del terreno di fondazione, vista la sua natura e l'assenza di terreno saturo alla profondità influenzata dalle fondazioni, per il calcolo si utilizza la formula di Brinch-Hansen (1970) valida in terreni granulari:

$$q_{slu} = (s_q \cdot \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot z_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \cdot z_\gamma) \cdot 1/F$$

dove:

$D_f$  = altezza del sovraccarico laterale rispetto al piano di posa delle fondazioni, ovvero in questo caso, profondità di imposta delle fondazioni da piano calpestio attuale

$\gamma_1$  = peso di volume medio del terreno sopra il piano di posa delle fondazioni

$\gamma$  = peso di volume medio del terreno sotto il piano di posa delle fondazioni

$B$  = lato minore della fondazione

$N_q$  e  $N_\gamma$  = fattori di capacità portante che dipendono da  $\phi$

$s_q, s_\gamma$  = fattori di forma

$d_q, d_\gamma$  = fattori correttivi per l'approfondimento

$i_q, i_\gamma$  = fattori correttivi per l'inclinazione dei carichi

$b_q, b_\gamma$  = fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione

$g_q, g_\gamma$  = fattori correttivi per fondazioni su pendio

$z_q, z_\gamma$  = fattori correttivi per gli effetti cinematica dovuti al sisma (Paolucci e Pecker)

$F$  = fattore di sicurezza (uguale a 2,3 per l'Approccio 2)

Il piano calpestio circostante la superficie d'ingombro dell'opera in progetto verrà mantenuto alla quota attuale (99.90 m di rilievo).

Il piano di imposta delle fondazioni è, come precedentemente riportato, previsto a quota 99.30 m di rilievo (corrispondente alla profondità di 0,6 m da p.c. attuale) per le fondazioni nastriformi della tensostruttura e 98.50 m di rilievo (corrispondente alla profondità di 1,4 m da p.c. attuale) per le fondazioni nastriformi del muro REI; dai dati ricavati con l'indagine, in corrispondenza della superficie d'ingombro delle opere in progetto, a questa profondità è presente il deposito antropico **sabbio-ghiaio-limocottoloso con caratteristiche meccaniche mediocri ( $\phi=26^\circ$ )** che prosegue per qualche decimetro, sotto il quale si incontra il deposito alluvionale prevalentemente **ghiaio-sabbio-cottoloso con buone caratteristiche geotecniche ( $\phi=32^\circ$ )**. Nel calcolo si utilizzerà  $D_f$  minimo (profondità di imposta delle fondazioni da p. calpestio) rispettivamente pari a **0,6 m** nel primo e **1,4 m** nel secondo caso, considerando, a favore della sicurezza, la situazione più sfavorevole dal punto di vista litostratigrafico.

Il calcolo verrà eseguito con il criterio dello **Stato Limite Ultimo** in condizioni statiche (SLU) e dinamiche (SLV), come previsto dal D.M. LL.PP. 17/01/2018, utilizzando i **parametri geotecnici caratteristici** del terreno.

Per il calcolo della portanza nella condizione sismica verrà adottata una inclinazione del carico verticale costante (secondo il metodo di Paolucci e Pecker) e carico centrato sulla fondazione, quindi in assenza di momenti flettenti (questo anche in condizioni statiche). La verifica finale dovrà tener conto della inclinazione dei carichi verticali e della riduzione della fondazione per effetto delle sollecitazioni flettenti, se necessario, sulla base dei risultati dell'analisi strutturale.

Le verifiche sono eseguite per combinazioni di gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A1), per i parametri geotecnici (M1) e per la resistenza (R3).

La verifica allo Stato Limite Ultimo di tipo geotecnico per carico limite dell'insieme fondazione-terreno verrà eseguita secondo il seguente approccio:

- Approccio 2 (A1+M1+R3) con coefficiente riduttivo pari a **2,3** per la resistenza e pari a **1** per i parametri geotecnici.

Introducendo nella formula i relativi valori, nelle condizioni stratigrafiche più sfavorevoli, per fondazioni nastriformi con  $B = 0,9$  m impostate alla profondità di 0,6 m da p. calpestio e per fondazioni nastriformi con  $B=1,9$  m impostate alla profondità di 1,4 m da p. calpestio, si ottiene la seguente capacità portante:

### Condizione fondamentale SLU

#### A) fondazioni nastriformi impostate alla profondità di 0,6 m da p.c. ( $D_f=0,6$ m)

- Approccio 2 (A1+M1+R3)

| B     | $D_f$ | $q_{slu}$              |
|-------|-------|------------------------|
| 0,9 m | 0,6 m | 0,8 kg/cm <sup>2</sup> |

#### B) fondazioni nastriformi impostate alla profondità di 1,4 m da p.c. ( $D_f=1,4$ m)

- Approccio 2 (A1+M1+R3)

| B     | $D_f$ | $q_{slu}$              |
|-------|-------|------------------------|
| 1,9 m | 1,4 m | 5,5 kg/cm <sup>2</sup> |

### Condizione sismica SLV

#### A) fondazioni nastriformi impostate alla profondità di 0,6 m da p.c. ( $D_f=0,6$ m)

- Approccio 2 (A1+M1+R3)

| B     | $D_f$ | $q_{slu}$              |
|-------|-------|------------------------|
| 0,9 m | 0,6 m | 0,3 kg/cm <sup>2</sup> |

#### B) fondazioni nastriformi impostate alla profondità di 1,4 m da p.c. ( $D_f=1,4$ m)

- Approccio 2 (A1+M1+R3)

| B     | $D_f$ | $q_{slu}$              |
|-------|-------|------------------------|
| 1,9 m | 1,4 m | 1,8 kg/cm <sup>2</sup> |

### 8.2) Verifica dei cedimenti relativi all'imposta del carico unitario (Stato Limite d'Esercizio)

Nella situazione stratigrafica più sfavorevole, ipotizzando fondazioni perfettamente rigide dimensionate come indicato nel precedente paragrafo e, non conoscendo il valore

delle azioni di progetto, applicando alla profondità d'ipotesi prevista, carichi unitari distribuiti “ $\sigma$ ” (carico di esercizio ipotizzato) pari al valore di capacità portante allo Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita (**0,3 kg/cm<sup>2</sup>** per le fondazioni nastriformi con B=0,9 m impostate alla profondità di 0,6 m e **1,8 kg/cm<sup>2</sup>** per le fondazioni nastriformi con B=1,9 m impostate alla profondità di 1,4 m), a titolo indicativo sono stati verificati i cedimenti teorici massimi “s” nella situazione stratigrafica più sfavorevole mediante la formula di Schmertmann (1970):

$$s = C_1 \cdot C_2 \cdot P_n \cdot \sum_0^{2B} (I_z/E) \cdot Z$$

dove:

$C_1$  e  $C_2$  = fattori di correzione funzione della profondità e del tempo di applicazione del carico, ovvero:

$C_1 = 1 - 0,5 \cdot (P/Q)$  con P=pressione efficace al piano di posa della fondazione

$C_2 = 1 + 0,21 \cdot \text{Log}(T/0,1)$  con T=tempo di calcolo del cedimento in anni

$P_n$  = pressione netta pari al carico unitario di progetto diminuito del carico unitario imposto dalla esistente struttura

B = larghezza della fondazione

$I_z$  = fattore d'influenza funzione della geometria della fondazione e dell'entità della pressione applicata,

ovvero:

per fondazioni nastriformi, dove z è la profondità sotto il piano di posa della fondazione

0,2 per z=0

0,5 per z=B

0,0 per z=4·B

E = modulo di elasticità

Z = spessore dello strato

Introducendo i relativi valori, in funzione della profondità di posa, del carico unitario distribuito “ $\sigma$ ”, oltre che della tipologia e della larghezza “B” della fondazione, si hanno i seguenti cedimenti teorici massimi “s”:

**A) fondazioni nastriformi impostate alla profondità di 0,6 m da p.c.**  
**(Df=0,6 m)**

| B     | $\sigma$               | s      |
|-------|------------------------|--------|
| 0,9 m | 0,3 kg/cm <sup>2</sup> | 0,4 cm |

**B) fondazioni nastriformi impostate alla profondità di 1,4 m da p.c.**  
**(Df=1,4 m)**

| B     | $\sigma$               | s      |
|-------|------------------------|--------|
| 1,9 m | 1,8 kg/cm <sup>2</sup> | 1,7 cm |

**8.3) Modulo di reazione del terreno**

Nelle condizioni precedentemente descritte (profondità di posa della fondazione, geometria della fondazione e carico unitario imposto), il modulo di reazione medio “K”

degli strati interessati dal bulbo di pressione della fondazione in progetto, valutato mediante il rapporto fra sollecitazione e cedimento conseguente è, in funzione della larghezza “**B**” della fondazione e del carico unitario imposto “ **$\sigma$** ”:

***A) fondazioni nastriformi impostate alla profondità di 0,6 m da p.c.***  
***( $D_f=0,6$  m)***

| <b>B</b> | <b><math>\sigma</math></b> | <b>K</b>               |
|----------|----------------------------|------------------------|
| 0,9 m    | 0,3 kg/cm <sup>2</sup>     | 0,5 kg/cm <sup>3</sup> |

***B) fondazioni nastriformi impostate alla profondità di 1,4 m da p.c.***  
***( $D_f=1,4$  m)***

| <b>B</b> | <b><math>\sigma</math></b> | <b>K</b>               |
|----------|----------------------------|------------------------|
| 1,9 m    | 1,8 kg/cm <sup>2</sup>     | 0,9 kg/cm <sup>3</sup> |

## **9) CONCLUSIONI**

Sulla base dei dati ottenuti nel corso dell'indagine, l'area in oggetto presenta un quadro geologico, geomorfologico ed idrogeologico compatibile con l'intervento previsto, che consiste nella realizzazione, in un'area interna posta nella zona in angolo SW dell'insediamento produttivo, di due strutture (tensostruttura e muro tagliafuoco REI).

E' stato verificato quanto segue:

- a. Nel corso dell'esecuzione delle indagini svolte nei pressi della superficie d'intervento non era stata rilevata la presenza di acqua sotterranea alla profondità raggiunta; dai dati stratigrafici di pozzi esistenti nell'insediamento, si rileva la presenza, in corrispondenza dell'area indagata, di un acquifero con **superficie piezometrica** stimabile a quota **112÷114 m s.l.m.**, ovvero a profondità di 78÷76 m dalla quota di p. calpestio attuale (v. [Par. 3](#)). Da informazioni raccolte, la superficie piezometrica durante i periodi di massima può eccezionalmente raggiungere **quota 115÷116 m s.l.m.** (corrispondente alla profondità di 75÷74 m circa dalla quota di p.c. attuale).
- b. Il valore di  $V_{seq}$  calcolato rispetto al piano imposta fondazione è risultato uguale a 445 m/s (v. [Par. 6](#)); il sito rientra quindi nella categoria di sottosuolo "B" secondo il D.M. 17/01/2018: 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 fra 360 m/s e 800 m/s. Il valore del Fattore di Amplificazione (**F<sub>ac</sub>**) riscontrato nell'area in esame risulta superiore al valore soglia (**F<sub>as</sub>**) per il Comune di Rodengo Saiano per sottosuoli di categoria "B" per l'intervallo di periodo 0.1-0.5 sec. (riferito a strutture relativamente basse, regolari e piuttosto rigide), mentre per l'intervallo di periodo 0.5-1.5 sec. (riferito a strutture alte e flessibili), risulta minore. Perciò l'indagine eseguita giustifica e consente di affermare che la normativa è da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica del sito esclusivamente per l'intervallo di periodo 0.5-1.5 sec. (spettro previsto dalla normativa per la **categoria di sottosuolo "B"**); per l'intervallo di periodo 0.1-0.5 sec. si rende invece necessaria l'applicazione dell'analisi di III livello di approfondimento oppure, in alternativa, l'utilizzo dello spettro caratteristico della categoria di sottosuolo superiore (in questo caso la **categoria di sottosuolo "C"**: *depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi fra 180 e 360 m/s*). Le opere in progetto rientra nell'intervallo di periodo 0.1-0.5 sec. (riferito a strutture basse, regolari e piuttosto rigide); lo spettro applicabile è perciò quello previsto dalla normativa per la categoria di sottosuolo "C".
- c. Il p. calpestio circostante la superficie d'ingombro delle opere in progetto verrà mantenuto alla quota attuale (99.90 m di rilievo). Le sollecitazioni delle strutture saranno trasmesse al terreno mediante fondazioni nastriformi con B = 0,9 m impostate alla profondità di 0,6 m circa da p.c. attuale (corrispondente a quota 99.10 m di rilievo) per la tensostruttura e attraverso fondazioni nastriformi con B = 1,9 m impostati alla profondità di 1,4 m circa da p.c. attuale (corrispondente a quota 98.90 m di rilievo) per il muro tagliafuoco REI. A questa profondità, in corrispondenza della superficie

interessata dalle opere in progetto, è presente il **deposito antropico granulare con caratteristiche meccaniche mediocri** ( $\phi=26^\circ$ ) che prosegue per qualche decimetro, sotto il quale si incontra il deposito alluvionale prevalentemente **ghiaio-sabbio-ciottoloso con buone caratteristiche geotecniche** ( $\phi=32^\circ$ ).

- d. Il calcolo della capacità portante allo stato limite ultimo del terreno è stato eseguito utilizzando “ $D_f$ ” minimo (profondità di imposta delle fondazioni da p. calpestio), pari a **0,6 m** per le fondazioni nastriformi della tensostruttura e **1,4 m** per le fondazioni nastriformi del muro REI. Dalle verifiche basate sui dati rilevati (v. Par. 8), nella condizione stratigrafica più sfavorevole, in funzione della tipologia e della larghezza “ $B$ ” della fondazione oltre che della altezza del sovraccarico laterale “ $D_f$ ”, si ottiene il seguente valore di capacità portante allo stato limite ultimo “ $q_{slu}$ ”:

#### Condizione fondamentale SLU

**A) fondazioni nastriformi impostate alla profondità di 0,6 m da p.c.**

**( $D_f=0,6$  m)**

- **Approccio 2 ( $A1+M1+R3$ )**

| <b>B</b> | <b><math>D_f</math></b> | <b><math>q_{slu}</math></b>  |
|----------|-------------------------|------------------------------|
| 0,9 m    | 0,6 m                   | <b>0,8 kg/cm<sup>2</sup></b> |

**B) fondazioni nastriformi impostate alla profondità di 1,4 m da p.c.**

**( $D_f=1,4$  m)**

- **Approccio 2 ( $A1+M1+R3$ )**

| <b>B</b> | <b><math>D_f</math></b> | <b><math>q_{slu}</math></b>  |
|----------|-------------------------|------------------------------|
| 1,9 m    | 1,4 m                   | <b>5,5 kg/cm<sup>2</sup></b> |

#### Condizione sismica SLV

**A) fondazioni nastriformi impostate alla profondità di 0,6 m da p.c.**

**( $D_f=0,6$  m)**

- **Approccio 2 ( $A1+M1+R3$ )**

| <b>B</b> | <b><math>D_f</math></b> | <b><math>q_{slu}</math></b>  |
|----------|-------------------------|------------------------------|
| 0,9 m    | 0,6 m                   | <b>0,3 kg/cm<sup>2</sup></b> |

**B) fondazioni nastriformi impostate alla profondità di 1,4 m da p.c.**

**( $D_f=1,4$  m)**

- **Approccio 2 ( $A1+M1+R3$ )**

| <b>B</b> | <b><math>D_f</math></b> | <b><math>q_{slu}</math></b>  |
|----------|-------------------------|------------------------------|
| 1,9 m    | 1,4 m                   | <b>1,8 kg/cm<sup>2</sup></b> |

Applicando in condizioni di esercizio, alla profondità d’imposta prevista, carichi unitari distribuiti “ $\sigma$ ” pari al valore di capacità portante allo Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita sopra indicato, *al netto del terreno asportato* con lo scavo, considerando fondazioni rigide con carico uniformemente distribuito su tutta la superficie della fondazione, nelle condizioni sopra descritte e nella situazione stratigrafica più

sfavorevole, si inducono cedimenti teorici “s”, che, in funzione della larghezza “B” della fondazione, risultano pari a **0,4 cm** per le fondazioni nastriformi con  $B = 0,9$  m impostate alla profondità di 0,6 m e pari a **1,7 cm** per fondazioni nastriformi con  $B=1,9$  m impostate alla profondità di 1,4 m (v. Par. 8.2); cedimenti di questa entità sono tollerabili dalla struttura prevista (verifica allo Stato Limite d'Esercizio). Infatti “Ed” (valore di progetto dell'effetto delle azioni) è, nel caso analizzato, inferiore a “Cd” (valore limite dell'effetto delle azioni, per la situazione analizzata valutabile cautelativamente in  $2,5 \div 2,7$  cm).

- e. Per raggiungere la quota di imposta fondazione sarà necessario procedere a scavi in sezione ristretta con fronte di altezza massima pari a circa 1,4 m da piano piazzale; in questa condizione limite sono perciò state verificate le condizioni di stabilità a breve termine della parete di scavo, cioè introducendo nel calcolo il valore della coesione apparente  $c = 0,3$  t/mq valutato, cautelativamente, sulla base dell'esperienza personale, nella situazione stratigrafica meno favorevole. Considerate le caratteristiche del terreno interessato, sarà necessario, nel caso di sovraccarichi accidentali nulli in prossimità del ciglio della scarpata ed in condizioni di terreno non saturo, eseguire lo scavo tenendo l'angolo di inclinazione massima “ $\beta$ ” della parete non superiore a **55°** (ovvero un arretramento di 0,7 m per ogni metro di altezza), al fine di evitare l'eventualità di crolli durante il procedere dei lavori. Ad operazioni di scavo ultimate dovrà essere, in breve tempo, messa in opera la struttura di fondazione.

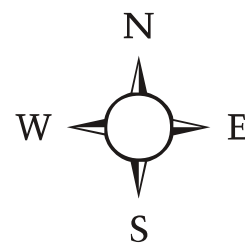
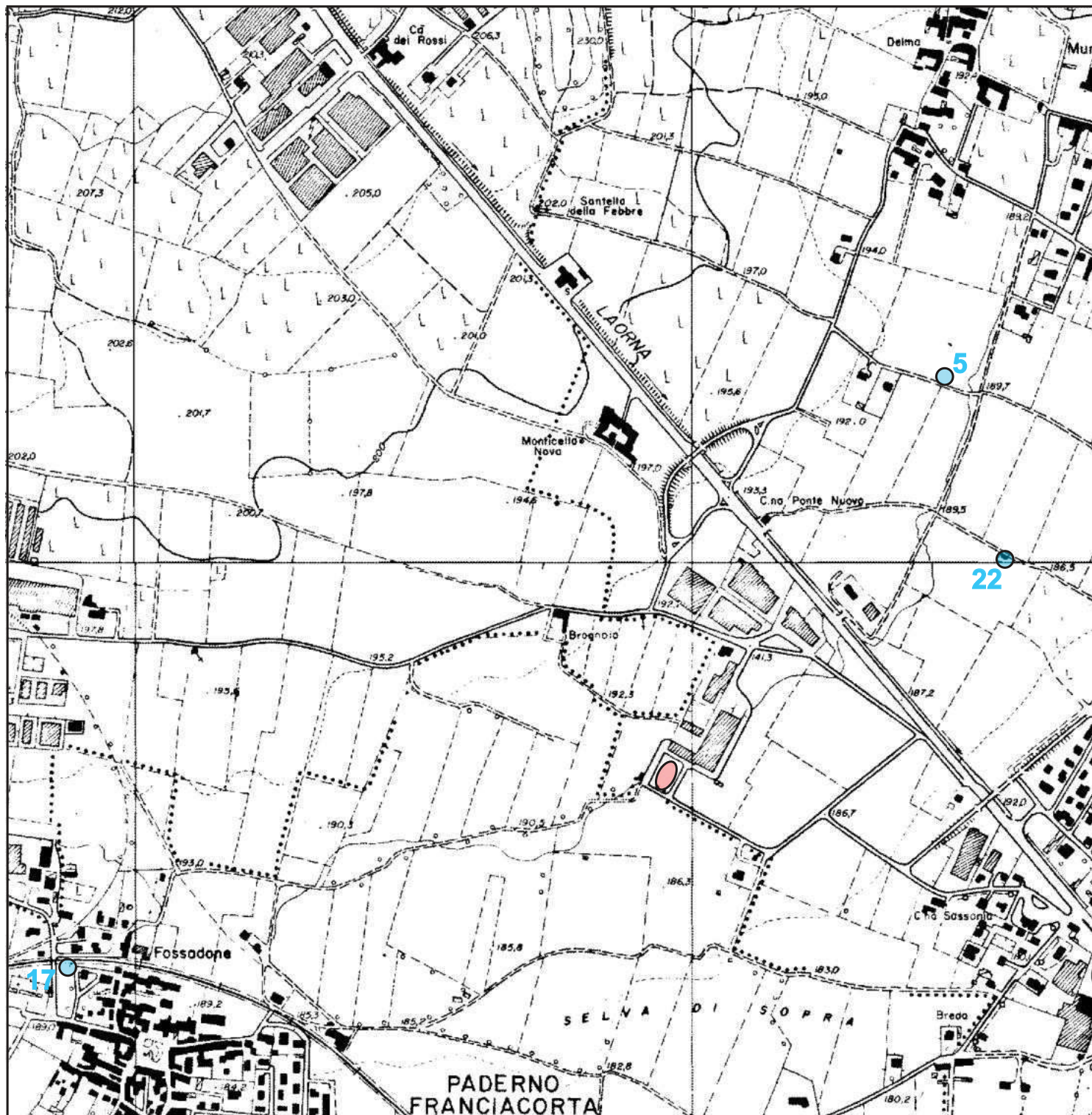
Essendo le indagini limitate ad alcuni punti, sarà necessario che la D.L. controlli, nel corso degli scavi per la realizzazione delle fondazioni, la conformità con quanto emerso dall'indagine onde accertarsi dell'eventuale presenza di anomalie negative.

Brescia, 14 Giugno 2021

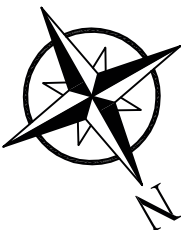
**dr. Federico Mori**



A circular professional stamp of the Italian Order of Geologists (Ordine dei Geologi). The stamp contains the text "ORDINE DEI GEOLOGI", "MORI", "FEDERICO", and "n° 700". A handwritten signature in blue ink is written over the stamp.



**ALLEGATO n°1: carta topografica scala 1:10000 con ubicazione dell'area d'intervento e dei pozzi esistenti**



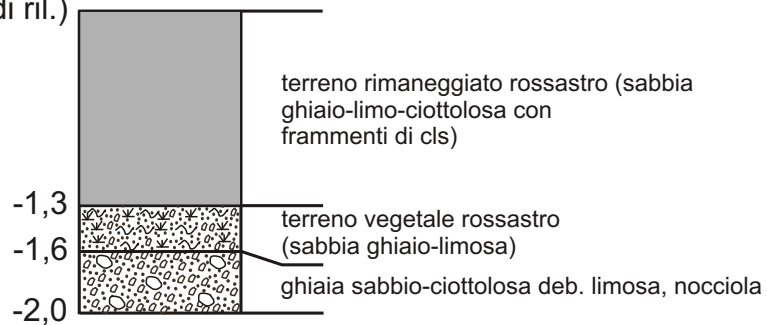
**ALLEGATO n°2: rilievo planialtimetrico scala 1:1000 con ubicazione degli scavi esplorativi, delle prove penetrometriche dinamiche e del punto di indagine geofisica**

*Dr. Federico Mori*  
*Geologo*

## **ALLEGATO n°3: stratigrafia degli scavi esplorativi**

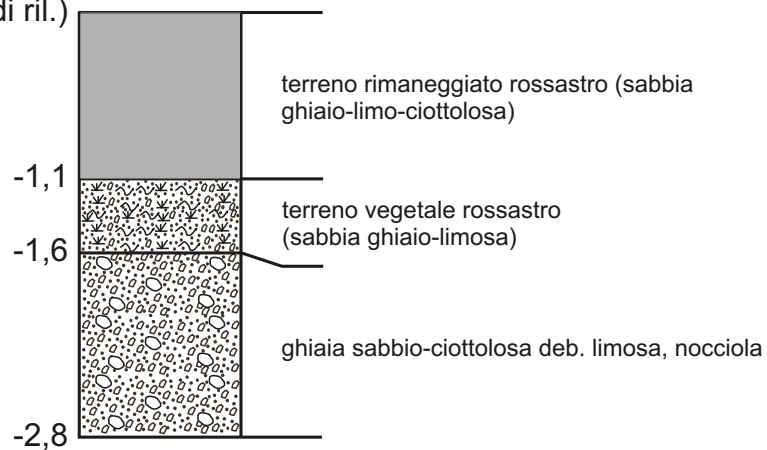
## S1

p.c. (100.00 m di ril.)



## S2

p.c. (100.00 m di ril.)



**ALLEGATO n°4: diagrammi delle prove  
penetrometriche dinamiche  
eseguite nell'Aprile 2018**

# GEODRILL S.r.l.

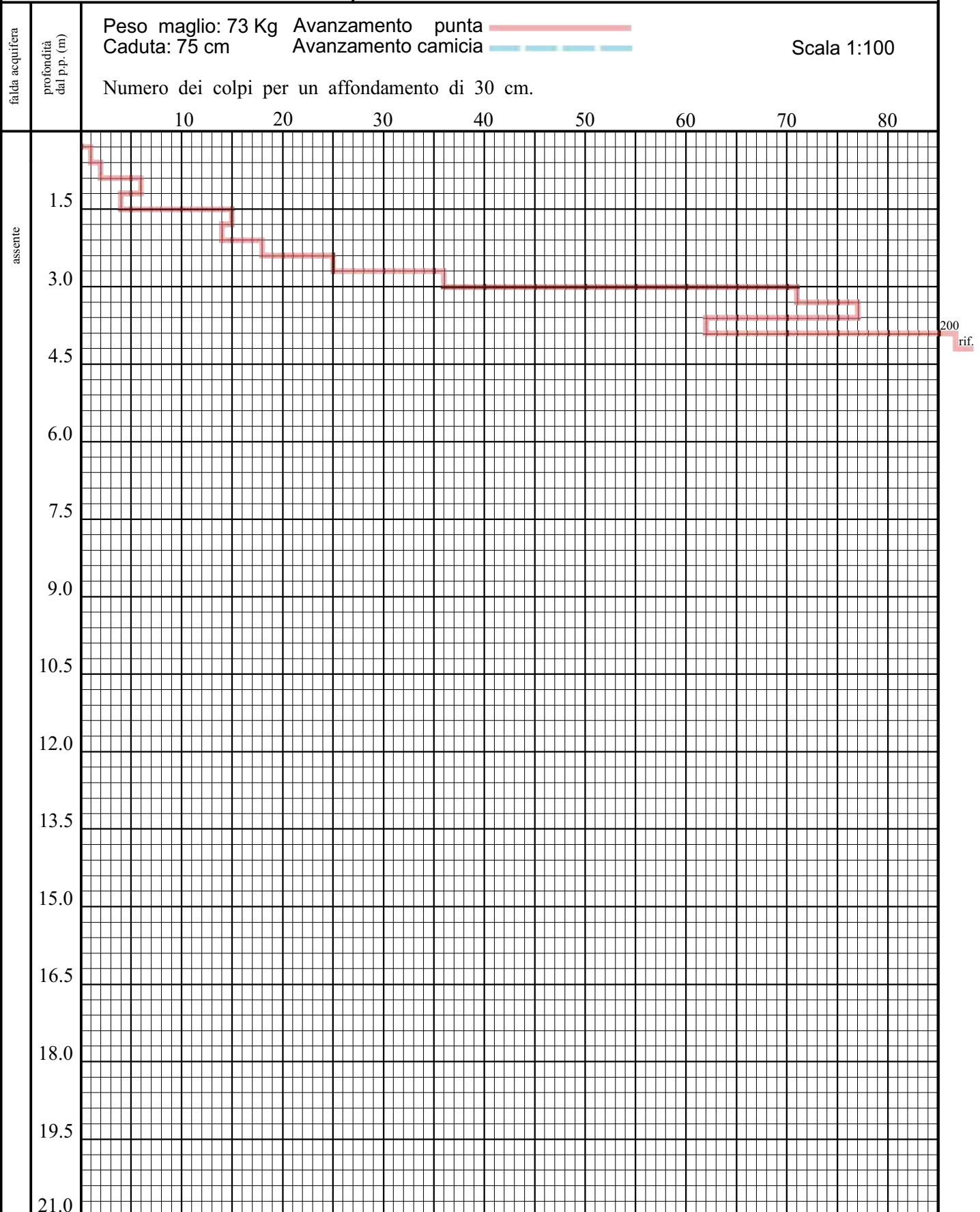
Via F.lli Bandiera, 2  
24048 Treviolo (BG)  
tel. 035/6221296

## PROVA PENETROMETRICA N. 1

Località: Brognolo - Rodengo Saiano (BS)

Data: 09/04/2018

Quota inizio: p.p. (100.00 m di ril.)



GEODRILL S.r.l.

Via F.lli Bandiera, 2  
24048 Treviolo (BG)  
tel. 035/6221296

PROVA PENETROMETRICA N. 2

Località: Brognolo - Rodengo Saiano (BS)

Data: 09/04/2018

Quota inizio: p.p. (99.81 m di ril.)

falda acquifera

profondità  
dal p.p. (m)

Peso maglio: 73 Kg  
Caduta: 75 cm

Avanzamento punta  
Avanzamento camicia

Scala 1:100

Numero dei colpi per un affondamento di 30 cm.

10 20 30 40 50 60 70 80

assente

1.5

3.0

4.5

6.0

7.5

9.0

10.5

12.0

13.5

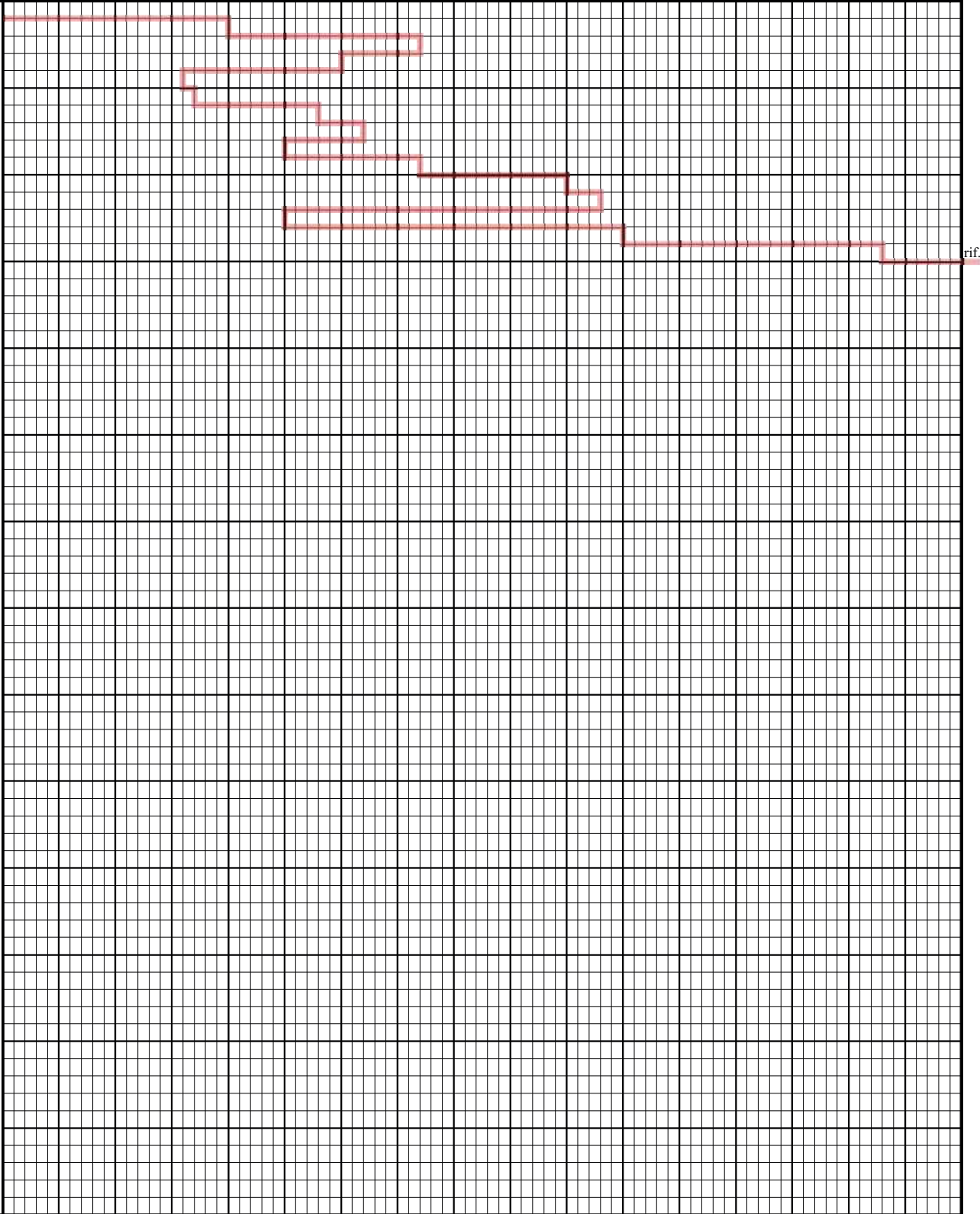
15.0

16.5

18.0

19.5

21.0



**GEODRILL S.r.l.**

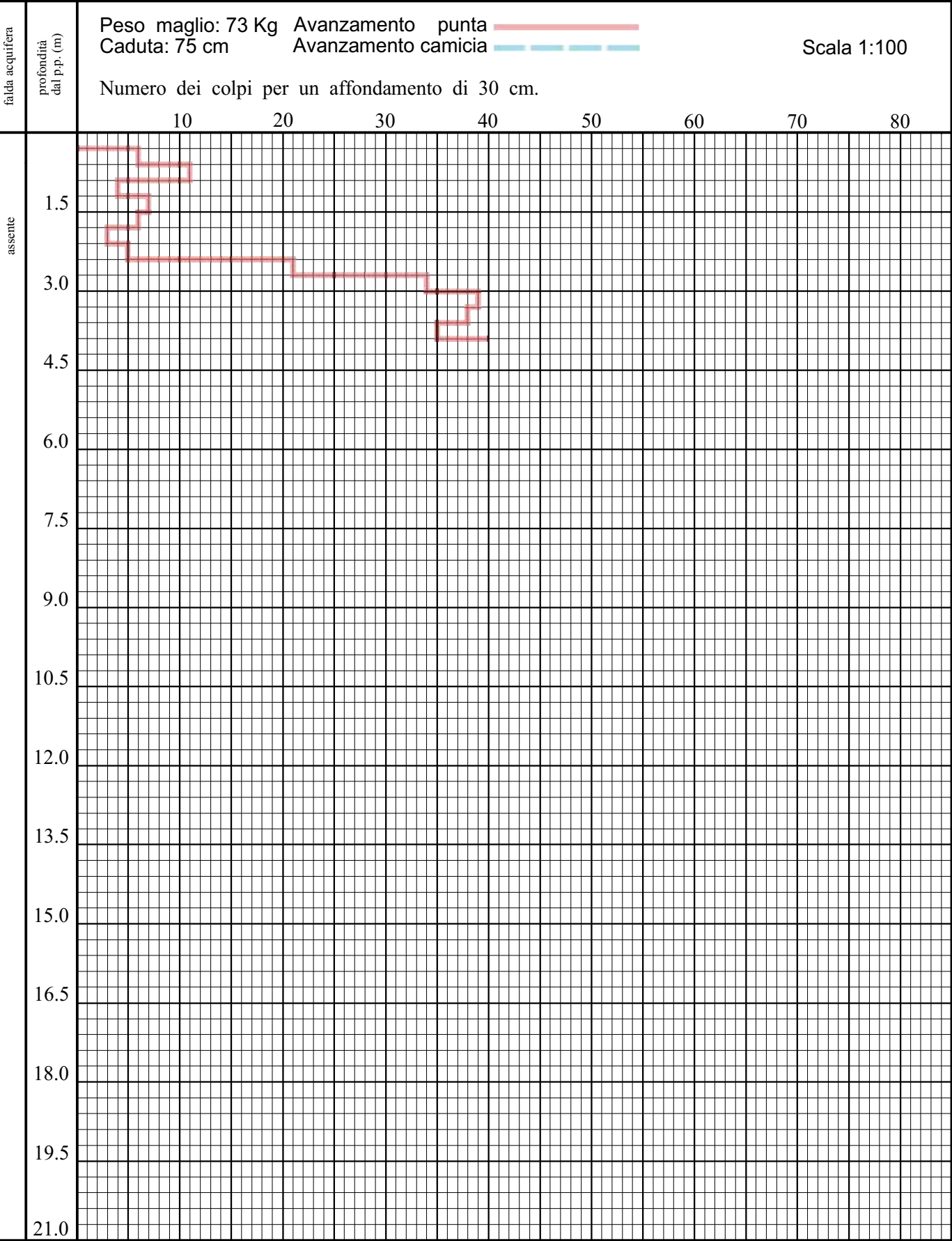
Via F.lli Bandiera, 2  
24048 Treviolo (BG)  
tel. 035/6221296

**PROVA PENETROMETRICA N. 3**

Località: Brognolo - Rodengo Saiano (BS)

Data: 09/04/2018

Quota inizio: p.p. (99.95 m di ril.)



*Dr. Federico Mori*  
*Geologo*

## **ALLEGATO n°5: documentazione fotografica**

Foto 1. Scavo esplorativo S1



Foto 2. Scavo esplorativo S2



Foto 3. Prova penetrometrica dinamica P1 - Postazione



Foto 4. Prova penetrometrica dinamica P2 - Postazione



Foto 5. Prova penetrometrica dinamica P3 - Postazione

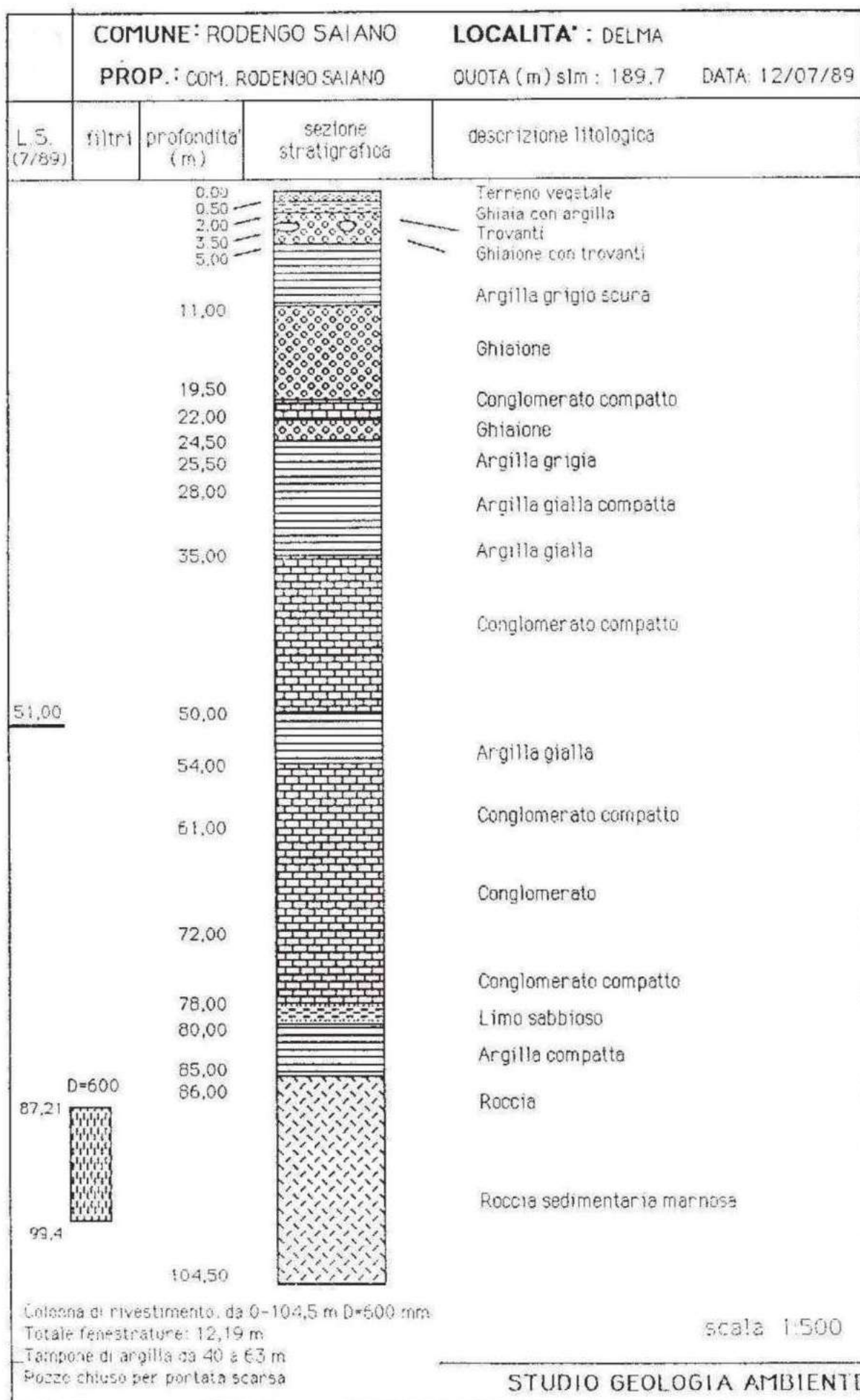


Foto 6. Punto di indagine geofisica HVSR



*Dr. Federico Mori*  
*Geologo*

## **ALLEGATO n°6: stratigrafia dei pozzi esistenti**



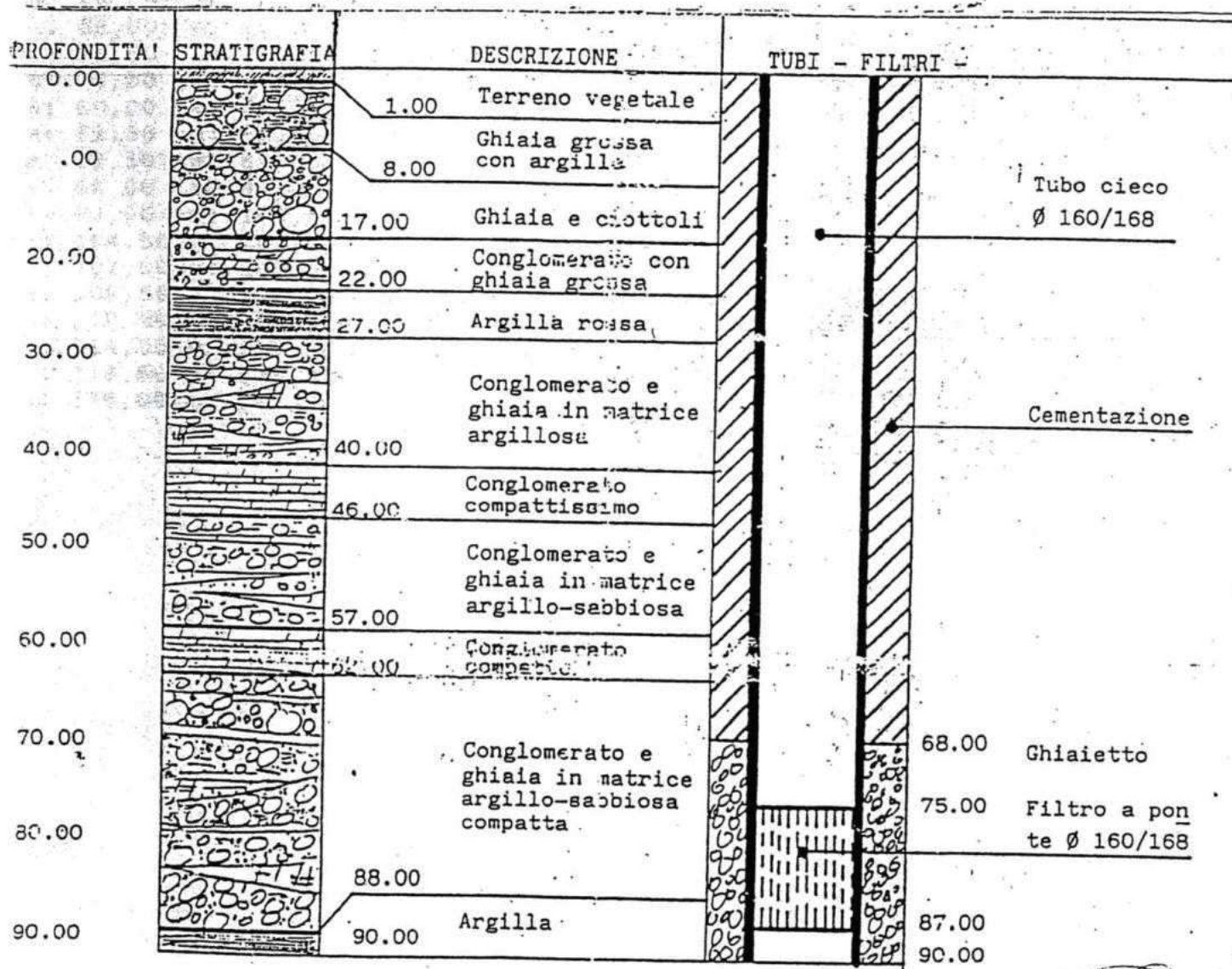
STUDIO GEOLOGIA AMBIENTE

## TRIVELLAZIONE POZZI ACQUA E IMPIANTI IDRAULICI IN GENERE

SPETT.LE  
RISTORANTE GIARDINO  
DI VIANELLI GREGORIO & C. (S.A.S.)  
VIA S. MARTINO, 17  
25050 PADERNO FRANCIACORTA (BS)

Poncarale, li Ottobre 88

17



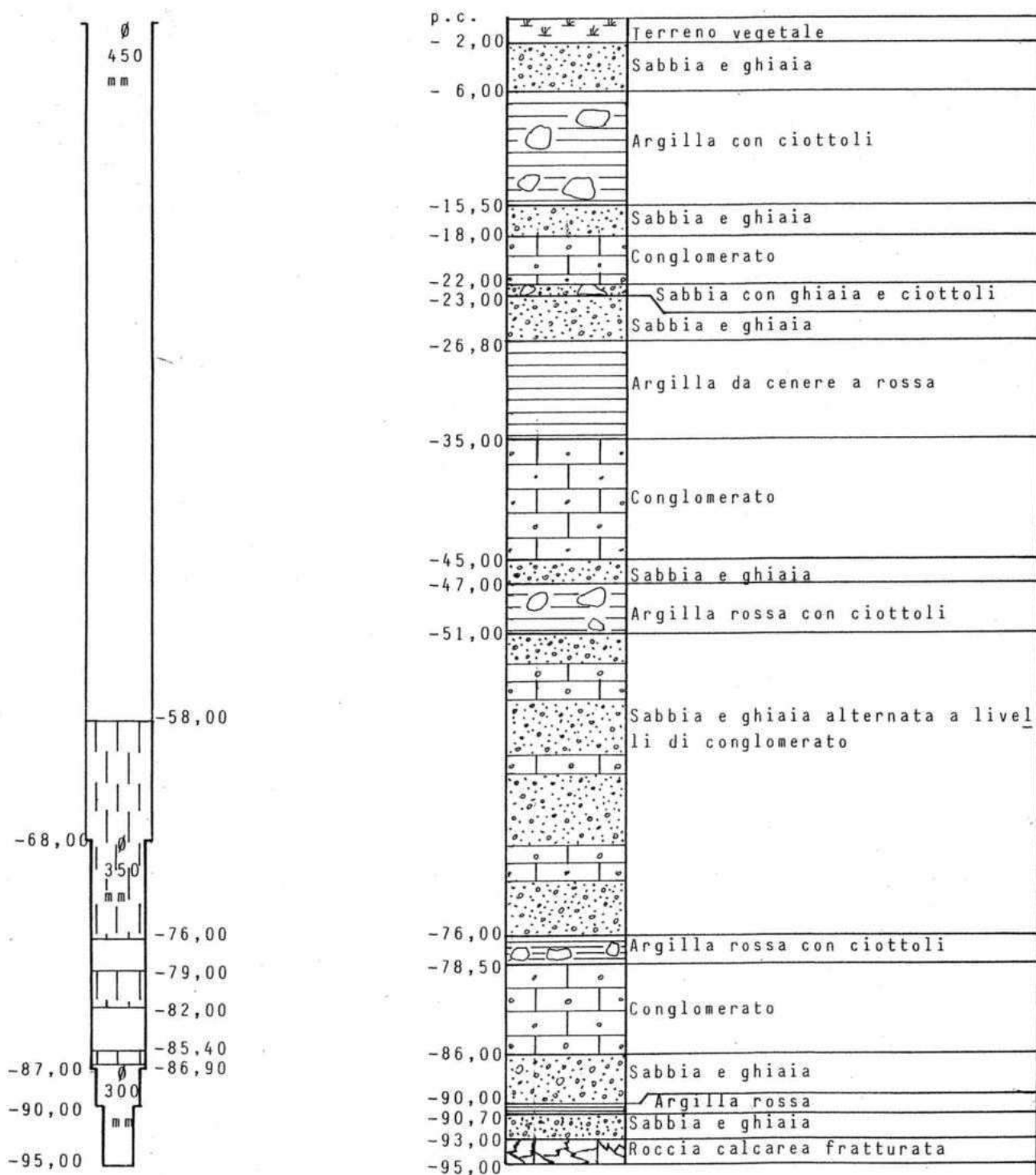
LIVELLO STATICO ML. 70,00

LIVELLO DINAMICO ML. 72,00

PORTATA ACQUA LT./SECONDO 7,00

Committente: Comune di Rodengo Saiano  
 Località: Rodengo Saiano (BS)  
 Anno di esecuzione: 1975

scala orizz. 1:40  
 scala vert. 1:500



Profondità: m 95  
 Colonna cieca: m 72,5  
 Colonna finestrata: m 22,5

Livello statico: -m 72,50  
 Livello dinamico: -m 75,00